

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE UNA
ARENA UNIFORME UTILIZANDO LA TEORÍA DE
ESTADO CRÍTICO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

DANIEL ALEJANDRO ROBLES LÓPEZ

ASESOR:

GUILLERMO JOSÉ ZAVALA ROSELL

Lima, Mayo, 2025

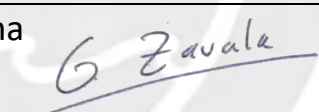
Informe de Similitud

Yo, **Guillermo José Zavala Rosell**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada **EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE UNA ARENA UNIFORME UTILIZANDO LA TEORÍA DE ESTADO CRÍTICO**, del autor **Daniel Alejandro Robles López**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 17%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 02/05/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 2 de mayo de 2025

Apellidos y nombres del asesor: Zavala Rosell, Guillermo José	
DNI: 07885623	Firma 
ORCID: 0000-0002-2077-5001	

RESUMEN

El comportamiento mecánico del suelo resulta determinante para la estabilidad y seguridad de infraestructuras civiles (edificios, presas, carreteras, entre otras), al incidir directamente en su capacidad portante y su deformación debida a la carga. Esta evaluación cobra especial relevancia en zonas sísmicamente activas, propensas a fenómenos como la licuación. Un ejemplo significativo se vivió en el terremoto de Pisco (2007), cuando la zona de Canchamaná (distrito de Tambo de Mora, Ica) experimentó deformaciones laterales severas que afectaron seriamente la infraestructura urbana y vial.

En este contexto, la presente investigación analiza experimentalmente el comportamiento de la arena uniforme de Canchamaná, clasificada como arena mal graduada (SP) con partículas angulares, bajo el marco de la Teoría del Estado Crítico. Para ello, se realizaron 23 ensayos triaxiales en condiciones consolidadas drenadas (CD) y consolidadas no drenadas (CU). Las muestras fueron remoldeadas mediante los métodos de “*dry tamping*” y “*wet tamping*”, se prepararon tanto en estado suelto como en estado denso, y se ensayaron en un equipo triaxial estático GDS Instruments.

El programa experimental contempló un estricto control de las etapas de percolación, saturación, consolidación y rotura. Durante la saturación, se inyectó CO₂ para eliminar el aire atrapado en los poros e incrementar así el grado de saturación de las muestras. Los ensayos se extendieron hasta alcanzar más del 25 % de deformación axial, permitiendo capturar la respuesta completa del suelo hasta llegar a su estado crítico. Adicionalmente, para todos los ensayos procesados se utilizaron las mediciones de esfuerzo efectivo medio (p'), esfuerzo desviador (q), deformación axial de la muestra (ϵ), variación de volumen (ΔV) y variación de presión (Δu), y se graficaron los espacios p' vs. q , ϵ vs. q/p' , ϵ vs. q y, dependiendo del tipo de ensayo (drenado o no drenado), ϵ vs. ΔV o ϵ vs. Δu , respectivamente.

Los resultados permitieron determinar la Línea de Estado Crítico (CSL) y diferenciar tres comportamientos principales: licuable, contractivo y dilatante. Asimismo, se observó la presencia de dos segmentos en la CSL, atribuibles a la rotura de partículas bajo altas presiones efectivas y grandes deformaciones. La evidencia de licuación estática resaltó la importancia de la variación volumétrica en el análisis geotécnico. Se obtuvieron parámetros fundamentales como el parámetro de estado (Ψ) y el estado de presiones índice (I_p) como soporte para definir el comportamiento del suelo. Además, se determinó con la correlación entre la curva de consolidación normal y la CSL, claves para describir la evolución tenso deformacional del suelo.

En conjunto, estos hallazgos confirman la relevancia de los ensayos triaxiales bajo el enfoque de estado crítico y constituyen una base sólida para la calibración de modelos constitutivos más precisos. Finalmente, la investigación ofrece información esencial para el diseño geotécnico y la mitigación de riesgos en regiones con alta sismicidad, fomentando la seguridad estructural y una planificación urbana más resiliente frente al fenómeno de licuación.

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a mi asesor y amigo, Guillermo, por su confianza y por compartir conmigo sus valiosas enseñanzas. A Dennys, por su paciencia, por transmitirme su conocimiento con generosidad y por exigirme siempre un poco más, impulsándome a lograr mejores resultados.

Extiendo mi agradecimiento al personal técnico y administrativo del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la PUCP, en especial a Carlos y Pinco, cuyo apoyo constante fue fundamental a lo largo de esta investigación.

A mi madre, Juliana, por su amor incondicional y guía permanente, y a mi abuela, por su protección y aliento en cada etapa de mi vida.
A toda mi familia, gracias por su respaldo y afecto inquebrantables.

Tabla de Contenido

1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Antecedentes	2
1.4. Justificación	4
1.5. Alcance	4
2. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Propiedades índice	6
2.2. Esfuerzos y Deformaciones en Suelos	8
2.2.1. Esfuerzos Efectivos.....	8
2.2.2. Análisis de esfuerzos mediante el círculo de Mohr.....	9
2.2.3. Resistencia al corte de los suelos.....	10
2.2.4. Teoría de falla Mohr-Coulomb	13
2.2.5. Trayectorias de Esfuerzos.....	14
2.3. Dilatancia	15
2.4. Ensayos triaxiales.....	19
2.4.1. Ensayo consolidado drenado (CD)	22
2.4.2. Ensayo consolidado no drenado (CU)	23
2.5. Estado crítico del suelo	25
2.5.1. Densidad relativa y parámetro de estado (Ψ).....	28
2.5.1. Estado crítico y línea de consolidación normal.....	31
2.6. Respuesta Monotónica en Arenas	32
2.6.1. Drenado.....	33
2.6.2. No Drenado.....	35
3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	40
3.1. Equipos	41
3.1.1. Base y celda triaxial.....	42
3.1.2. Unidad de adquisición de datos.....	43
3.1.3. Controladores de presión.....	44
3.1.4. Celda de carga interna sumergible.....	45
3.2. Material de Ensayo.....	45
3.3. Programa de Ensayo.....	46
3.4. Preparación de Muestra.....	48
3.5. Procedimiento de ensayo.....	54
3.5.1. Percolación.....	55
3.5.2. Saturación.....	56
3.5.3. Consolidación.....	57
3.5.4. Rotura.....	58
3.5.5. Medición de relación de vacíos.....	60
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS	61
5. CONCLUSIONES	80
6. RECOMENDACIONES	82
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84
ANEXO.....	87

Índice de Figuras

Figura 2.1 Componentes de un suelo en estado natural Nota. Tomado de “Principles of Geotechnical Engineering” por Braja & Khaled (2014).	7
Figura 2.2 Partícula de suelo en contacto Nota. Adaptado de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz, R. & Kovacs, W. (1981).....	9
Figura 2.3 Esfuerzos principales en un elemento de suelo Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	9
Figura 2.4 Representación de esfuerzo desviador (t) en círculo de Mohr Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	10
Figura 2.5 Efecto de presión de poros - Esfuerzos Totales y Efectivos Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	10
Figura 2.6 Modos típicos de falla Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes (1995).	11
Figura 2.7 Definición de falla Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes, 1995.....	12
Figura 2.8 Envoltorio de falla de Coulumb Nota. Adaptado de “Principles of Geotechnical Engineering”, por Braja (2014).	13
Figura 2.9 Relaciones geométricas en el Círculo de Mohr Nota. Adaptado de “Principles of Geotechnical Engineering”, por Braja (2014).....	14
Figura 2.10 Trayectorias de esfuerzo en el espacio p/q Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	15
Figura 2.11 Diferentes comportamientos de dilatación en arenas con diferentes grados de empaquetado Nota. Traducido de “Dynamics of pile – supported structures in seismically liquefiable soils”, por Lombardi (2014).....	16
Figura 2.12 Suelo denso: Resistencia y cambio de volumen Nota. Traducido de “On the fundamental nature of the state parameter”, por Jefferies (2022).	16
Figura 2.13 Definición de Dilatación Tomado de “Soil Liquefaction – A Critical State Approach”, por Jefferies & Been (2016).	17
Figura 2.14 Resistencia del Suelo al Corte Nota. Traducido de “Soil Mechanics Fundamentals”, por Budhu (2015).....	18
Figura 2.15 Modos de falla típicos en ensayos triaxiales Nota. Adaptado de “Soil Mechanics Fundamentals”, por Budhu (2015).	20
Figura.2.16 Ensayo Triaxial Nota. Adaptado de “Soil Mechanics Fundamentals”, por Budhu, 2015.	21
Figura 2.17 Cambio de esfuerzo durante la aplicación de fuerzas Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos” por Withlow (1994).	21
Figura 2.18 Casos de análisis de largo plazo para ensayos drenados Nota. Tomado de “Triaxial testing of soils” por Lade (2016).	23
Figura 2.19 Condiciones de esfuerzo en ensayos CD Nota. Traducido de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz et al. (1981).	23
Figura 2.20 Casos de análisis de corto plazo para ensayos no drenados Nota. Traducido de “Triaxial testing of soils” por Lade, 2016.....	24
Figura 2.21 Condiciones de esfuerzo en ensayos CU Nota. Traducido de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz et al. (1981).	25
Figura 2.22 Línea de Estado Crítico (CSL) en arenas, limos y arcillas Nota. Tomado de “On the fundamental nature of the state parameter”, por Jefferies (2022).	26
Figura 2.23 Proyección tridimensional de la línea de estado crítico Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	27
Figura 2.24 Estados Críticos: (a) Relación de Vacíos vs Esfuerzo Medio Efectivo y (b) Esfuerzo desviador vs Esfuerzo Medio Efectivo Nota. Traducido de “Critical State Soil Mechanics”, por Schofield, A. & Wroth, P. (1968).	28

Figura 2.25 Clasificación de estado inicial según densidad relativa Nota. Tomado de “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”, por Skempton (1986).	29
Figura 2.26 Parámetro de estado y CSL Nota. Traducido de “Soil Liquefaction”, por Jefferies, M. & Been, K. (2015).	30
Figura 2.27 Parámetros que relacionan estado inicial con CSL Nota. Traducido de “Fundamentals of soil behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	31
Figura 2.28 Líneas de consolidación y estado crítico – Trayectoria CU y CD Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).	32
Figura 2.29 Estado inicial en relación con la línea de estado crítico o estado estacionario y su influencia Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	33
Figura 2.30 Esfuerzo desviador y cambio de volumen en ensayo triaxial drenado (CD) Nota. Adaptado de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	34
Figura 2.31 Resultados de ensayo triaxial CD en arena con diferentes densidades relativas Nota. Adaptado de “Effect of Particle Characteristics on Soil Strength”, por Koerner (1970).	35
Figura 2.32 Esfuerzo desviador y cambio de presión de poros en ensayo triaxial no drenado (CU) Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	36
Figura 2.33 Respuestas típicas de especímenes de arena en ensayos CU a diferentes densidades relativas Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	37
Figura 2.34 Respuestas típicas de arenas en ensayos CU a diferentes densidades relativas (a) Trayectoria de esfuerzos efectiva para arena muy suelta y suelta, (b) arenas medianamente densas y densas. Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).	38
Figura 2.35 4 etapas características en respuesta no drenada de arenas Nota. Tomado de “Undrained monotonic response of clean and silty sands”, por Murthy et al. (2007).	38
Figura 2.36 Caracterización alternativa de respuestas de arenas en ensayos CU Nota. Tomado de “Prediction of Undrained Monotonic and Cyclic Liquefaction Behavior of Sand with Fines Based on the Equivalent Granular State”, por Rahman et al. (2014).	39
Figura 3.1 Vista general de GDSTAS	41
Figura 3.2 Base y celda triaxial GDS	43
Figura 3.3 Unidad de Adquisición de Datos GDS	44
Figura 3.4 Controlador de Presión Digital Estándar de GDS (GDS STDDPC) Nota. Tomado de GDS Instruments	44
Figura 3.5 Celda de carga sumergible 10kN GDS	45
Figura 3.6 Foto microscópica de arena ensayada	46
Figura 3.7 Curva granulométrica de arena de Canchamaná	46
Figura 3.8 Factores que influyen la determinación del estado crítico Nota. Traducido de “The critical state and steady state of sand: A literature review”, por Kang et al. (2019).	48
Figura 3.9 Preparación de muestra: (a) Molde triaxial, (b) Piedra porosa sobre pedestal, (c) Colocación de membrana, (d) O-rings en la base, (e) Molde ensamblado, (f) Creación de vacío, (g) Apisonamiento de muestra, (h) Muestra enrazada, (i) Cámara de vacío, (j) Muestra con vacío, (k) Vylastic Sleeve en top cap	53
Figura 3.10 Conexión con Vylastic Sleeve de GDS Instruments entre Top Cap y Celda Sumergible Nota. Traducido de “47 GDS Helpsheets - Triaxial Testing Systems - Using the Extension Top Caps”, por GDS Instruments (s. f.)	54
Figura 3.11 Procedimiento Moist Tamping Nota. Traducido de “Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation”, por Sze & Yang (2014).	54
Figura 3.12 Medidor de Presión de Poros GDS con adaptador hacia la válvula de drenaje inferior	56
Figura 3.13 Relación parámetro B y Grado de Saturación Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes (1995).	57
Figura 3.14 Forma típica de curva de consolidación Nota. Traducido de “Triaxial testing of soils”, por Lade (2016).	58

Figura 3.15 Alineación horizontal entre top cap y celda de carga (a) superficie no horizontal con conexión esférica (b) superficie horizontal con conexión plana. Nota. Tomado de “Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples”, por da Fonseca et al. (2021).....	59
Figura 3.16 Espécimen al término de ensayo triaxial.....	60
Figura 4.1 Ensayo 100 - CU - MT - S - GDS - 01 – Caso Licuación y Contractivo Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros	63
Figura 4.2 Ensayo 100 - CU - MT - S - GDS – 01 – Caso Licuación y Contractivo Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos.....	63
Figura 4.3 Ensayo 300-CU-07 (0,98) – Caso Dilatante Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros	64
Figura 4.4 Ensayo 300-CU-07 (0,98) – Caso Dilatante Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos.....	64
Figura 4.5 Ensayo 700 - CU - MT - S - GDS - 11– Caso Contractivo Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros	65
Figura 4.6 Ensayo 700 - CU - MT - S - GDS – 11 – Caso Contractivo Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos	66
Figura 4.7 Ensayo 600 - CD - 03 (1.00) – Caso Contractivo Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Variación de Volumen.....	66
Figura 4.8 Ensayo 200 - CD - 01 (0.97) – Caso Dilatante Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Variación de Volumen.....	67
Figura 4.9 Deformación Axial % q/p' (CU y CD) – Arena Canchamaná.....	69
Figura 4.10 Deformación Axial % q/p' (CU) – Arena Canchamaná	70
Figura 4.11 Deformación Axial % q/p' CD – Arena Canchamaná.....	70
Figura 4.12 Curva de Estado Crítico Inicial (CU y CD).....	71
Figura 4.13 Tres etapas de CSL en el espacio e - $\log p'$ debido a la rotura de partículas Nota. Traducido de “Particle breakage and the critical state of sand”, por .Ghafghazi et al. (2014).....	72
Figura 4.14 Curvatura de CSL - Arena Erksak Nota. Traducido de “The critical state of sand”, por Been et al. (1991).....	72
Figura 4.15 Curva de Estado Crítico - Arena Canchamaná.....	73
Figura 4.16 Puntos finales de los ensayos CU y CD que alcanzaron el estado crítico	73
Figura 4.17 Zona Susceptible a Licuación - Arena de Canchamaná	74
Figura 4.18 Trayectorias de Esfuerzos (CU y CD).....	75
Figura 4.19 Línea de Estado Crítico – Arena Canchamaná - Espacio p' vs q	76
Figura 4.20 Trayectorias de Esfuerzos (CU)	76
Figura 4.21 Trayectorias de Esfuerzos (CD)	77
Figura 4.22 NCL - Arena Canchamaná con diferentes γ_d	79

Índice de Tablas

Tabla 2.1 Diagrama de Fases.....	7
Tabla 2.2 Relaciones Volumétricas y Gravimétricas.....	8
Tabla 2.3 Valores típicos de ángulo de fricción interna para arenas y limos.....	13
Tabla 2.4 Clasificación SUCS Arenas.....	27
Tabla 3.1 Principales componentes de un sistema triaxial automatizado de GDS.....	42
Tabla 3.2 Referencias del programa de ensayos	47
Tabla 3.3 Métodos de preparación y relaciones de vacío obtenidas	49
Tabla 3.4 Métodos de Preparación de Muestra.....	49
Tabla 4.1 Resumen de resultados - Ensayos CU y CD - Arena de Canchamaná.....	62
Tabla 4.2 Codificación de ensayos que alcanzaron el estado crítico	68
Tabla 4.3 Respuesta del Suelo utilizando el Parámetro de Estado y Estado de Presiones Índices	78

Nomenclatura

c	Cohesión	D _o	Densidad Relativa Después de la Consolidación
ϕ	Ángulo de fricción	D _f	Densidad Relativa en Estado Crítico
p	Esfuerzo Efectivo	e _o	Relación de Vacíos Después de la Consolidación
p'	Esfuerzo Medio Efectivo	e _f	Relación de Vacíos en Estado Crítico
q	Esfuerzo Desviador		
v	Volumen Efectivo		
e	Relación de Vacíos		
V	Volumen		
W	Peso		
V _T	Volumen total		
V _V	Volumen de vacíos		
V _A	Volumen de aire		
V _S	Volumen de sólidos		
V _W	Volumen de agua		
W _A	Peso del aire o gas		
W _W	Peso del agua		
W _S	Peso de sólidos		
W _T	Peso del total		
n	Porosidad		
S	Grado de Saturación		
ω	Contenido de Humedad		
γ_s	Peso Específico de Sólidos		
G _S	Peso Específico Relativo de Sólidos		
γ	Peso Específico del Suelo		
γ_d	Peso Específico del Suelo Seco		
γ_{sat}	Peso Específico del Suelo Saturado		
γ'	Peso Específico del Suelo Sumergido		
σ	Esfuerzo Normal Total		
u _w	Presión de Poros		
σ'	Esfuerzo Efectivo		
t	Esfuerzo Desviador		
τ	Esfuerzo Cortante		
ε	%Deformación Axial		
Γ	Ordena de la Línea de Estado Crítico		
λ	Gradiente de la Línea de Estado Crítico		
M	Pendiente de estado crítico en el espacio p':q (Número de Match)		
D _r	Densidad Relativa		
Ψ	Parámetro de Estado		
I _p	Estado de Presiones Índices		
N	Ordena de la Línea de Consolidación Normal		
e _f	Relación de Vacíos de Fabricación		
D _r	Densidad Relativa de Fabricación		

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

La seguridad de los proyectos de construcción, ya sean edificios, presas, carreteras u otras infraestructuras, depende del tipo suelo, su comportamiento y la capacidad portante de este. Se sabe que, si este material falla, las consecuencias pueden ser devastadoras, colocando en peligro vidas humanas y generando importantes pérdidas económicas. Asimismo, los suelos son materiales complejos que constan de una combinación de partículas sólidas, líquidos y gases en su composición natural, y esta distribución puede cambiar según las condiciones ambientales a las que están expuestos. Es en este sentido que garantizar la estabilidad de las estructuras construidas sobre los suelos, es esencial entender completamente el comportamiento de este material.

Tradicionalmente, en la ingeniería geotécnica, se han empleado parámetros como la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ) derivados de ensayos triaxiales o de corte directo para el diseño de cimentaciones y taludes. No obstante, estos enfoques suelen ser conservadores y, en consecuencia, un entendimiento más preciso del comportamiento de los suelos se revela como una necesidad del desarrollo e implementación de modelos constitutivos, como resaltan Mendoza y Muniz de Farias (2020). En este contexto, se origina la Teoría de Estado Crítico (TEC) como un enfoque para caracterizar la respuesta elastoplástica de los suelos ante la aplicación de cargas. Esta teoría se basa en la incorporación de dos invariables de esfuerzo, donde se identifican el esfuerzo efectivo (p) y el esfuerzo desviador (q), además, el parámetro de volumen efectivo (v) o relación de vacíos (e) son empleados para describir con los cambios de volumen del material como lo explica Reyes et al. (2003).

La presente investigación se centra en la caracterización experimental del comportamiento mecánico de una arena uniforme extraída de las pampas de Canchamaná, ubicadas en el distrito de Tambo de Mora. El objetivo principal es evaluar el comportamiento del material utilizando la Teoría del Estado Crítico bajo diversas condiciones de confinamiento y relación de vacíos. Para lograr este propósito, se determinará la Curva de Estado Crítico (CSL, por sus siglas en inglés) mediante la realización de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) y no drenados (CU). Estos ensayos permitirán analizar cómo varía la respuesta mecánica del suelo en diferentes escenarios de drenaje y esfuerzos aplicados. La definición de la CSL será fundamental para predecir el comportamiento final de la arena bajo diversas condiciones iniciales de relación de vacíos y confinamiento.

Además, se considera en el estudio la alta susceptibilidad de esta arena a la licuación, un fenómeno evidenciado durante el terremoto de Pisco en 2007. Este evento ocasionó una significativa extensión lateral del terreno, provocando daños graves en áreas urbanas e infraestructura vial (Meneses et al., 2010). Por esta razón, también se llevará a cabo un análisis de la susceptibilidad a la licuación estática de la arena de Canchamaná. Los resultados de esta investigación contribuirán a una comprensión más profunda del comportamiento de la arena, proporcionando criterios basados en datos experimentales que podrán ser utilizados en futuros proyectos de construcción y en la evaluación de riesgos geotécnicos en la región.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general.

Analizar experimentalmente el comportamiento mecánico de la arena uniforme de Canchamaná utilizando la Teoría del Estado Crítico, considerando diferentes condiciones de drenaje, confinamiento y relación de vacíos.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Caracterizar las propiedades físicas y mecánicas de la arena uniforme mediante métodos estandarizados.
- Definir la Curva de Estado Crítico (CSL) para la arena uniforme de Canchamaná mediante ensayos triaxiales bajo diferentes condiciones de confinamiento y relación de vacíos.
- Examinar y verificar la correlación entre la Curva de Consolidación Normal (NCL) y la Curva de Estado Crítico (CSL).
- Evaluar el potencial de licuación de la arena de Canchamaná bajo condiciones estáticas, utilizando los resultados de los ensayos triaxiales y la definición de la CSL.
- Ampliar la base de datos sobre el estado crítico para el desarrollo y la validación de modelos constitutivos basados en el estado crítico..

1.3. Antecedentes

Los antecedentes de esta investigación se enmarcan en el desarrollo de la teoría del estado crítico y su aplicación en la comprensión del comportamiento de los suelos.

Casagrande (1936), introdujo el concepto de la densidad crítica del suelo. Esta innovación marcó un avance significativo al enfatizar la relevancia de las propiedades volumétricas del suelo para predecir su comportamiento bajo condiciones específicas de carga y drenaje.

Casagrande descubrió que, a grandes deformaciones, el suelo puede sufrir deformaciones continuas sin cambios adicionales en su densidad, indicando que no se producirían cambios de volumen. Esta condición, denominada densidad crítica, implica que, si las arenas se someten a cizallamiento a esta densidad específica, no se observarán cambios de volumen durante el proceso. Por el contrario, si la densidad del suelo es inferior a la crítica, la deformación por corte provocará una expansión, y si es superior, se producirá una compactación. Posteriormente, la densidad crítica fue relacionada con la relación de vacíos crítica (CVR) por Roscoe et al. (1958), mediante ensayos triaxiales drenados y no drenados en arenas, perlas de vidrio y esferas de acero, se descubrió que los estados finales de esfuerzos y volúmenes de los materiales ensayados convergían a la línea de estado crítico en el espacio que intervienen las invariantes de esfuerzo medio efectivo (p'), relación de vacíos (e) y el esfuerzo desviador (q). En el caso de las arcillas en la Universidad de Cambridge se propusieron modelos clave para el estudio del comportamiento de arcillas, como Cam Clay y Granta Gravel, desarrollados por Schofield & Wroth (1968).

Posteriormente, en 1977, Castro y Poulos introdujeron el concepto *steady state* en arenas, similar al estado crítico, lo que inicialmente generó un conflicto de definiciones en la geotecnia. Poulos se vio obligado a clarificar en 1981 que el estado crítico es un caso particular del *steady state*, agregando que este último incluye además un esfuerzo cortante constante y una velocidad constante.

Jefferies y Been tomaron un importante rol en la investigación del comportamiento de las arenas desde la teoría del estado crítico y *steady state* es por ello por lo que, en 1985, mediante ensayos triaxiales con la arena Kogyuk, introducen el concepto de *state parameter* (ψ) que es usado como un medio matemático para predecir si la arena presentará un comportamiento contractivo o dilatante al estar expuesta a determinadas condiciones de esfuerzos. Posteriormente, Jefferies, Been y Hackey (1991) realizaron 56 ensayos triaxiales en la arena Erksak 330/0.7, dentro de su programa investigativo se utilizaron diferentes métodos de preparación de muestra, condiciones de drenaje y confinamientos, con el fin de determinar la línea de estado crítico (CSL), la cual finalmente se comprobó que presenta una curvatura a partir de una presión media efectiva (p') de 1000 kPa. Asimismo, se determinó que los métodos de remoldeo son importantes, pero influyen en baja medida en la determinación del CSL.

En base a las CSL determinadas experimentalmente en arenas, Jefferies (1993) propuso, a partir del modelo Cam Clay, un modelo generalizado denominado NorSand, el cual presentó una mediana precisión a la comparación de los resultados experimentales; sin embargo, marcó un hito para la formulación y ajuste de modelos matemáticos de estado crítico como el propuesto por Imam et al. (2005), aplicable a arenas con potencial de licuación.

Como se evidencia, se han presentado diferentes intervenciones y estudios experimentales con el propósito de determinar el comportamiento en las arenas y ajustar los modelos constitutivos propuestos para tener una mayor confiabilidad en la obtención de parámetros de diseño para proyectos de gran escala.

1.4. Justificación

Las características y el comportamiento del suelo tienen una importancia fundamental en la efectividad, la viabilidad económica y la seguridad de las obras de construcción que utilizan este elemento como base (Mitchell & Soga, 2005). Dada la importancia de este factor en la ingeniería geotécnica, a lo largo del tiempo, se han desarrollado diversas formulaciones teóricas destinadas a caracterizar el comportamiento del suelo en relación con sus propiedades índices, como la humedad, la relación de vacíos, la saturación, entre otras, y su respuesta bajo diferentes estados de esfuerzo y drenaje. Una de estas teorías destacadas es la del estado crítico.

La relevancia de este estudio radica en su contribución al entendimiento detallado de las propiedades y la respuesta mecánica de este tipo de suelo en un contexto geotécnico particular. Los hallazgos de esta investigación proporcionarán una base más sólida para la toma de decisiones informadas en proyectos de ingeniería civil, promoviendo diseños más seguros y eficientes.

1.5. Alcance

El presente trabajo de investigación se centrará en obtener la Curva de Estado Crítico (CSL) de la arena uniforme de Canchamaná. Para lograr este objetivo, se realizarán ensayos triaxiales tanto consolidados drenados (CD) como consolidados no drenados (CU) mediante el método de deformación controlada. Cada espécimen será preparado mediante el método de compactación húmeda (*moist tamping*, MT) y el método de compactación seca (*dry tamping*, DT) para asegurar diferentes relaciones de vacíos, facilitando el estudio

del comportamiento del material bajo condiciones tanto sueltas como densas. Adicionalmente, se variarán las presiones de confinamiento para generar un conjunto amplio de datos, que permitirá trazar una curva de ajuste precisa de la CSL con un factor de correlación cercano a 1. Este enfoque detallado ayudará a comprender mejor la influencia de las condiciones de densidad y confinamiento sobre el comportamiento mecánico de la arena en estado crítico.



2. MARCO TEÓRICO

Actualmente, el análisis de la respuesta mecánica de suelo se realiza bajo el criterio de falla Mohr – Coulomb, el cual presenta parámetros de ángulo de fricción (ϕ) y cohesión (c). Los cuales caracterizan el comportamiento del suelo a diferentes niveles de esfuerzos y permiten predecir el esfuerzo admisible de este material en diseño de cimentaciones, taludes y muros de contención.

La composición del suelo, su arreglo de partículas y su estructura porosa pueden variar en respuesta a cargas de compresión y corte. Estos cambios tienen un impacto directo en la capacidad de permeabilidad del suelo. En el caso de las arenas, la tasa de cambio volumétrico puede ser hasta diez millones de veces más rápida que la de una arcilla (Whitlow, 1994). Debido a los cambios volumétricos que se presentan en el suelo, surgió la necesidad de establecer el modelo de estado crítico, el cual relaciona las propiedades volumétricas del suelo y la respuesta del suelo en estas condiciones.

2.1. Propiedades índice

Las propiedades índice de los suelos constituyen un conjunto de parámetros fundamentales que caracterizan su comportamiento físico y mecánico, esenciales para la ingeniería geotécnica. Según Whitlow (1994), el entendimiento de estas propiedades es crucial para definir el estado físico del suelo, permitiendo así un diseño y análisis ingenieril preciso. Estas propiedades se relacionan directamente con las tres fases constituyentes del suelo: sólida, líquida y gaseosa, y es mediante su cuantificación y la relación entre ellas que se puede describir el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones.

En la práctica, la determinación de estas propiedades se inicia con la recopilación de datos básicos como volumen total, volumen de vacíos, volumen de aire, volumen de sólidos, volumen de agua, y los pesos correspondientes al aire, agua, sólidos, y total. En la **Figura 2.1**, se muestra la interacción los componentes de un suelo en estado natural de volumen V y peso W .

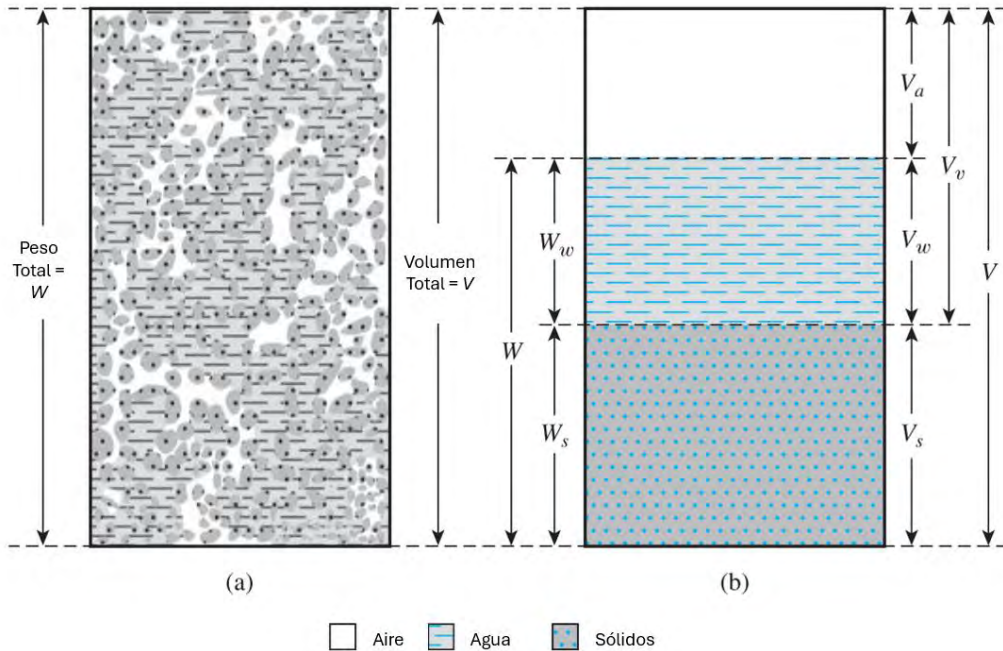


Figura 2.1 Componentes de un suelo en estado natural
 Nota. Tomado de “Principles of Geotechnical Engineering” por Braja & Khaled (2014).

Estos datos se organizan en un diagrama de fases, herramienta visual indispensable para el análisis posterior y la interpretación de las condiciones del suelo, tal como se muestra en la **Tabla 2.1**.

Tabla 2.1 Diagrama de Fases

Volúmenes			Pesos		
V_T	V_V	V_A	γ_a	W_A	W_T
		V_W	γ_w	W_W	
	V_S		γ_s	W_S	

Nota. Adaptado de “Soil Mechanics” por Barnes (1995).

Los cálculos de las respectivas propiedades y su clasificación por tipo de relación se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.2 Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

	Parámetro	Símbolo	Definición	Rango Típico
Relaciones entre volúmenes	Porosidad	n	$n = \frac{V_v}{V_t}$	0.2 a 0.6
	Relación de Vacíos	e	$e = \frac{V_v}{V_s}$	0.25 a 1.5
	Grado de Saturación	S	$S = \frac{V_w}{V_v}$	0 a 100%
Relaciones entre pesos	Contenido de Humedad	ω	$\omega = \frac{W_w}{W_s}$	0 a 70%
Relaciones entre pesos y volúmenes	Peso Específico de Sólidos	γ_s	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	2.6 a 2.8 gr/cm ³
	Peso Específico Relativo de Sólidos	G_s	$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	2.6 a 2.8
	Peso Específico del Suelo	γ	$\gamma = \frac{W_t}{V_t}$	1.4 a 2.3 gr/cm ³
Estados límite	Peso Específico del Suelo Seco	γ_d	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$	0.9 a 2.2 gr/cm ³
	Peso Específico del Suelo Saturado	γ_{sat}	$\gamma_{sat} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V_t}$	1.4 a 2.4 gr/cm ³
	Peso Específico del Suelo Sumergido	γ'	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$	0.4 a 1.4 gr/cm ³

Nota. Extraído de “Propiedades índices de los suelos”, por Laboratorio de Mecánica de Suelos PUCP (s. f.).

2.2. Esfuerzos y Deformaciones en Suelos

2.2.1. Esfuerzos Efectivos.

El esfuerzo normal total (σ) aplicado a un suelo completamente saturado está compuesto por la presión de poros (u_w) y el esfuerzo efectivo (σ'). La presión de poros actúa en el agua y en las partículas del suelo en todas las direcciones con igual magnitud. Un cambio en la presión de poros no induce variaciones en el volumen ni influye en las condiciones de tensión para la falla; en contraste, todos los efectos relacionados con cambios en la resistencia al corte se deben exclusivamente a variaciones en la presión efectiva. El esfuerzo efectivo se refiere al contacto intergranular entre las partículas del suelo (ver la **Figura 2.2**). Terzaghi (1943) proporcionó la siguiente ecuación para definir el esfuerzo efectivo.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (1)$$

Donde:

σ = esfuerzo normal total

σ' = esfuerzo normal efectivo

u_w = presión de poros

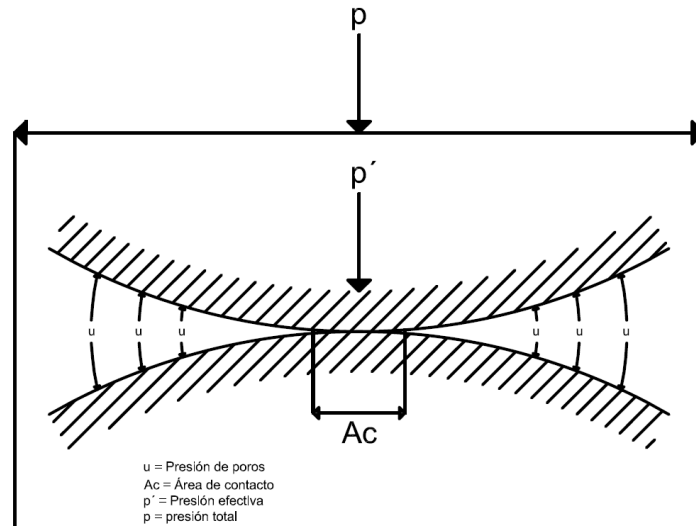


Figura 2.2 Partícula de suelo en contacto

Nota. Adaptado de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz, R. & Kovacs, W. (1981).

El empleo de los esfuerzos efectivos es importante, debido a que permite comprender el comportamiento del suelo, interpretar resultados de ensayos de laboratorio y realizar diseños ingenieriles (Holtz et al., 1981).

2.2.2. Análisis de esfuerzos mediante el círculo de Mohr.

El círculo de Mohr, un enfoque práctico, se emplea para el análisis de estados de esfuerzo bidimensionales, característicos de materiales como el suelo. En el contexto específico de la ingeniería geotécnica, se aplica para evaluar las condiciones de estabilidad de taludes. En la **Figura 2.3** proporcionada, se investiga una sección de suelo asociada con la hipotética superficie de falla de un talud. Este análisis comprende la determinación de los esfuerzos principales (σ_1 , σ_3), así como los componentes normales (σ_n) y cortante (τ).

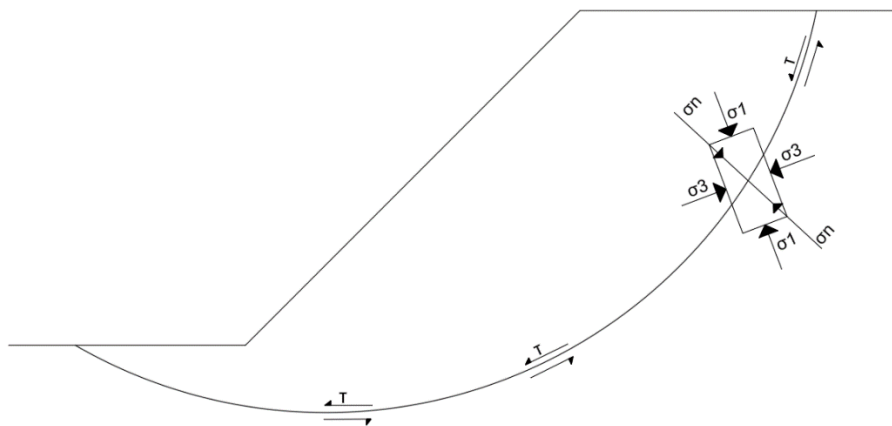


Figura 2.3 Esfuerzos principales en un elemento de suelo

Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).

En el contexto del análisis de resultados derivados de ensayos triaxiales, se emplea la construcción de círculos de Mohr utilizando los valores de los esfuerzos principales determinados. La representación del esfuerzo desviador (t) se ilustra en la **Figura 2.4**, donde su magnitud se refleja mediante el diámetro del círculo de Mohr. Este enfoque permite examinar los esfuerzos totales, considerando la posible influencia de la presión de poros. Cuando se presenta una presión de poros negativa (u negativo), el círculo de Mohr se desplaza hacia la derecha, mientras que en el caso de una presión de poros positiva (u positivo), se desplaza hacia la izquierda, como se ejemplifica en la **Figura 2.5**.

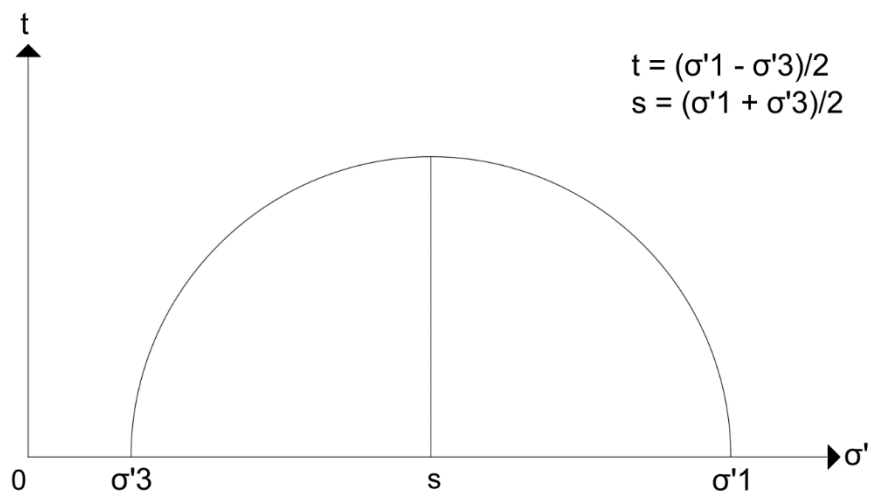


Figura 2.4 Representación de esfuerzo desviador (t) en círculo de Mohr
 Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).

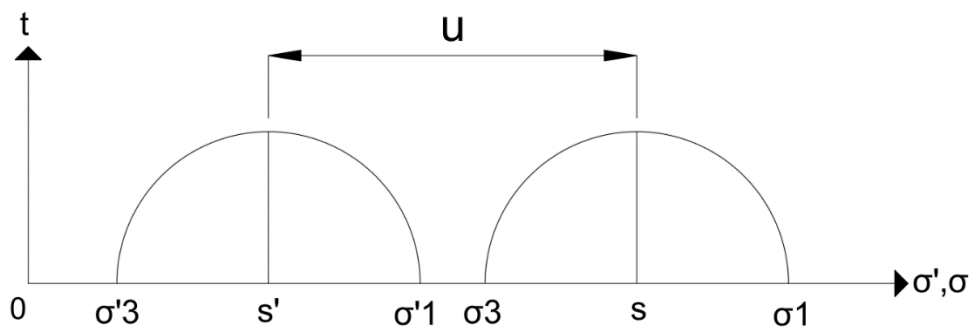


Figura 2.5 Efecto de presión de poros - Esfuerzos Totales y Efectivos
 Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).

2.2.3. Resistencia al corte de los suelos

La ocurrencia de la falla del suelo se origina cuando se alcanza el límite máximo de esfuerzo cortante que el material puede soportar. Este principio reviste una importancia

fundamental en la comprensión y predicción del comportamiento del suelo. Mediante la aplicación de métodos de análisis específicos, es factible determinar la carga máxima que el suelo puede resistir en diversas condiciones de servicio. Esto permite calcular un factor de seguridad adecuado para garantizar la estabilidad estructural a lo largo de su vida útil. Por ejemplo, en la **Figura 2.6** se ilustran los típicos modos de falla por corte que pueden surgir en el contexto de una zapata o un talud.

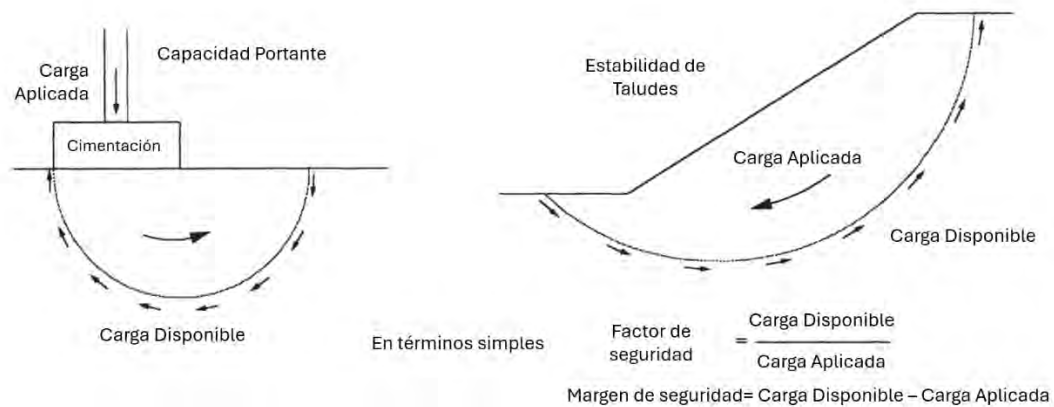


Figura 2.6 Modos típicos de falla
Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes (1995).

La **Figura 2.7** muestra la relación entre el esfuerzo y la deformación en un suelo sometido a fuerza cortante, presentando los casos característicos de arenas en estados sueltos y densos. Inicialmente, la relación entre las variables en la porción inicial de la curva puede ser considerada como lineal, lo que indica una fase elástica en la que el material retorna a su estado inicial al cesar la carga aplicada. Sin embargo, bajo una carga continua, el suelo experimenta deformaciones plásticas (Punto Y), evidenciando un reacondo de partículas.

Para arenas en estado denso, se observa un endurecimiento tras alcanzar un pico de esfuerzo (P), seguido de un debilitamiento estructural ambos tramos constituyen al comportamiento conocido como dilatación del suelo, que será analizado en secciones posteriores. En contraste, en arenas sueltas, el endurecimiento es más gradual, y el esfuerzo cortante tiende a volverse constante a partir del punto U. Es importante destacar que ambos estados de arena convergen en el punto C, que representa el estado crítico donde el material se deforma a esfuerzo constante y sin cambio de volumen. Además, el punto final R representa el esfuerzo residual o la última resistencia después de una deformación considerable, que puede ser menor o igual a la obtenida en el estado crítico. Este punto es

teóricamente aplicable a todos los sólidos; sin embargo, como señala Head (2014), tiene una mayor relevancia en suelos arcillosos.

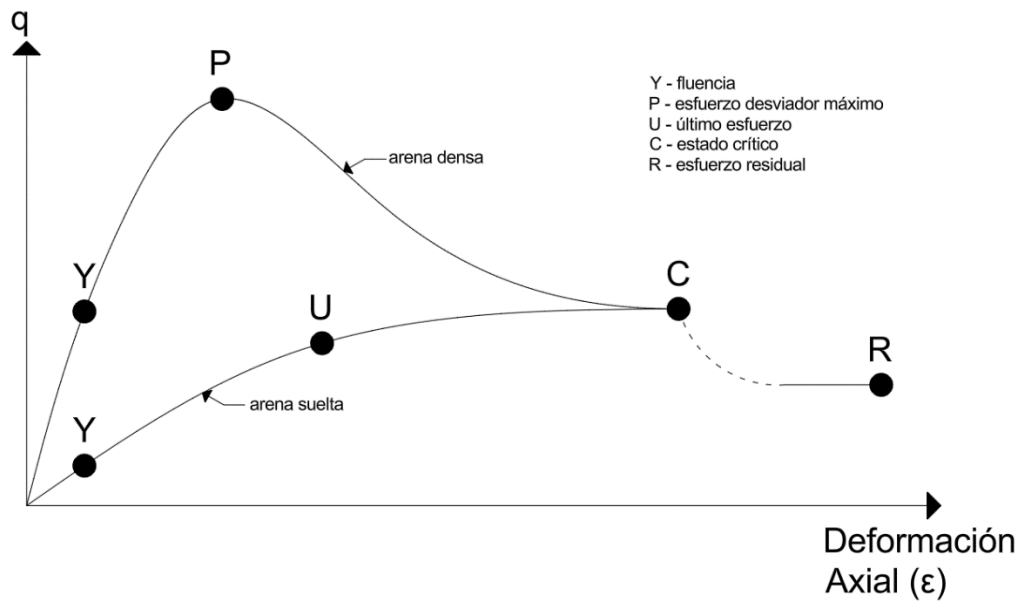


Figura 2.7 Definición de falla
Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes, 1995.

La relación entre el esfuerzo de compresión aplicado y la resistencia al corte del suelo fue establecida por Coulomb que supuso que la resistencia cohesiva (c) es constante para un suelo y no depende del esfuerzo a compresión aplicado. Asimismo, la resistencia a la fricción es directamente proporcional a la magnitud del esfuerzo normal que se desarrolla en el plano de deslizamiento. La ecuación que representa la falla es denominada criterio de falla de Coulomb y se expresa de la siguiente manera:

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan(\varphi') \quad (2)$$

Donde τ_{max} es la resistencia al corte del suelo, σ es el esfuerzo normal aplicado, φ es el ángulo de fricción interna. La ecuación (2) se emplea para suelos saturados donde participa el esfuerzo efectivo (σ'). Se debe considerar que los parámetros φ y c no son propiedades inherentes al suelo. La figura **Figura 2.8.b** representa la envolvente de falla definida por la ecuación (2) del suelo en el plano ab (**Figura 2.8.a**). La ocurrencia de falla en el plano de estudio se determina según su posición respecto a esta envolvente: si se sitúa sobre ella (como e, la falla es probable, mientras que estar por debajo de ella (como en el punto A) indica que la falla no ocurrirá. Condiciones similares al punto C, ubicadas por encima de la curva, no tienen relevancia en este contexto.

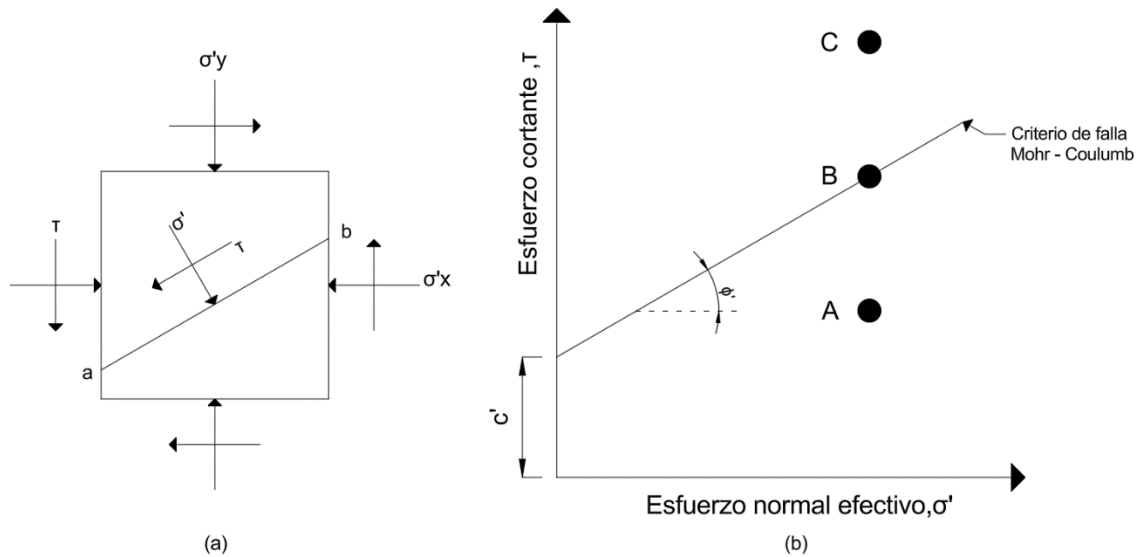


Figura 2.8 Envolvente de falla de Coulumb

Nota. Adaptado de “Principles of Geotechnical Engineering”, por Braja (2014).

En el caso de arenas y limos inorgánicos el valor de la cohesión al analizar esfuerzos efectivos (c'), teóricamente es 0. El ángulo de fricción ϕ' , algún caso se refiere al ángulo de fricción drenado. Los valores típicos de ϕ' para suelos no cohesivos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Valores típicos de ángulo de fricción interna para arenas y limos.

Tipo de Suelo	$\phi(^{\circ})$
Arena: Granos redondeados	
Suelta	27-30
Medianamente densa	30-35
Densa	35-38
Arena: Granos angulares	
Suelta	30-35
Medianamente densa	35-40
Densa	40-45
Grava con arena	34-48
Limos	26-35

Nota. Adaptado de “Principles of Geotechnical Engineering”, por Braja (2014).

2.2.4. Teoría de falla Mohr-Coulomb

Según Withlow (1994), en el caso de falla por corte, el círculo de Mohr que contiene el esfuerzo normal y de corte en el momento de deslizamiento es conocido como círculo límite. La recta tangente a los círculos de Mohr a diferentes esfuerzos se llama envolvente de falla. Para determinar la inclinación del plano de falla se traza el círculo de

Mohr con el esfuerzo mayor (σ'_1) y menor (σ'_3) como se muestra en la **Figura 2.9** y de ella se deduce la ecuación (3).

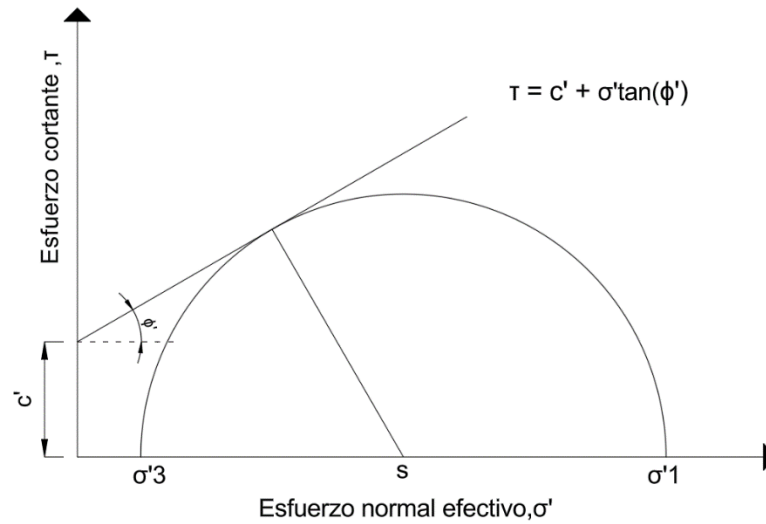


Figura 2.9 Relaciones geométricas en el Círculo de Mohr
 Nota. Adaptado de “Principles of Geotechnical Engineering”, por Braja (2014).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3)$$

2.2.5. Trayectorias de Esfuerzos

El comportamiento de un suelo está intrínsecamente ligado a la secuencia de esfuerzos a la que ha sido expuesto, que abarca desde su estado inicial en condiciones in situ hasta su estado final en el momento de la falla. Este intervalo temporal entre ambas condiciones se denomina trayectoria de esfuerzos, la cual puede ser visualizada y analizada mediante gráficas de esfuerzos totales y efectivos en los planos s' vs t' o s vs t , los cuales representan con facilidad estados de esfuerzo y están relacionados con el criterio de falla (Withlow, 1994). Los valores de s' y t' están dados por las siguientes ecuaciones:

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (4)$$

$$t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (5)$$

En la **Figura 2.10** se grafican los esfuerzos totales (TSP, por sus siglas en inglés "total stress path"), los cuales no han sido ajustados para considerar las presiones de poros

(u_w). Por otro lado, cuando se toman en cuenta estas presiones de poros, los esfuerzos resultantes son considerados efectivos (ESP, por sus siglas en inglés "effective stress path").

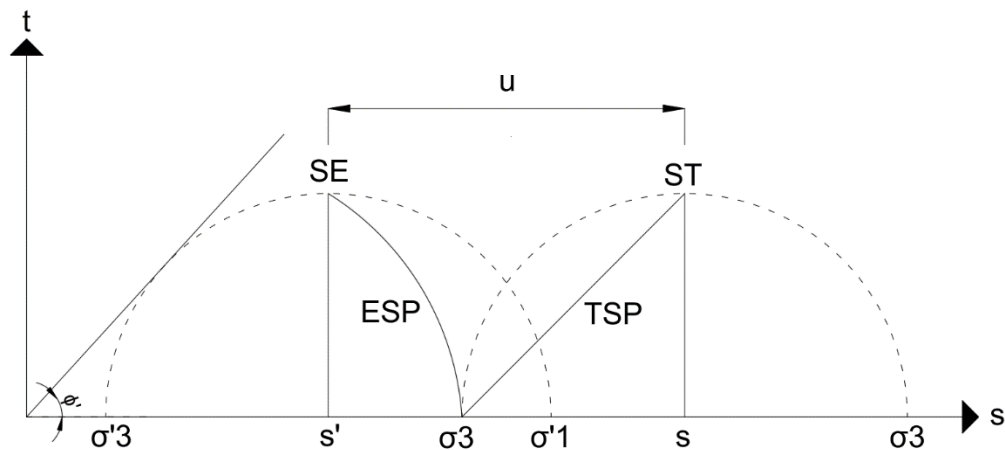


Figura 2.10 Trayectorias de esfuerzo en el espacio p/q
 Nota. Adaptado de "Fundamentos de Mecánica de Suelos", por Withlow (1994).

El uso del espacio t-s es una herramienta crucial para la aceptación o rechazo de ensayos triaxiales al evaluar los círculos de Mohr en su resistencia máxima. Estos ensayos deben presentar una recta tangente común para ser considerados en el análisis final de los datos. Adicionalmente, otra forma de representar la trayectoria de esfuerzos es en el espacio p' vs q' , lo cual facilita la representación de estados de esfuerzo con deformación plana, simétricos biaxial y verdaderamente triaxiales (Withlow, 1994), y cabe resaltar que este espacio es el utilizado para trazar la curva de estado crítico. Los valores de p' y q' se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 * \sigma'_3}{3} \quad (7)$$

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (8)$$

2.3. Dilatancia

Los suelos presentan características distintivas en comparación con otros materiales utilizados en ingeniería, principalmente debido a sus notables cambios volumétricos. Durante la aplicación de fuerzas de corte, se observa un incremento en el volumen del suelo cuando este se encuentra inicialmente en un estado denso, mientras que, en contraste, si su estado inicial exhibe una alta relación de vacíos, se tiende a una reducción en el volumen.

Estas variaciones pueden ser comprendidas desde la perspectiva del ordenamiento de partículas, como se ilustra en la **Figura 2.11**. En el caso de suelos en estado suelto, la disposición de las partículas se organiza en capas, y al aplicar fuerzas horizontales, estas partículas se desplazan hacia los espacios vacíos, dando la impresión de compactación. Por otro lado, en suelos densos, las partículas presentan una disposición desordenada, y al someterlas a fuerzas similares, tienden a ocupar los espacios vacíos, induciendo un fenómeno de endurecimiento conocido como trabazón o *interlocking*, tal como se muestra en la **Figura 2.12**. Posteriormente, al disiparse este fenómeno durante el movimiento, las partículas tienden a desplazarse unas sobre otras, resultando en un aumento en el volumen del material.

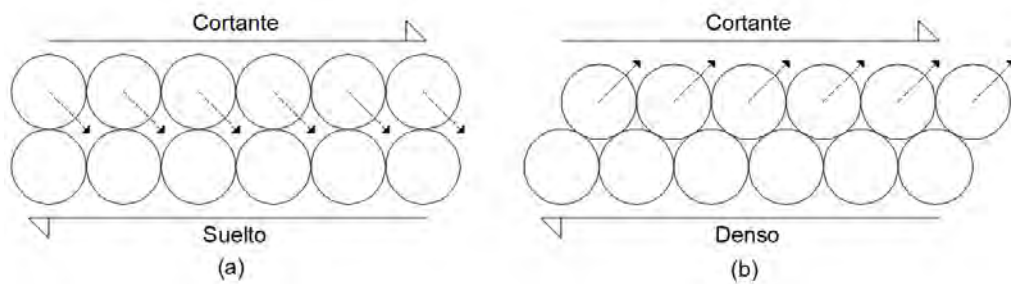


Figura 2.11 Diferentes comportamientos de dilatación en arenas con diferentes grados de empaquetado

Nota. Traducido de “Dynamics of pile – supported structures in seismically liquefiable soils”, por Lombardi (2014).

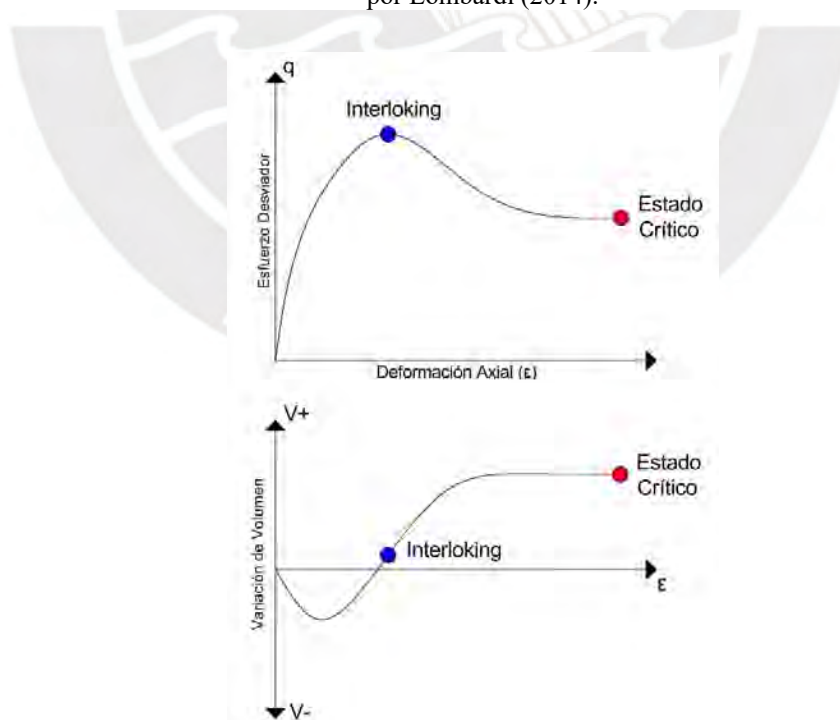


Figura 2.12 Suelo denso: Resistencia y cambio de volumen

Nota. Traducido de “On the fundamental nature of the state parameter”, por Jefferies (2022).

La tendencia de los suelos al cambiar de volumen en la fase de corte se llama dilatación y es el aspecto más importante para entender la respuesta del suelo y, asimismo, para determinar el estado crítico. Jefferies & Been (2015), menciona que se debe tener cuidado en la convención de signos al cuantificar la dilatación. Una dilatación positiva hace referencia a un aumento de volumen, lo cual es incompatible en relación con los esfuerzos del suelo porque un esfuerzo positivo es considerado en estados de compresión que originan una reducción de volumen. Con el fin de determinar la dilatación se definen dos conceptos (ver **Figura 2.13**):

- Definición absoluta: La dilatación es el cambio en la deformación volumétrica incurrida desde la condición inicial.
- Definición de variación: La dilatación es la relación entre la tasa (o incremento) del cambio de volumen con tasa (o incremento) de la deformación por corte.

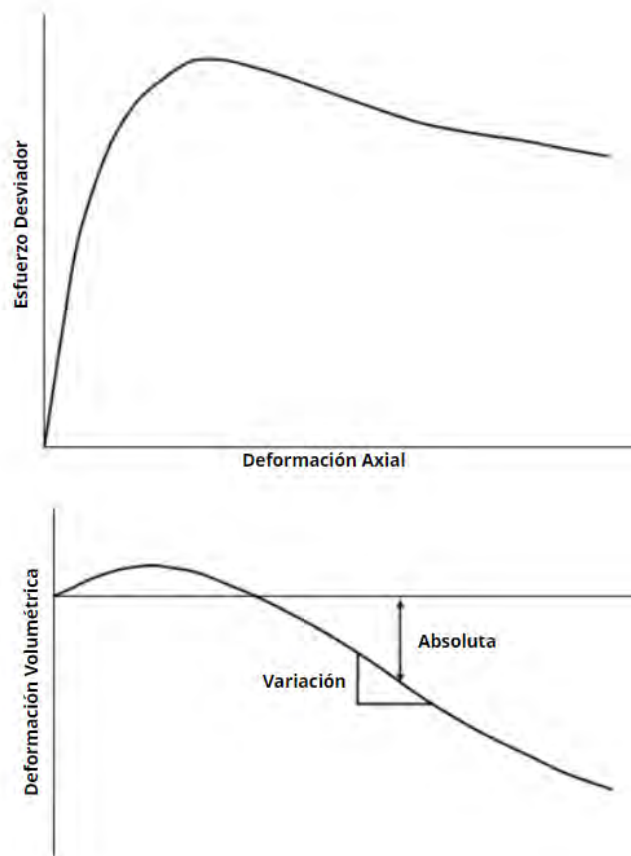


Figura 2.13 Definición de Dilatación
Tomado de “Soil Liquefaction – A Critical State Approach”,
por Jefferies & Been (2016).

Según Budhu (2015), existen dos grupos de suelos (Tipo I y II) que son caracterizados de acuerdo con la deformación axial y resistencia al corte que presentan ante la aplicación de un esfuerzo efectivo vertical (normal) y un incremento en el *shear strain*.

Los suelos tipo I son arenas sueltas y arcillas ligeramente sobreconsolidadas ($OCR \leq 2$). Su comportamiento, como se muestra en la **Figura 2.14.a)** se basa en un incremento gradual del esfuerzo cortante hasta que alcanza a deformarse a un esfuerzo constante, el cual es llamado *critical state shear stress*. A medida que la deformación de suelo aumenta, su volumen disminuye y se densifica; es decir, se tiene un comportamiento contractivo.

Por otro lado, en el grupo de los suelos tipo II se encuentran las arenas densas y arcillas altamente sobreconsolidadas ($OCR > 2$). En la **Figura 2.14.a**, se observa que el esfuerzo cortante a comparación del tipo I, el esfuerzo cortante aumenta rápidamente hasta un valor pico a bajos *shear strains*. Después de ese máximo valor el esfuerzo decrece de manera suave hasta alcanzar el *critical state shear stress*. Durante este proceso el volumen del suelo disminuye al inicio y al final aumenta; en otras palabras, se denomina un comportamiento dilatante. El comportamiento descrito anteriormente se ve reflejado en las figuras **Figura 2.14.b** y **Figura 2.14.c** donde la relación de vacíos del suelo tipo I disminuye y presenta un comportamiento de compresión con respecto a la deformación vertical y en el caso del suelo tipo II se comprime y finalmente se expande, lo que conlleva a un aumento de la relación de vacíos. Ambos tipos de suelos se juntan de forma asintótica en la relación de vacíos crítica.

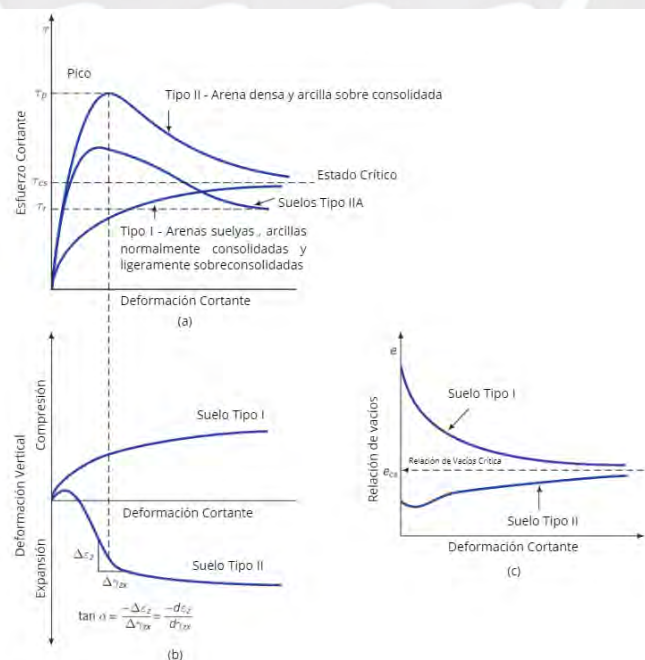


Figura 2.14 Resistencia del Suelo al Corte

Nota. Traducido de “Soil Mechanics Fundamentals”, por Budhu (2015).

2.4. Ensayos triaxiales

El inicio de la falla por corte se produce en un punto específico de un suelo cuando se alcanza una conjunción crítica de fuerza cortante y normal en una superficie que atraviesa dicho punto (Terzaghi, 1996). Diversos dispositivos han sido concebidos con el propósito de identificar y examinar estas combinaciones críticas, entre los cuales se encuentran:

- Ensayo de corte directo (*Direct shear test*).
- Ensayo triaxial (*Triaxial test*).
- Ensayo de corte simple directo (*Direct simple shear test*).
- Ensayo triaxial de deformación plana (*Plane strain triaxial test*).
- Ensayo de corte en anillo torsional (*Torsional ring shear test*).

El ensayo de corte directo y ensayo triaxial son los métodos más conocidos y empleados al determinar el ángulo de fricción (ϕ°) y la cohesión (c) de los suelos; el primero de ellos presenta desventajas porque no se puede controlar el drenaje del ensayo; además, en este ensayo se fuerza el plano de falla que no necesariamente es el plano más débil de la muestra. Debido a la necesidad de tener una mayor precisión en la descripción del comportamiento del suelo, surgió un nuevo ensayo denominado ensayo triaxial.

El ensayo triaxial, en comparación con el ensayo de corte directo, se distingue por su mayor complejidad y versatilidad, lo que lo convierte en una herramienta fundamental en la caracterización de suelos. Este método permite el control preciso de las condiciones de drenaje de la muestra y la aplicación de esfuerzos principales en los extremos del espécimen. En esencia, consiste en la aplicación de una carga que induce un esfuerzo cortante sobre un espécimen cilíndrico, el cual está sujeto a esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .

Durante el ensayo, se mantiene constante la presión de cámara (σ_3), mientras que se incrementa gradualmente la carga o presión vertical (σ_1) hasta que se alcanza el punto de falla del material. El esfuerzo axial se considera positivo si el ensayo es de compresión y negativo en el caso de extensión. Los distintos modos de falla observados en el ensayo triaxial se ilustran en la **Figura 2.15**, siendo el caso más común en arenas aquel en el que el espécimen se deforma en forma de barril, conocido como el primer modo de falla.

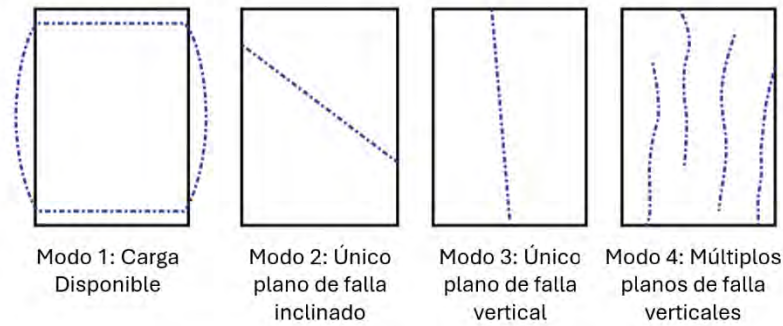


Figura 2.15 Modos de falla típicos en ensayos triaxiales
 Nota. Adaptado de “Soil Mechanics Fundamentals”, por Budhu (2015).

Barnes (1995) destaca que las dimensiones de los especímenes utilizados en los ensayos triaxiales siguen estándares establecidos, con un diámetro que varía desde 38 mm en adelante, y una relación altura: diámetro de 2:1, con el objetivo de garantizar que la sección media del espécimen sea el plano de falla dominante. Además, según da Fonseca et al. (2021), esta relación dimensional también ayuda a mitigar los efectos de restricción generados por la fricción entre la base de apoyo y el espécimen durante el ensayo. Además, estudios realizados por Kolymbas & Wu (1990) y Wichtmann & Triantafyllidis (2016) sugieren una relación de 1:1 únicamente para suelos sueltos, argumentando que en estado denso se produce una mayor concentración de esfuerzos en la base del espécimen.

El principio de esta prueba se muestra en la **Figura.2.16**, donde el espécimen de suelo está rodeado por una membrana de látex o caucho que permite mantener las presiones internas de la muestra y mantener un medio continuo de esta. Durante el proceso se tienen cuatro (04) etapas importantes, las cuales son percolación, saturación, consolidación y rotura. Estas etapas serán explicadas con mayor detalle en la sección de metodología.

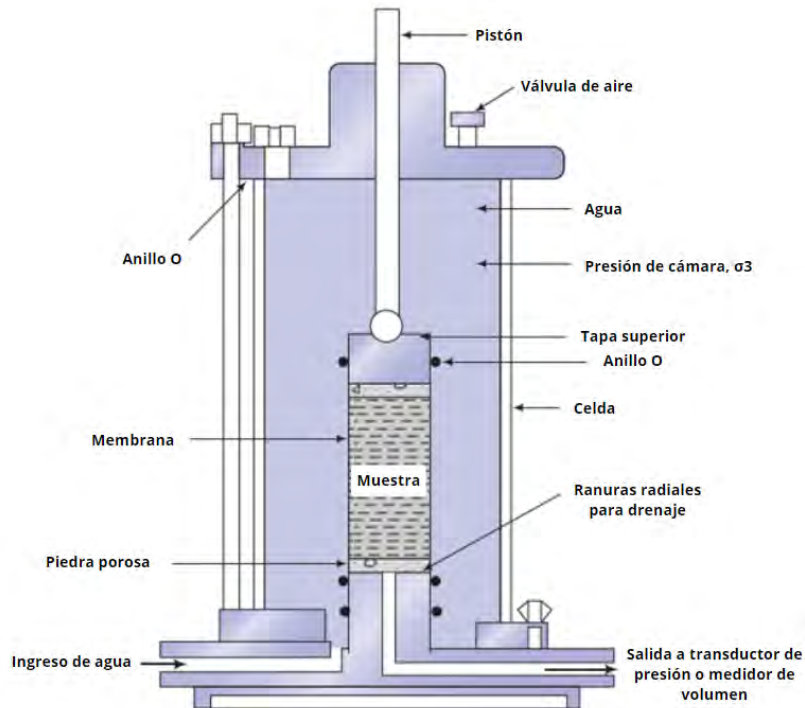


Figura.2.16 Ensayo Triaxial

Nota. Adaptado de "Soil Mechanics Fundamentals", por Budhu, 2015.

Dentro de las condiciones de drenaje son consideradas en la etapa de rotura y pueden ser controladas en el ensayo. Dentro de estas condiciones se encuentran las drenadas, las cuales son consideradas para diseños a largo plazo porque el exceso de poros se disipa con el tiempo; por otro lado, también se tiene la condición no drenada en la cual la presión de poros es imprescindible en el análisis porque afecta la estabilidad del suelo al disminuir los esfuerzos totales, los cuales pueden tender al valor 0 y se estaría generando el fenómeno de licuación de suelos. Lo explicado anteriormente se puede observar de manera gráfica en la **Figura 2.17**.

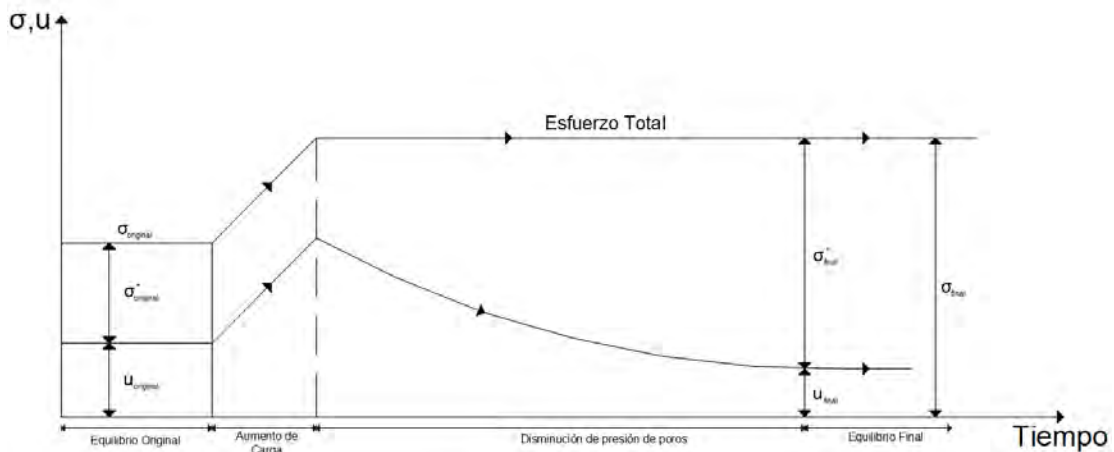


Figura 2.17 Cambio de esfuerzo durante la aplicación de fuerzas

Nota. Adaptado de "Fundamentos de Mecánica de Suelos" por Withlow (1994).

Además, Reyes et al. (2003) menciona que con este tipo de ensayos es posible determinar diferentes relaciones entre las variables que intervienen en la teoría del estado crítico y así construir un modelo numérico que puede predecir la respuesta del suelo ante diferentes sollicitaciones de carga, relaciones de vacío y drenaje.

2.4.1. Ensayo consolidado drenado (CD)

La facilidad de drenaje en este ensayo es con la finalidad de no exceder la presión de poros (positiva o negativa); es decir la presión de poros es igual a 0 ($\Delta u = 0$). En consecuencia, se produce que la presión de efectiva y total del suelo son iguales.

$$\sigma' = \sigma - u_w$$

$$\sigma' = \sigma$$

El volumen de la muestra durante la etapa de corte cambiará y ello conlleva a que el porcentaje de humedad, la relación de vacíos y la densidad seca de sólidos sean diferentes al final de la muestra a comparación del inicio de esta.

Las condiciones ingenieriles que se pueden simular al permitir las condiciones de drenaje son las siguientes (ver **Figura 2.18**):

- La mayoría de los casos que se presente arena gruesa o grava expuestas a cargas rápidas como en los movimientos telúricos.
- Caso que involucran arenas finas y limos con cargas que se aplican lentamente.
- En la aplicación de cargas durante mucho tiempo que permita disipar la presión de poros, por ejemplo:
 - Corte de taludes después de años de excavación
 - Terraplenes construidos de manera lenta por capas sobre depósitos de arcilla.
 - Presas de tierra con filtración constante.
 - Cimentaciones sobre arcillas después de tiempo de construcción.

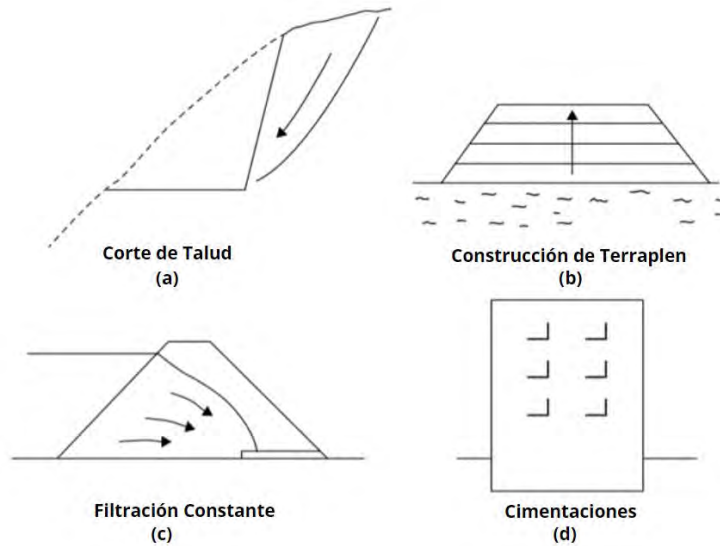


Figura 2.18 Casos de análisis de largo plazo para ensayos drenados
 Nota. Tomado de “Triaxial testing of soils” por Lade (2016).

En las etapas de consolidación, rotura y falla del ensayo drenado, los valores de la presión total, presión efectiva cambian como se muestra en la **Figura 2.19**.

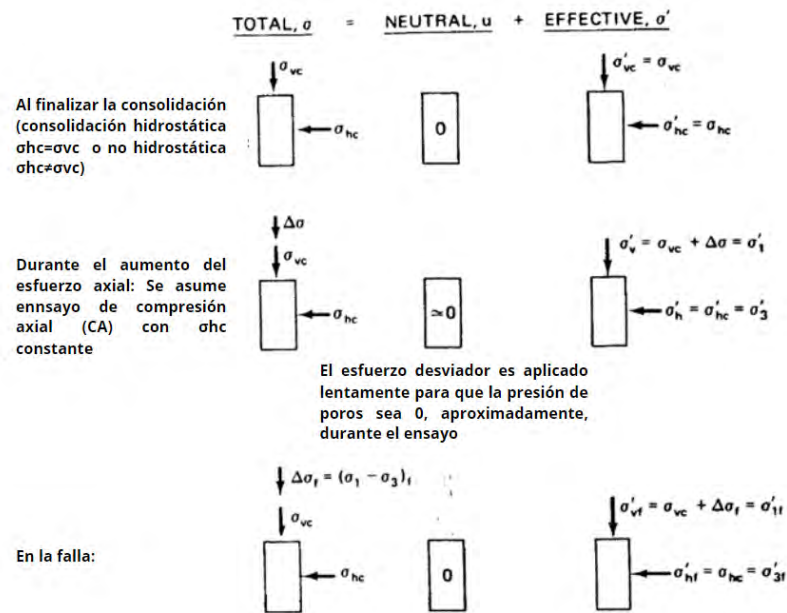


Figura 2.19 Condiciones de esfuerzo en ensayos CD
 Nota. Traducido de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz et al. (1981).

2.4.2. Ensayo consolidado no drenado (CU)

En esta prueba se garantiza el no drenado al cerrar las válvulas antes de que inicie la etapa de rotura o corte. La principal característica es que el volumen de la muestra no puede cambiar, debido que al cerrar las válvulas se impide la salida del agua. Además, al tener una variación nula de volumen ($\Delta V = 0$), la presión de poros aumenta ($\Delta u \neq 0$). Como

resultado se obtiene que la presión efectiva sea menor a las totales ($\sigma' < \sigma$). También, se considera que el porcentaje de humedad, la relación de vacíos y la densidad seca de los sólidos de la muestra serán los mismos al inicio y final del ensayo.

Las condiciones ingenieriles que se pueden simular al permitir las condiciones de no drenaje son las siguientes (ver **Figura 2.20**):

- Construcción de cimentaciones.
- Terraplenes de carreteras, presas, autopistas.
- Represas de tierra durante una rápida reducción

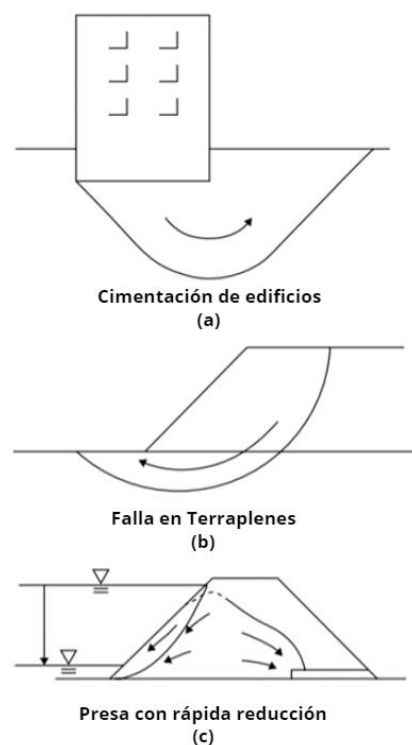


Figura 2.20 Casos de análisis de corto plazo para ensayos no drenados

Nota. Traducido de "Triaxial testing of soils" por Lade, 2016

En las etapas de consolidación, rotura y falla del ensayo no drenado, los valores de la presión total, presión efectiva cambian como se muestra en la **Figura 2.21**.

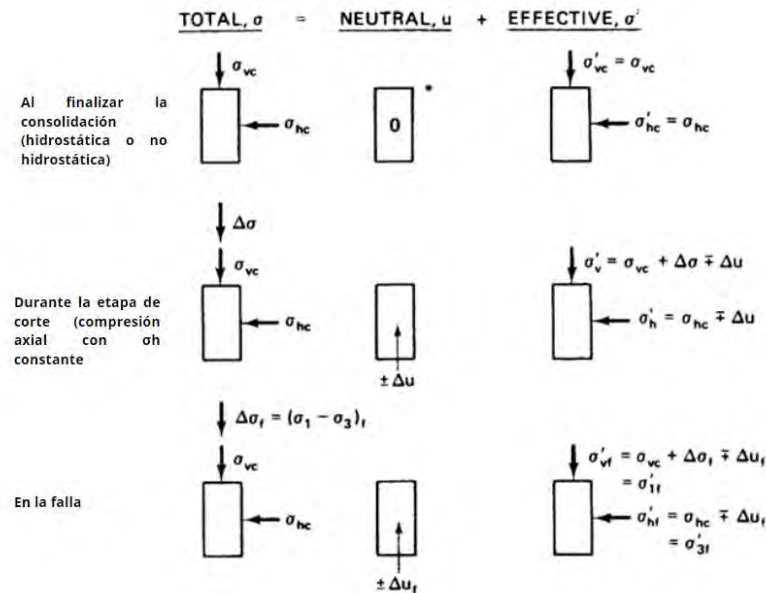


Figura 2.21 Condiciones de esfuerzo en ensayos CU
 Nota. Traducido de “An introduction to geotechnical engineering”,
 por Holtz et al. (1981).

2.5. Estado crítico del suelo

La teoría del estado crítico permite predecir el comportamiento del suelo con el empleo de tres invariantes de estado, de las cuales dos representan los estados de esfuerzos (p y q) y la tercera es el parámetro de volumen (e). El concepto fue adoptado por Schofield y Worth (1968), quienes definieron el estado crítico como aquella condición en que las partículas se distorsionan continuamente hasta generar un fluido friccional. En este estado el suelo se deforma a un volumen y esfuerzo constantes. Esta respuesta del suelo es determinada con dos ecuaciones bases que describen el CSL:

$$q = Mp' \quad (6)$$

$$\Gamma = e_c + \lambda \ln p' \quad (7)$$

Donde:

M = Pendiente de estado crítico en el espacio q/p'

Γ = Ordenada de la línea de estado crítico

λ = Gradiente de la línea de estado crítico

Las constantes M , Γ y λ representan las propiedades del suelo, es decir se pueden considerar como propiedades índice. A nivel microscópico, la ecuación (6) determina la magnitud del esfuerzo desviador (q) que necesita el material para que se deforme sin cambiar su volumen.

Por otro lado, macroscópicamente, la ecuación (7) establece que el volumen específico (v) disminuye a medida que el esfuerzo efectivo (p') incrementa.

Según Jefferies (1993), dentro del marco teórico propuesto por la Escuela de Cambridge para el estado crítico, se encuentran implícitamente dos axiomas fundamentales. El primer axioma establece que para cada material en el espacio e , q , p' , existe una única línea de estado crítico, lo que implica que el suelo puede deformarse a volumen y esfuerzo desviador constantes sin límites. Esta premisa se ilustra en la **Figura 2.22**, donde se presentan las líneas de estado crítico para arenas, arcillas y limos. De la figura se seleccionaron 4 arenas de las cuales sus propiedades índices se muestran en la **Tabla 2.4**. Como se aprecia las arenas tienen un bajo contenido de finos en su granulometría y tienen la misma clasificación SUCS, que en este caso es SP. Las arenas de Ticino y Ersak 330/0.7 tienen coeficiente de uniformidad, gravedad específica y forma de partículas parecidas. Asimismo, las arenas Changi y Fraser River tienen coeficiente de uniformidad y forma de partículas similares. A pesar de que entre estas arenas comparten valores de propiedades índice cercanos, su CSL es distinta y ello hace referencia al primer axioma del estado crítico. El segundo axioma sostiene que el CSL representa la última condición de distorsión total que puede experimentar el suelo, lo que significa que independientemente de su condición inicial, ya sea densa o suelta, el suelo alcanzará el estado crítico como su estado final.

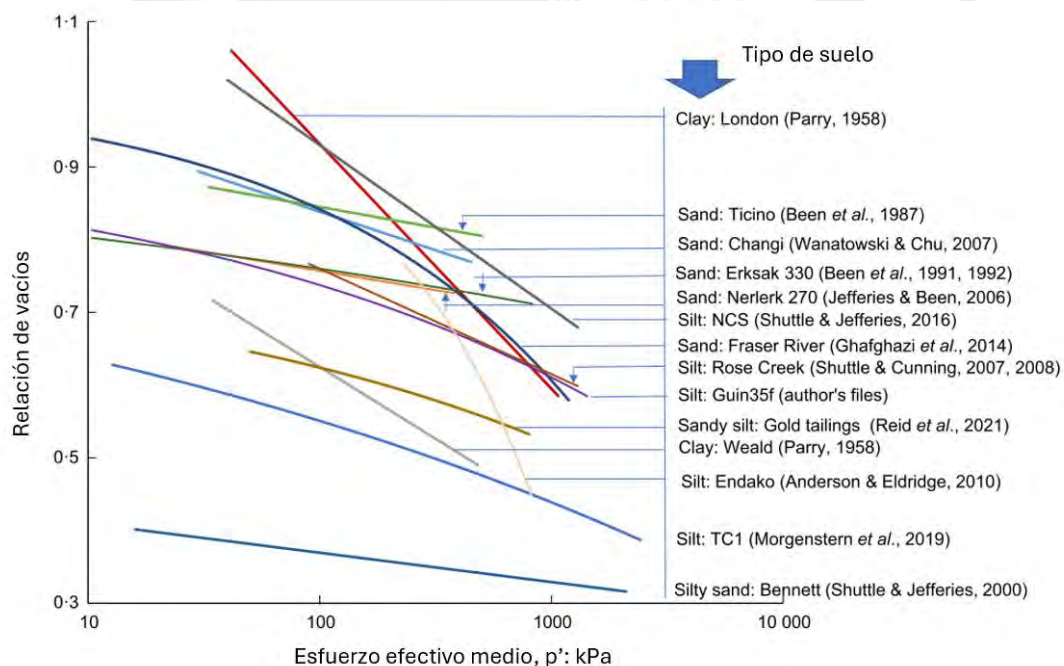


Figura 2.22 Línea de Estado Crítico (CSL) en arenas, limos y arcillas

Nota. Tomado de "On the fundamental nature of the state parameter", por Jefferies (2022).

Tabla 2.4 Clasificación SUCS Arenas

	Ticino	Ersak 330/0.7	Changi	Fraser River
D50 (μm)	530	330	300	271
D10 (μm)	360	190	180	161
Cu	1,6	1,8	2	1,9
%Pasante #200	0	0,7	0,4	0,8
GS	2,67	2,66	2,6	2,72
SUCS	SP	SP	SP	SP
Forma	Subredondeada	Subredondeada	Subangular	Subangular

Nota. Elaboración Propia

En la **Figura 2.23** se muestra la curva de estado crítico (CSL) y sus proyecciones sobre los planos p vs q , v vs q en las condiciones drenadas (D) y no drenadas (U), las cuales serán presentadas en la sección de ensayo triaxial. Además, se evidencia que los valores de p vs q cambian de acuerdo con el volumen específico del suelo, propiedad que varía a través del tiempo y no se mantiene fija como se considera actualmente en los diseños.

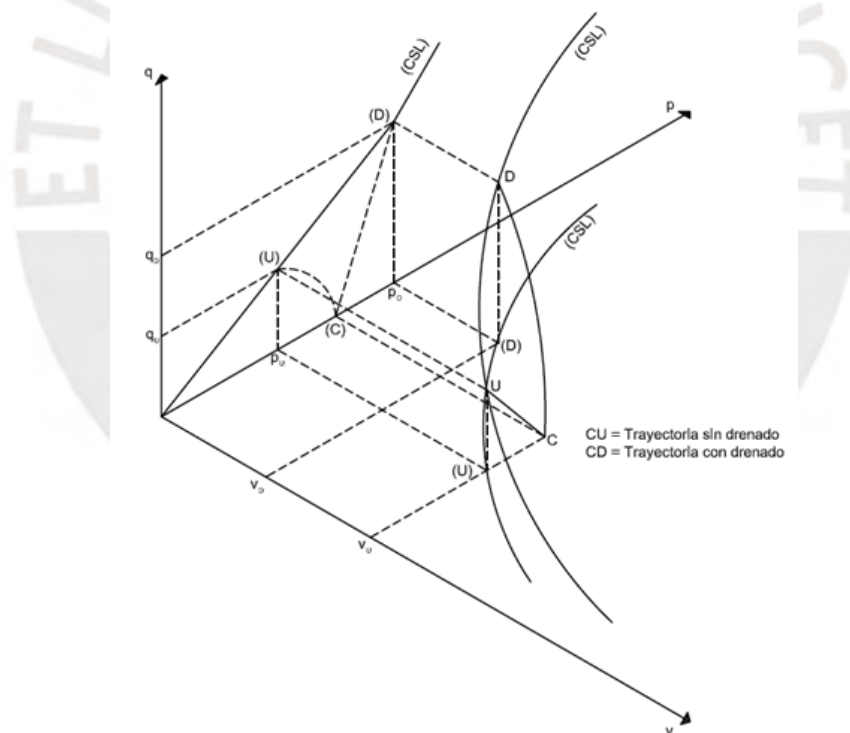


Figura 2.23 Proyección tridimensional de la línea de estado crítico
 Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).

El modelo de estado crítico busca establecer una conexión entre dos conceptos fundamentales en la mecánica del suelo (ver Figura **Figura 2.24**). En primer lugar, aborda el comportamiento de consolidación unidimensional mediante las curvas de $e-p'$ (**Figura 2.24.a**). En segundo lugar, se refiere a la teoría de falla de Mohr-Coulomb, la cual relaciona el esfuerzo

medio efectivo (p') con el esfuerzo desviador (q) (**Figura 2.24.b**). Se puede afirmar que este modelo mejora el análisis tradicional de la mecánica de suelos al incorporar los cambios volumétricos en la metodología de análisis.

La Figura 2.24.b también ilustra que los puntos situados inicialmente por encima del CSL corresponden a suelos en estado suelto, los cuales tienden a contraerse para reducir su volumen específico hasta alcanzar el estado crítico. Por otro lado, aquellos puntos que se encuentran por debajo de esta curva representan suelos densos, los cuales tienden a tener un comportamiento dilatante, es decir, aumentar su volumen específico hasta alcanzar el CSL. Además, se considera que los suelos con condiciones iniciales por encima del CSL son susceptibles a la licuación, mientras que aquellos que se sitúan por debajo de esta línea no presentan riesgo de licuación.

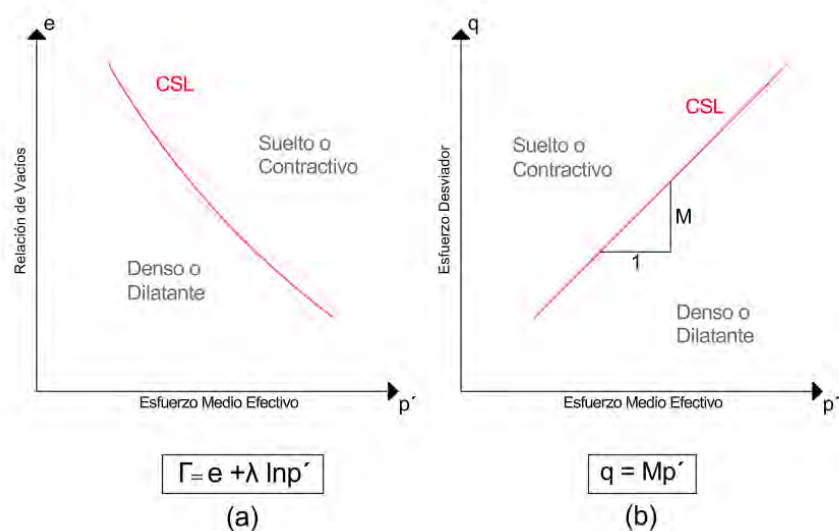


Figura 2.24 Estados Críticos: (a) Relación de Vacíos vs Esfuerzo Medio Efectivo y (b) Esfuerzo desviador vs Esfuerzo Medio Efectivo

Nota. Traducido de “Critical State Soil Mechanics”, por Schofield, A. & Wroth, P. (1968).

2.5.1. Densidad relativa y parámetro de estado (Ψ).

El suelo es un material que puede presentarse en diferentes estados de densidad dependiendo de sus condiciones de formación y características intrínsecas. Por ello, resulta fundamental determinar sus condiciones iniciales, concretamente la relación de vacíos (e) y el esfuerzo medio efectivo (p'), con el fin de ubicarlo en un punto por encima o por debajo de la Curva de Estado Crítico (CSL). Para describir este estado inicial, se recurre al concepto de densidad relativa, que permite identificar si el suelo se encuentra muy suelto, suelto, medianamente denso, denso o muy denso, tal como se ilustra en la **Figura 2.25**.

Dr = 0	15	35	65	85	100%
Muy Suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy Denso	

Figura 2.25 Clasificación de estado inicial según densidad relativa

Nota. Tomado de “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”, por Skempton (1986).

Las densidades máxima y mínima calculadas para el material constituyen la base para determinar la densidad relativa, la cual se obtiene empleando la Ecuación (8). De este modo, se establece con precisión el estado inicial del suelo, lo que resulta esencial para la posterior evaluación de su respuesta mecánica.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (8)$$

Donde:

e_{max} = relación de vacíos máxima del suelo

e_{min} = relación de vacíos mínima del suelo

e = relación de vacíos actual del suelo

El concepto de densidad relativa para el estado crítico es mejorado o variado por Jefferies & Been (2016) al introducir el parámetro de estado (Ψ) como una herramienta más precisa para determinar el estado inicial del suelo, ya sea denso o suelto. Este enfoque permite predecir con mayor exactitud si el comportamiento del suelo será dilatante o contractivo bajo condiciones de carga.

El parámetro de estado se define como distancia vertical entre el estado inicial del suelo, después de la consolidación (e_o, p'_o), y la posición correspondiente en la CSL en el plano e vs p' . Esta relación se describe mediante la ecuación (9) y se ilustra en la **Figura 2.26**.

- Si $\Psi > 0$ (distancia positiva), el suelo se clasifica como suelto y exhibirá un comportamiento contractivo.
- Si $\Psi < 0$ (distancia negativa), el suelo es denso y tenderá a un comportamiento dilatante.

$$\Psi = e_o - e_c \quad (9)$$

Donde:

e_o = relación de vacíos inicial del suelo después de la consolidación

e_c = relación de vacíos en estado crítico en el esfuerzo efectivo inicial

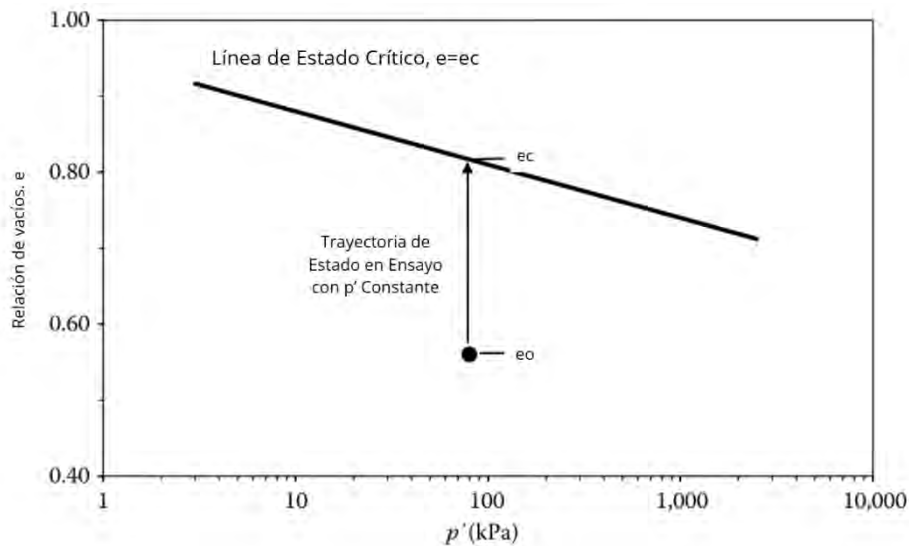


Figura 2.26 Parámetro de estado y CSL

Nota. Traducido de “Soil Liquefaction”, por Jefferies, M. & Been, K. (2015).

Además del parámetro de estado, Wang et al. (2002) propusieron el estado de presiones índice, el cual desempeña la misma función de determinar el estado inicial del suelo. La fórmula del parámetro se presenta a continuación:

Estado de presiones índice (Wang et al., 2002)

$$I_p = p' / p'_c \quad (10)$$

$$\text{Arena suelta: } I_p = p'_L / p'_{cL} \quad (>1)$$

$$\text{Arena densa: } I_p = p'_D / p'_{cD} \quad (<1)$$

Estos parámetros se basan en variables como la relación de vacíos (e) y la presión efectiva (p'), que son representativas del estado de esfuerzos en el suelo. En la **Figura 2.27** se ilustran las variables en el espacio e vs p' que intervienen en las ecuaciones mencionadas.

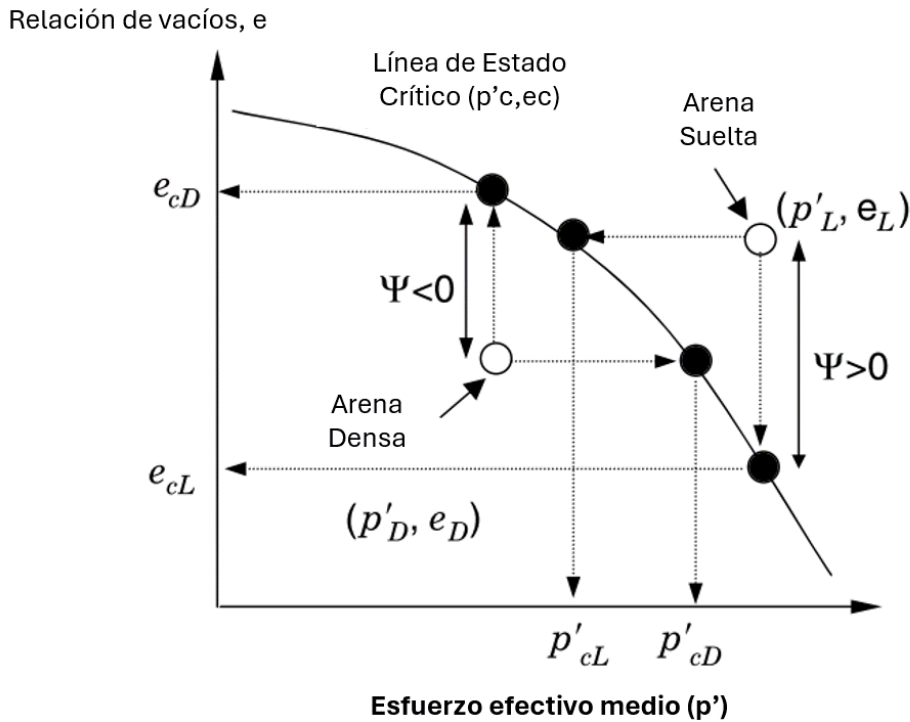


Figura 2.27 Parámetros que relacionan estado inicial con CSL

Nota. Traducido de "Fundamentals of soil behavior", por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

2.5.1. Estado crítico y línea de consolidación normal.

La trayectoria de cambio de volumen del suelo al estar expuesto bajo esfuerzo de confinamiento se denomina línea de consolidación normal (NCL, del inglés *normal consolidation line*). Esta línea es el punto de partida para alcanzar el estado crítico, ya que se en ella se encuentra el estado inicial del suelo tanto en esfuerzos como en relaciones de vacíos. La fórmula del NCL está dada a continuación:

$$e = N - \lambda \ln p' \quad (11)$$

Al comparar las ecuaciones 7 y 11, teóricamente, la Línea de Consolidación Normal (NCL) es paralela a la Línea de Estado Crítico (CSL) debido a que ambas comparten la misma pendiente λ . La relación entre estas dos curvas en ensayos CU y CD se ilustra en **Figura 2.28**. En los ensayos CU, el punto de partida de la NCL se desplaza horizontalmente hasta alcanzar el estado crítico, ya que en este tipo de ensayo no drenado no se observa cambio de volumen. En contraste, en los ensayos CD, la trayectoria seguida es vertical y oblicua.

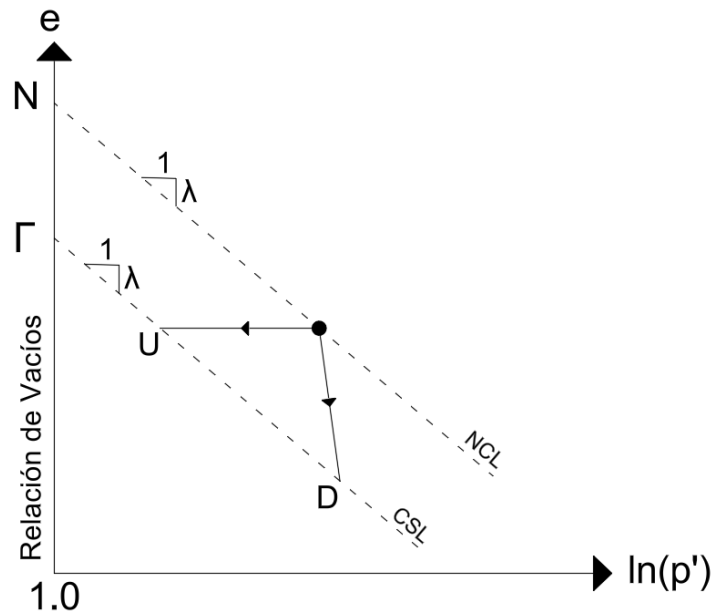


Figura 2.28 Líneas de consolidación y estado crítico – Trayectoria CU y CD
 Nota. Adaptado de “Fundamentos de Mecánica de Suelos”, por Withlow (1994).

2.6. Respuesta Monotónica en Arenas

Según da Fonseca et al. (2021), en las últimas décadas, los ensayos triaxiales monotónicos a compresión han emergido como el método principal para determinar el estado crítico en entornos de laboratorio. En consecuencia, es fundamental comprender la interpretación de las principales gráficas de análisis generadas por cada ensayo, tanto en suelos densos como sueltos y bajo diversas condiciones de drenaje. Se reconoce, de acuerdo con el estudio de Been et al. (1991), que los especímenes alcanzan el límite de estado crítico (CSL) como punto final, independientemente del estado inicial del suelo.

Previamente a detallar las diferentes gráficas que pueden surgir en la campaña experimental, en la **Figura 2.29** se presentan dos casos de suelo. En la parte inferior de la gráfica se representa una arena en estado denso, que exhibirá un comportamiento dilatante. Es importante destacar que estas condiciones iniciales se determinan después del proceso de consolidación al que ha sido sometida la muestra. Para alcanzar el estado crítico en este caso, existen dos enfoques.

En primer lugar, se somete el suelo a un ensayo de corte no drenado (CU) con una velocidad de corte rápida. En suelos densos, las partículas tienden a deslizarse entre sí (“treparse” unas sobre otras) en el proceso de corte, generando una tendencia a aumento de volumen, y debido a que en este tipo de ensayos el volumen del espécimen permanece constante, se genera una succión o vacío y esto tiene como consecuencia la aparición de presiones de poros negativas.

A su vez, si se somete el suelo denso a un ensayo de corte drenado (CD), podría tardar en alcanzar el CSL, y se esperaría una dilatación, lo que se traduciría en un aumento de la relación de vacíos (e).

Por otro lado, si el suelo inicialmente se encuentra por encima de la curva, se considera suelto y se espera un comportamiento contractivo. En el caso de ensayar el material en condiciones no drenadas, el punto se movería horizontalmente debido a la falta de cambio de volumen, y se esperarían presiones de poros positivas. Esto se debe a que, como se explicó anteriormente, las partículas tenderían a reorganizarse para reducir la relación de vacíos, pero como el sistema está cerrado, la respuesta sería un aumento de la presión de poros. En el caso de someter el espécimen a condiciones drenadas, la velocidad de corte debería ser lenta para que se disipen las presiones de poros, y se esperaría una reducción de vacíos. Es importante destacar que, en los casos drenados, no necesariamente los puntos se moverán en forma vertical, ya que esta es solo una simplificación para explicar los comportamientos, como se observará en los ejemplos de respuestas de ensayos drenados.

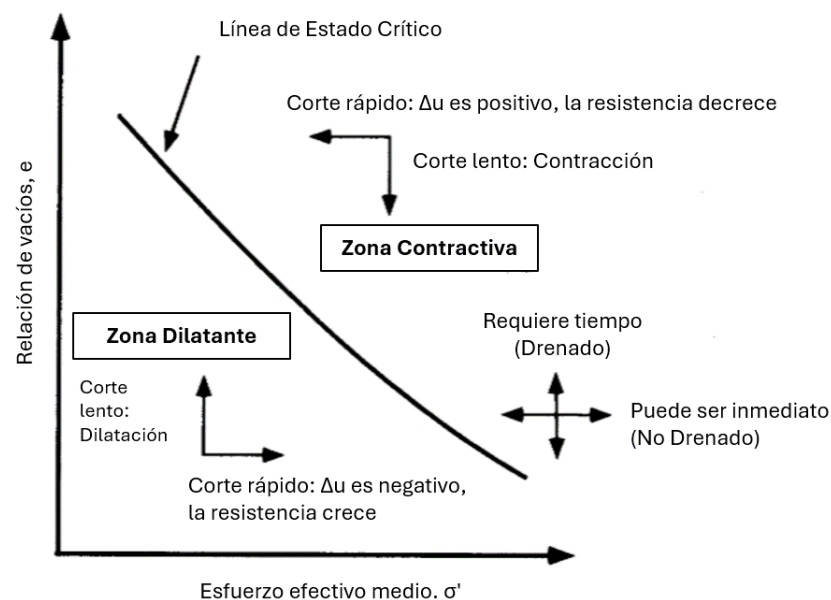


Figura 2.29 Estado inicial en relación con la línea de estado crítico o estado estacionario y su influencia
 Nota. Traducido de "Fundamentals of soil Behavior", por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

2.6.1. Drenado.

En el caso de los ensayos de corte drenados (CD), las principales gráficas a examinar son la deformación axial ($\epsilon\%$) versus esfuerzo desviador (q), y la deformación axial ($\epsilon\%$)

versus variación volumétrica (ΔV). En la **Figura 2.30** se presentan las gráficas necesarias para interpretar el comportamiento del suelo cuando se permite el drenaje durante la etapa de rotura.

Se muestra un suelo con la misma presión de confinamiento, pero con diferente relación de vacíos, lo que lleva a clasificar un caso como denso y el otro como suelto. En el caso del suelo denso, en la gráfica $\epsilon\%$ versus q , se observa un pico seguido de una reducción hasta alcanzar un valor constante de esfuerzo desviador. En la variación de volumen (ΔV), primero tiende a disminuir su volumen y luego a aumentar, lo que indica un comportamiento inicialmente contractivo que luego se vuelve dilatante. Finalmente, el suelo alcanza el estado crítico, donde ya no se observa variación de volumen.

En contraste, en el caso del suelo suelto, el esfuerzo desviador aumenta a una tasa menor que en el suelo denso, y la variación de volumen es siempre negativa, indicando una disminución de la relación de vacíos (e). A pesar de estas diferencias, el valor final del esfuerzo desviador es el mismo en ambos casos, lo que sugiere que un suelo sometido a la misma presión de confinamiento, pero con diferente densidad relativa tenderá a alcanzar el mismo punto en la curva de CSL. La **Figura 2.31** muestra este comportamiento, donde se alcanza el mismo valor de esfuerzo desviador experimentalmente.

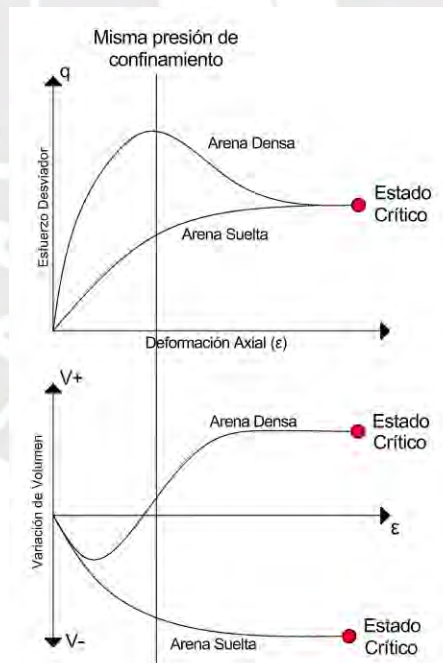


Figura 2.30 Esfuerzo desviador y cambio de volumen en ensayo triaxial drenado (CD)
Nota. Adaptado de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

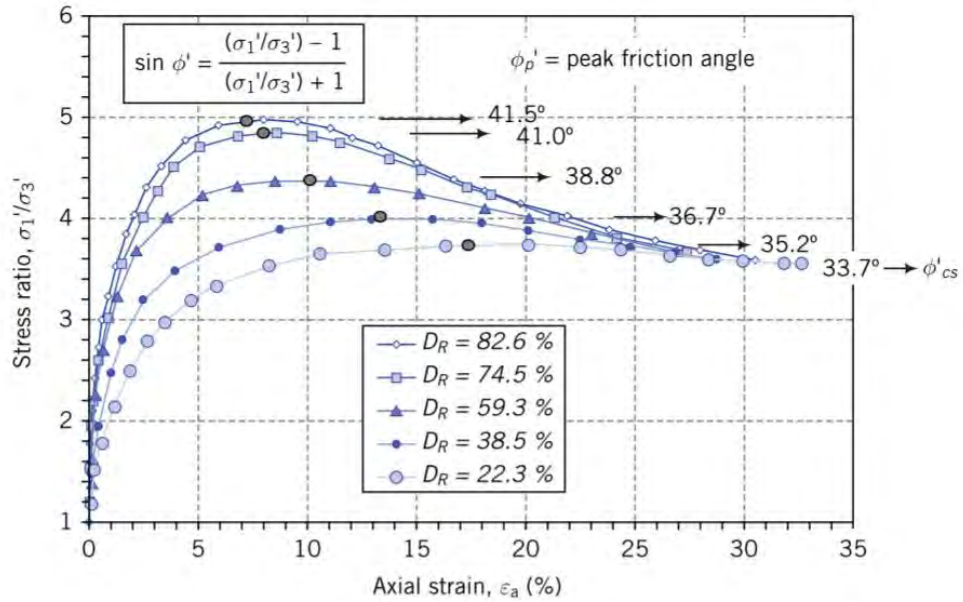


Figura 2.31 Resultados de ensayo triaxial CD en arena con diferentes densidades relativas
 Nota. Adaptado de “Effect of Particle Characteristics on Soil Strength”, por Koerner (1970).

2.6.2. No Drenado.

En los ensayos de corte no drenados (CU), se enfoca la atención en las principales gráficas que representan la deformación axial ($\epsilon\%$) frente al esfuerzo desviador (q), y la deformación axial ($\epsilon\%$) en relación con la presión de poros (u_w). Estas gráficas, esenciales para la interpretación del comportamiento del suelo cuando no se permite el drenaje durante la etapa de rotura, se presentan en la **Figura 2.32**.

En el caso de los suelos densos, se observa un aumento del esfuerzo desviador a una tasa de cambio elevada, hasta que alcanza un valor constante. A diferencia del caso drenado, no se aprecia debilitamiento en ningún momento del suelo. Respecto a las presiones de poros, inicialmente son positivas; sin embargo, a medida que la muestra se deforma, tiende a generar vacíos que ocasionan una succión, lo que se refleja en presiones de poros negativas.

Por otro lado, en los suelos sueltos, la gráfica de deformación axial ($\epsilon\%$) versus esfuerzo desviador (q) exhibe un pico seguido de una caída, similar a la gráfica de un suelo denso en condiciones drenadas. Asimismo, en este caso, las presiones de poros son positivas debido al comportamiento contractivo característico de las arenas sueltas.

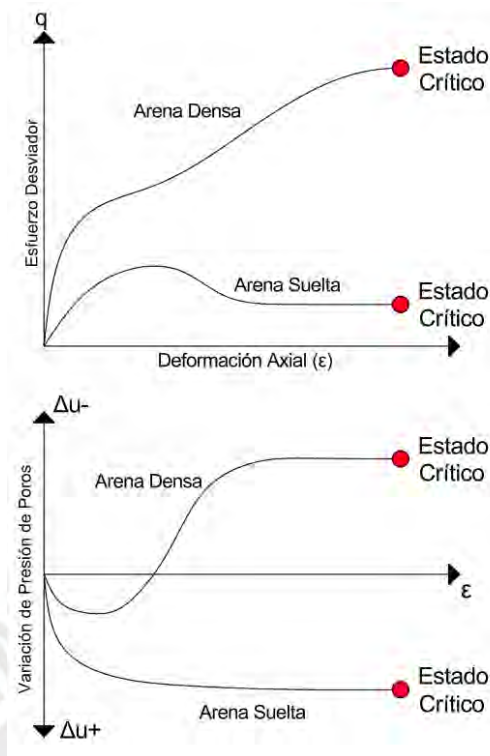


Figura 2.32 Esfuerzo desviador y cambio de presión de poros en ensayo triaxial no drenado (CU)
 Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

Además de las respuestas típicas de suelo denso y suelto a medida que se deforman, también se presentan casos intermedios de condiciones del suelo que se hacen evidentes en los ensayos CU. En la **Figura 2.33** se muestran las típicas respuestas de una arena con diferentes densidades, considerando su deformación axial, esfuerzo desviador y presión de poros. En el caso de una arena muy suelta, se observa que el esfuerzo desviador tiende a ser cercano a 0, lo cual indica una posible licuefacción estática. En el caso de una arena medianamente densa, se nota que en la gráfica $\epsilon\%$ versus q' , la curva momentáneamente muestra un comportamiento recto (constante), lo cual podría sugerir que ha alcanzado el estado crítico; sin embargo, al analizar el cambio de presión de poros, se observa que este no se ha estabilizado. Por ello, el estado descrito anteriormente se considera un estado cuasi crítico, y el estado crítico se alcanza a una mayor deformación.

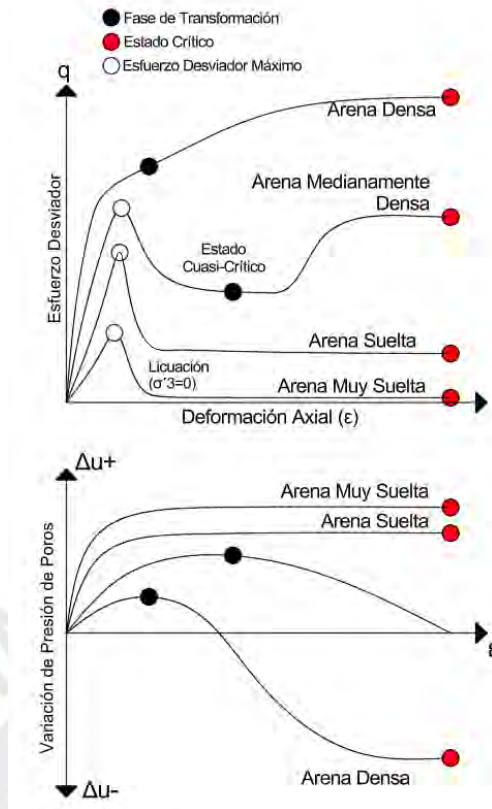


Figura 2.33 Respuestas típicas de especímenes de arena en ensayos CU a diferentes densidades relativas
 Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

Además de las gráficas anteriormente expuestas para evaluar la respuesta de la arena en un ensayo de corte no drenado (CU), resulta imperativo analizar la trayectoria de esfuerzos en el espacio p' vs q' . En la **Figura 2.34.a**, se observa que, en el caso de arenas muy sueltas y sueltas, la curva de trayectoria de esfuerzos tiende a desplazarse hacia la izquierda del gráfico, alcanzando incluso el eje de coordenadas en el caso de arenas muy sueltas, donde se produce el fenómeno de licuación del suelo. Por otro lado, en la **Figura 2.34.b**, se evidencia que, para el caso de arenas medianamente densas y densas, las curvas tienden a desplazarse hacia la derecha. En ambos escenarios, las trayectorias convergen con la Línea de Estado Crítico (CSL).

En las gráficas también se puede observar una línea que conecta el origen con los puntos máximos de las trayectorias, esta línea recta, conocida como línea de colapso (CL), fue propuesta por Sladen et al. (1985) con el propósito de definir el inicio del ablandamiento de la tensión desviatoria. La CSL se obtiene a partir de varios ensayos de corte no drenados (CU) utilizando especímenes con igual relación de vacíos, pero con diferentes presiones de confinamiento.

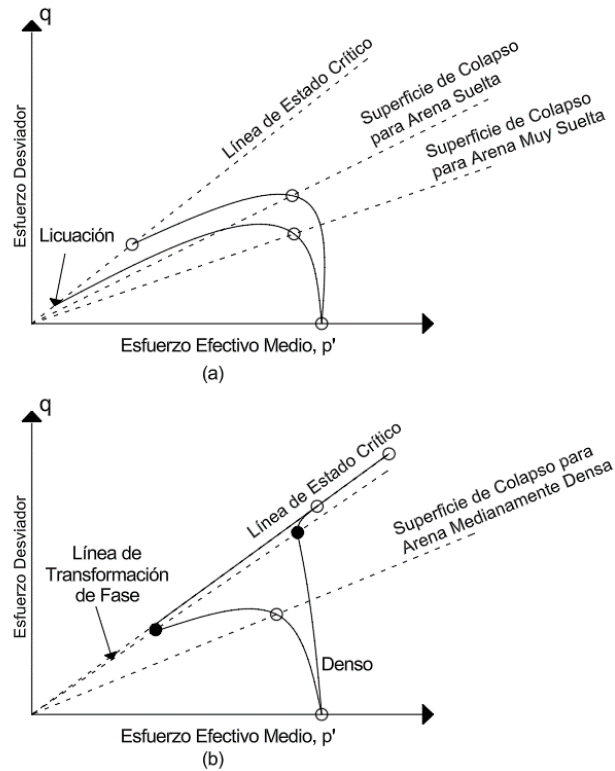


Figura 2.34 Respuestas típicas de arenas en ensayos CU a diferentes densidades relativas (a) Trayectoria de esfuerzos efectiva para arena muy suelta y suelta, (b) arenas medianamente densas y densas.
Nota. Traducido de “Fundamentals of soil Behavior”, por Mitchell, J. & Soga, K. (2005).

Murthy et al. (2007) identifican cuatro etapas distintas de respuesta del suelo a lo largo de su trayectoria desde el estado inicial hasta el estado crítico: estado de inestabilidad no drenada (UIS), estado cuasi crítico (QSS), estado de fase de transformación (PTS) y estado crítico (CS). En la **Figura 2.35** se ilustra la ubicación de estas etapas tanto en los gráficos de $\epsilon\%$ versus q' como en la trayectoria de esfuerzos.

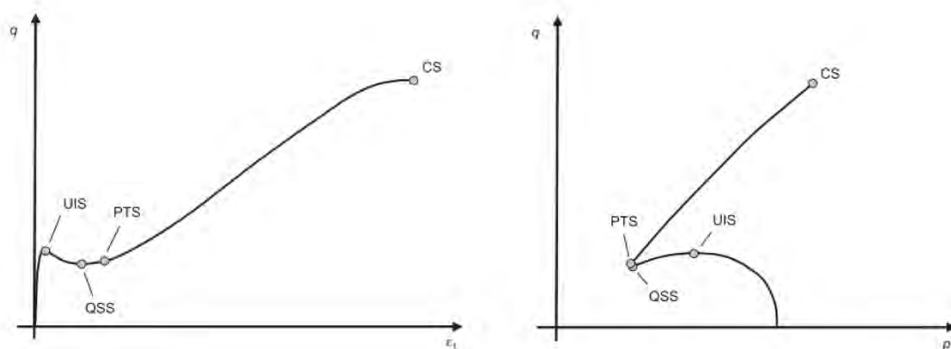


Figura 2.35 4 etapas características en respuesta no drenada de arenas
Nota. Tomado de “Undrained monotonic response of clean and silty sands”, por Murthy et al. (2007).

Las etapas QSS y CS han sido explicadas anteriormente. La etapa de inestabilidad no drenada (UIS) está vinculada al comienzo de la licuación de los suelos y al punto máximo local

del esfuerzo desviador. Esta etapa desaparece en especímenes cuyas condiciones iniciales se encuentran muy por debajo de la Línea de Estado Crítico (CSL), es decir, en suelos densos. Por otro lado, la etapa de fase de transformación (PTS) se define como el punto en el que la arena cambia su comportamiento de contractivo a dilatante, y está asociada al valor mínimo alcanzado de la presión efectiva p' (Ishihara et al., 1975).

Otra perspectiva de abordar la caracterización de la arena en ensayos de corte no drenados (CU) es mediante la propuesta presentada por Mohamad & Dobry (1986), la cual identifica tres tipos de respuesta: no fluida, fluida y fluida limitada (Ver **Figura 2.36**). Estos patrones se asocian con los casos previamente discutidos, donde la respuesta no fluida corresponde al comportamiento de las arenas densas, la respuesta fluida se relaciona con el comportamiento de las arenas sueltas, y la respuesta fluida limitada se vincula con el estado medianamente denso.

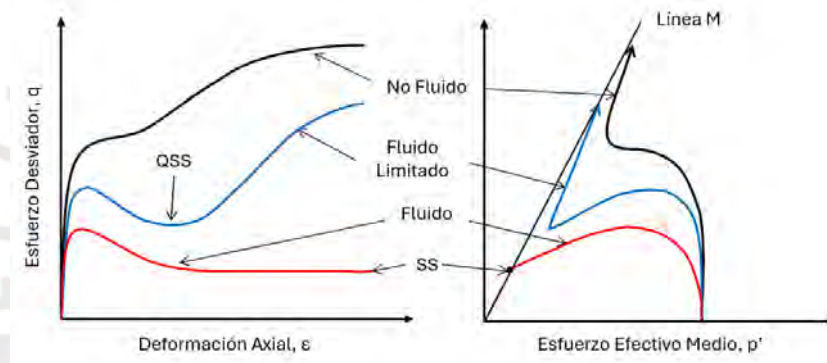


Figura 2.36 Caracterización alternativa de respuestas de arenas en ensayos CU

Nota. Tomado de "Prediction of Undrained Monotonic and Cyclic Liquefaction Behavior of Sand with Fines Based on the Equivalent Granular State", por Rahman et al. (2014).

3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El programa de investigación actual se enfoca en la clasificación y determinación de las propiedades físicas de la arena de Canchamaná. En primer lugar, se realizó la granulometría del material de acuerdo con las directrices establecidas por la norma ASTM C136. Respecto a las propiedades físicas, se empleó la norma ASTM D854 para el cálculo de la gravedad específica de la arena y para determinar la densidad mínima utilizando las normas ASTM D2049, mientras que para la densidad máxima se empleó una adaptación de la norma española NTL 205/91. Posteriormente, se aplicaron diversos métodos de remoldeo en estado seco y húmedo para establecer las densidades alcanzadas durante la preparación de las muestras, utilizando la Deposición Seca (*dry deposition*), Pluviación en Aire (*air pluviation*), Compactado en Seco (*dry tamping*), Pluviación en Húmedo (*wet pluviation*) y Compactado en Húmedo (*moist tamping*).

Para determinar la curva de estado crítico, se diseñó un plan de ensayos que incluyó la ejecución de ensayos triaxiales CU y CD conforme a las normas ASTM D7181 y D4767, respectivamente. Cada ensayo se llevó a cabo con especímenes de diferentes densidades para obtener datos representativos del comportamiento del suelo en estado suelto y denso, tanto con drenaje como sin él. Estos ensayos también contribuyeron al desarrollo de la curva de consolidación normal de la arena. Dado que cada material posee múltiples curvas de consolidación, se generó una única curva utilizando un espécimen con una relación de vacíos específica y consolidado a diferentes presiones, considerando las otras curvas existentes en el espacio de consolidación como paralelas, según la teoría.

Se garantizó que las condiciones iniciales del suelo en términos de relación de vacíos y confinamiento fueran favorables para reproducir el estado crítico en el laboratorio sin exceder las capacidades de los equipos. Los resultados de las pruebas incluyeron parámetros como la relación de vacíos después de la consolidación, relación de vacíos en el estado crítico, presión efectiva final, esfuerzo desviador (q), cambios volumétricos, presión de poros inducida, variación de área transversal y parámetro B. Los detalles de las pruebas, metodología y análisis se presentan a continuación.

A partir de los resultados obtenidos mediante la aplicación de regresión lineal, se determinó el CSL de la arena. Además, el desarrollo de la curva de consolidación (NCL) también proporcionó información sobre la relación entre esta y el CSL.

3.1. Equipos

Todos los ensayos realizados en el marco de la presente investigación se llevaron a cabo empleando el sistema triaxial automático de GDS Instruments (GDSTAS). Este sistema consta de un marco de carga, una celda triaxial, dos controladores de presión, una estación de adquisición de datos, una celda de carga sumergible, un lector de desplazamiento (LVDT) y un software de procesamiento de datos en tiempo real conocido como GDS Lab.

El equipo tiene la capacidad de realizar una variedad de ensayos triaxiales, incluyendo los ensayos no consolidados no drenados, consolidados no drenada (CU) y consolidados drenados (CD), siendo estos dos últimos los utilizados específicamente en este estudio. Además, ofrece la flexibilidad de controlar el proceso de rotura mediante el control del estado de esfuerzos o mediante la deformación axial controlada, siendo esta última la modalidad empleada en la presente investigación.

La **Figura 3.1** proporciona una visión general del montaje del equipo durante la realización de un ensayo, resaltando los componentes mencionados anteriormente. Además, en la **Tabla 3.1** se presenta un resumen y descripción de cada uno de estos componentes.



Figura 3.1 Vista general de GDSTAS

Tabla 3.1 Principales componentes de un sistema triaxial automatizado de GDS

Componente	Función principal
Celda Triaxial	Alojar la muestra y el fluido de la celda.
Pedestal y tapa superior	Proporcionar asientos para la muestra y puertos de drenaje.
membrana de latex, <i>O-rings</i> y discos porosos	Sellando la muestra del fluido de la celda, permitiendo el control sobre el esfuerzo efectivo y el drenaje.
Controlador de presión/volumen de la celda	Aplicar esfuerzo de confinamiento a la muestra ($\sigma_c = \sigma_3$) mediante la presurización del fluido de la celda.
Controlador de presión/volumen de contrapresión	Aplicar contrapresión de poro (u) a la muestra y medir el cambio de volumen ΔV .
Marco de carga controlado por velocidad	Cortar la muestra mediante el movimiento axial de una placa de carga a una velocidad constante.
Celda de carga interna sumergible	Medir la carga axial F aplicada a la muestra durante el corte.
Transductor de presión de agua intersticial (PWP)	Medir el cambio en la presión de agua intersticial u dentro de la muestra.
Transductor de desplazamiento axial	Medir el cambio en la altura (por ende, la deformación axial ϵ_a) de la muestra.
Unidad de adquisición de datos	Convertir lecturas analógicas de la celda de carga, el transductor de presión de agua intersticial (PWP) y los transductores de desplazamiento axial a datos digitales.
Software de control y adquisición GDSLab	Controlar el hardware de prueba y registrar las lecturas digitales tomadas de la unidad de adquisición de datos.

Nota. Traducido de "Introduction to triaxial testing – Part 1", por Sean (s. f).

3.1.1. Base y celda triaxial.

En los elementos primordiales del dispositivo de ensayo triaxial se identifica la base, la cual aloja cinco válvulas de entrada destinadas a regular las presiones de la cámara, la contrapresión y la lectura de la presión de poros. La configuración específica de cada conexión de las válvulas se ilustra en la **Figura 3.2.a**. En este esquema, se observa que tanto la cámara como la base poseen dos válvulas, dispuestas a 180 grados de separación. No obstante, en los experimentos actuales, únicamente se empleará una de cada par de válvulas, mientras que para el *top cap* se ha provisto una única válvula. La válvula ubicada a la derecha en la figura puede, además, utilizarse como conexión para el *top cap* caso de ser necesario.

Por otra parte, en la **Figura 3.2.b** se representa la celda triaxial, diseñada para contener la muestra y asegurar un ambiente hermético que permita mantener las presiones requeridas. Esta celda, confeccionada en material acrílico, está equipada con seis pernos de sujeción para unirse a la base y presenta bandas laterales para soportar una presión máxima en la cámara de 2 MPa.

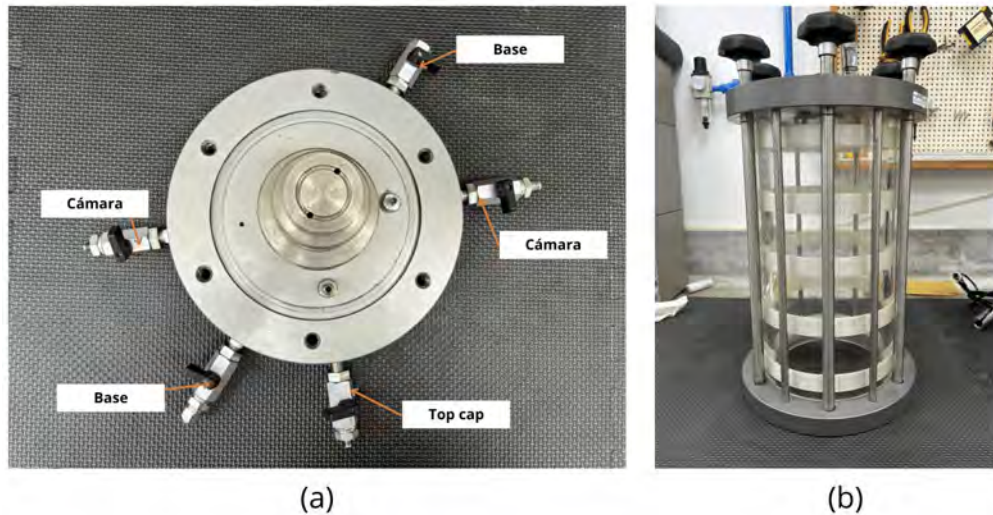


Figura 3.2 Base y celda triaxial GDS

3.1.2. Unidad de adquisición de datos.

El sistema de adquisición de datos (ver **Figura 3.3**) consta de ocho canales capaces de adquirir datos de 16 bits. Cada canal ofrece ajustes personalizables para la ganancia y el rango (amplitud). Además, se dispone de un voltaje de suministro individual de +/- 5 voltios para cada transductor. Los tres primeros canales en el panel serial están designados y configurados dentro del software de la siguiente manera:

- Canal 0: Celda de carga
- Canal 1: Transductor de presión de poros
- Canal 2: Transductor de desplazamiento

Los canales posteriores pueden ser asignados para otros transductores definidos por el usuario. Sin embargo, es imperativo que los tres primeros canales permanezcan conectados como se especifica anteriormente.

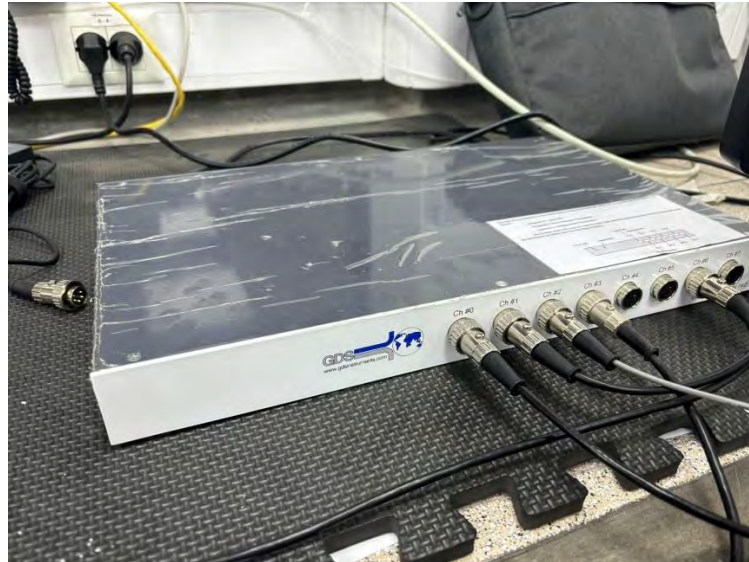


Figura 3.3 Unidad de Adquisición de Datos GDS

3.1.3. Controladores de presión.

El Controlador de Presión Digital Estándar de GDS (GDS STDDPC) representa un actuador hidráulico concebido con el propósito de regular y evaluar con exactitud la presión de fluidos, predominantemente agua. Este dispositivo está equipado con interfaces de alta velocidad USB 2.0 y CAN (*Controller Area Network*). La completa gestión del STDDPC se realiza a través de su interfaz USB, si bien, con la inclusión del Teclado Inteligente opcional, puede ser configurado como un dispositivo independiente y autónomo. En el contexto de la presente investigación, se emplearon controladores de presión específicos para la cámara y la contrapresión, ambos utilizando un pistón en un cilindro con una capacidad de 200 cm³ (ver **Figura 3.4**). El diferencial de volumen se mide con una precisión de 1 mm³, la presión se registra con una precisión de 1 kPa y su capacidad máxima es de 2MPa.



Figura 3.4 Controlador de Presión Digital Estándar de GDS (GDS STDDPC)
Nota. Tomado de GDS Instruments

3.1.4. Celda de carga interna sumergible.

Una celda de carga sumergible interna (ver **Figura 3.5**) es un dispositivo que se coloca en el extremo del pistón de carga dentro de la celda triaxial. En esta configuración, la celda de carga queda completamente sumergida en el agua de la celda y está expuesta a los cambios de presión que ocurren durante el ensayo. La principal ventaja de este tipo de celda es su capacidad para medir directamente la fuerza desviadora, eliminando la necesidad de compensar la influencia de la presión de la celda. Además, al estar en contacto directo con el top cap del espécimen y sumergida dentro de la celda, se desprecia la fricción que podría generarse entre el pistón y el orificio superior de la celda.

No obstante, una desventaja significativa es que se requiere una celda de carga sumergible interna independiente para cada celda triaxial, lo que puede incrementar los costos del ensayo. En los experimentos realizados, se utilizó una celda de carga con una capacidad máxima de 10 kN.



Figura 3.5 Celda de carga sumergible 10kN GDS

3.2. Material de Ensayo

El material ensayado proviene de las pampas de Canchamaná, situadas en el distrito de Tambo de Mora, en la provincia de Chincha, región de Ica. La **Figura 3.6** ilustra una vista microscópica de las partículas, las cuales muestran características angulares. Los resultados obtenidos del análisis granulométrico (ver **Figura 3.7**) indican que se trata de una arena mal graduada (SP), con un coeficiente de uniformidad (C_u) de 2.40 y un coeficiente de curvatura (C_c) de 0.84. El tamaño medio de partícula (D_{50}) de la arena se estima en 0.230 mm, y el mayor porcentaje de material acumulado se encuentra en las mallas ASTM #60 y #140. Respecto a las relaciones de vacío máximo (e_{max}) y mínimo (e_{min}) del material, se registran valores de 0.865 y 0.468, respectivamente. Además, el peso específico de los sólidos del material (G_s) calculado es 2.76.

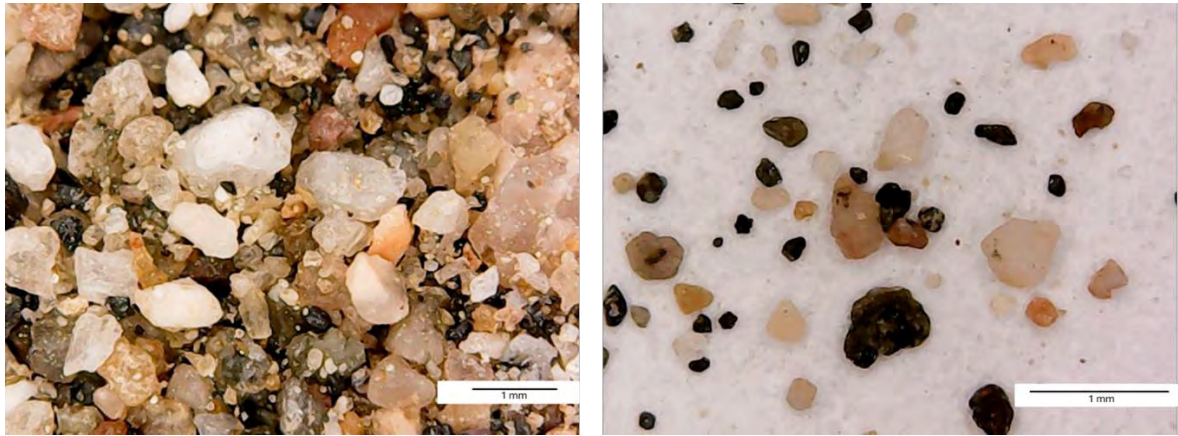


Figura 3.6 Foto microscópica de arena ensayada

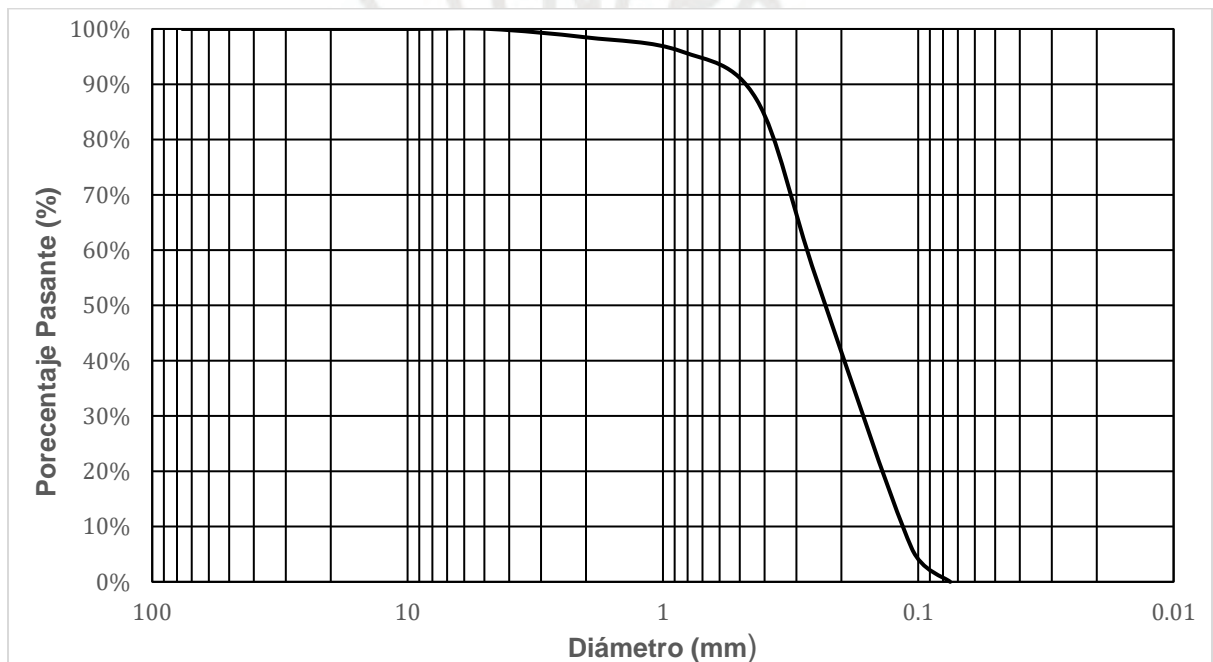


Figura 3.7 Curva granulométrica de arena de Canchamaná

3.3. Programa de Ensayo

Para determinar la línea de estado crítico, se llevó a cabo 32 ensayos triaxiales estáticos con la arena de Canchamaná, de los cuales 21 fueron CU y 11 CD. La cantidad de pruebas realizadas se estableció basándose en estudios previos sobre arenas efectuados por Been et al. (1991), Wanatowski & Chu (2007), Ghafghazi et al. (2014), Been & Jefferies (1985), y Bolarinwa et al. (2023), como se indica en la **Tabla 3.2**, donde se especifican los números y tipos de ensayos efectuados por cada estudio. Los ensayos comprendieron pruebas CU y CD en estados de compactación que variaron desde muy suelto hasta muy denso, bajo presiones de confinamiento que oscilaron entre 100kPa y 1100kPa. Esta limitación en la

presión de confinamiento se debe a que, según Been et al. (1991), la línea de estado crítico (CSL) se distorsiona a partir de los 1000kPa de confinamiento. Además, se recomienda que los ensayos CU se realicen en arenas sueltas y muy sueltas, mientras que los ensayos CD se realicen en condiciones densas y muy densas, con el objetivo de alcanzar el estado crítico sin exceder los límites de carga y desplazamiento del equipo triaxial.

Tabla 3.2 Referencias del programa de ensayos

Referencia	Título	Suelo	emin	emax	Método de Remoldeo	Ensayos CU	Vshear CU (%/min)	Ensayos CD	Vshear CD (%/min)
Been et al. (1991)	The Critical State of Sands	Erksak 330/0.7c Sand (SP)	0.58	0.82	Moist Tamping y Wet Pluviation	40	1.26	16	0.15
Wanatowski y Chu (2007)	Static liquefaction of sand in plane strain	Changi Sand (SP)	0.533	0.916	Moist Tamping	5	-	5	-
Ghafghazi et al. (2014)	Particle breakage and the critical state of sand	Sand: Fraser River (SP)	0.627	0.989	Moist Tamping	0	-	13	0.08
Been & Jefferies (1985)	A state parameter for sands	Kogyuk 350/0 (SP)	0.523	0.783	Moist Tamping y Wet Pluviation	10	-	0	-
		Kogyuk 350/2 (SP)	0.47	0.829		12	-	8	-
		Kogyuk 350/5 (SP)	0.487	0.866		9	-	12	-
		Kogyuk 350/10 (SP)	0.465	0.927		8	-	6	-
Kang et al. (2019)	Critical State Characterization of New Zealand East Coast Sand for Numerical Modeling	ECS Sand (SP)	0.743	1.011	Moist Tamping	3	1.5	7	0.1

Los métodos de remoldeo utilizados fueron moist tamping y dry tamping, elegidos por su eficacia para alcanzar las relaciones de vacíos deseadas. A pesar de ello, se emplearon otros métodos para evaluar qué relaciones de vacíos podrían obtenerse, los cuales se describen en la sección siguiente. También se tuvieron en cuenta los factores que pueden

influir en la determinación del estado crítico, como se detalla en la **Figura 3.8**. Según una revisión realizada por Kang et al. (2019), variables como las condiciones de drenaje, el estado inicial y el método de remoldeo no afectan significativamente; sin embargo, se consideró el tamaño de las muestras, manteniendo un diámetro uniforme de 50 mm y una altura de 100 mm en todas las pruebas para garantizar la consistencia.

Los factores significativos considerados fueron la relación de vacíos, que se ajustó en función del comportamiento deseado del suelo, y la generación de finos debido a la destrucción de partículas después de cada ensayo, lo que impidió la reutilización del material. Por último, aunque la **Figura 3.8** sugiere que la velocidad de corte podría tener un efecto menor, en esta investigación se consideró de alta relevancia debido a su impacto en los resultados de los ensayos. En los ensayos CD, la velocidad de corte influye en la disipación de la presión de poros, mientras que en los ensayos CU afecta el aumento de dicha presión. Por ello, se determinó que la velocidad de corte para los ensayos CD fuera de 0.1 mm/min y para los CU de 1.5 mm/min, siguiendo las recomendaciones establecidas por Head (2014).



Figura 3.8 Factores que influyen la determinación del estado crítico
 Nota. Traducido de “The critical state and steady state of sand: A literature review”, por Kang et al. (2019).

3.4. Preparación de Muestra

En la sección correspondiente al programa de ensayo, se describe que la arena utilizada en esta investigación se preparó considerando diversas relaciones de vacíos, abarcando

desde estados iniciales muy sueltos hasta estados altamente densos. Este enfoque permitió explorar un amplio rango de condiciones experimentales y analizar el comportamiento del material bajo diferentes condiciones iniciales de relación de vacíos y de confinamiento. Para la preparación de las muestras, se empleó un molde cilíndrico (**Figura 3.9.a**) con un diámetro de 50 mm y una altura total de 110 mm, considerando las alturas tanto de la piedra porosa como de la muestra, resultando en dimensiones finales de la muestra de 50 mm de diámetro por 100 mm de altura.

Tras implementar varias técnicas de preparación y evaluar la relación de vacíos bajo condiciones secas y húmedas, como se detalla **Tabla 3.3**, se seleccionaron los métodos de compactación en seco (dry tamping) y en húmedo (moist tamping) para el remoldeo de la arena de la presente investigación. La **Tabla 3.4** ofrece una breve descripción de cada técnica utilizada. Aunque los métodos de dry y moist tamping serán descritos con más detalle posteriormente. Es importante destacar que se decidió incorporar la técnica de subcompactación en combinación con estos dos últimos métodos.

Tabla 3.3 Métodos de preparación y relaciones de vacío obtenidas

Método de Preparación	γ_d (g/cm ³)	e	Dr
Dry Tamping	≥ 1.58	$0.75 > e > 0.525$	$86\% > Dr > 29\%$
Air Pluviation	1,52	0,816	12%
Dry Deposition	1,5	0,84	6%
Deposición en Tubo	1,48	0,865	0%
Dry Tamping MAX	1,81	0,525	86%
Mesa Vibratoria (D4253)	1,88	0,468	100%
Wet Pluviation	1,58	0,747	40%
Wet Pluviation	1,58	0,747	40%
Wet Tamping	≤ 1.58	≥ 0.75	$\leq 29\%$

Tabla 3.4 Métodos de Preparación de Muestra

Método de Preparación	Descripción
<i>Air Pluviation</i>	En este método de remoldeo, se utiliza una malla #4, aunque lo ideal sería emplear una malla con aberturas de diversos tamaños. La malla se coloca sobre la parte superior del molde para permitir el paso del material a través de ella. Al adoptar este método, se asegura una distribución más uniforme de las partículas, lo que resulta en una mayor densidad seca en comparación con los métodos de deposición en seco y el uso de deposición en tubo. Esta mejora en la distribución facilita la compactación del material y optimiza las propiedades mecánicas del suelo remoldeado.
<i>Dry Deposition</i>	Para este método de fabricación o remoldeo, se utiliza un embudo que se llena de material y se coloca sobre la base del molde. Posteriormente, se levanta el embudo empleando un movimiento circular, asegurándose de que la salida del material desde el embudo se mantenga a una distancia aproximada de 5 cm sobre las capas ya depositadas. Este procedimiento permite una colocación más controlada y uniforme del material, facilitando la formación de capas compactas y

Método de Preparación	Descripción
	homogéneas dentro del molde, lo que es crucial para lograr una consistencia adecuada en las propiedades del material remoldeado.
Deposición en Tubo	En este método de remoldeo, se llena un tubo que está inicialmente apoyado sobre la base del molde. Una vez lleno, el tubo se levanta rápidamente, lo cual permite que el material se deposite de forma uniforme y compacta dentro del molde. Este procedimiento ayuda a minimizar la segregación de partículas y a mejorar la homogeneidad de la muestra, siendo crucial para asegurar la representatividad y la reproducibilidad de los resultados del ensayo.
Dry Tamping MAX	Este método de remoldeo implica llenar el molde con un número determinado de capas, generalmente más de cuatro, asegurándose de que cada una tenga la misma altura. Para alcanzar una baja relación de vacíos, se aplican 50 golpes por capa, dejando caer el peso desde una altura de 20 cm. Este procedimiento está adaptado de la norma Española NTL 205/91, que detalla la determinación de la densidad máxima de una arena mediante el método de apisonado. Este enfoque sistemático asegura la compactación adecuada del material, contribuyendo a la obtención de una densidad uniforme y reproducible en todo el volumen del molde.
Wet Pluviation	<p>En el método de <i>wet pluviation</i>, se comienza agregando arena y agua a un picnómetro para crear la mezcla de la muestra. Luego, esta muestra se deairea para eliminar las burbujas de aire atrapadas, lo que es crucial para asegurar la homogeneidad y la densidad de la mezcla. Después de dealear la muestra, se procede a llenar el molde con agua deaireada, preparando el ambiente para la introducción de la muestra.</p> <p>Se coloca la parte superior del picnómetro, que contiene la muestra, en el molde y se comienza a levantar lentamente, permitiendo que la mezcla de arena y agua se vierta suavemente dentro del molde. Durante este proceso, es fundamental mantener una velocidad de subida lenta y asegurar que exista una distancia mínima entre las capas depositadas y la boca del picnómetro, para evitar la perturbación de las capas ya colocadas y garantizar una deposición uniforme de la mezcla en todo el molde. Este método meticuloso ayuda a lograr una distribución equitativa del material, crucial para la precisión en la evaluación de propiedades físicas del suelo.</p>

Los especímenes con estados sueltos y muy sueltos se prepararon mediante *moist tamping*, técnica ampliamente utilizada según Lade (2016) por su eficacia en la fabricación de especímenes sueltos, lo cual es ventajoso en estudios de suelos licuables, esperándose un comportamiento contractivo en estos casos. En contraste, para las muestras densas y muy densas, se prefirió la compactación en seco. El método húmedo demostró causar esponjamiento del material, necesitando un incremento en la energía de compactación que podría resultar en la ruptura de partículas y un aumento en la proporción de finos si se aplicara a arenas densas. Este aumento de finos, como subrayan da Fonseca et al. (2021), contribuye a una mayor compresibilidad y desplaza la curva hacia una posición por debajo del CSL correspondiente. Adicionalmente, indican que especímenes extremadamente densos no son recomendables para definir la CSL en el laboratorio, debido a que no alcanzan el estado crítico por limitaciones en la capacidad de los equipos, ya sea en términos de desplazamiento o carga.

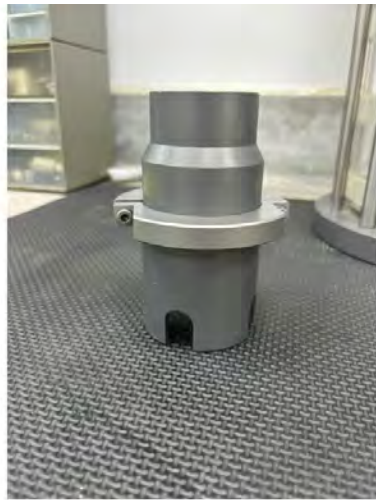
Ambos métodos de preparación de muestras ya sean por compactación húmeda ('moist tamping') o seca ('dry tamping'), siguen el mismo procedimiento fundamental, diferenciándose únicamente en la incorporación de agua durante la preparación. Inicialmente, se coloca una piedra porosa sobre el pedestal para facilitar el paso de agua por la base (**Figura 3.9.b**), y sobre ella se sitúa un papel filtro que impide que los finos obstruyan los vacíos de la piedra. A continuación, se ajusta una membrana de látex sobre el conjunto (**Figura 3.9.c**), asegurando que el borde inferior de la membrana coincida con el del pedestal. Es importante destacar que, debido a variaciones en el grosor de las membranas, se debe colocar el extremo más delgado en la base, y se realiza un doblado hasta la mitad o el límite inferior de la base para garantizar un sellado adecuado del molde.

Antes de doblar, se coloca un anillo de sellado ('O-ring') y otro después del doblado (**Figura 3.9.d**) para asegurar la hermeticidad de la base de la muestra. El molde se coloca sobre esta base (**Figura 3.9.e**), aplicando previamente grasa de vacío en las paredes laterales para facilitar la creación de un vacío efectivo (**Figura 3.9.f**). Seguidamente, se pesa la arena necesaria, mezclándola con un 5% de agua para el método húmedo y sin agua para el método seco. La mezcla se introduce en el molde en cinco capas iguales, compactando cada una hasta alcanzar la altura deseada de aproximadamente 20 mm (**Figura 3.9.g**), que puede variar según el método de subcompactación utilizado.

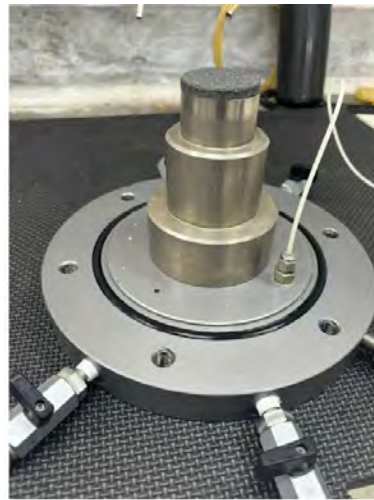
Una vez colocadas todas las capas y nivelado el molde para alcanzar los 100 mm de altura, se debe tener cuidado de no perder material al momento de enraizar la muestra (**Figura 3.9.h**). A continuación, se coloca otro papel filtro, una piedra porosa superior y una tapa superior ('top cap') que funciona como medio de drenaje. Antes de elevar la membrana, se establece un vacío de -20 kPa, generada por una cámara de vacío (**Figura 3.9.i**), en la válvula de la tapa superior para proporcionar rigidez a la muestra, sin alterar su relación de vacíos. Es crucial asegurar que los anillos de sellado estén bien colocados para evitar alteraciones durante la manipulación de la muestra.

Una vez terminada la preparación, se cierra la válvula de la tapa superior para mantener el vacío. Si la muestra pierde rigidez, esto podría indicar un defecto en la membrana o un mal posicionamiento de los anillos de sellado en la base. Finalmente, se extrae el molde y se obtiene la muestra (**Figura 3.9.j**). El último paso consiste en colocar en la parte superior un del top cap el *vylastic sleeve* (**Figura 3.9.k**) que permite tener una buena unión entre la parte superior de la muestra y la celda de carga sumergible (**Figura 3.10**) como lo sugiere da Fonseca et al. (2021) para tener resultados más confiables al determinar el estado crítico de la arena. Por último, se asegura la celda triaxial a la base con pernos de sujeción y llenando

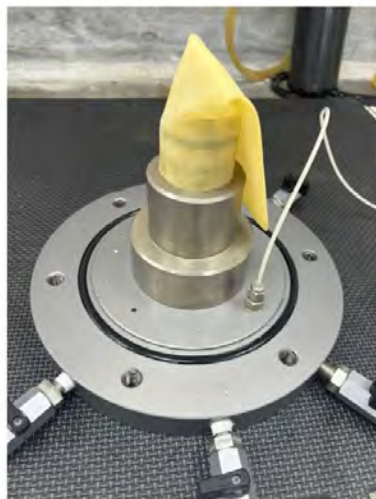
la cámara con agua a través de la válvula correspondiente. En la **Figura 3.11** se muestra de manera resumida y esquemática los pasos seguidos en cada método.



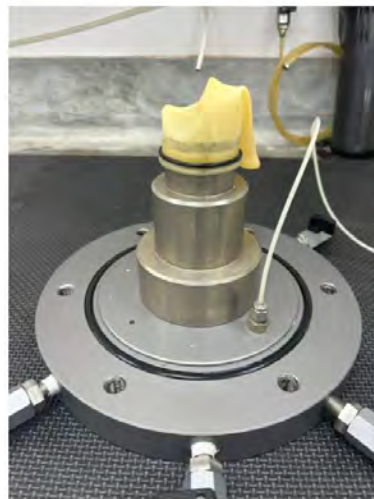
(a)



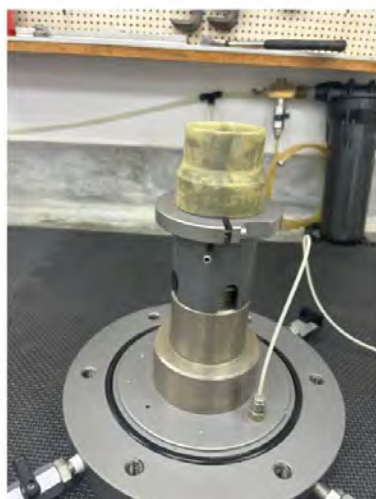
(b)



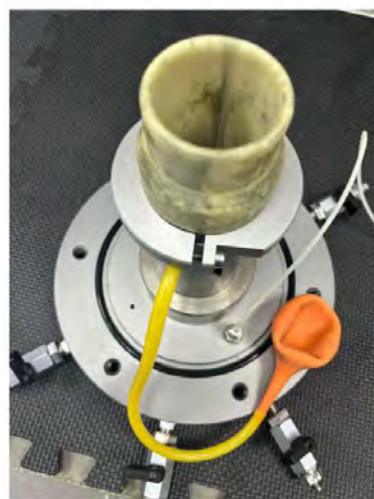
(c)



(d)



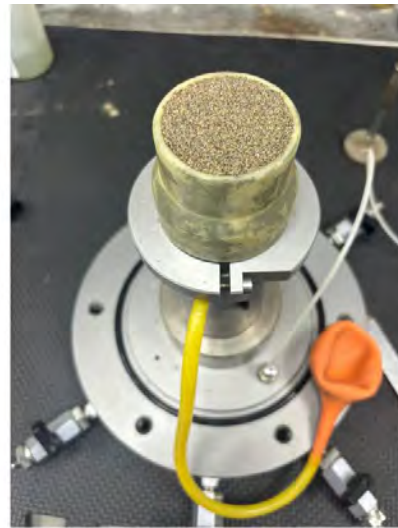
(e)



(f)



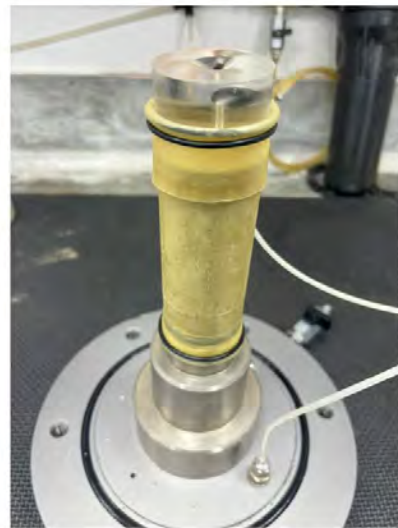
(g)



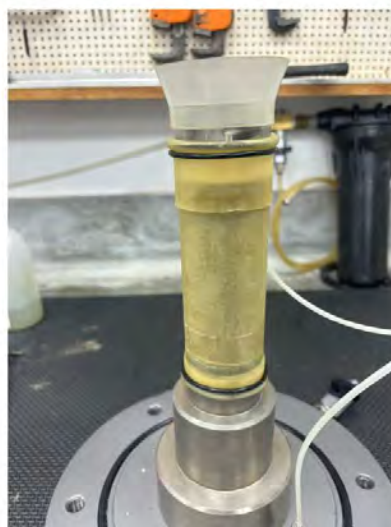
(h)



(i)



(j)



(k)

Figura 3.9 Preparación de muestra: (a) Molde triaxial, (b) Piedra porosa sobre pedestal, (c) Colocación de membrana, (d) O-rings en la base, (e) Molde ensamblado, (f) Creación de vacío, (g) Apisonamiento de muestra, (h) Muestra enrazada, (i) Cámara de vacío, (j) Muestra con vacío, (k) Vylastic Sleeve en top cap

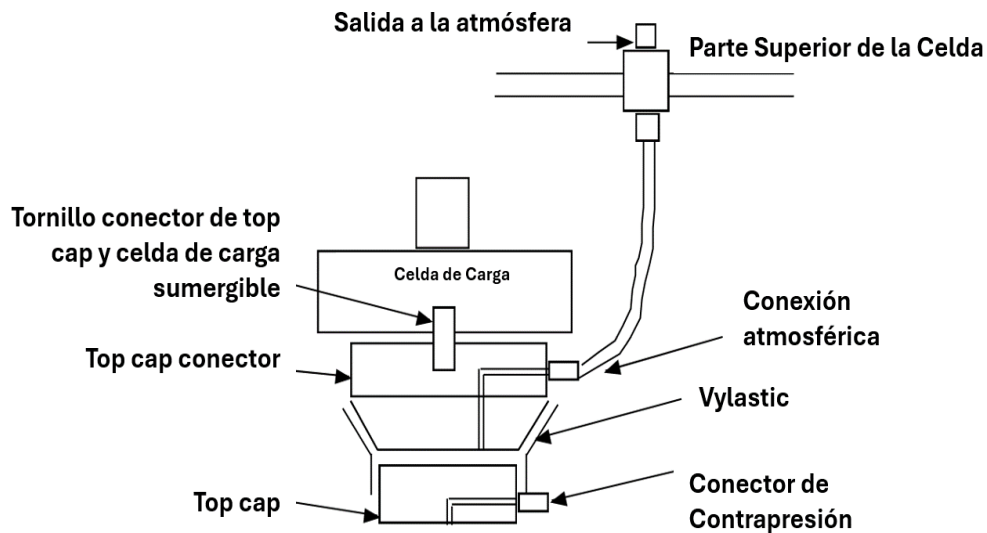


Figura 3.10 Conexión con Vylastic Sleeve de GDS Instruments entre Top Cap y Celda Sumergible

Nota. Traducido de “47 GDS Helpsheet - Triaxial Testing Systems - Using the Extension Top Caps”, por GDS Instruments (s. f.)

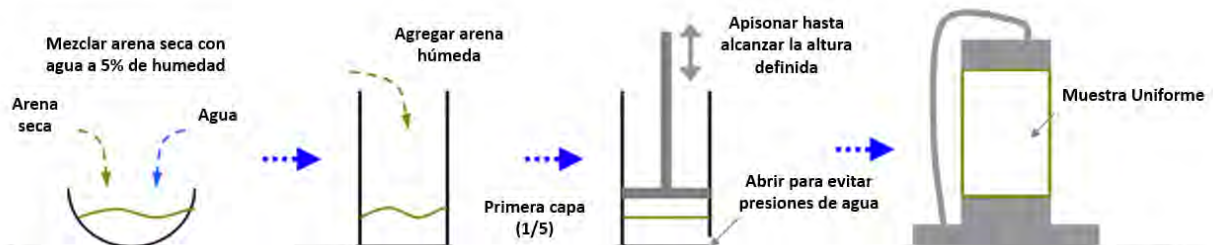


Figura 3.11 Procedimiento Moist Tamping

Nota. Traducido de “Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation”, por Sze & Yang (2014).

3.5. Procedimiento de ensayo

Una vez concluida la preparación de la muestra y el montaje del equipo de ensayo triaxial, se procede a ejecutar el protocolo experimental, el cual se desarrolla en cuatro etapas fundamentales: percolación, saturación, consolidación y rotura. Estas fases constituyen el núcleo del ensayo, pues permiten analizar de manera detallada las propiedades mecánicas del material bajo condiciones controladas y reproducibles. Cada etapa debe llevarse a cabo con absoluta rigurosidad y monitoreo continuo, garantizando así la precisión y confiabilidad de los resultados obtenidos.

Para la ejecución de los ensayos, se emplea el entorno GDS Lab, una plataforma avanzada que facilita el control integral de todo el proceso experimental. Este sistema permite regular con alta exactitud variables críticas como el tiempo de ejecución, la velocidad de aplicación de la carga, las presiones ejercidas y el desplazamiento del

pedestal. Asimismo, ofrece un registro continuo y detallado de los datos, incrementando la fiabilidad de la información recopilada y permitiendo un análisis posterior más preciso.

A continuación, se describen en detalle las etapas que conforman el procedimiento del ensayo triaxial, destacando los aspectos clave y las consideraciones necesarias en cada fase para garantizar la validez de los resultados.

3.5.1. Percolación.

El primer paso en un ensayo triaxial es la percolación que es esencial para alcanzar una adecuada saturación de las muestras de suelo, condición necesaria para asegurar mediciones confiables tanto de la presión de poros como de los cambios de volumen. En los ensayos de compresión no drenada (CU), se asume que el volumen de la muestra permanece constante mientras la presión de poros varía bajo la acción de la carga aplicada. En contraste, en los ensayos de compresión drenada (CD), la presión de poros se estabiliza, lo que permite que se produzcan cambios en el volumen de la muestra.

Si la muestra no alcanza la saturación completa en cualquiera de estos dos tipos de ensayo, es probable que quede aire en los espacios porosos del suelo, provocando variaciones indeseadas en las presiones medidas en todas las etapas del proceso. Dichas variaciones comprometen la exactitud de los resultados, al introducir incertidumbre tanto en las mediciones de presión de poros como en la interpretación de los cambios volumétricos. Por ello, asegurar una saturación efectiva a través de la percolación constituye un paso crítico para la confiabilidad y reproducibilidad de los ensayos triaxiales.

El proceso de percolación asegura la eliminación del aire en la muestra y alcanzar un alto grado de saturación. En esta investigación, se empleó el método de percolación con CO₂ propuesto por Lade (1972) y Lade & Duncan (1973). Este método implica la introducción de CO₂ gaseoso a través de la línea de drenaje inferior a una presión de 20 kPa, con el objetivo de desplazar el aire a través del top cap. El CO₂ fluye por aproximadamente 10 minutos, garantizando la completa sustitución del aire, más ligero que el CO₂. Es importante destacar que inicialmente se ajustó la presión de la cámara a 40kPa para mantener un confinamiento efectivo de 20 kPa. Posteriormente, se introduce agua deaireada a través de la misma línea de drenaje a 20kPa para desplazar el CO₂ en la muestra. Según Lade, cualquier CO₂ residual en el espécimen se disolverá en el agua añadida. Además, en los ensayos realizados, el CO₂ también se utilizó para calibrar el sensor de presión (**Figura 3.12**) antes de la circulación del agua.



Figura 3.12 Medidor de Presión de Poros GDS con adaptador hacia la válvula de drenaje inferior

3.5.2. Saturación.

La segunda etapa del ensayo triaxial consiste en la saturación del espécimen, la cual se realiza mediante el método de contrapresión. Al combinar este método con la percolación utilizando CO₂, se alcanza aproximadamente un 100% de saturación. Este método implica aumentar tanto la presión de cámara como la contrapresión, manteniendo una diferencia constante de 20 kPa para evitar un confinamiento superior al necesario para el ensayo. Por ejemplo, en el caso de la arena de Canchamaná, utilizando previamente CO₂ se logra la saturación completa del espécimen con una presión de cámara de 500 kPa y una contrapresión de 480 kPa; sin embargo, sin el uso de CO₂, la presión de cámara requerida asciende a 900 kPa.

El grado de saturación se determina utilizando el valor B, definido por (Skempton, 1954), que se calcula mediante la fórmula (11). De acuerdo con da Fonseca (2021), para suelos granulares se recomienda un valor B superior a 0.97 para indicar que el suelo está completamente saturado. Esta recomendación se fundamenta en comparaciones entre dicho parámetro y la velocidad de las ondas P (V_p), que es otro método para medir el grado de saturación. En suelos saturados, los valores de V_p son superiores a 1482 m/s, ya que la propagación de la onda está dominada por el agua. Además, la relación entre el parámetro B y grado de saturación se muestra en la **Figura 3.13**.

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad (11)$$

Donde:

Δu = Cambio en la presión de poros del espécimen que ocurre como resultado de un cambio en la presión de la cámara cuando las válvulas de drenaje del espécimen están cerradas.

$\Delta \sigma_3$ = Cambio en la presión de cámara.

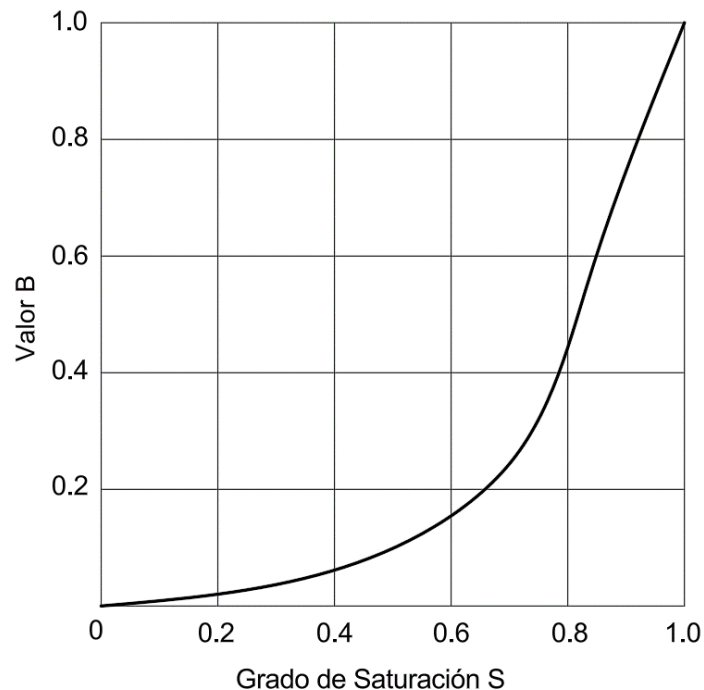


Figura 3.13 Relación parámetro B y Grado de Saturación
Nota. Adaptado de “Soil Mechanics”, por Barnes (1995).

3.5.3. Consolidación.

La etapa de consolidación del ensayo está diseñada para asegurar que la muestra alcance un estado de equilibrio bajo condiciones drenadas y a una presión de consolidación efectiva, que es fundamental para determinar la resistencia del material. Durante esta fase, se utilizan datos obtenidos a través del software GDS Lab para identificar cuándo se ha alcanzado completamente la consolidación y para definir la tasa de deformación que se implementará en la etapa de rotura del ensayo.

En términos experimentales, el confinamiento necesario se alcanza incrementando la presión en la cámara hasta obtener la diferencia deseada con la contrapresión. La curva de consolidación, ilustrada en la **Figura 3.14**, señala que la consolidación se ha logrado cuando no hay cambios de volumen observables en el controlador de contrapresión, dado que el drenaje del espécimen se realiza únicamente a través del top cap. Además, un

indicativo de que el suelo ha consolidado adecuadamente es cuando la presión de poros inducida tiende a cero.

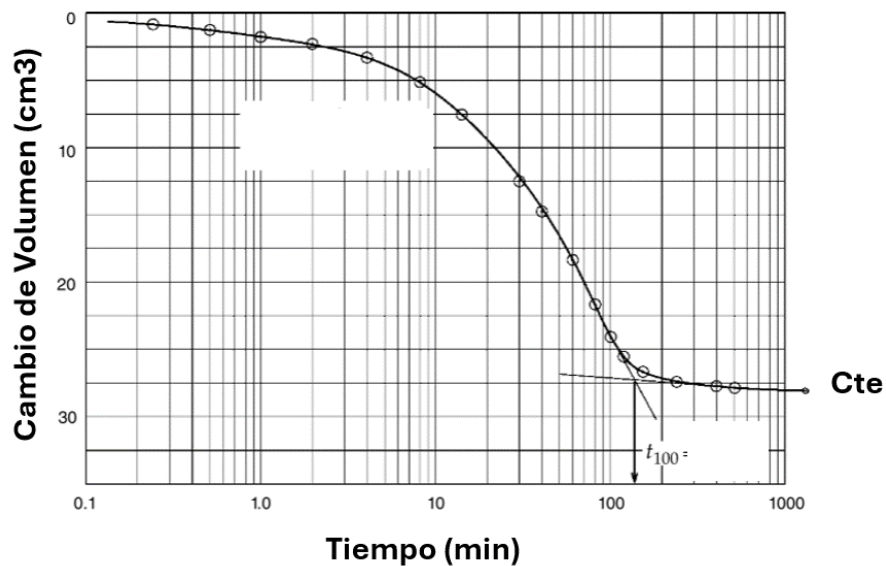


Figura 3.14 Forma típica de curva de consolidación
Nota. Traducido de “Triaxial testing of soils”, por Lade (2016).

3.5.4. Rotura.

Antes de iniciar la fase de rotura del espécimen, es crucial establecer un contacto adecuado entre el *top cap* y la celda sumergible, un proceso conocido como *docking*. Este paso es esencial para medir correctamente la deformación de la muestra, dado que la distancia entre la muestra y la celda refleja el cambio de altura resultante de la consolidación a la que ha sido sometida la muestra. Durante este proceso, resulta esencial garantizar la correcta alineación del centro de la celda de carga con el centro de la muestra, para lo cual se recomienda el uso de componentes como el Vylastic Sleeve de GDS Instruments. Dicho elemento evita la aplicación de cargas excéntricas y la rotación del *top cap*, tal como se ilustra en la **Figura 3.15**, donde la carga se transfiere a través de una celda con terminación esférica. En contraste, en la presente investigación se ha empleado una superficie plana para la aplicación de la carga. Este enfoque contribuye a mantener la estabilidad del sistema y a obtener resultados más precisos.

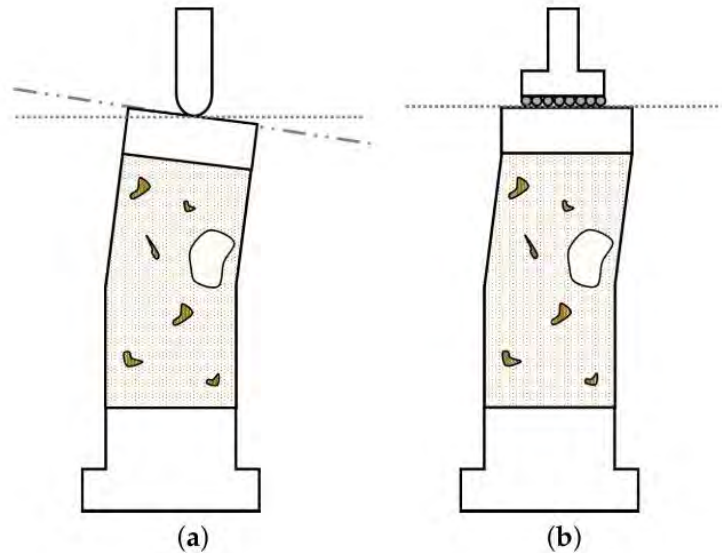


Figura 3.15 Alineación horizontal entre top cap y celda de carga (a) superficie no horizontal con conexión esférica (b) superficie horizontal con conexión plana.
 Nota. Tomado de “Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples”, por da Fonseca et al. (2021).

En el software GDS Lab, el *docking* se realiza estableciendo una velocidad de desplazamiento para la base del marco de carga y un diferencial de fuerza necesario para comenzar el proceso de rotura. Para la arena analizada en este estudio, se programó una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min y un diferencial de carga que variaba entre 0.005kN y 0.01 kN.

Tras establecer las condiciones adecuadas de acoplamiento (*docking*), se inicia la fase de rotura del ensayo. En esta etapa, tanto la presión de cámara como la contrapresión deben mantenerse constantes. Conviene destacar que, en el ensayo de compresión drenada (CD), resulta especialmente relevante el control de la contrapresión, mientras que en el ensayo de compresión no drenada (CU) no se registra ajuste en el controlador de presión, puesto que la válvula de drenaje permanece cerrada (tal como se detalla más adelante).

La metodología difiere según el tipo de ensayo triaxial seleccionado: en el caso del ensayo CU, es imprescindible cerrar la válvula de drenaje superior; en cambio, para el ensayo CD, esta válvula debe permanecer abierta para permitir la evacuación del agua durante la aplicación de la carga. El método de rotura empleado fue el de deformación controlada, que implica elevar la base del marco triaxial a una velocidad constante especificada en mm/min. Se establecieron velocidades de corte específicas para cada tipo de ensayo con el objetivo de garantizar la uniformidad de los resultados. En los ensayos CU, se aplicó una velocidad de rotura de 1.5 mm/min, y en los CD, de 0.1 mm/min,

logrando en ambos casos deformaciones superiores al 30%. Las justificaciones para la selección de estas velocidades se explicaron detalladamente en la sección del programa de ensayo.

3.5.5. Medición de relación de vacíos.

Al concluir la etapa de rotura, se procede a reducir tanto la presión de cámara como la contrapresión a cero y se baja la base del marco triaxial. Este ajuste permite disminuir la carga axial y liberar espacio para extraer la celda. Posteriormente, se vacía el agua de la cámara y se extrae rápidamente el espécimen para evitar que este absorba agua de las piedras porosas, lo cual podría afectar el cálculo de propiedades índice como la saturación y la humedad. A continuación, se retiran la membrana, las piedras porosas y el papel filtro, y se coloca el material junto con el contenido de agua en un recipiente que será pesado para determinar el peso total al finalizar el ensayo. Luego, este material se coloca en un horno a 100 °C para secarlo completamente y pesarlo, permitiendo calcular la cantidad de material utilizado en la preparación del espécimen y, por ende, la densidad seca y la relación de vacíos. En la **Figura 3.16** se muestra un espécimen al término del ensayo triaxial.



Figura 3.16 Especimen al término de ensayo triaxial

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

De los 32 ensayos realizados en esta investigación, 18 se utilizaron para definir la línea de estado crítico de la arena de Canchamaná, 4 experimentaron licuación estática, y los restantes fueron descartados debido a presencia de fugas en el ensayo o rotura de membrana. Para todos los ensayos procesados se graficaron los espacios p' vs q , ε vs q/p' , ε vs q , y dependiendo del tipo de ensayo, ya sea drenado o no drenado, ε vs ΔV o ε vs Δu , respectivamente. En la **Tabla 4.1** se presenta un resumen de los ensayos considerados en el estudio, de los cuales se seleccionarán los más representativos para la explicación y análisis de los resultados. El código de los ensayos sigue la siguiente nomenclatura: presión de confinamiento en kPa - tipo de ensayo – método de preparación – estado del suelo (denso/suelto) – GDS – correlativo.

Los cuatro primeros ensayos presentados en la tabla mencionada anteriormente evidenciaron el fenómeno de licuación estática. Esto se observa porque, al final del ensayo, tanto el esfuerzo desviador como el esfuerzo efectivo medio alcanzaron un valor de 0. Estos ensayos fueron no drenados y el suelo se encontraba en un estado muy suelto.

A manera de ejemplificar la licuación estática producida en laboratorio, la **Figura 4.1** se muestra la relación ε vs q y ε vs Δu del ensayo 100 - CU - MT - S - GDS - 01. En esta figura, se observa que el esfuerzo desviador tiende a 0 después de haber alcanzado un pico a una deformación axial menor al 5%. Como se espera teóricamente, la presión de poros en un ensayo CU debe aumentar rápidamente y mantenerse constante al alcanzar el estado crítico; sin embargo, en este caso no se alcanza un estado crítico debido a que el suelo licuó. Por esta razón, este ensayo no se considera para determinar la CSL.

No obstante, el ensayo es importante para demostrar cómo se puede predecir que un suelo es licuable a partir del CSL, lo cual se detallará en la presentación de la curva de estado crítico. Además, en la **Figura 4.2** se plotan las trayectorias de esfuerzos totales y efectivos del ensayo, mostrando que el esfuerzo efectivo medio y el esfuerzo desviador tienden a 0.

Tabla 4.1 Resumen de resultados - Ensayos CU y CD - Arena de Canchamaná

Código Ensayo	Condiciones Iniciales		Fabricación			Consolidación				Condiciones de Ensayo		Etapa de Rotura				
	Método de Remoldeo	Suelto / Denso	γd (g/cm3)	Relación de Vacíos de Fabricación (ef)	Densidad Relativa de Fabricación (%Drf)	p' kPa	Valor B	Relación de vacíos Después de Consolidación (eo)	Densidad Relativa de Consolidación (%Dro)	Drenaje	Velocidad de deformación: mm/min	Estado Crítico	p' kPa (Cambridge) $p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$	q kPa (Cambridge) $q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$	Relación de vacíos en Estado Crítico (ec)	Densidad Relativa de Estado Crítico (%Drc)
100 - CU - MT - S - GDS - 01	Moist Tamping	Suelto	1,471	0,876	0%	100	0,98	0,858	4%	CU	1,5	Contractivo /Licuación	0	0	0,858	4%
150 - CU - MT - S - GDS - 02	Moist Tamping	Suelto	1,471	0,876	0%	150	0,98	0,843	8%	CU	1,5	Contractivo /Licuación	0	0	0,843	8%
200 - CU - MT - S - GDS - 03	Moist Tamping	Suelto	1,472	0,875	0%	200	0,98	0,849	7%	CU	1,5	Contractivo /Licuación	0	0	0,849	7%
150 - CU - MT - S - GDS - 05	Moist Tamping	Suelto	1,474	0,872	1%	150	0,98	0,840	9%	CU	1,5	Contractivo /Licuación	0	0	0,84	9%
100 - CU - MT - S - GDS - 06	Moist Tamping	Suelto	1,557	0,772	25%	100	0,97	0,756	29%	CU	1,5	Contractivo /Licuación	2.68	3.2	0,756	29%
300 - CU - DT - D - GDS - 08	Dry Tamping	Denso	1,605	0,72	38%	300	0,98	0,688	46%	CU	1,5	Dilatante	1129.13	1607.75	0,688	46%
300 - CU - MT - S - GDS - 10	Moist Tamping	Suelto	1,558	0,772	25%	300	1,00	0,735	35%	CU	1,5	Contractivo	1.34	3.42	0,735	35%
700 - CU - MT - S - GDS - 11	Moist Tamping	Suelto	1,558	0,772	25%	700	1,00	0,717	39%	CU	1,5	Contractivo	218.01	289.63	0,717	39%
600 - CU - MT - S - GDS - 12	Moist Tamping	Suelto	1,558	0,772	25%	600	1,00	0,721	38%	CU	1,5	Contractivo	87.55	114.92	0,721	38%
800 - CU - MT - S - GDS - 13	Moist Tamping	Suelto	1,558	0,772	25%	800	1,00	0,713	40%	CU	1,5	Contractivo	263.11	342.2	0,713	40%
500 - CU - MT - S - GDS - 14	Moist Tamping	Suelto	1,558	0,771	26%	500	1,00	0,722	38%	CU	1,5	Contractivo	158.67	202.28	0,722	38%
200 - CU - MT - S - GDS - 15	Moist Tamping	Suelto	1,561	0,771	26%	200	1,00	0,744	32%	CU	1,5	Contractivo	3.07	6.69	0,744	32%
400 - CU - MT - S - GDS - 16	Moist Tamping	Suelto	1,571	0,757	29%	400	1,00	0,724	37%	CU	1,5	Contractivo	188.8	245.2	0,724	37%
100 - CU - MT - D - GDS - 17	Dry Tamping	Denso	1,606	0,72	38%	100	1,00	0,704	42%	CU	1,5	Dilatante	819.59	1141.95	0,704	42%
200 - CD - DT - D - GDS - 03	Dry Tamping	Denso	1,605	0,72	38%	200	0,97	0,695	44%	CD	0,1	Dilatante	367.91	503.46	0,725	37%
200 - CD - DT - D - GDS - 04	Dry Tamping	Denso	1,65	0,673	50%	200	1,00	0,649	56%	CD	0,1	Dilatante	372.18	516.22	0,698	44%
600 - CD - MT - S - GDS - 09	Moist Tamping	Suelto	1,497	0,85	6%	600	1,00	0,784	23%	CD	0,1	Contractivo	1115.15	1544.66	0,711	40%
400 - CD - MT - S - GDS - 06	Moist Tamping	Suelto	1,555	0,775	25%	400	1,00	0,738	34%	CD	0,1	Contractivo	717.07	951.61	0,687	46%
500 - CD - MT - S - GDS - 07	Moist Tamping	Suelto	1,555	0,775	25%	500	1,00	0,726	37%	CD	0,1	Contractivo	893.31	1180.64	0,662	52%
600 - CD - MT - S - GDS - 08	Moist Tamping	Suelto	1,555	0,775	25%	600	1,00	0,721	38%	CD	0,1	Contractivo	1063.79	1389.51	0,656	54%
900 - CD - MT - S - GDS - 10	Moist Tamping	Suelto	1,497	0,843	8%	900	1,00	0,770	26%	CD	0,1	Contractivo	1588.85	2065.16	0,665	52%
1100 - CD - MT - S - GDS - 11	Moist Tamping	Suelto	1,5	0,84	9%	1100	1,00	0,754	30%	CD	0,1	Contractivo	1934.08	2501.98	0,627	61%

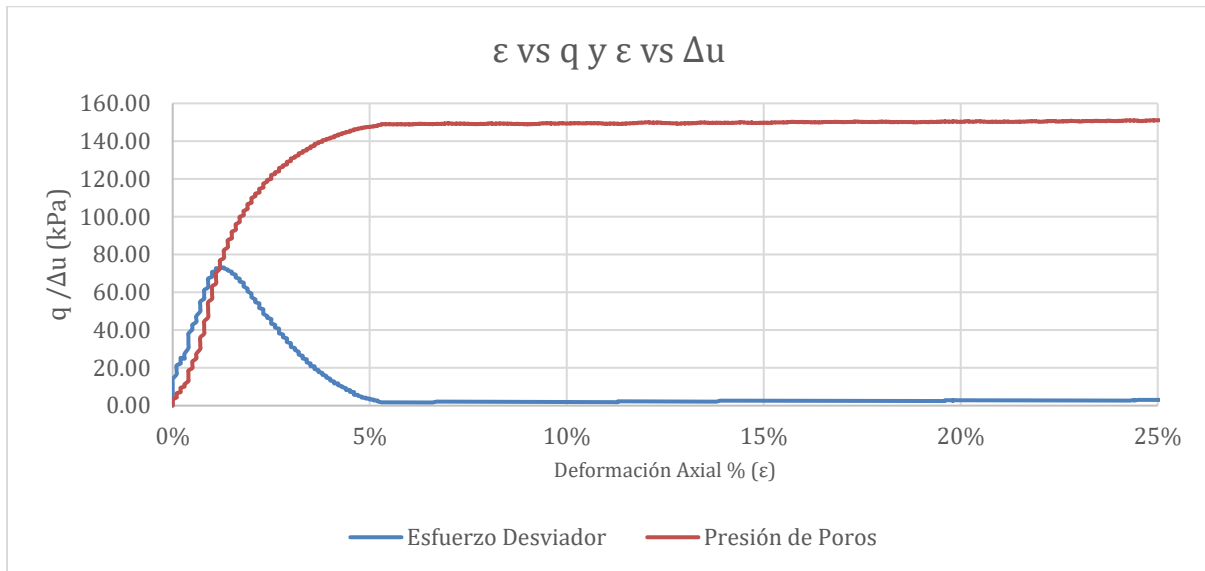


Figura 4.1 Ensayo 100 - CU - MT - S - GDS - 01 – Caso Licuación y Contractivo Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros

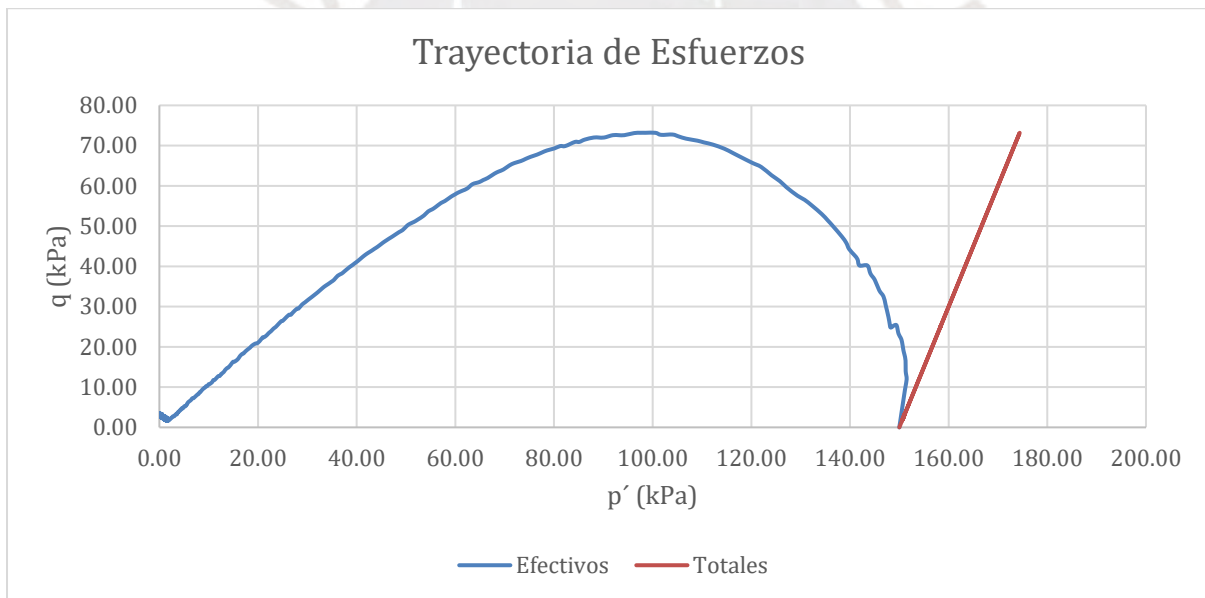


Figura 4.2 Ensayo 100 - CU - MT - S - GDS - 01 – Caso Licuación y Contractivo Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos

En los ensayos CU se observaron respuestas dilatantes y contractivas del suelo. La respuesta de un suelo denso, se analiza el ensayo 300 - CU - DT - D - GDS - 08. En la **Figura 4.3** se muestra que la presión de poros inicialmente aumenta ligeramente y luego se vuelve negativa. Esto indica que el material, en estado denso, exhibe un comportamiento inicialmente contractivo y luego completamente dilatante.

Asimismo, se observa que el esfuerzo desviador aumenta hasta alcanzar un valor constante a deformación axial mayor a 20%, al igual que la presión de poros. Cuando ambas el esfuerzo desviador y presión de poros muestran la tendencia de ser constantes, significa que el material ha alcanzado el estado crítico.

En la **Figura 4.4**, se ilustran las trayectorias de esfuerzos, donde inicialmente los esfuerzos efectivos se desplazan hacia la izquierda debido al incremento de la presión de poros. Posteriormente, la trayectoria se modifica hacia la derecha a medida que la presión de poros se vuelve negativa, lo cual evidencia un comportamiento dilatante, tal como se describe en la teoría.

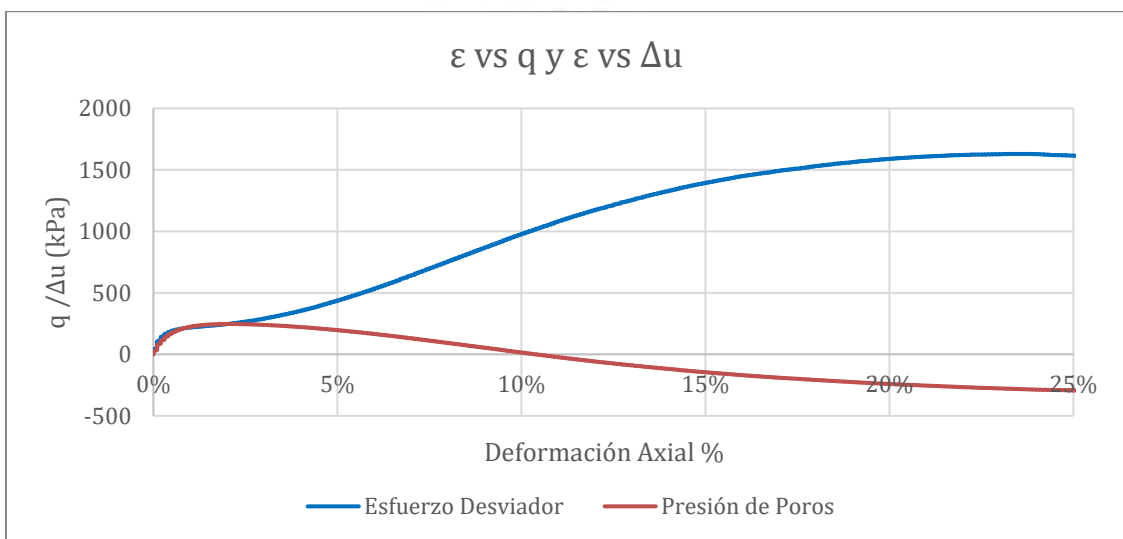


Figura 4.3 Ensayo 300-CU-07 (0,98) – Caso Dilatante
Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros

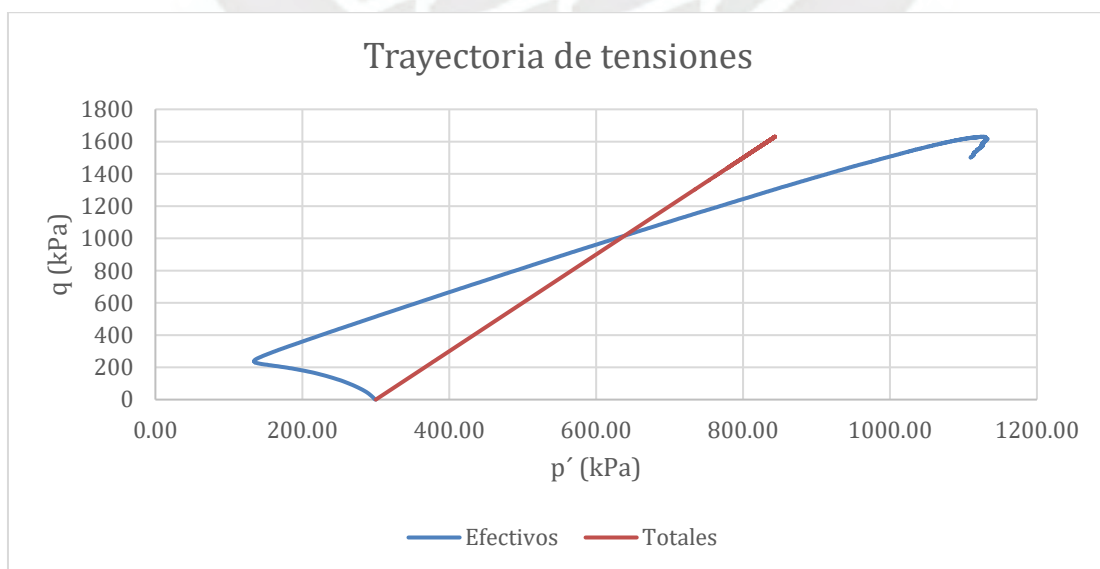


Figura 4.4 Ensayo 300-CU-07 (0,98) – Caso Dilatante
Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos

Por otro lado, el ensayo 700 - CU - MT - S - GDS - 11 evidencia la respuesta de un suelo suelto en condiciones CU. Tal como se ilustra en la **Figura 4.5**, la presión de poros incrementa de forma notable al inicio de la deformación del espécimen y se estabiliza en al alcanzar deformación 20%. Es importante destacar que en este caso la presión de poros no llega a tener valores negativos, a diferencia de lo observado en el comportamiento de un suelo denso bajo el mismo tipo de ensayo.

En cuanto al esfuerzo desviador, se registra inicialmente un incremento rápido, alcanzando un valor máximo alrededor del 5% de deformación, tras lo cual desciende hasta estabilizarse en un valor constante. A partir de deformaciones superiores al 20%, tanto el esfuerzo desviador como la presión de poros permanecen prácticamente constantes, lo que indica que el material ha alcanzado el estado crítico, evidenciando un comportamiento contractivo.

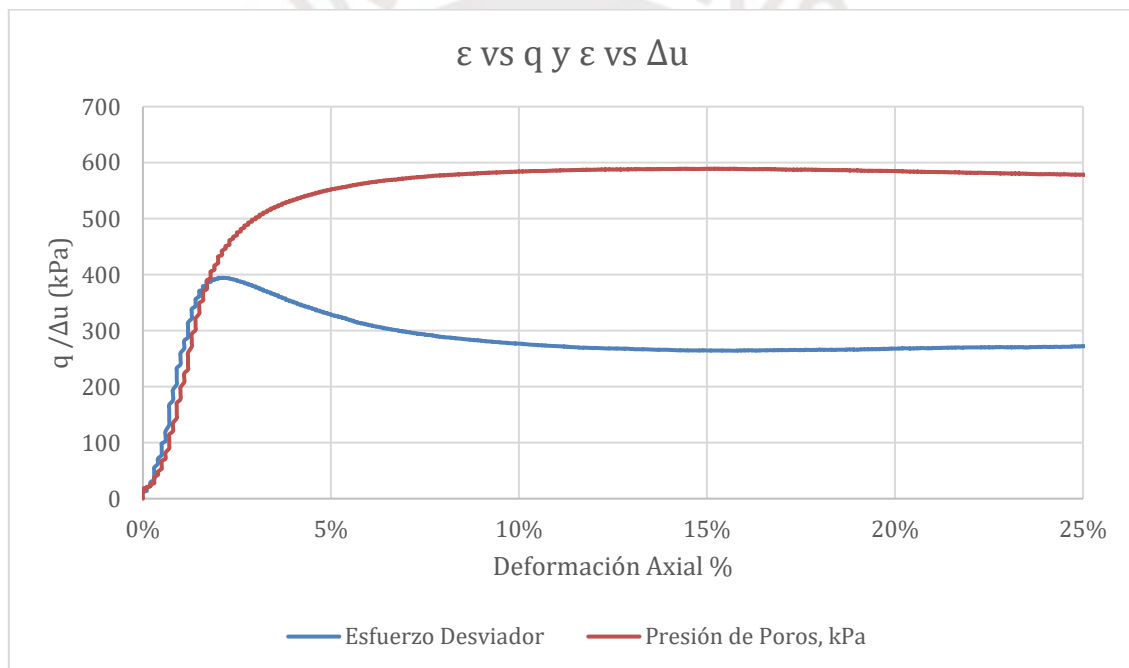


Figura 4.5 Ensayo 700 - CU - MT - S - GDS - 11– Caso Contractivo
Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Presión de Poros

Al analizar el comportamiento contractivo de este ensayo a través de la trayectoria de esfuerzos ilustrada en la **Figura 4.6**, se observa que la curva de esfuerzos efectivos se desplaza hacia la izquierda. Esto se debe a la generación de presión de poros positiva, que impide que la trayectoria se desplace a la derecha, tal como ocurre con suelos densos en ensayos CU cuando se desarrollan presiones de poros negativas.

Al final de la curva, los esfuerzos efectivos se mantienen prácticamente en una misma región, lo cual indica que el material ha alcanzado el estado crítico. Esta condición

se ve reflejada también en la gráfica de ϵ vs. q , donde el esfuerzo desviador se estabiliza en un valor constante, corroborando el estado crítico del suelo.

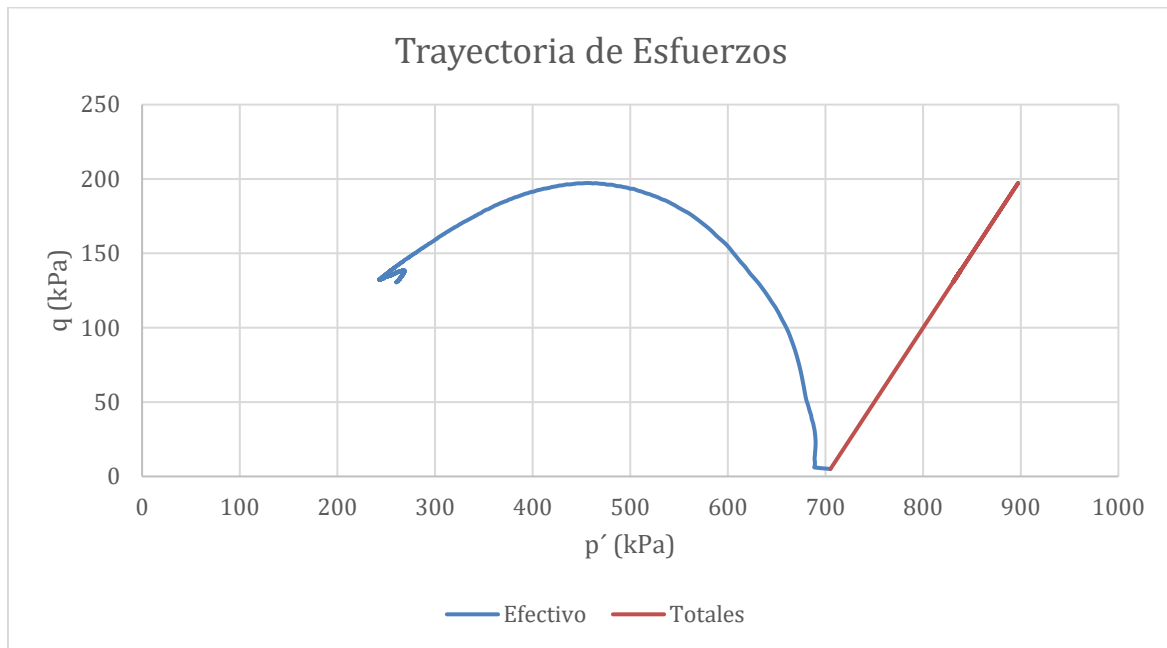


Figura 4.6 Ensayo 700 - CU - MT - S - GDS – 11 – Caso Contractivo
Trayectorias de esfuerzos totales y efectivos

En el caso de respuesta contractiva en ensayo CD, se analiza el ensayo 600 - CD - MT - S - GDS – 09, que se encuentra en estado suelto. La **Figura 4.7** muestra un incremento del esfuerzo desviador a medida que la deformación de la muestra aumenta, hasta el punto en que tiende a estabilizarse. En contraste, la variación de volumen de la muestra es negativa, lo que indica que la muestra está reduciendo su relación de vacíos, buscando así alcanzar el estado crítico.

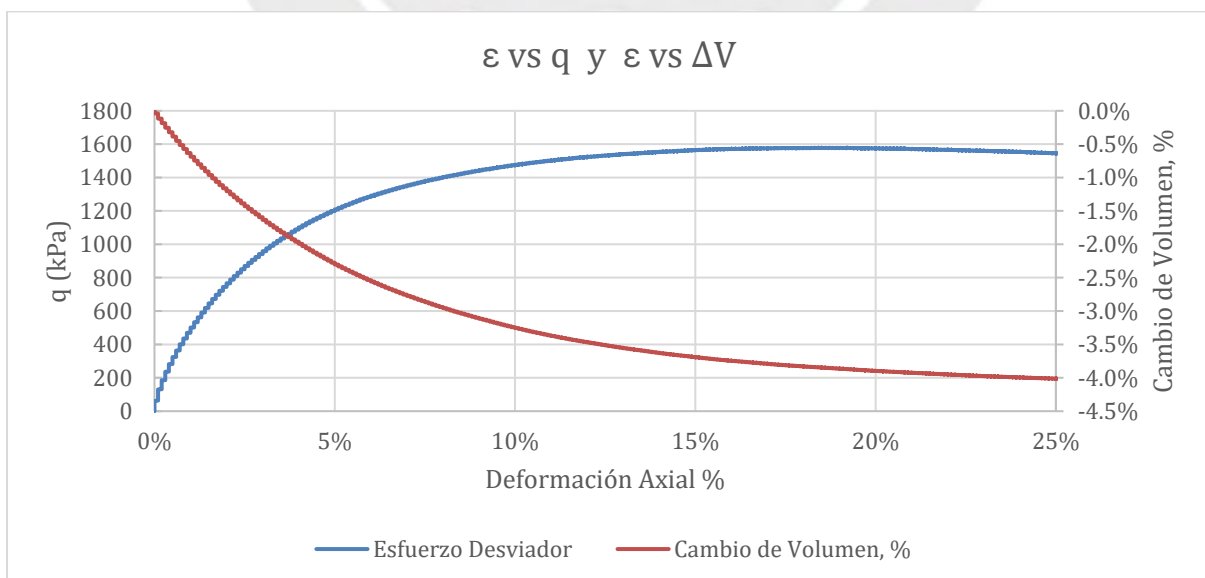


Figura 4.7 Ensayo 600 - CD - 03 (1.00) – Caso Contractivo
Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Variación de Volumen

Para la respuesta dilatante en ensayo CD, se analiza la **Figura 4.8** correspondiente al ensayo 200 - CD - DT - D - GDS - 03, el cual se encuentra en estado denso. Se observa un incremento del esfuerzo desviador a medida que la deformación de la muestra aumenta, alcanzando un pico aproximadamente al 10% de deformación. Posteriormente, el valor de q disminuye, típico de un suelo denso en condiciones drenadas, y luego tiende a estabilizarse.

La variación de volumen inicialmente es negativa, lo que indica una disminución en la relación de vacíos. Posteriormente, la variación de volumen se vuelve positiva. Al hacer un análisis gráfico, se observa que el cambio de volumen empieza a ser positivo cerca de la deformación donde se alcanza el esfuerzo desviador máximo, lo cual indica la ocurrencia del fenómeno de *interlocking* entre partículas.

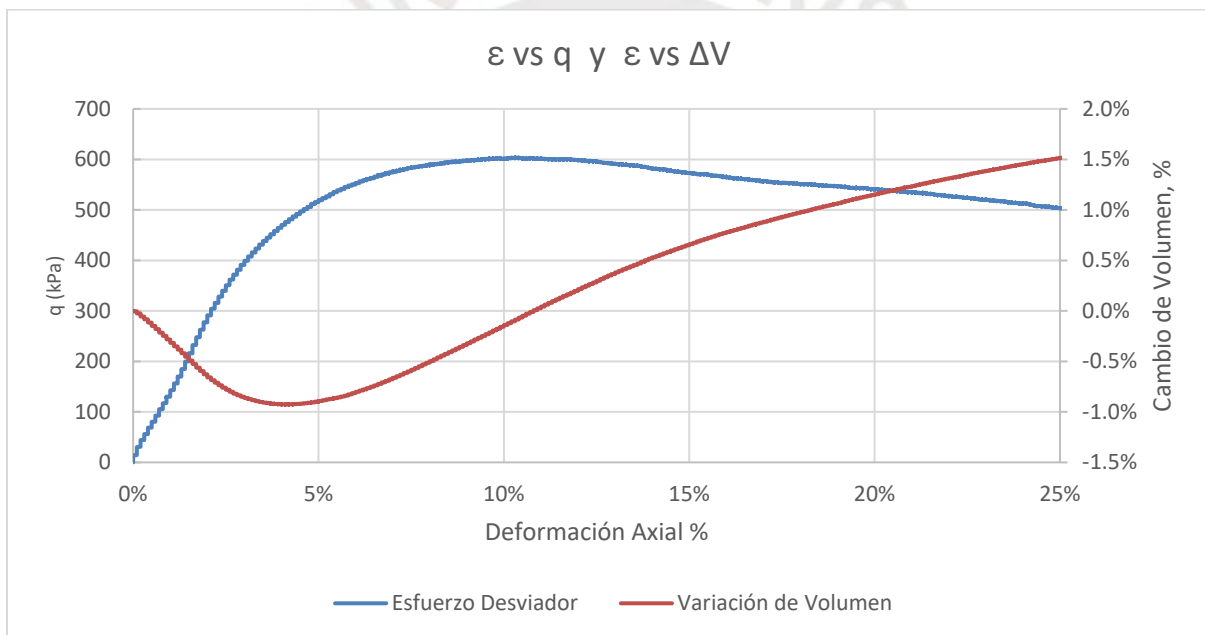


Figura 4.8 Ensayo 200 - CD - 01 (0.97) – Caso Dilatante
Deformación Axial vs Esfuerzo Desviador y Deformación Axial vs Variación de Volumen

Cabe destacar que en el procesamiento de datos se ha tenido en consideración la corrección de área de la muestra y la corrección por membrana para el cálculo de los esfuerzos. La fricción del pistón no se consideró en los cálculos debido a que se utilizó una celda de carga sumergible, lo que permite tomar medidas directas de fuerza. En el anexo se muestran los resultados de cada ensayo. De todos los ensayos realizados, 4 presentaron comportamiento dilatante (correspondientes a muestras densas), mientras que 18 mostraron comportamiento contractivo (asociados a muestras sueltas, incluyendo aquellos

con licuación estática). El resumen de estos resultados se presenta también la información expuesta en la tabla previa.

Con el propósito de facilitar la identificación de los ensayos que alcanzaron el estado crítico, se ha incorporado una codificación adicional que sigue la nomenclatura:

Presión de Consolidación – tipo de drenaje – correlativo – valor B

El valor B, determinado durante la fase de saturación del espécimen, se incluye para evaluar la influencia de la saturación en la definición del estado crítico y, por ende, en el comportamiento del suelo. En la **Tabla 4.2** se presenta la codificación aplicada a estos ensayos, junto con la información correspondiente a cada uno.

Tabla 4.2 Codificación de ensayos que alcanzaron el estado crítico

Código Ensayo	Código Punto Inicial (Consolidación)	Código Punto CSL
100 - CU - MT - S - GDS - 06	100 - CU - 05 (0,97)	100 - CU - 05' (0,97)
300 - CU - DT - D - GDS - 08	300 - CU - 07 (0,98)	300 - CU - 07' (0,98)
300 - CU - MT - S - GDS - 10	300 - CU - 08 (1,00)	300 - CU - 08' (1,00)
700 - CU - MT - S - GDS - 11	700 - CU - 09 (1,00)	700 - CU - 09' (1,00)
600 - CU - MT - S - GDS - 12	600 - CU - 10 (1,00)	600 - CU - 10' (1,00)
800 - CU - MT - S - GDS - 13	800 - CU - 11 (1,00)	800 - CU - 11' (1,00)
500 - CU - MT - S - GDS - 14	500 - CU - 12 (1,00)	500 - CU - 12' (1,00)
200 - CU - MT - S - GDS - 15	200 - CU - 13 (1,00)	200 - CU - 13' (1,00)
400 - CU - MT - S - GDS - 16	400 - CU - 14 (1,00)	400 - CU - 14' (1,00)
100 - CU - MT - D - GDS - 17	100 - CU - 15 (1,00)	100 - CU - 15' (1,00)
200 - CD - DT - D - GDS - 03	200 - CD - 01 (0,97)	200 - CD - 01' (0,97)
200 - CD - DT - D - GDS - 04	200 - CD - 02 (1,00)	200 - CD - 02' (1,00)
600 - CD - MT - S - GDS - 09	600 - CD - 03 (1,00)	600 - CD - 03' (1,00)
400 - CD - MT - S - GDS - 06	400 - CD - 05 (1,00)	400 - CD - 05' (1,00)
500 - CD - MT - S - GDS - 07	500 - CD - 06 (1,00)	500 - CD - 06' (1,00)
600 - CD - MT - S - GDS - 08	600 - CD - 07 (1,00)	600 - CD - 07' (1,00)
900 - CD - MT - S - GDS - 10	900 - CD - 08 (1,00)	900 - CD - 08' (1,00)
1100 - CD - MT - S - GDS - 11	1100 - CD - 09 (1,00)	1100 - CD - 09' (1,00)

Para determinar el punto donde los ensayos alcanzan el estado crítico, se tienen dos opciones. La primera es hacerlo visualmente, observando en el momento en que el esfuerzo desviador y la presión de poros o la variación de volumen (según el tipo de ensayo) se mantienen constantes. Sin embargo, este método puede resultar en la determinación del estado crítico a diferentes deformaciones axiales, lo cual no es recomendable.

El segundo método consiste en utilizar la gráfica ϵ vs q/p' , donde se estandariza el esfuerzo desviador respecto al esfuerzo efectivo medio. Al combinar todas las gráficas, se espera que estas converjan a un valor constante, estableciendo así una deformación axial referencial para determinar los puntos del CSL.

La **Figura 4.9** muestra la gráfica ϵ vs q/p' de todos los ensayos combinados. La relación q/p' converge a valores entre 1.2 y 1.4, comenzando a estabilizarse alrededor del 25% de deformación. Esta deformación será considerada como el estado crítico para todos los ensayos. En la figura también se observan curvas que no se estabilizan y presentan una forma aleatoria, lo cual indica los ensayos que experimentan licuación.



Figura 4.9 Deformación Axial % q/p' (CU y CD) – Arena Canchamaná

Para una mejor visualización, en las **Figura 4.10** y **Figura 4.11** se presentan, por separado, los ensayos CU y CD, respectivamente. En términos generales, los ensayos CD exhiben un comportamiento más uniforme en comparación con los realizados bajo condiciones CU, además los ensayos CD se estabilizan posteriormente a los CU.

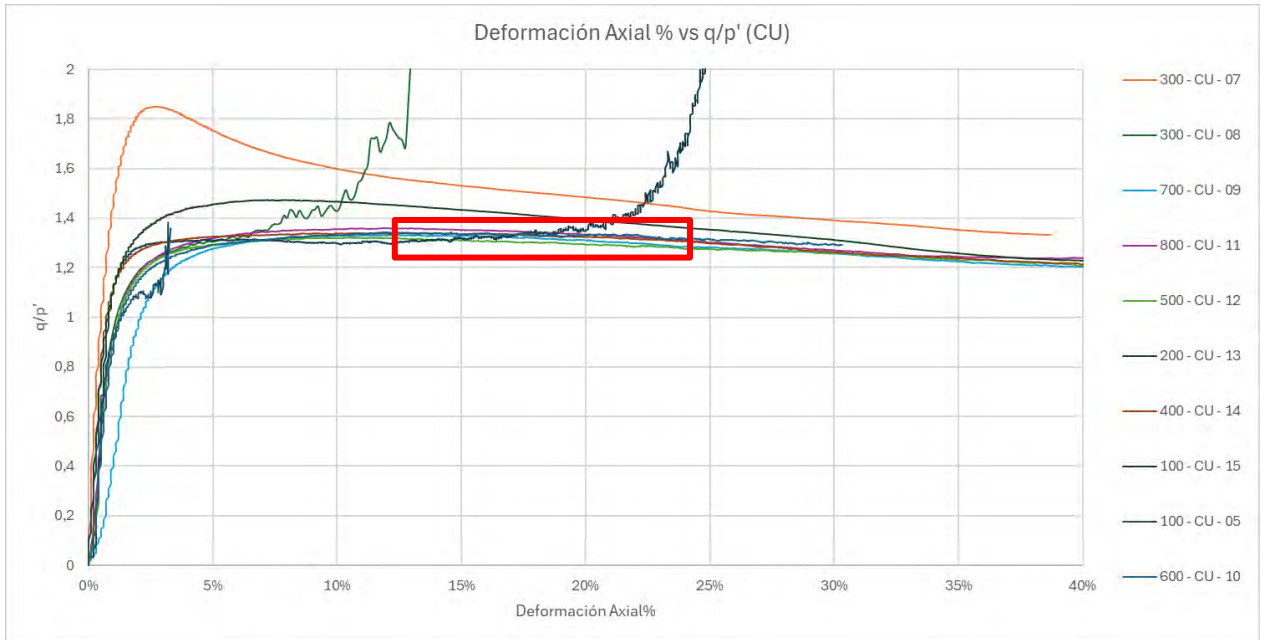


Figura 4.10 Deformación Axial % q/p' (CU) – Arena Canchamaná

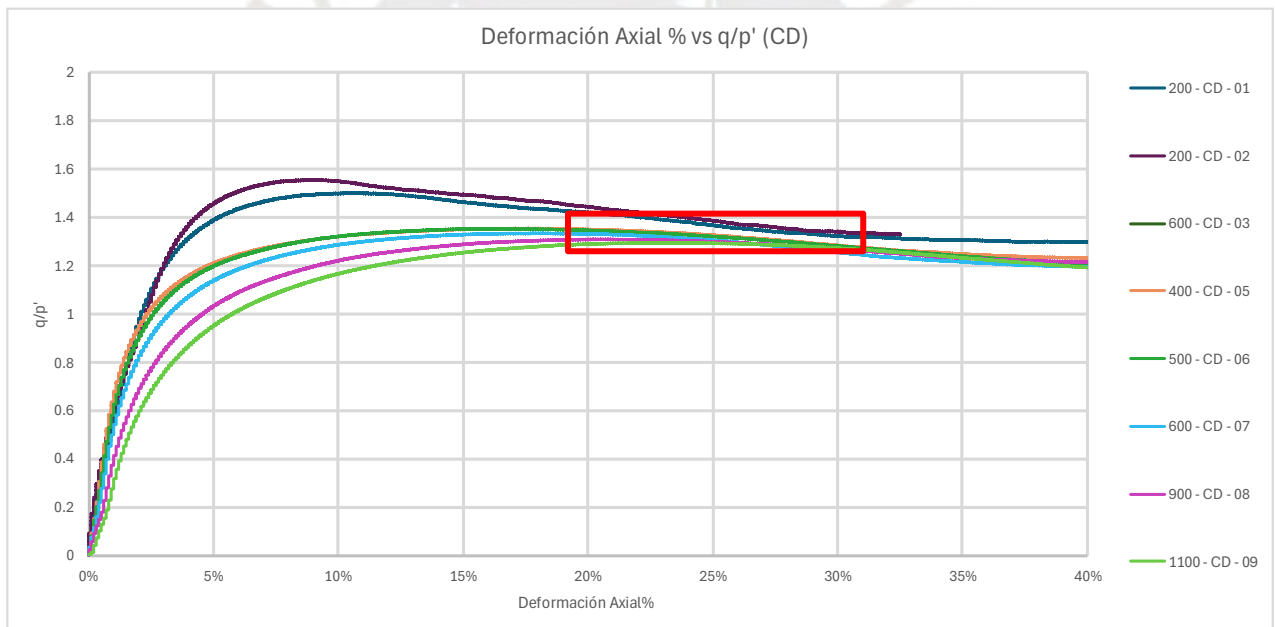


Figura 4.11 Deformación Axial % q/p' CD – Arena Canchamaná

Después de determinar la deformación a la que se alcanza el estado crítico en la arena de Canchamaná, se define la curva de estado crítico (CSL) con la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo medio y el esfuerzo desviador alcanzados al 25% de deformación, los cuales se muestran en la **Tabla 4.1**. Como primera iteración, se establece la CSL utilizando todos los datos mediante una regresión logarítmica, obteniendo la curva que se muestra en la **Figura 4.12**.

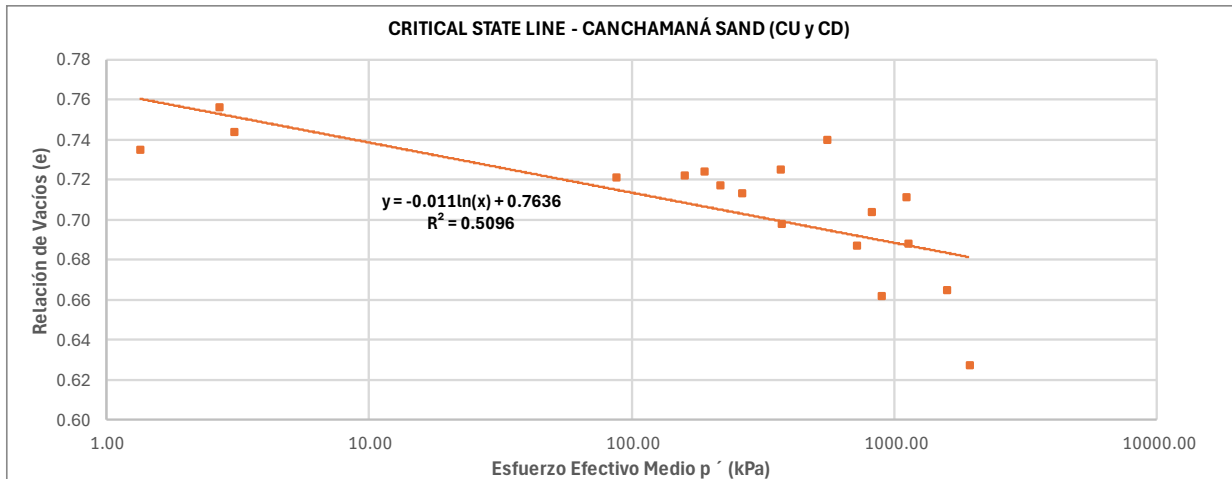


Figura 4.12 Curva de Estado Crítico Inicial (CU y CD)

La curva obtenida presenta un factor de correlación de 0.5096, valor que se aleja significativamente de la unidad, lo cual indica una dispersión notable de los datos experimentales respecto de la tendencia propuesta. Esta dispersión reduce la precisión en la definición de la línea de estado crítico (CSL) y, por ende, merma la confiabilidad en la predicción del comportamiento del suelo. Además, los puntos correspondientes a valores de p' cercanos a 1000 kPa se desvían de la tendencia logarítmica. Este resultado coincide con lo señalado por Been et al. (1991), quienes afirman que la línea de estado crítico tiende a ser lineal en el espacio e - $\log p'$ para arenas bajo presiones efectivas de 10 a 500 kPa.

A partir de presiones efectivas superiores, la CSL adquiere una curvatura, atribuida a un cambio en el mecanismo de corte del material a altos esfuerzos, durante el cual las partículas de arena comienzan a fracturarse cuando se exceden aproximadamente 800 kPa. En este sentido, Ghafghazi et al. (2014) señalan que la rotura de partículas, al ensayar el espécimen bajo presiones elevadas, puede provocar la aparición de tres segmentos diferenciados en la CSL, asociados a distintos rangos de presión efectiva (véase la **Figura 4.14**). De modo similar, en la **Figura 3.14**, Been et al. (1991) evidencian el surgimiento de esta curvatura en la arena Erksak alrededor de 1000 kPa, reforzando la conclusión de que la fractura de partículas influye en la geometría de la CSL.

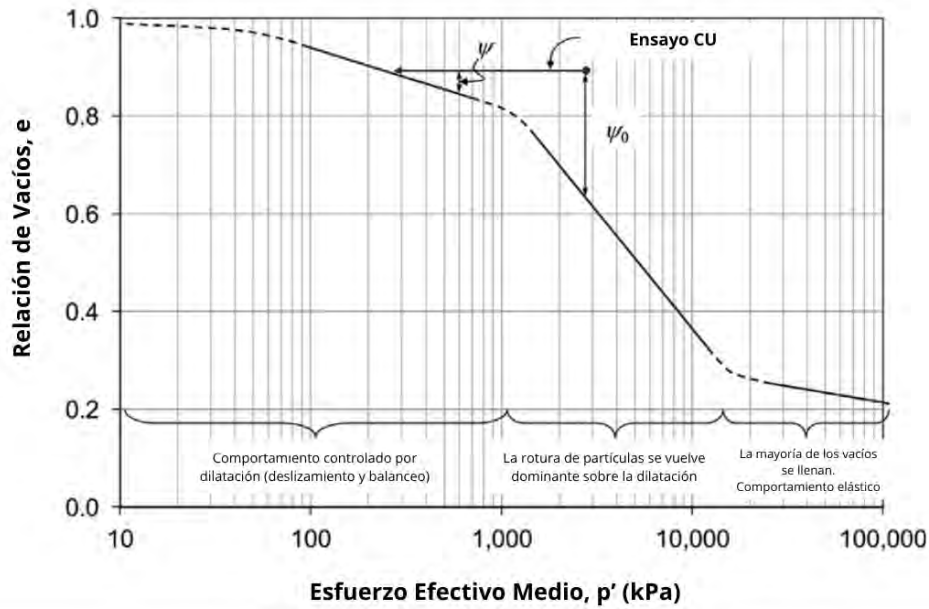


Figura 4.13 Tres etapas de CSL en el espacio e-log p' debido a la rotura de partículas
 Nota. Traducido de "Particle breakage and the critical state of sand", por Ghafghazi et al. (2014).

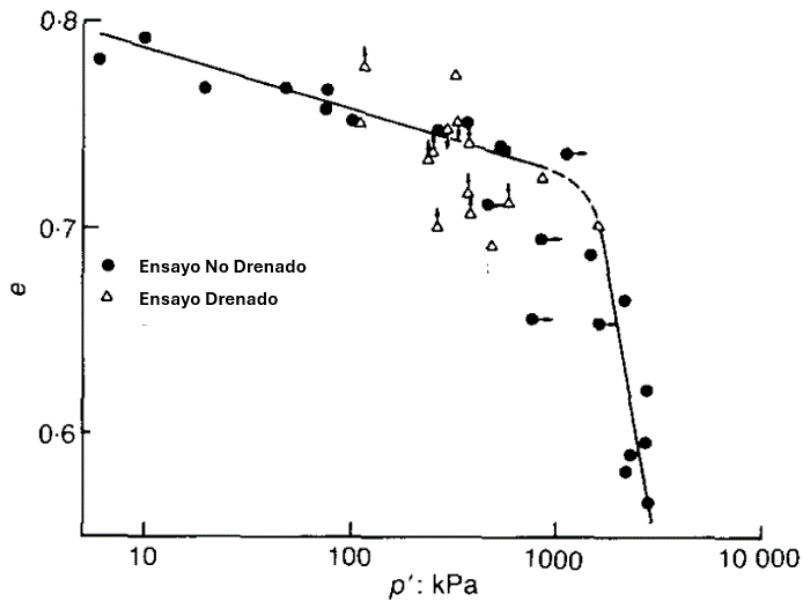


Figura 4.14 Curvatura de CSL - Arena Erksak
 Nota. Traducido de "The critical state of sand", por Been et al. (1991).

Considerando lo anterior, la nueva línea de estado crítico para la arena de Canchamaná se presenta en la **Figura 4.15**. Esta CSL ($\Gamma = e_c + \lambda \ln(p')$) se define por dos tramos lineales en escala logarítmica, el primero de ellos con un $\Gamma = 0.752$, $\lambda = 0.007$ y un factor de correlación 0.803, lo que indica una mejor regresión en comparación con la inicial. La regresión logarítmica del segundo tramo del CSL da como resultado una curva con $\Gamma = 0.9502$ y $\lambda = 0.04$.

Asimismo, en la **Figura 4.15**, se observa una curvatura cercana a los 600 kPa, que es donde las partículas comienzan a romperse al contacto durante la etapa de corte. Además, en la **Figura 4.16**, se muestran tanto los estados iniciales del suelo, correspondientes a la etapa de consolidación, como los estados finales, asociados al alcance del estado crítico. Cabe destacar que, en los ensayos CU, la relación de vacíos no varía entre el estado inicial y el final, puesto que no existe cambio de volumen (al mantenerse el drenaje cerrado). En contraste, durante los ensayos CD se permite el drenaje, por lo que la relación de vacíos se modifica a medida que se produce un cambio de volumen en el suelo.

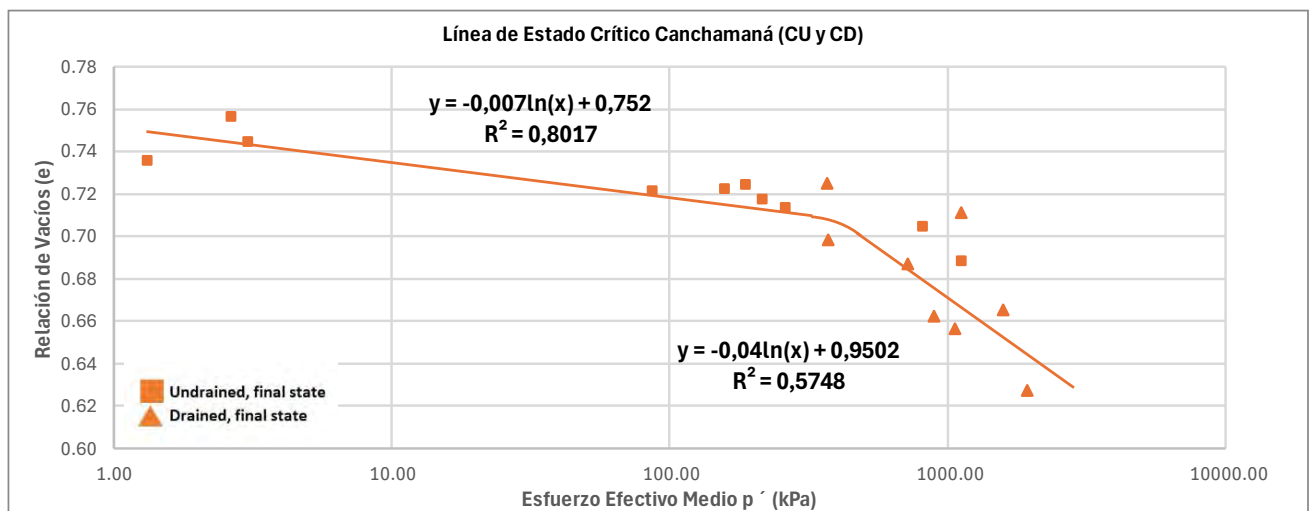


Figura 4.15 Curva de Estado Crítico - Arena Canchamaná

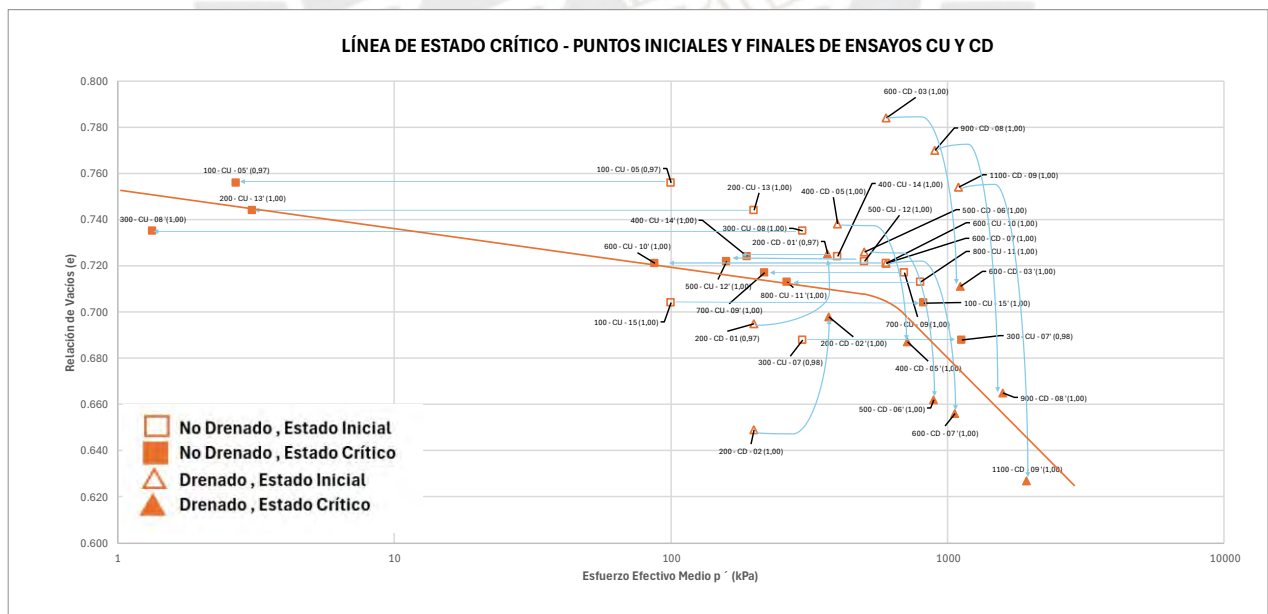


Figura 4.16 Puntos finales de los ensayos CU y CD que alcanzaron el estado crítico

La intersección entre la primera curva del CSL y $p' = 1$ kPa se sitúa en $e = 0.752$. A partir de este punto, se traza una recta horizontal celeste que, junto con el CSL, delimita tres zonas diferenciadas, como se muestra en la **Figura 4.17**.

- Zona 1: Ubicada por encima de la recta horizontal, esta zona corresponde a suelos que, tras la consolidación, presentan condiciones muy sueltas o suelas. Al ser sometidos a ensayos en condiciones CU (compresión no drenada), estos suelos exhiben el fenómeno de licuación estática. Este comportamiento se confirma con los cuatro ensayos de laboratorio realizados, los cuales, al mantener un volumen constante, no alcanzan el estado crítico.
- Zona 2: Situada entre la recta horizontal y por encima del CSL, esta zona abarca suelos que, después de la consolidación, se encuentran en estado suelto. Durante los ensayos, estos suelos demuestran un comportamiento contractivo y logran alcanzar el estado crítico.
- Zona 3: Localizada por debajo de la recta horizontal y del CSL, esta zona incluye suelos que, en sus condiciones iniciales posteriores a la consolidación, son densos. Al ser ensayados, estos suelos muestran un comportamiento dilatante, entrando así en el estado crítico.

La delimitación de estas zonas facilita una comprensión más profunda del comportamiento de la arena de Canchamaná bajo diferentes densidades, condiciones de consolidación y drenaje, asegurando una interpretación más precisa de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales.

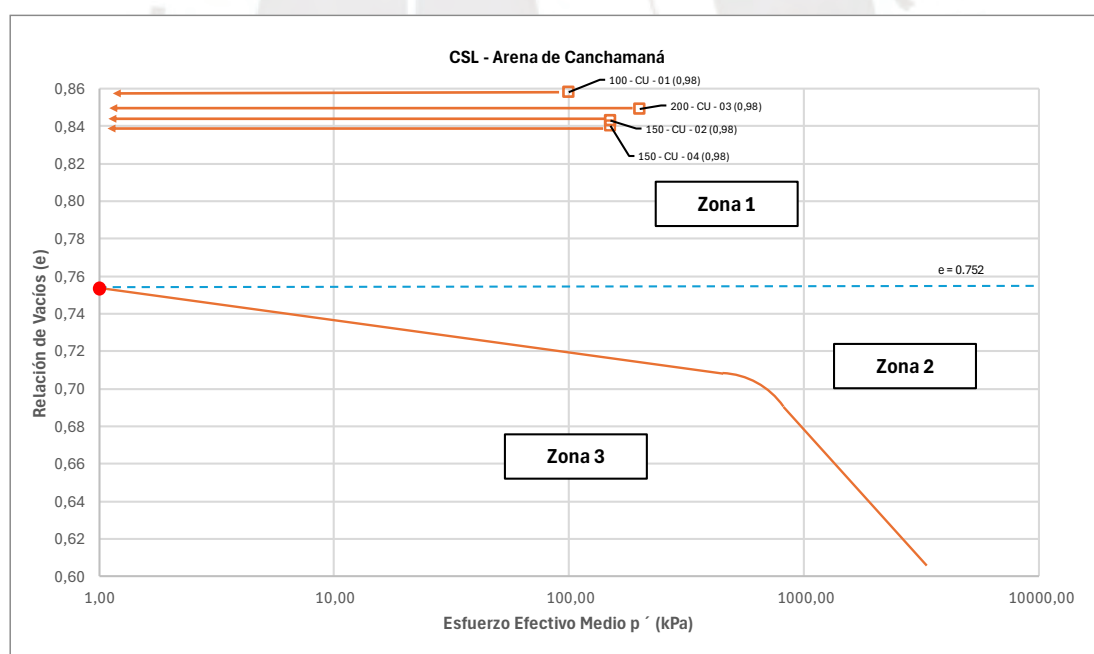


Figura 4.17 Zona Susceptible a Licuación - Arena de Canchamaná

Por otro lado, en el espacio p' vs q , las trayectorias de esfuerzos tienden a conformar una única curva de estado crítico, a diferencia del espacio p' vs e , donde la curva presenta variaciones en su pendiente. **Figura 4.18** ilustra las trayectorias de esfuerzos correspondientes a los ensayos CU y CD, las cuales se extienden desde el inicio de la fase de rotura hasta alcanzar el estado crítico a una deformación axial del 25%, conforme se estableció previamente.

Los puntos finales de estas trayectorias muestran una clara tendencia hacia una CSL lineal, determinada mediante regresión lineal, con una pendiente $M = 1.32$ y un factor de correlación de 0.9974, tal como se presenta en la **Figura 4.19**. Además, las trayectorias de esfuerzos diferenciadas por tipo de ensayo se muestran en la **Figura 4.20** y **Figura 4.21**. En la primera figura, se presentan los suelos que mostraron un comportamiento contractivo, cuyas trayectorias de esfuerzo se desplazan hacia la izquierda de la gráfica, y aquellos que exhibieron un comportamiento dilatante, con trayectorias que se desplazan hacia la derecha. Por otro lado, en la segunda figura, se evidencia que las líneas son paralelas, ya que corresponden a ensayos CD (compresión drenada). Al no presentarse presión de poros adicional, la trayectoria de esfuerzo total coincide con la trayectoria de esfuerzo efectivo.

Esta separación visual de ensayos respalda la consistencia teórica del estado crítico, demostrando que, independientemente del tipo de ensayo, las trayectorias de esfuerzos convergen hacia una línea de comportamiento predecible. La alta correlación obtenida refuerza la validez del enfoque metodológico empleado y facilita la interpretación de los resultados en términos de las propiedades mecánicas del suelo bajo diferentes condiciones de carga y drenaje.

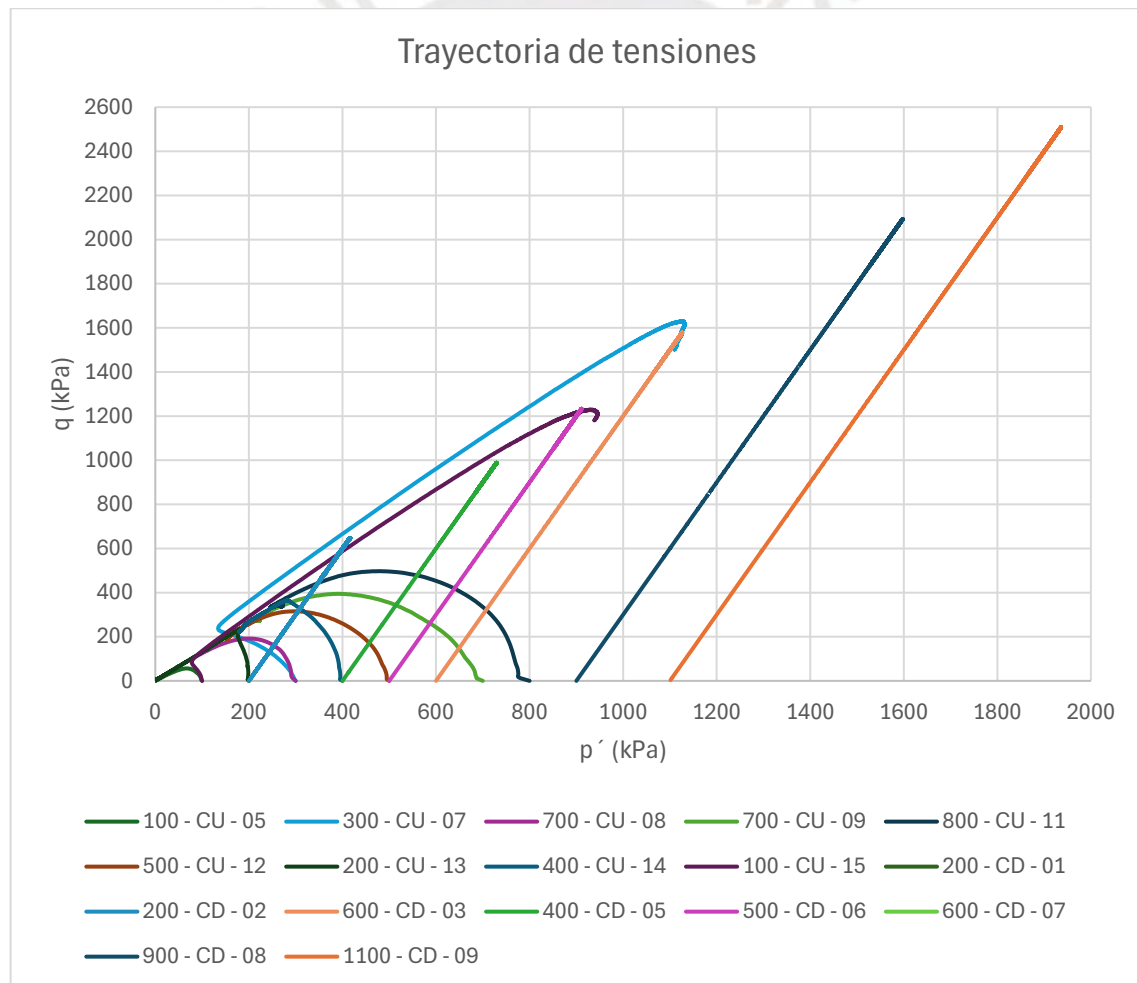


Figura 4.18 Trayectorias de Esfuerzos (CU y CD)

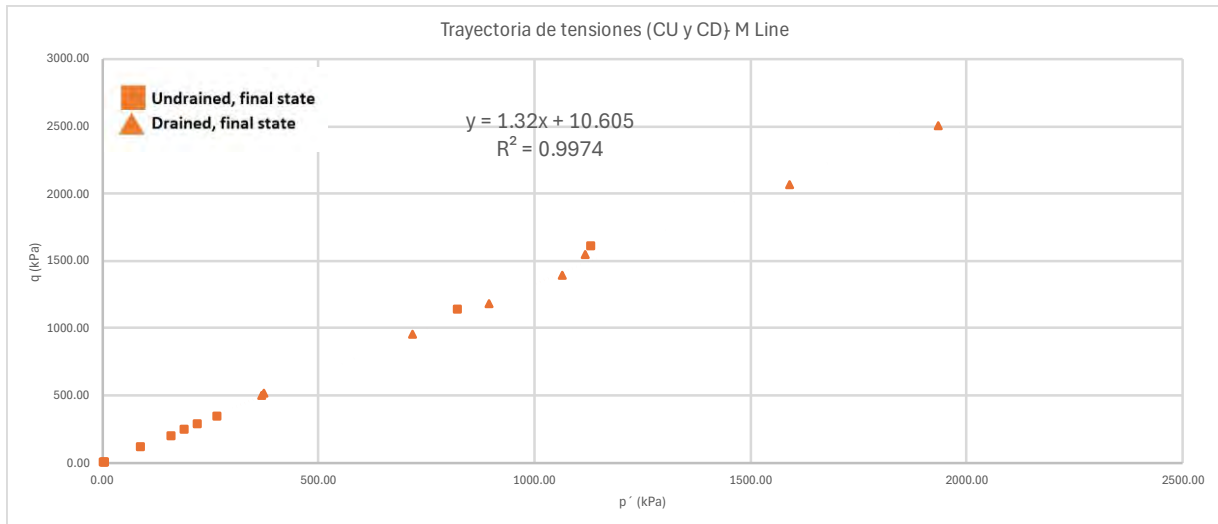


Figura 4.19 Línea de Estado Crítico – Arena Canchamaná - Espacio p' vs q

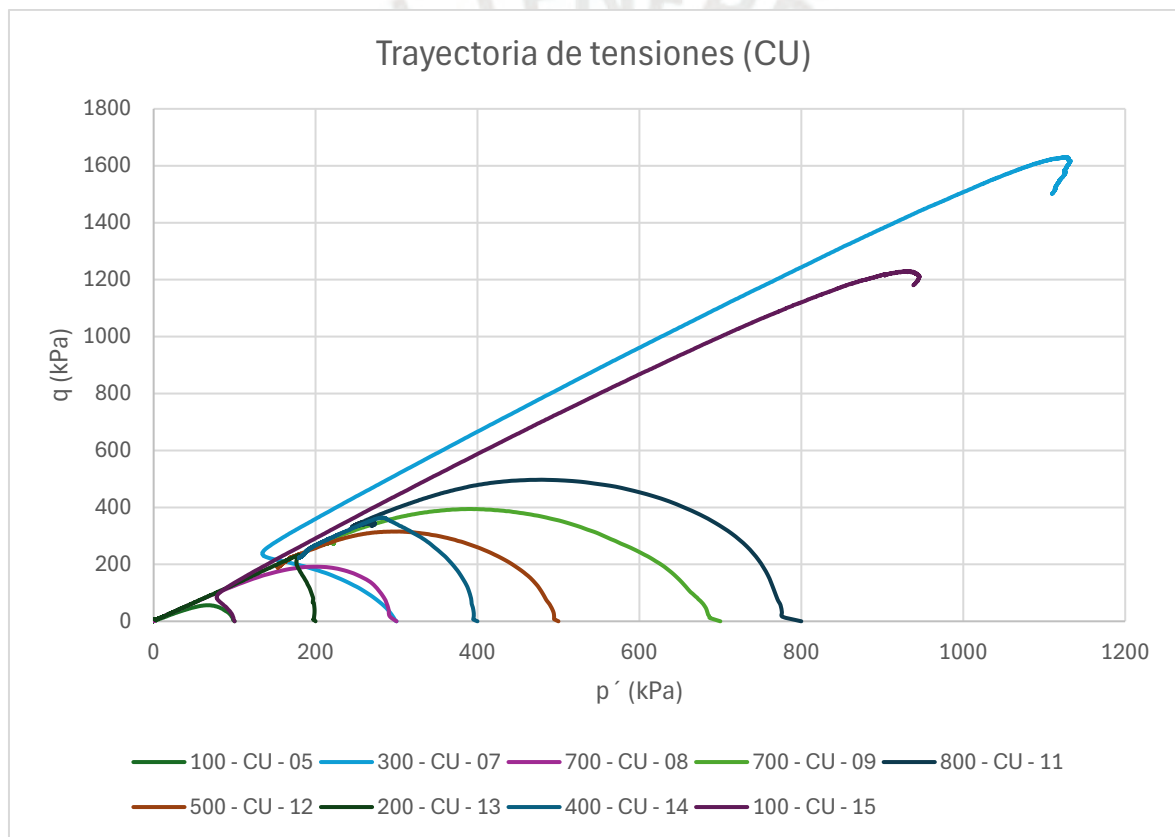


Figura 4.20 Trayectorias de Esfuerzos (CU)

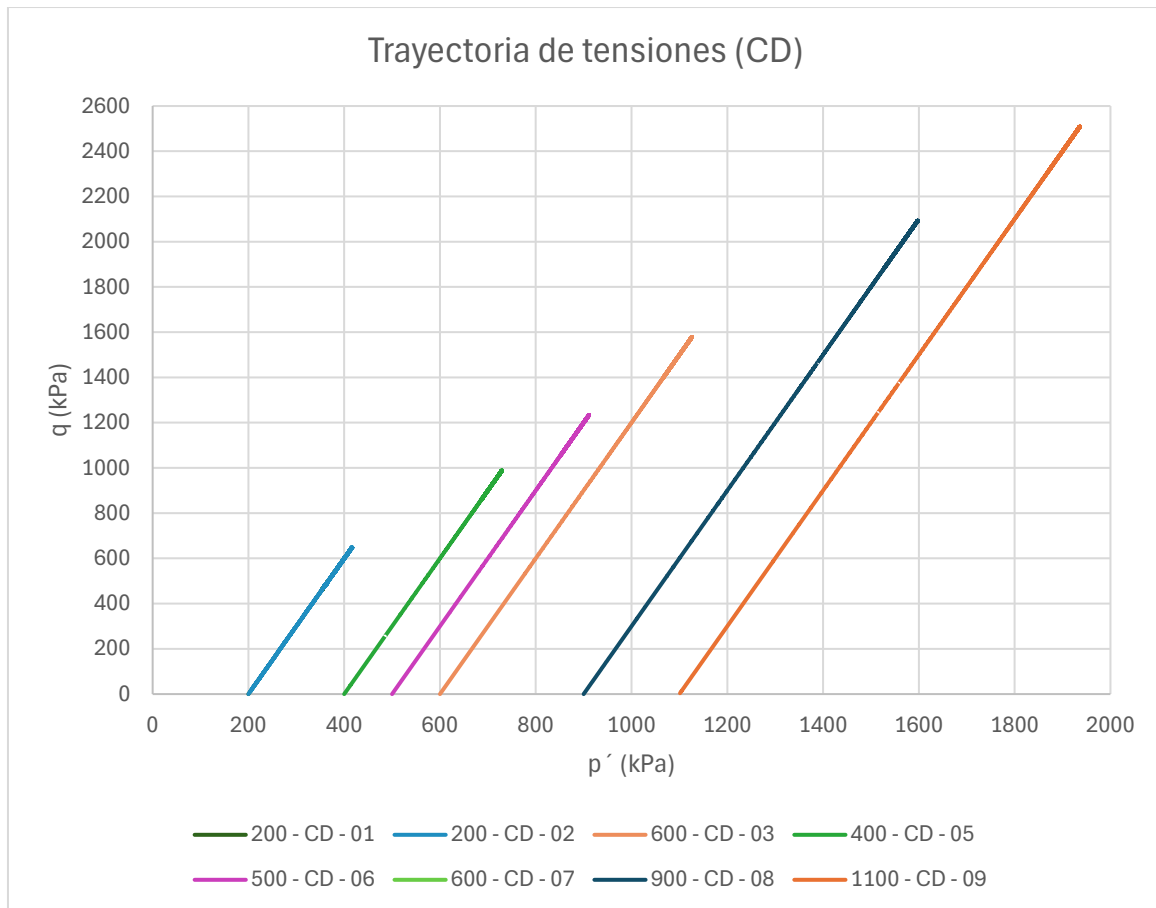


Figura 4.21 Trayectorias de Esfuerzos (CD)

Con la CSL definida experimentalmente, se calcularon los valores de los parámetros de estado (Ψ) y índice de presiones (I_p). Estos parámetros se emplean para contrastar y determinar el comportamiento dilatante o contractivo del suelo. En la **Tabla 4.3** se presenta una comparación entre el comportamiento observado experimentalmente en cada ensayo y el comportamiento indicado por los parámetros Ψ e I_p .

Como se evidencia en la tabla, el parámetro de estado (Ψ) muestra una mayor efectividad para determinar el comportamiento del suelo en comparación con el índice de presiones (I_p). Específicamente, el parámetro Ψ presenta un mayor porcentaje de concordancia con los comportamientos observados. Además, Ψ es capaz de identificar suelos que experimentaron el fenómeno de licuación estática, aunque únicamente permite caracterizar su comportamiento como contractivo. Por otro lado, el índice I_p no logra clasificar adecuadamente el comportamiento de los ensayos que presentaron licuación estática, ya que estos no alcanzaron el estado crítico. Esto se debe a que, para el parámetro I_p , es necesario que el suelo llegue al estado crítico, mientras que Ψ solo requiere la distancia desde el punto inicial posterior a la consolidación hasta la CSL.

Los valores de Ψ oscilan entre -0.066 y 0.1382, mientras que los de I_p varían entre 0.112 y 223.88. Los valores elevados de I_p indican que los suelos estuvieron próximos a la licuación, aunque finalmente no la presentaron y sí alcanzaron el estado crítico.

Tabla 4.3 Respuesta del Suelo utilizando el Parámetro de Estado y Estado de Presiones Índices

Código Ensayo	Respuesta del Suelo Experimentalmente	Parámetro de Estado	Respuesta del Suelo según ψ	¿Cumple?	Estado de Presiones Índices	Respuesta del Suelo según IP	¿Cumple?
		ψ			I_p		
100 - CU - MT - S - GDS - 01	Contractivo /Licuación	0.138	Contractivo	Sí	-	-	-
150 - CU - MT - S - GDS - 02	Contractivo /Licuación	0.126	Contractivo	Sí	-	-	-
200 - CU - MT - S - GDS - 03	Contractivo /Licuación	0.134	Contractivo	Sí	-	-	-
150 - CU - MT - S - GDS - 05	Contractivo /Licuación	0.123	Contractivo	Sí	-	-	-
100 - CU - MT - S - GDS - 06	Contractivo /Licuación	0.036	Contractivo	Sí	37.313	Contractivo	Sí
300 - CU - DT - D - GDS - 08	Dilatante	-0.024	Dilatante	Sí	0.266	Dilatante	Sí
300 - CU - MT - S - GDS - 10	Contractivo	0.023	Contractivo	Sí	223.881	Contractivo	Sí
700 - CU - MT - S - GDS - 11	Contractivo	0.029	Contractivo	Sí	3.211	Contractivo	Sí
600 - CU - MT - S - GDS - 12	Contractivo	0.014	Contractivo	Sí	6.853	Contractivo	Sí
800 - CU - MT - S - GDS - 13	Contractivo	0.030	Contractivo	Sí	3.041	Contractivo	Sí
500 - CU - MT - S - GDS - 14	Contractivo	0.014	Contractivo	Sí	3.151	Contractivo	Sí
200 - CU - MT - S - GDS - 15	Contractivo	0.029	Contractivo	Sí	65.147	Contractivo	Sí
400 - CU - MT - S - GDS - 16	Contractivo	0.014	Contractivo	Sí	2.119	Contractivo	Sí
100 - CU - MT - D - GDS - 17	Dilatante	-0.016	Dilatante	Sí	0.122	Dilatante	Sí
200 - CD - DT - D - GDS - 03	Dilatante	-0.020	Dilatante	Sí	0.544	Dilatante	Sí
200 - CD - DT - D - GDS - 04	Dilatante	-0.066	Dilatante	Sí	0.537	Dilatante	Sí
600 - CD - MT - S - GDS - 09	Contractivo	0.077	Contractivo	Sí	0.538	Dilatante	No
400 - CD - MT - S - GDS - 06	Contractivo	0.028	Contractivo	Sí	0.558	Dilatante	No
500 - CD - MT - S - GDS - 07	Contractivo	0.018	Contractivo	Sí	0.560	Dilatante	No
600 - CD - MT - S - GDS - 08	Contractivo	0.014	Contractivo	Sí	0.564	Dilatante	No
900 - CD - MT - S - GDS - 10	Contractivo	0.092	Contractivo	Sí	0.566	Dilatante	No
1100 - CD - MT - S - GDS - 11	Contractivo	0.084	Contractivo	Sí	0.569	Dilatante	No

Finalmente, el último procedimiento de esta investigación es determinar la pendiente de la curva de consolidación normal (NCL) de la arena de Canchamaná y verificar que esta sea paralela al CSL. Para ello, se utilizan los resultados de ensayos triaxiales realizados en la etapa de consolidación, empleando muestras con la misma densidad seca (γ_d) de remoldeo y han sido

consolidados a diferentes presiones. En este caso, se emplean muestras con densidades secas de 1.47, 1.50, 1.56 y 1.61 gr/cm³ como se muestra en la **Figura 4.22**.

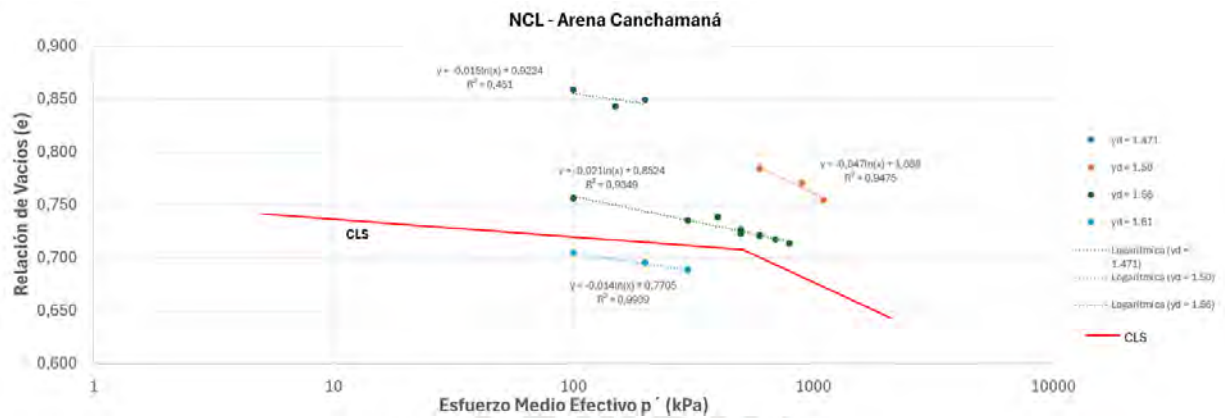
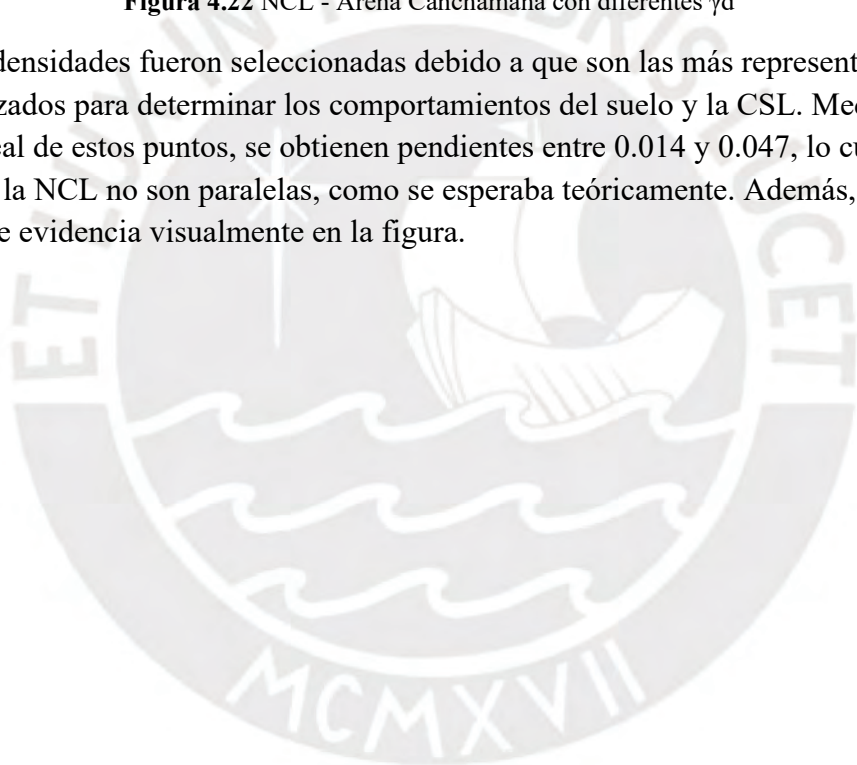


Figura 4.22 NCL - Arena Canchamaná con diferentes γ_d

Estas cuatro densidades fueron seleccionadas debido a que son las más representativas en los ensayos realizados para determinar los comportamientos del suelo y la CSL. Mediante una regresión lineal de estos puntos, se obtienen pendientes entre 0.014 y 0.047, lo cual indica que la CSL y la NCL no son paralelas, como se esperaba teóricamente. Además, este no paralelismo se evidencia visualmente en la figura.



5. CONCLUSIONES

- Se estudió el comportamiento de la arena de Canchamaná sometida a diferentes relaciones de vacíos, presiones de confinamiento y condiciones de drenaje, mediante ensayos triaxiales que permitieron llevar el suelo al estado crítico. A partir de la aplicación de la teoría del estado crítico y la realización de regresiones lineales, se definió la Curva de Estado Crítico (CSL). Con esta información y conociendo las condiciones de relación de vacíos y esfuerzos posteriores a la consolidación, es posible determinar si el comportamiento del suelo será dilatante o contractivo.
- Se generó la CSL en los espacios $\ln(p')$ vs e y p' vs q . En este proceso, se identificó no solo una línea recta sino también un cambio brusco de pendiente probablemente debido a la rotura de partículas cuando p' supera los 600 kPa. Las rectas obtenidas, definidas conforme al primer axioma del estado crítico, son específicas para la arena de Canchamaná y no son aplicables directamente a otros tipos de arena. Los valores característicos determinados fueron $\Gamma = 0.752$, $\lambda = 0.007$ para el primer tramo, y $\Gamma = 0.9502$ y $\lambda = 0.04$ para el segundo tramo. En el espacio p' vs q' el CSL tuvo una pendiente de 1.32 con una correlación de 0.997.
- Se establecieron tres zonas para caracterizar el comportamiento de la arena de Canchamaná: la Zona 1, donde se presenta el fenómeno de licuación; la Zona 2, asociada a un comportamiento contractivo; y la Zona 3, donde el suelo muestra un comportamiento dilatante. A través de los ensayos triaxiales, se logró inducir licuación estática en la arena, principalmente en especímenes en estado suelto, lo cual demuestra que este fenómeno puede reproducirse en laboratorio y confirma la utilidad de la teoría del estado crítico para predecir su ocurrencia. En particular, se determinó que una relación de vacíos después de la consolidación superior a 0.752 hace que el suelo presente una alta susceptibilidad a licuar, independientemente de la presión de confinamiento aplicada. Además, los resultados experimentales evidenciaron que la licuación se produce con deformaciones entre el 2% y el 5%, información de gran relevancia para evaluar la estabilidad de estructuras asentadas sobre este tipo de arena.
- Se determinó que la Curva de Consolidación Normal (NCL) de la arena de Canchamaná no es paralela a la Línea de Estado Crítico (CSL) en ninguno de sus dos tramos, lo que contradice los planteamientos teóricos previamente establecidos.

- Los 22 ensayos realizados contribuyen a la base de datos de estudios sobre el estado crítico y a la formulación de modelos constitutivos, como Nor-Sand, brindando información valiosa para el refinamiento de estos modelos.
- Se evidenció que el parámetro de estado (Ψ) ofrece mayor confiabilidad para predecir el comportamiento del suelo que el índice de presiones (I_p). No obstante, la densidad relativa permanece como un parámetro fundamental para caracterizar el estado inicial del suelo.
- Los métodos de remoldeo utilizados permitieron reproducir en laboratorio los comportamientos dilatante y contractivo, así como la licuación estática del suelo. A diferencia de técnicas como *wet pluviation*, *air pluviation* y la deposición en tubo, estos métodos ofrecen un mayor control sobre la relación de vacíos, favoreciendo la planificación de ensayos y evitando la variabilidad excesiva al preparar las muestras. Con ello, se minimiza el riesgo de que el suelo adquiera una densidad excesiva que impida alcanzar el estado crítico debido a limitaciones de los equipos de ensayo en términos de presiones o cargas.
- La Curva de Estado Crítico (CSL) puede definirse a partir de tres puntos obtenidos de ensayos triaxiales CU, siempre que los estados finales del suelo registren un valor de p' inferior a 500 kPa, asegurando de este modo que se sitúen antes del cambio de pendiente.
- La presente investigación también se concibe como una guía en la que se describen, paso a paso, los procedimientos y mejores prácticas para estudiar el comportamiento de las arenas según la teoría del estado crítico, destacando especialmente la ejecución de ensayos triaxiales como herramienta fundamental para caracterizar el comportamiento del suelo.

6. RECOMENDACIONES

- La presente investigación ha generado una base de datos confiable que puede emplearse para la validación o ajuste de modelos constitutivos de estado crítico, como el modelo Nor-Sand.
- El estudio del potencial de licuación de este material puede ampliarse mediante la realización de ensayos triaxiales cíclicos, tomando como referencia la Curva de Estado Crítico (CSL) definida.
- Se recomienda ampliar el estudio comparando la granulometría de la muestra inicial con la de la muestra final, ensayada a grandes deformaciones, para evaluar cómo la generación de finos por rotura de partículas influye en la Curva de Estado Crítico (CSL).
- Ampliar la cantidad de ensayos, incluyendo ensayos con carga controlada, altas presiones y ensayos de extensión, a fin de mejorar el factor de correlación de la Curva de Estado Crítico (CSL) de la arena de Canchamaná.
- Se recomienda realizar un estudio comparativo para evaluar cómo la relación altura-diámetro (2:1 y 1:1, por ejemplo) de los especímenes influye en la respuesta mecánica de la arena.
- Los métodos de remoldeo empleados fueron wet tamping y dry tamping, debido a que brindan un mayor control sobre la relación de vacíos en las muestras. Se recomienda explorar otros procedimientos de remoldeo para determinar su capacidad de llevar al suelo al estado crítico y analizar si su aplicación influye en la definición de la CSL).
- Los métodos de remoldeo constituyen un paso clave antes de realizar este tipo de ensayos o investigaciones, ya que permiten conocer el comportamiento del material y evaluar las distintas opciones de preparación de la muestra. Esto facilita la planificación de un programa de ensayos realista y ajustado a las capacidades de los equipos disponibles.
- En la presente investigación se comprobó que la Curva de Consolidación Normal (NCL) no es paralela a la Curva de Estado Crítico (CSL) en el caso de arenas. Se recomienda que futuras investigaciones sobre el estado crítico evalúen esta misma relación en arcillas, para confirmar o contrastar los resultados obtenidos.
- Es fundamental atender cuidadosamente cada fase del ensayo triaxial, pues cada etapa influye directamente en la confiabilidad de los resultados, sobre todo cuando se investiga el comportamiento del suelo en estado crítico.

- Como línea de investigación adicional, podría analizarse el comportamiento de la CSL a presiones más elevadas para verificar la posible existencia de un tercer tramo, pues en este estudio solo se identificaron dos segmentos, tal como se describe en otras investigaciones. Asimismo, sería pertinente examinar el comportamiento del suelo a deformaciones superiores al 25%, ya que este programa experimental se limitó a valores menores.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM. (1977). *D2049 Standard Test Method for Relative Density of Cohesionless Soils*.
www.astm.org
- ASTM. (2020a). *C136 Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. https://doi.org/10.1520/C0136_C0136M-19
- ASTM. (2020b). *D4767 – 11 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. <https://doi.org/10.1520/D4767-11R20>
- ASTM. (2020c). *D7181-20 Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*. <https://doi.org/10.1520/D7181-20>
- ASTM. (2023). *D854-23 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method*. <https://doi.org/10.1520/D0854-23>
- Barnes, G. E. (1995). *Soil Mechanics*. Macmillan Education UK.
<https://doi.org/10.1007/978-1-349-13258-4>
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99–112. <https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99>
- Been, K., Jefferies, M. G., & Hachey, J. (1991). *The critical state of sands* (Vol. 41, Número 3).
- Bolarinwa, A., Kalatehjari, R., & Rashid, A. S. A. (2023). Critical State Characterization of New Zealand East Coast Sand for Numerical Modeling. *Geotechnical and Geological Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10706-023-02616-0>
- Braja, M., & Khaled, S. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering* (8^a ed., Vol. 1). Cengage.
- Budhu, M. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals* (1st ed.). Wiley Blackwell.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 257–276.
- da Fonseca, A. V., Cordeiro, D., & Molina-Gómez, F. (2021). Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples. *Geotechnics*, 1(1), 95–127. <https://doi.org/10.3390/geotechnics1010006>
- GDS Instruments. (s. f.). *47 GDS Helpsheet - Triaxial Testing Systems - Using the Extension Top Caps*.
- Ghafghazi, M., Shuttle, D. A., & DeJong, J. T. (2014). Particle breakage and the critical state of sand. *Soils and Foundations*, 54(3), 451–461.
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.04.016>
- Head, K. (2014). *Manual of Soil Laboratory Testing Vol 3: Effective Stress Tests* (3^a ed., Vol. 3). Whittles Publishing.
- Holtz, R., Kovacs, W., Sheahan, T. (2023). *An Introduction to Geotechnical Engineering* (3rd ed.). Pearson.
- Imam, S. R., Morgenstern, N. R., Robertson, P. K., & Chan, D. H. (2005). A critical-state constitutive model for liquefiable sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(3), 830–855. <https://doi.org/10.1139/t05-014>

- 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>
- Jefferies, M. (2022). On the fundamental nature of the state parameter. *Geotechnique*, 72(12), 1082–1091. <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.228>
- Jefferies, M., & Been, K. (2015). *Soil Liquefaction*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b19114>
- Jefferies, M. G. (1993). *Nor-Sand: a simple critical state model for sand* (Vol. 43, Número 1).
- Kang, X., Xia, Z., Chen, R., Ge, L., & Liu, X. (2019). The critical state and steady state of sand: A literature review. *Marine Georesources and Geotechnology*, 37(9), 1105–1118. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1534294>
- Kolymbas, D., & Wu, W. (1990). Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, 60(2), 99–119. [https://doi.org/10.1016/0032-5910\(90\)80136-M](https://doi.org/10.1016/0032-5910(90)80136-M)
- Laboratorio de Mecánica de Suelos PUCP. (s. f.). *Propiedades índices de los suelos*.
- Lade, P. (2016). *Triaxial testing of soils* (1st ed.). John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9781119106616>
- Lade, P. V. (1972). *The stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils*.
- Lade, P. V., & Duncan, J. M. (1973). Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(10), 793–812. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001934>
- Lombardi, D. (2014). *Dynamics of pile-supported structures in seismically liquefiable soils* [University of Bristol]. <https://www.researchgate.net/publication/262032428>
- Mendoza, C., & Muniz de Farias, M. (2020). Critical state model for structured soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(3), 630–641. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.12.006>
- Meneses, J., Alva, J., Cox, B., Moreno, V., Olcese, M., Sancio, R., & Wartman, J. (2010). Case Histories of Widespread Liquefaction and Lateral Spread Induced by the 2007 Pisco, Peru Earthquake. *Liquefaction and seismically induced settlement, ground failures, seismic studies of Kobre, Lima Peru, Chile, Pakistan, China, U.S. and other recent earthquakes, spatial liquefaction*.
- Mitchell, J., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (1st ed.). John Wiley & Sons.
- Mohamad, R., & Dobry, R. (1986). Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(10), 941–958. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:10\(941\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:10(941))
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Geotechnique*, 57(3), 273–288. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.3.273>
- NTL. (1991). *NTL - 205/91 Determinación de la densidad máxima de una arena por el método de apisonado*.
- Rahman, M. M., Baki, M. A. L., & Lo, S. R. (2014). Prediction of Undrained Monotonic and Cyclic Liquefaction Behavior of Sand with Fines Based on the Equivalent

- Granular State Parameter. *International Journal of Geomechanics*, 14(2), 254–266. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000316](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000316)
- Reyes, O., Camacho, J., & Morantes, I. (2003). La teoría del estado crítico como herramienta para la interpretación de ensayos triaxiales en suelos cohesivos. *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 1(13).
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8(1), 22–53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics* (1st ed.). Cambridge University.
- Sean, R. (s. f.). *Introduction to triaxial testing - Part 1*. Recuperado 6 de mayo de 2024, de <https://www.gdsinstruments.com/information/white-paper-introduction-to-triaxial-testing>
- Skempton, A. W. (1954). The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4), 143–147. <https://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, 36(3), 425–447. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.425>
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 564–578. <https://doi.org/10.1139/t85-076>
- Sze, H. Y., & Yang, J. (2014). Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1), 152–169. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000971](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000971)
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Wanatowski, D., & Chu, J. (2007). Static liquefaction of sand in plane strain. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(3), 299–313. <https://doi.org/10.1139/t06-078>
- Wang, Z.-L., Dafalias, Y. F., Li, X.-S., & Makdisi, F. I. (2002). State Pressure Index for Modeling Sand Behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(6), 511–519. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:6\(511\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:6(511))
- Whitlow, R. (1994). *Fundamentos de Mecánica de Suelos* (2nd ed.). CECSA.
- Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2016). An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part I—tests with monotonic loading and stress cycles. *Acta Geotechnica*, 11(4), 739–761. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0402-z>



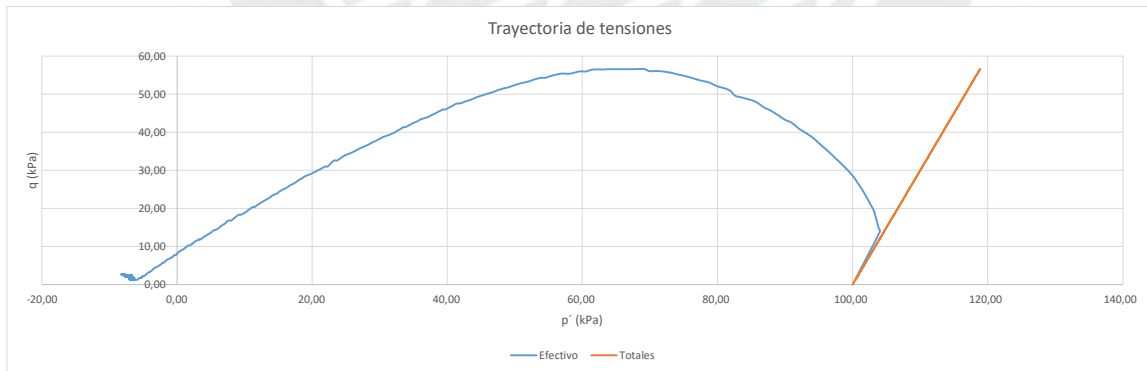
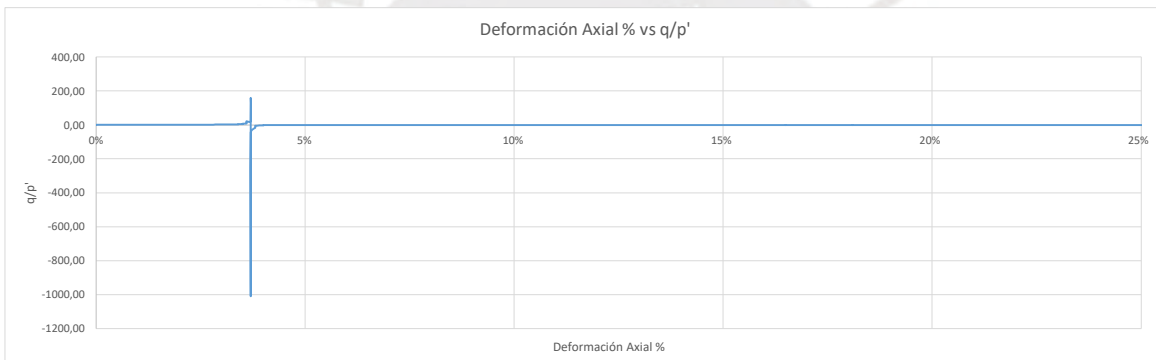
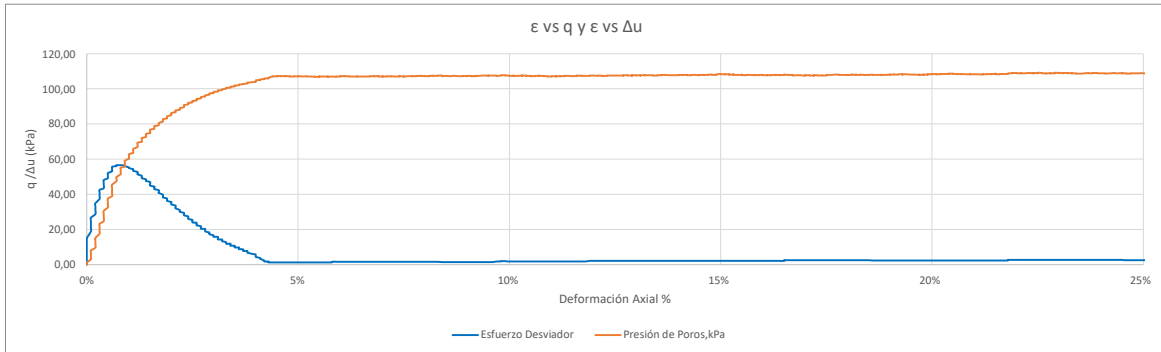
ANEXO

**Resultados de ensayos triaxiales
utilizados para obtener la CSL**

100 - CIU - MT - S - GDS - 01

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	379
Wseco (gr)	288,9	288,9
Wagua (gr)	14,25	90,10
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	194,48
Vsólidos	104,67	104,67
Vvacíos	91,68	89,81
w	5%	31%
e	0,88	0,858
S	16%	100%

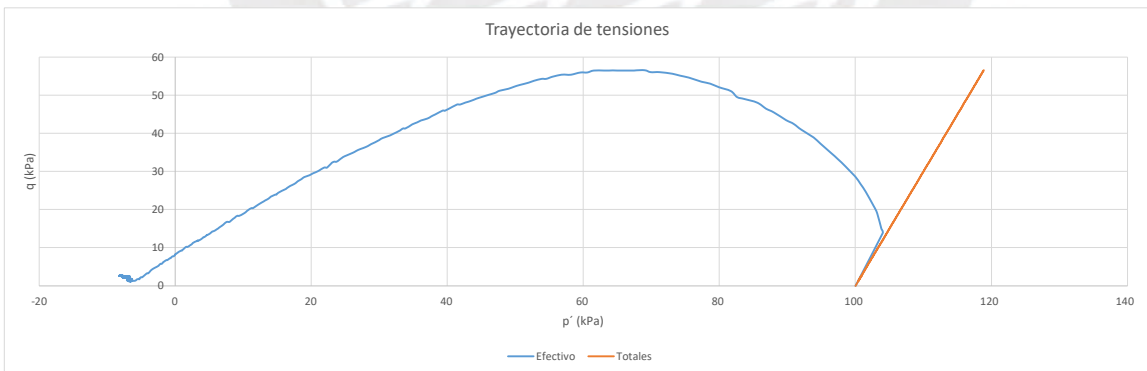
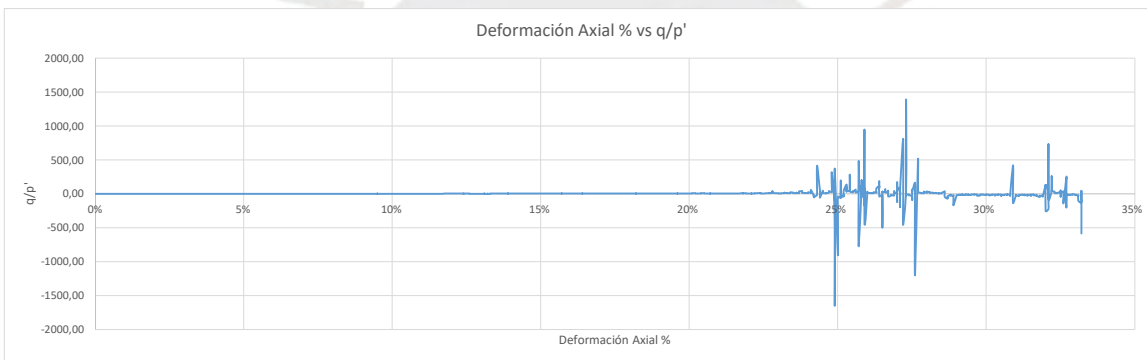
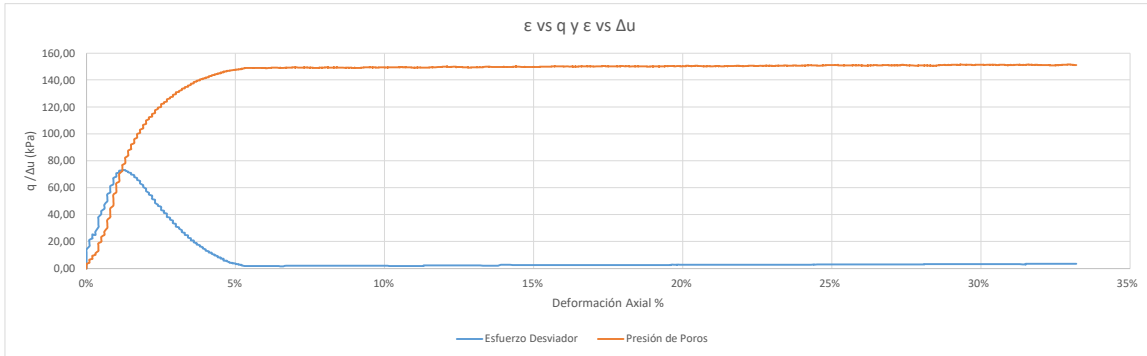
Cámara consolidación (kPa)	1030
Back consolidación (kPa)	930
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	1,87
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
A_c , cm ²	19,5



150 - CIU - MT - S - GDS - 02

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	377
Wseco (gr)	288,9	288,9
Wagua (gr)	14,25	88,10
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	192,96
Vsólidos	104,67	104,67
Vvacíos	91,68	88,29
w	5%	30%
e	0,876	0,843
S	16%	100%

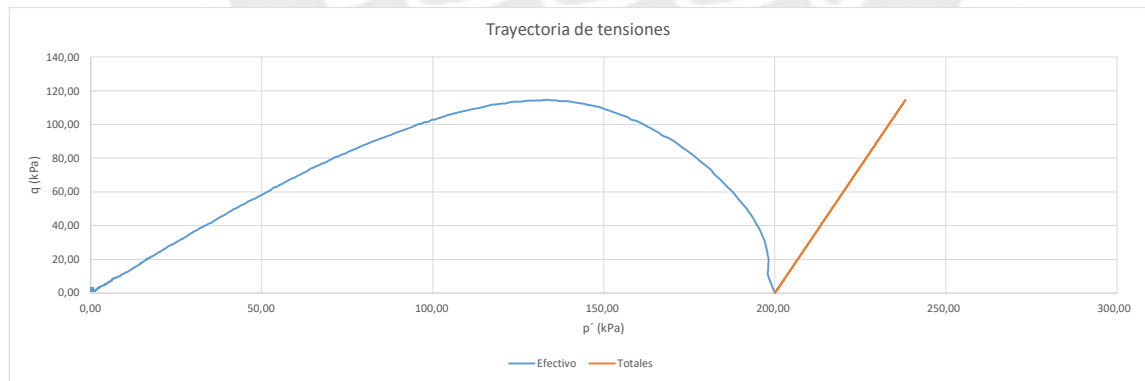
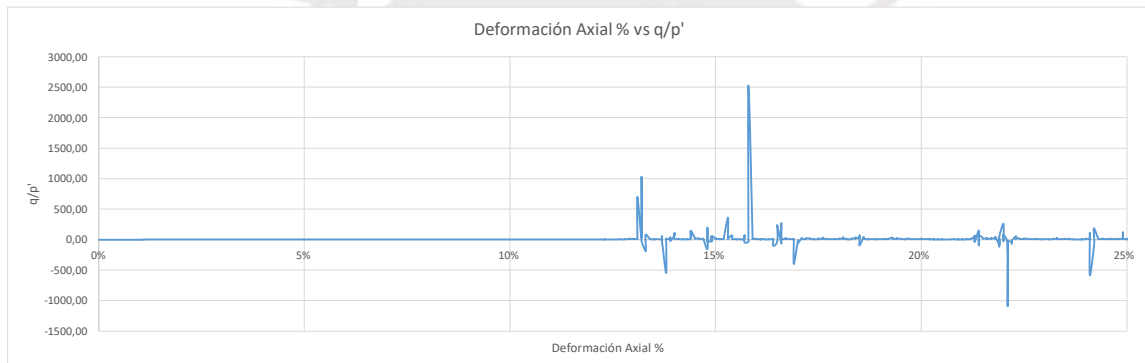
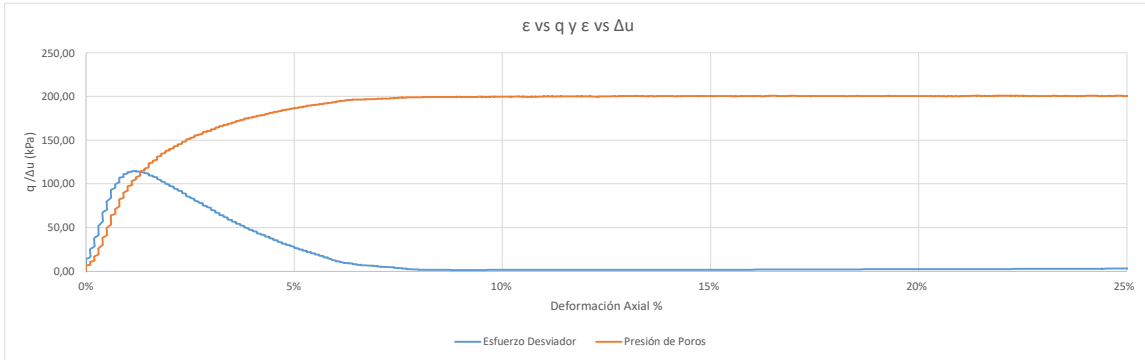
Cámara consolidación (kPa)	1080
Back consolidación (kPa)	930
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	3,39
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
A_c , cm ²	19,3



200 - CIU - MT - S - GDS - 03

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	378
Wseco (gr)	289,1	289,1
Wagua (gr)	14,25	88,90
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	193,65
Vsólidos	104,75	104,75
Vvacíos	91,60	88,90
w	5%	31%
e	0,87	0,849
S	16%	100%

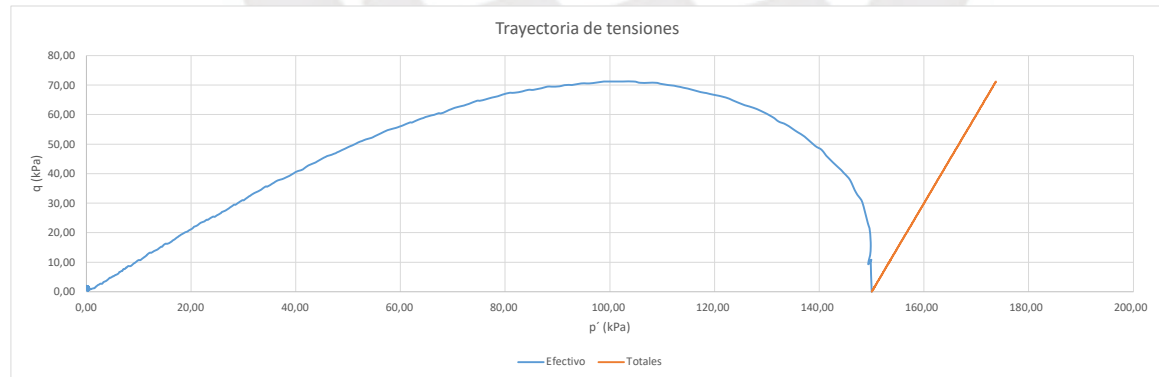
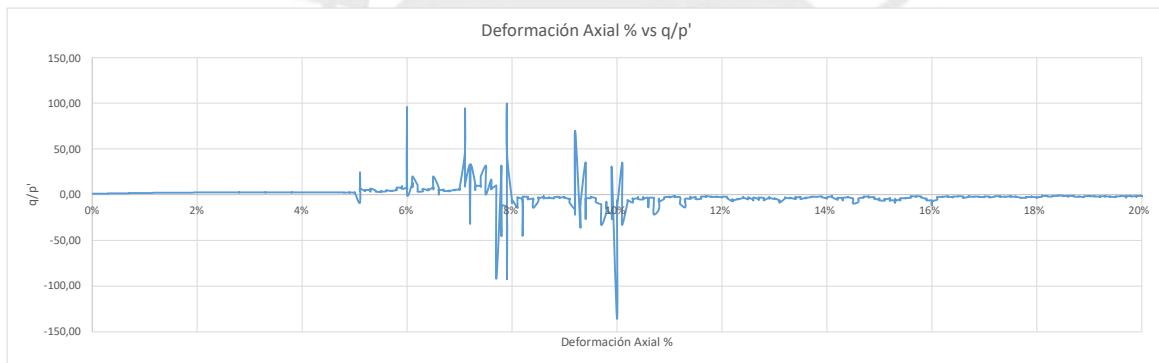
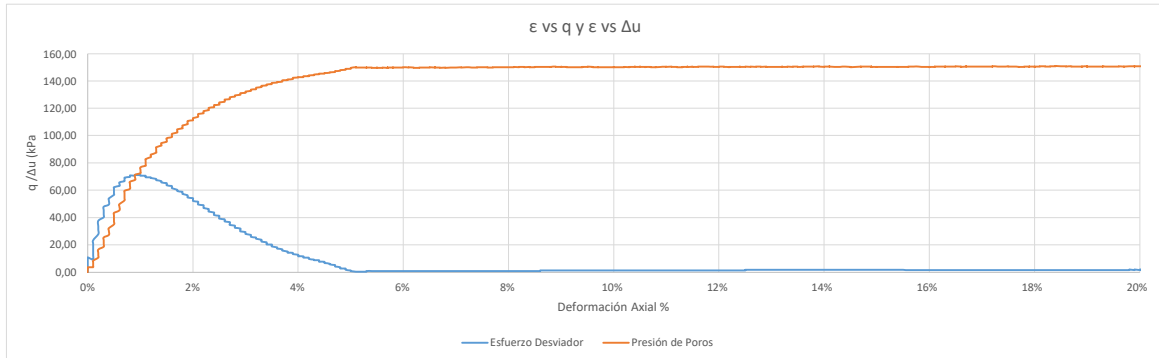
Cámara consolidación (kPa)	1230
Back consolidación (kPa)	1030
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	2,7
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
A_c , cm ²	19,4



150 - CIU - MT - S - GDS - 05

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	378
Wseco (gr)	289,5	289,5
Wagua (gr)	14,25	88,50
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	193,00
Vsólidos	104,89	104,89
Vvacíos	91,46	88,11
w	5%	31%
e	0,872	0,840
S	16%	100%

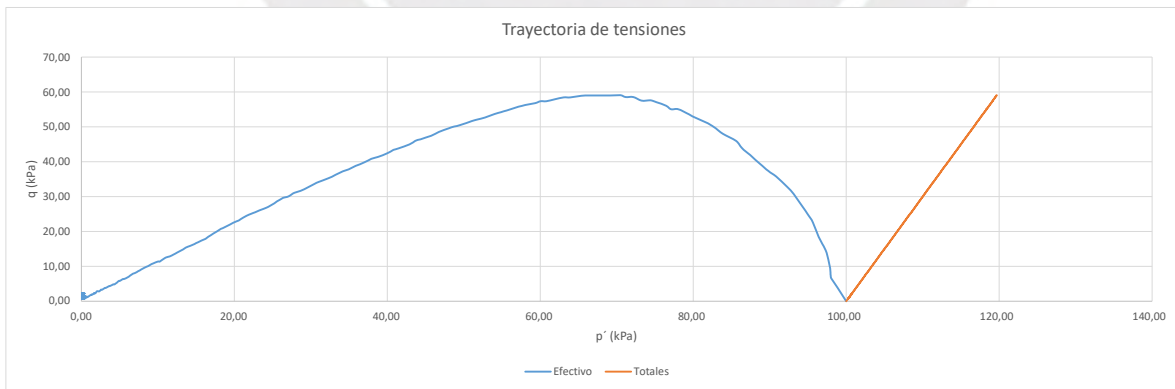
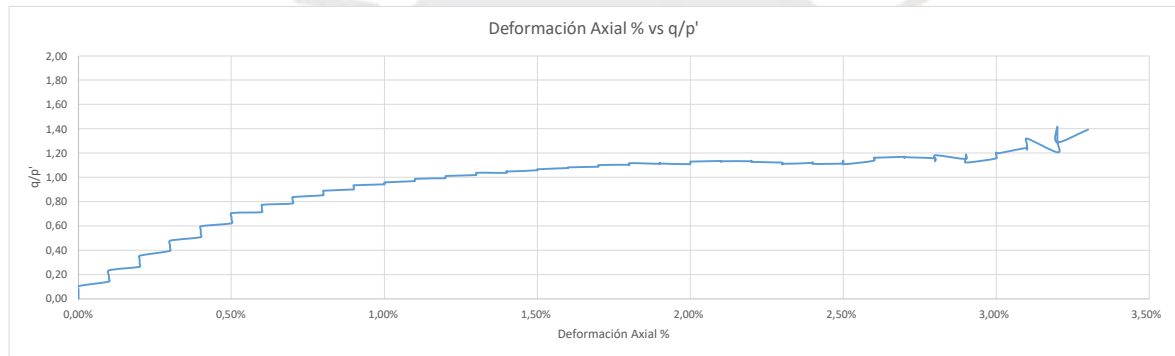
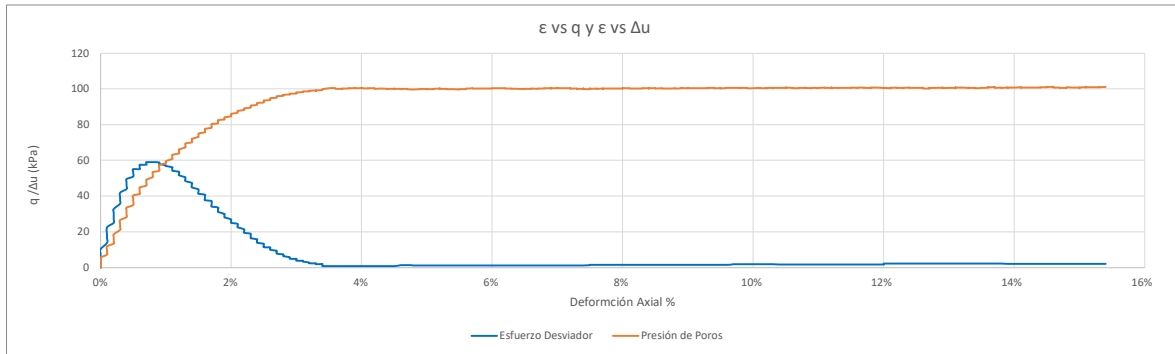
Cámara consolidación (kPa)	1080
Back consolidación (kPa)	930
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	3,3
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
A_c , cm ²	19,3



100 - CIU - MT - S - GDS - 06

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	389,5
Wseco (gr)	305,8	305,8
Wagua (gr)	14,25	83,70
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	194,51
Vsólidos	110,80	110,80
Vvacíos	85,55	83,72
w	5%	27%
e	0,77	0,756
S	17%	100%

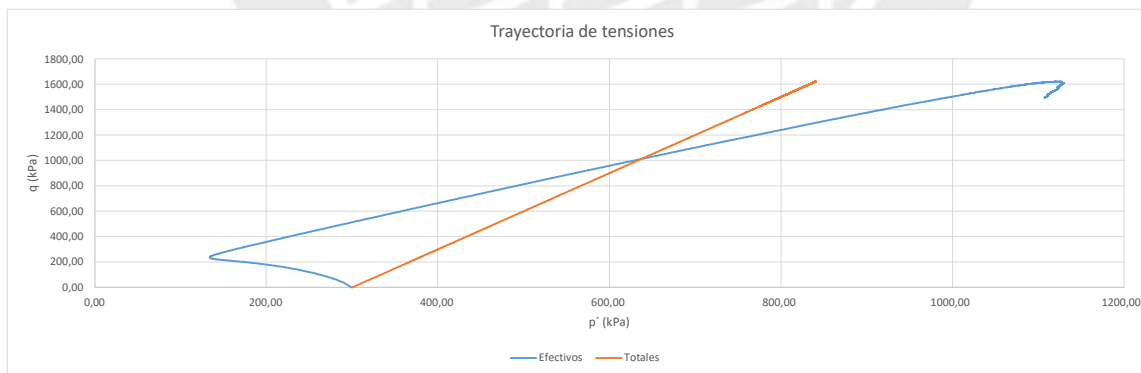
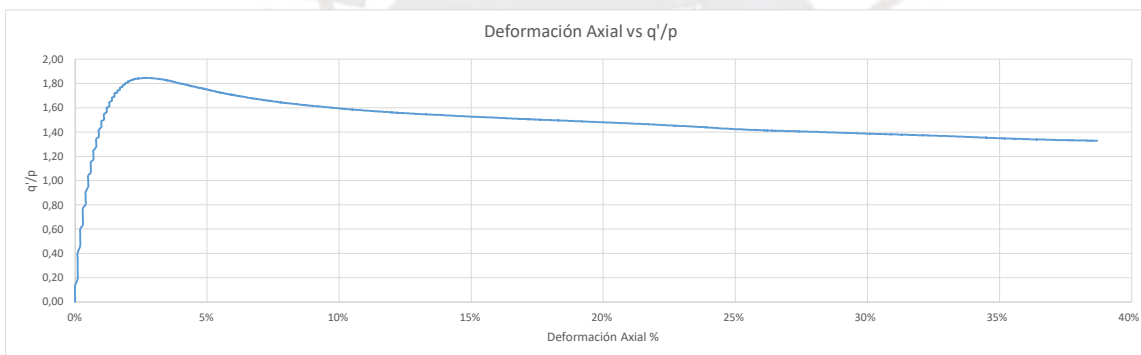
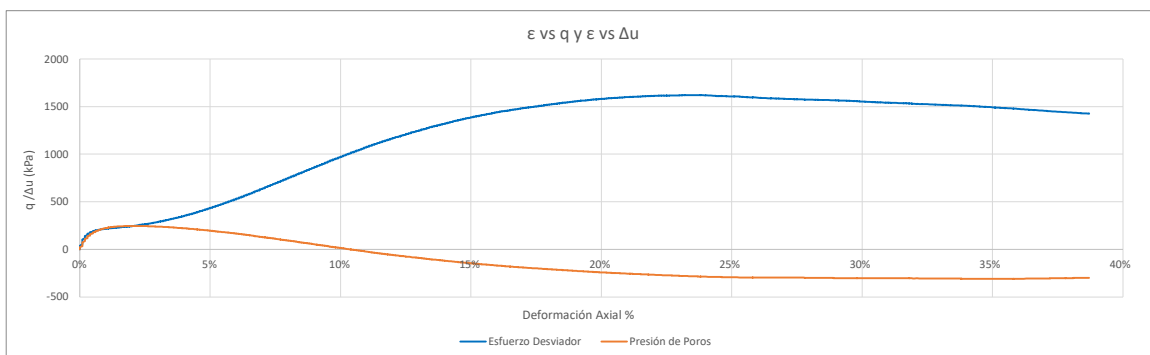
Cámara consolidación (kPa)	1026
Back consolidación (kPa)	926
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	1,84
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
A_c , cm ²	19,5



300 - CIU - DD - S - GDS - 08

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	393,5
Wseco (gr)	315,09	315,09
Wagua (gr)	14,25	78,41
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	192,71
Vsólidos	114,16	114,16
Vvacíos	82,19	78,55
w	5%	25%
e	0,72	0,688
S	17%	100%

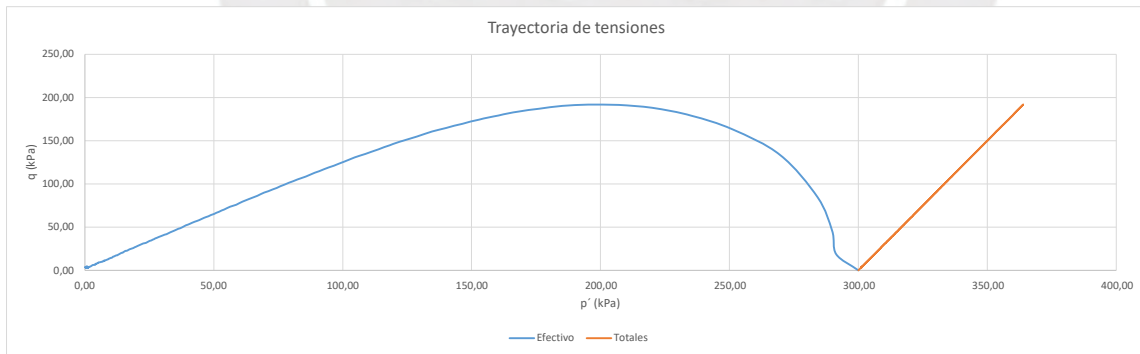
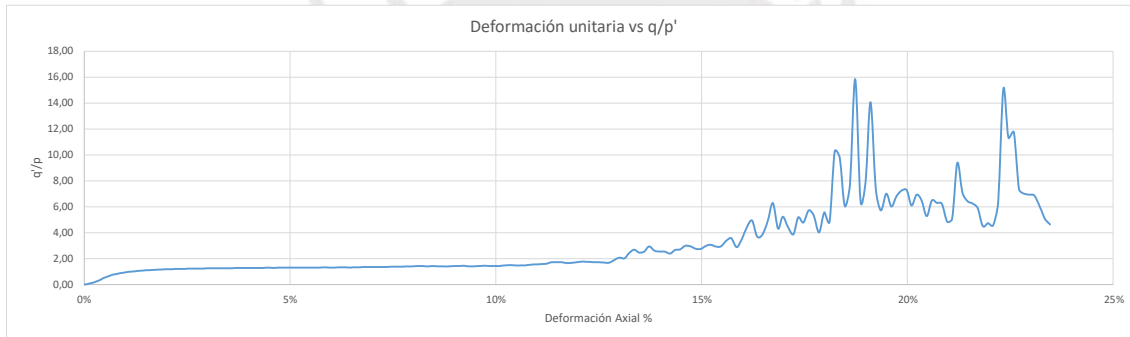
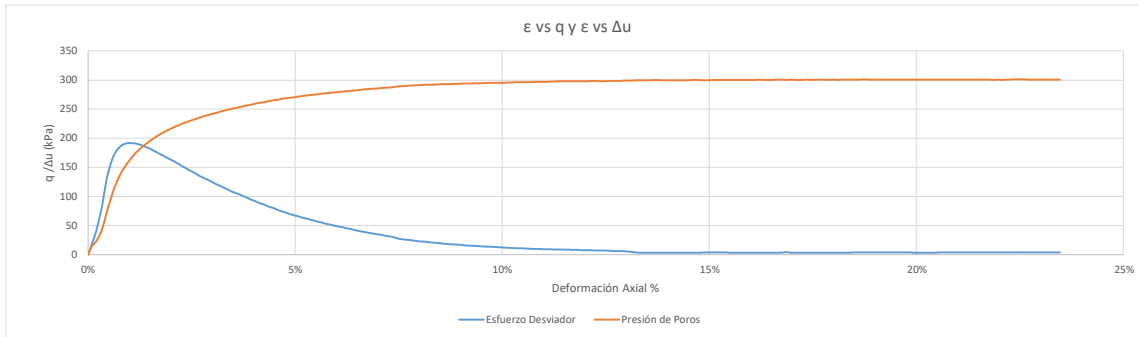
Cámara consolidación (kPa)	1230
Back consolidación (kPa)	930
ΔH consolidación , mm	99,8
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c, cm³	3,64
Área transversal despues de consolidación, A_c, cm²	19,3
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c, cm²	19,3
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c, cm²	19,3
A_c, cm²	19,3



300 - CIU - MT - S - GDS - 10

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	387
Wseco (gr)	305,9	305,9
Wagua (gr)	14,25	81,10
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	192,27
Vsólidos	110,83	110,83
Vvacíos	85,52	81,43
w	5%	27%
e	0,77	0,735
S	17%	100%

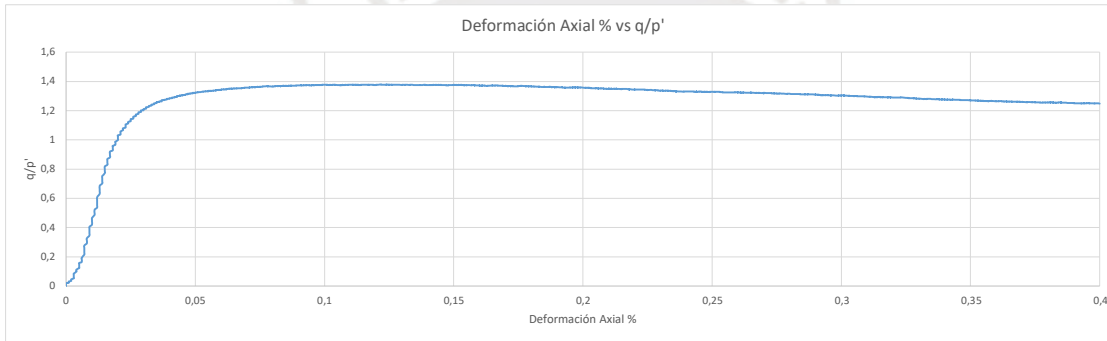
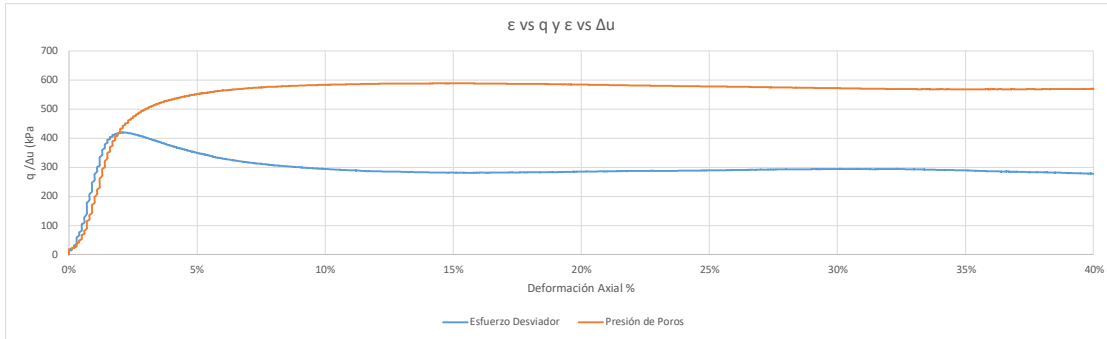
Cámara consolidación (kPa)	830
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,8
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	4,1
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,2
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,2
A_c , cm ²	19,2



700 - CIU - MT - S - GDS - 11

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	380,92
Wseco (gr)	305,9	305,9
Wagua (gr)	14,25	75,02
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	190,31
Vsólidos	110,83	110,83
Vvacios	85,52	79,47
w	5%	25%
e	0,772	0,717
S	17%	94%

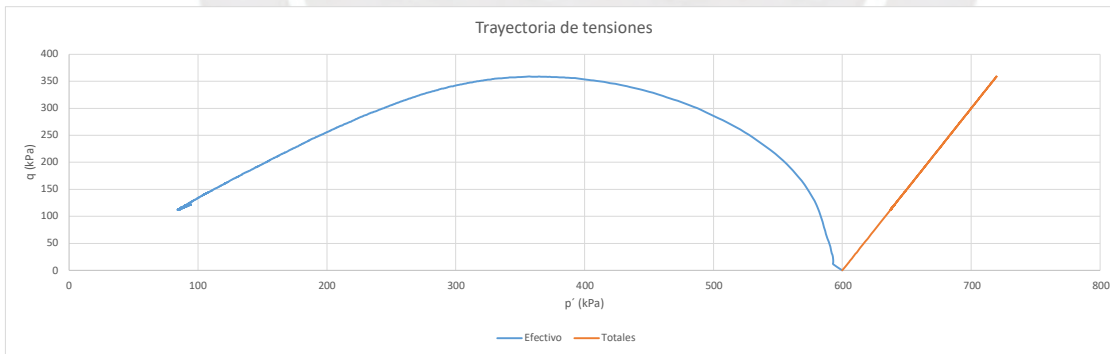
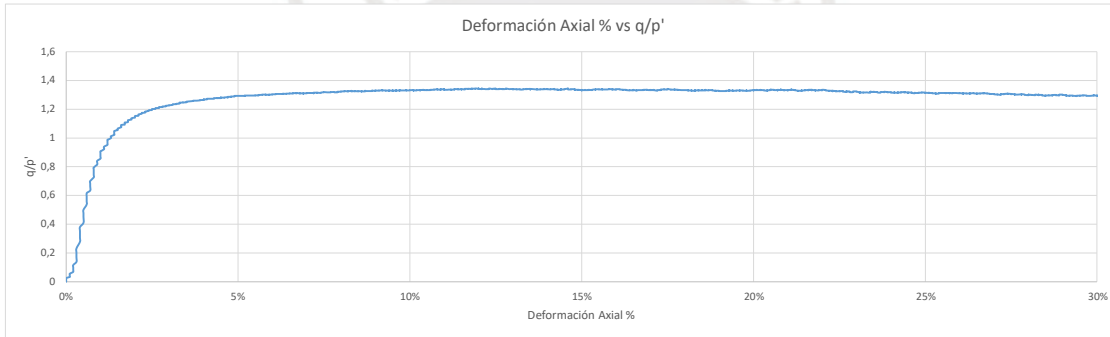
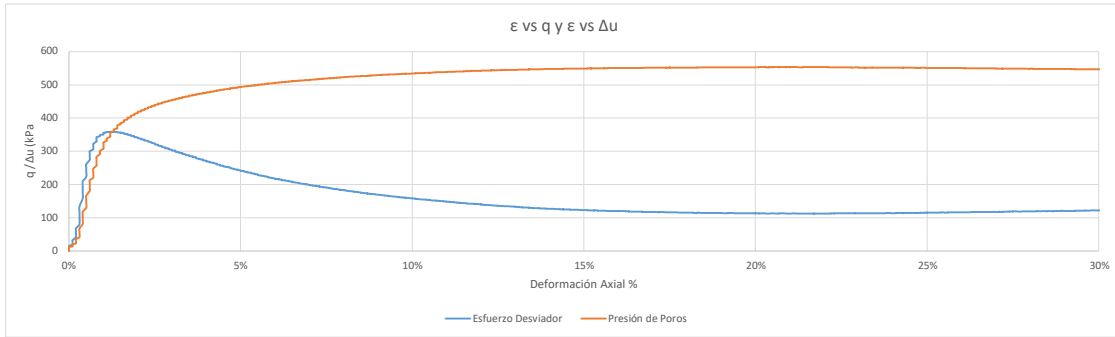
Cámara consolidación (kPa)	1230
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	6,0
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	18,6
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	18,9
A_c , cm ²	18,6



600 - CIU - MT - S - GDS - 12

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	386
Wseco (gr)	305,9	305,9
Wagua (gr)	14,25	80,10
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	190,78
Vsólidos	110,83	110,83
Vvacíos	85,52	79,95
w	5%	26%
e	0,772	0,721
S	17%	100%

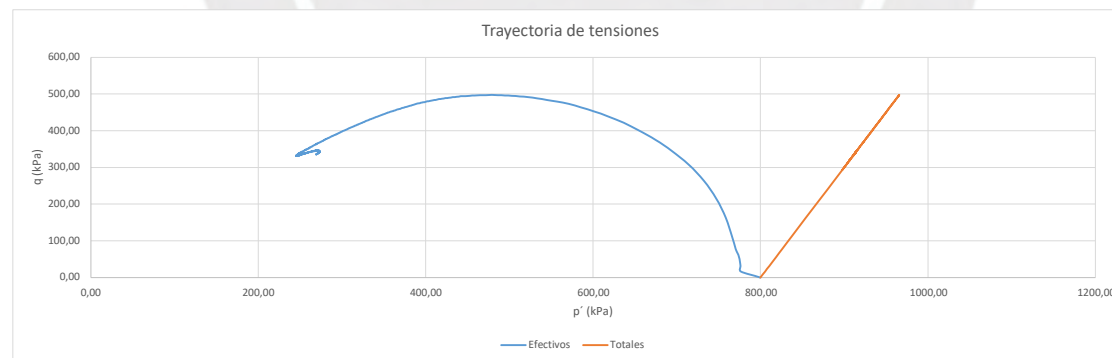
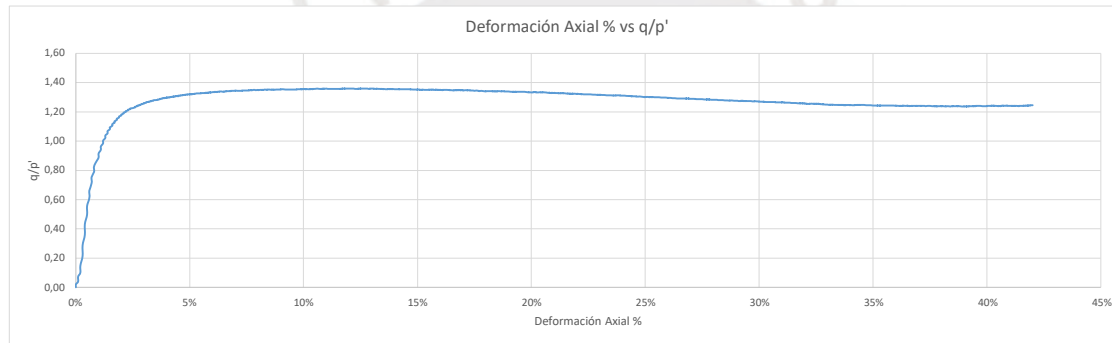
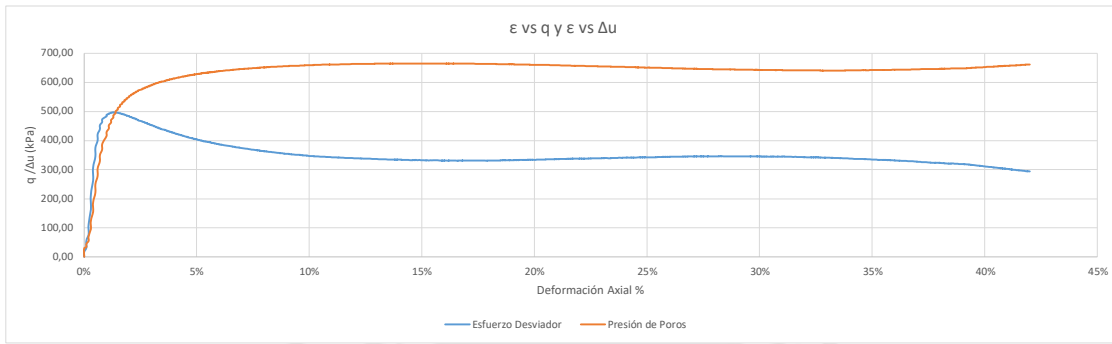
Cámara consolidación (kPa)	1130
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	5,6
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
A_c , cm ²	19,1



800 - CIU - MT - S - GDS - 13

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	385
Wseco (gr)	305,9	305,9
Wagua (gr)	14,25	79,10
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	189,85
Vsólidos	110,83	110,83
Vvacíos	85,52	79,02
w	5%	26%
e	0,77	0,713
S	17%	100%

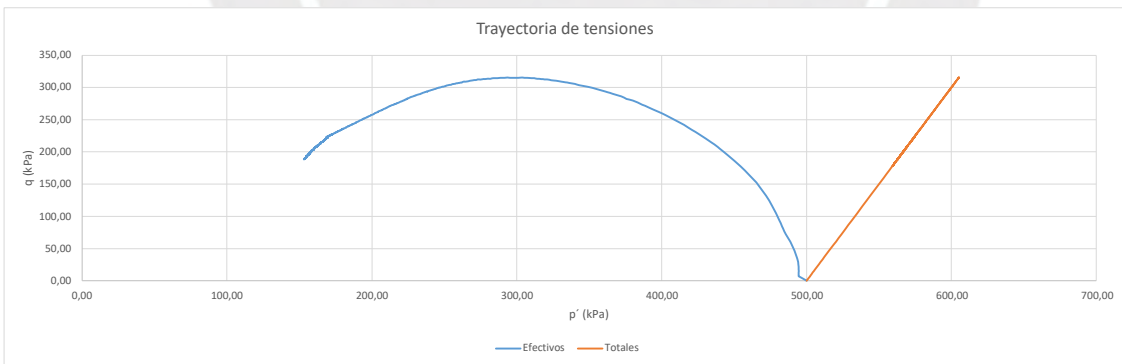
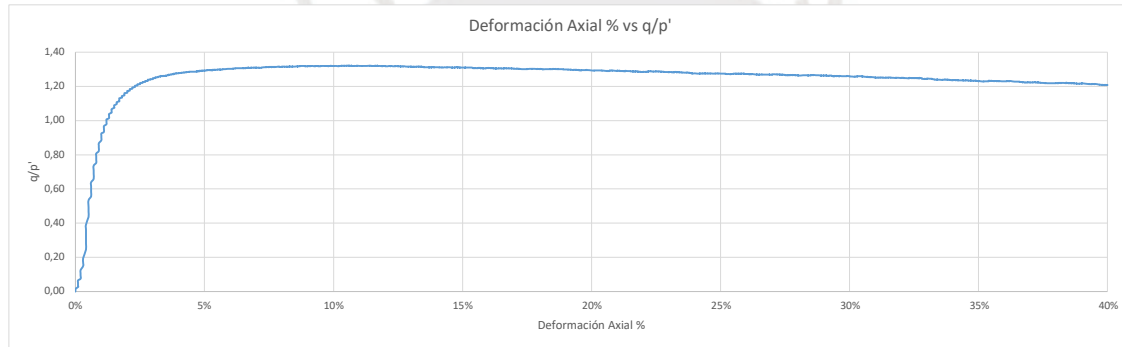
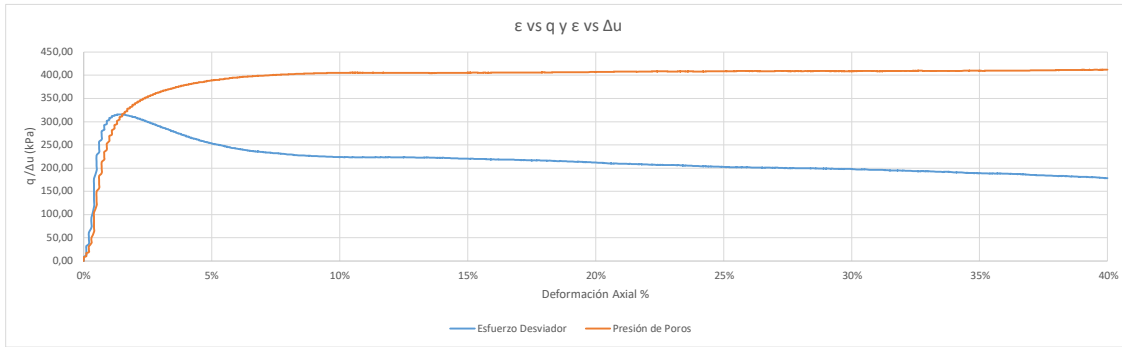
Cámara consolidación (kPa)	1330
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	6,5
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,0
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
A_c , cm ²	19,1



500 - CIU - MT - S - GDS - 14

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	386
Wseco (gr)	306	306
Wagua (gr)	14,25	80,00
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	190,92
Vsólidos	110,87	110,87
Vvacíos	85,48	80,05
w	5%	26%
e	0,771	0,722
S	17%	100%

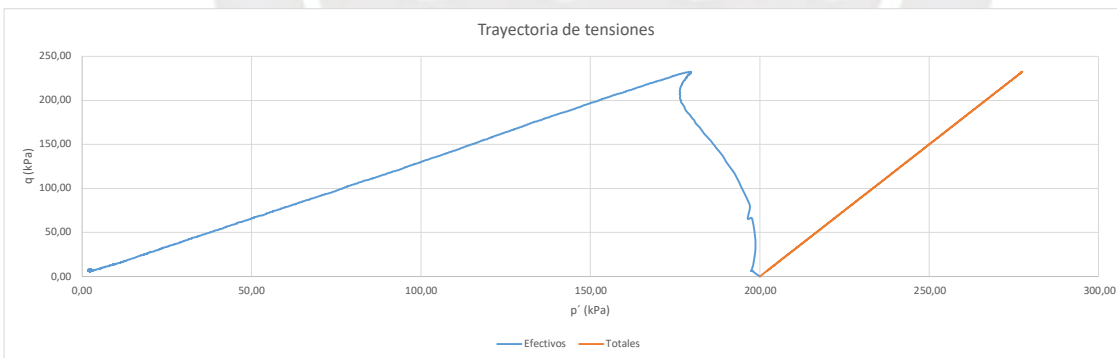
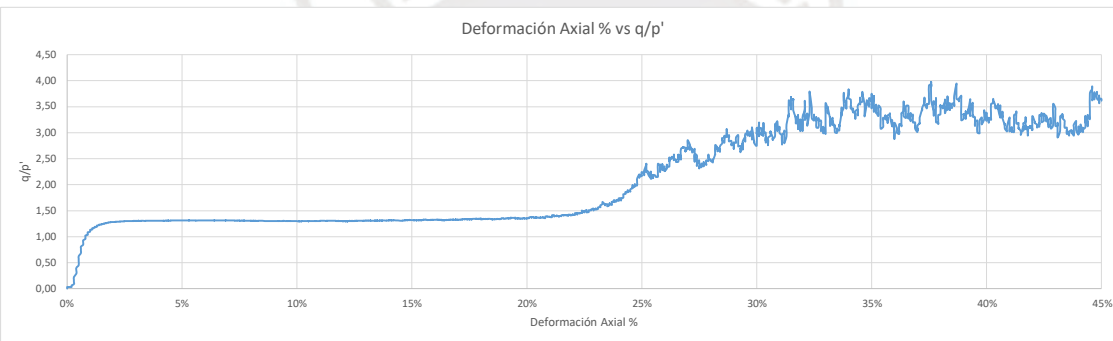
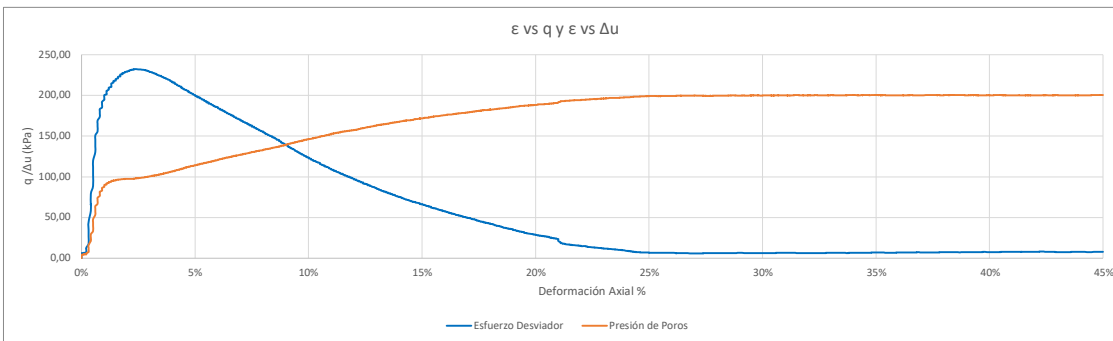
Cámara consolidación (kPa)	1030
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	5,4
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
A_c , cm ²	19,1



200-CIU-MT-02-Nuevo

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	388,5
Wseco (gr)	306	306
Wagua (gr)	14,25	82,50
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	193,39
Vsólidos	110,87	110,87
Vvacíos	85,48	82,52
w	5%	27%
e	0,771	0,744
S	17%	100%

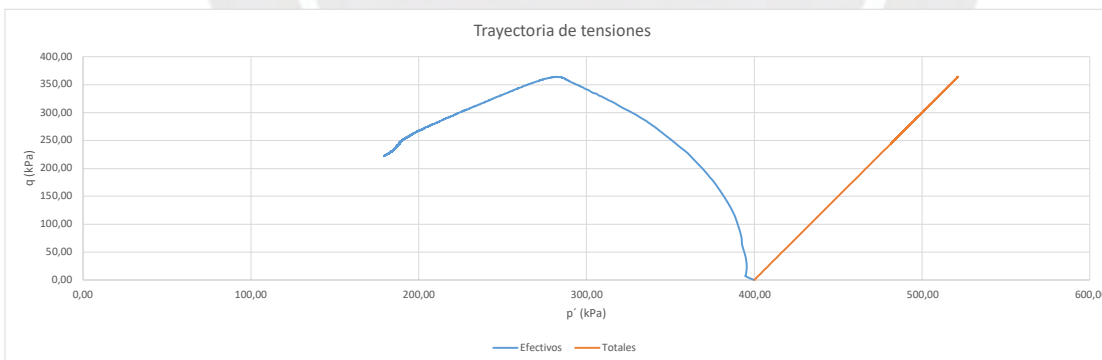
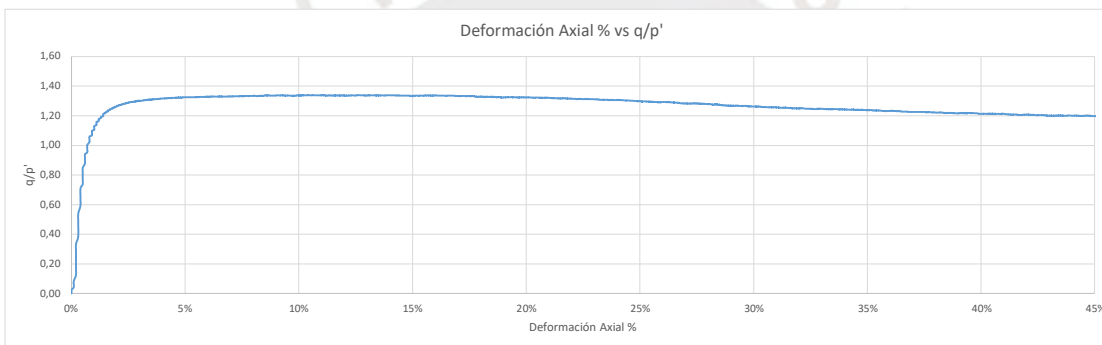
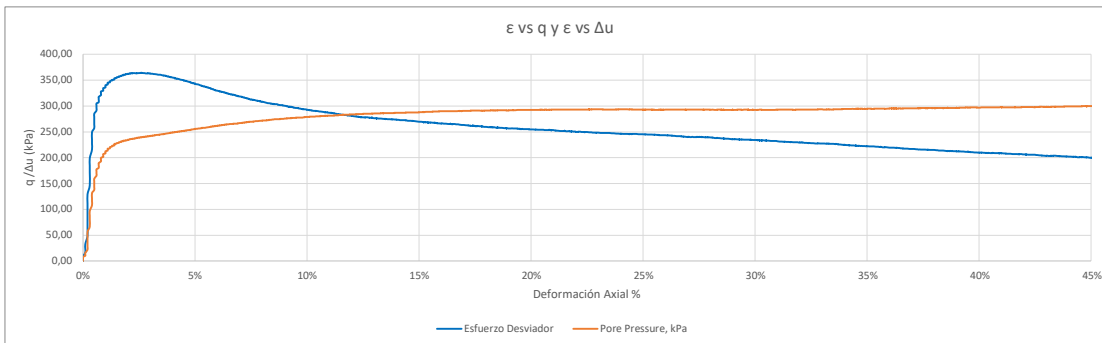
Cámara consolidación (kPa)	730
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,8
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	2,96
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
A_c , cm ²	19,4



400-CIU-MT-04-Nuevo

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	389,5
Wseco (gr)	308,49	308,49
Wagua (gr)	14,25	81,01
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	192,69
Vsólidos	111,77	111,77
Vvacíos	84,58	80,92
w	5%	26%
e	0,757	0,724
S	17%	100%

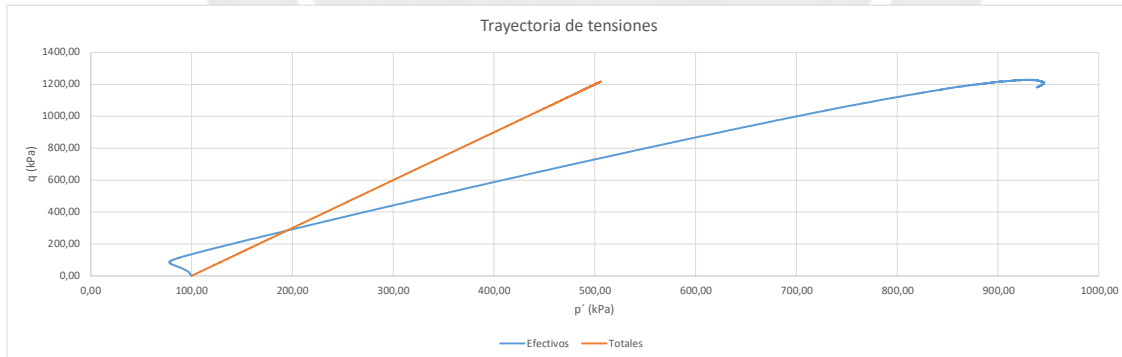
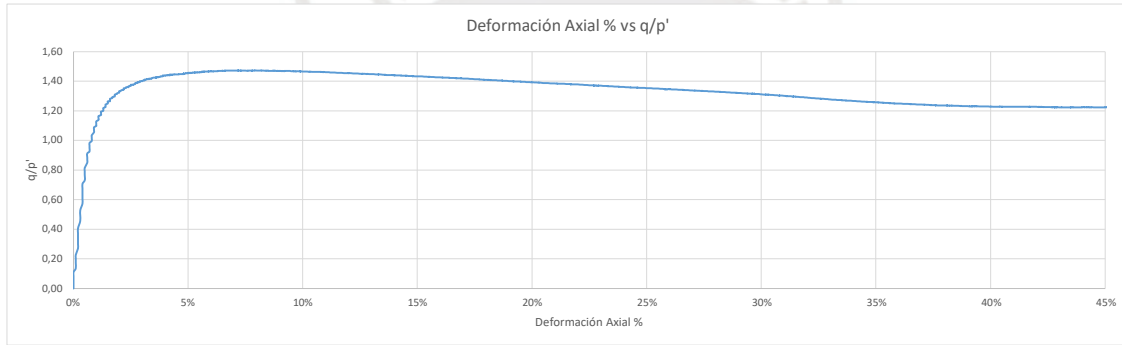
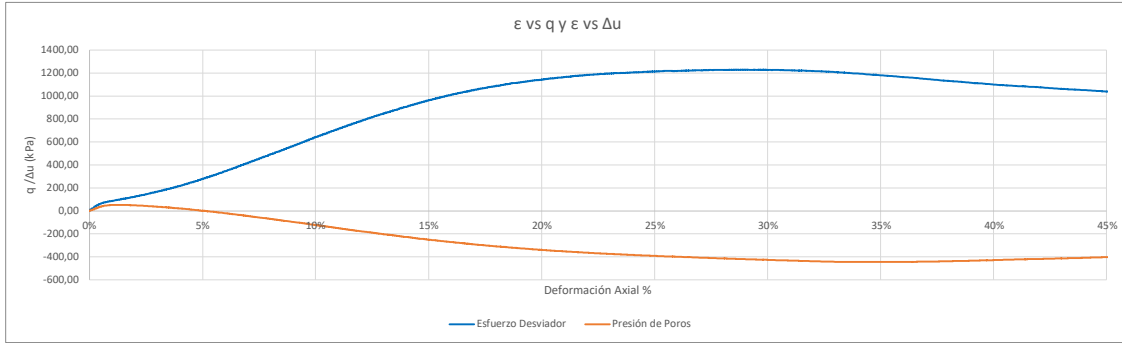
Cámara consolidación (kPa)	930
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,8
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	3,66
Área transversal despues de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c , cm ²	19,3
A_c , cm ²	19,3



100-CIU-MT-05-Nuevo

	Inicio	Después de Consolidación
Método	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	396
Wseco (gr)	315,32	315,32
Wagua (gr)	14,25	80,68
GS	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	194,66
Vsólidos	114,25	114,25
Vvacíos	82,10	80,42
w	5%	26%
e	0,72	0,704
S	17%	100%

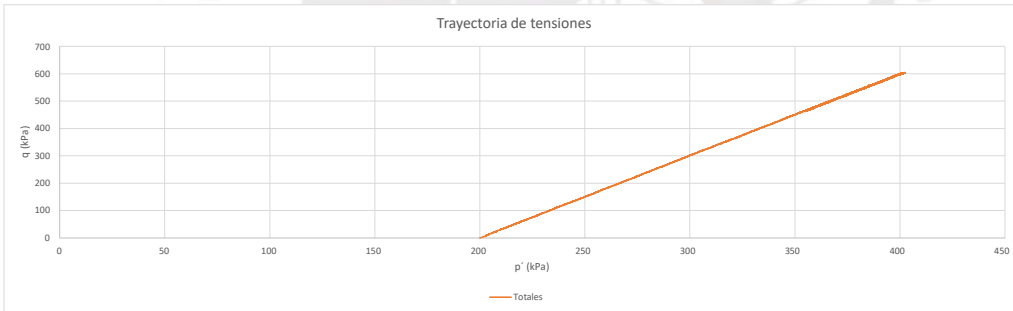
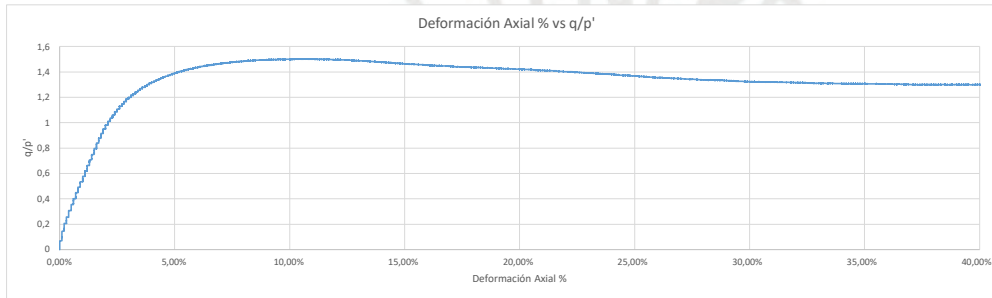
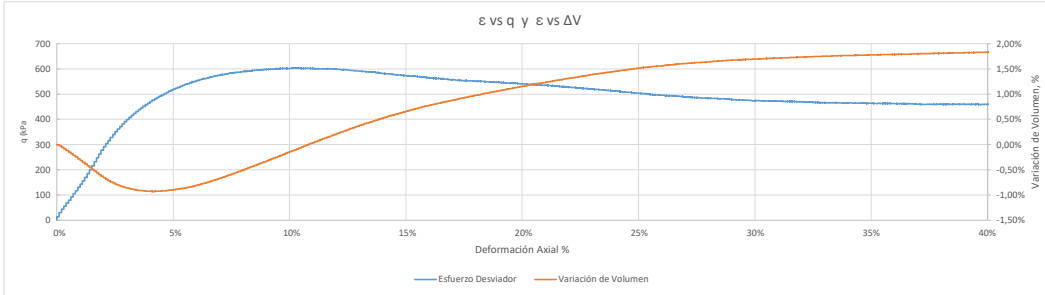
Cámara consolidación (kPa)	630
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,9
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	1,69
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
A_c , cm ²	19,5



200 - CID - DD - S - GDS - 03

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	379	398
Wseco (gr)	288,9	288,9	315,08
Wagua (gr)	14,25	90,10	82,92
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	194,48	197,10
Vsólidos	104,67	104,67	114,16
Vvacíos	91,68	89,81	82,94
w	5%	31%	26%
e	0,88	0,858	0,727
S	16%	100%	100%

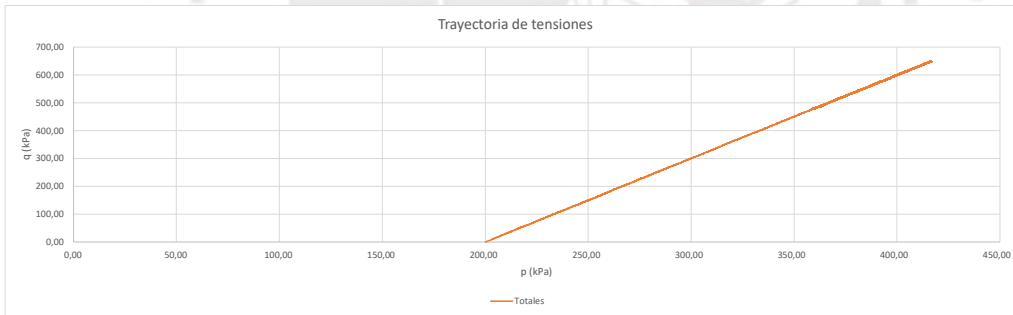
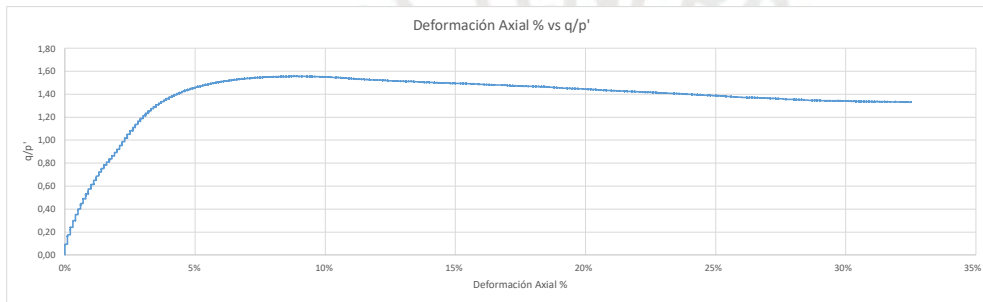
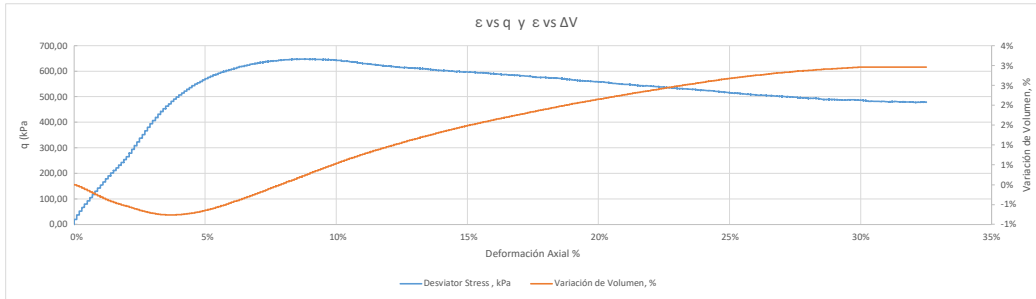
Cámara consolidación (kPa)	1030
Back consolidación (kPa)	930
ΔH consolidación, mm	100,0
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	1,87
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,5
A_c , cm ²	19,5



200 - CID - DD - S - GDS - 04

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	400	406
Wseco (gr)	324	324	324
Wagua (gr)	14,25	76,00	82,00
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	193,62	199,35
Vsólidos	117,39	117,39	117,39
Vvacíos	78,96	76,23	81,96
w	4%	23%	25%
e	0,673	0,649	0,698
S	18%	100%	100%

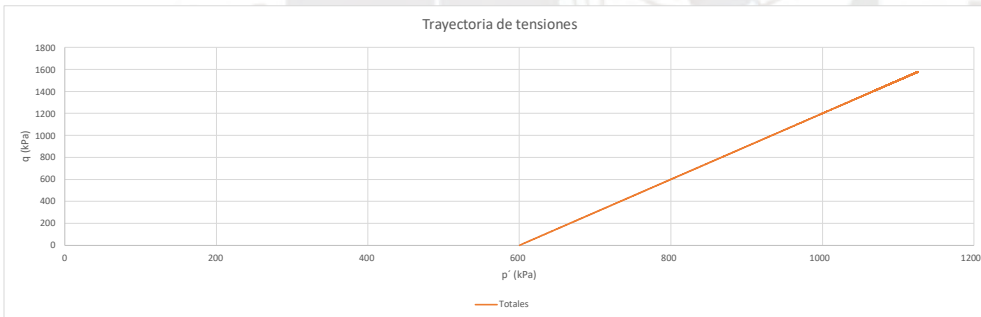
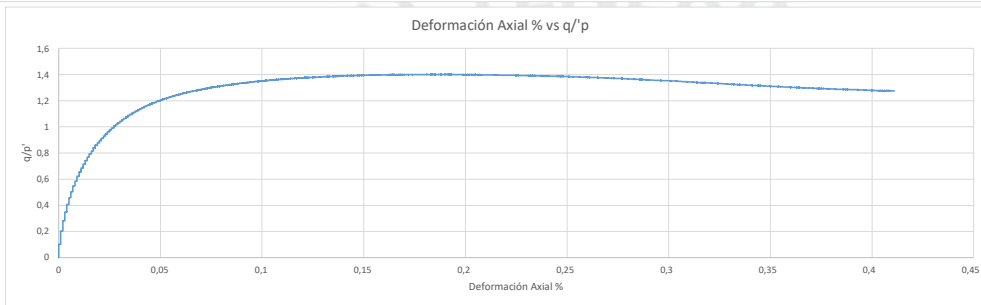
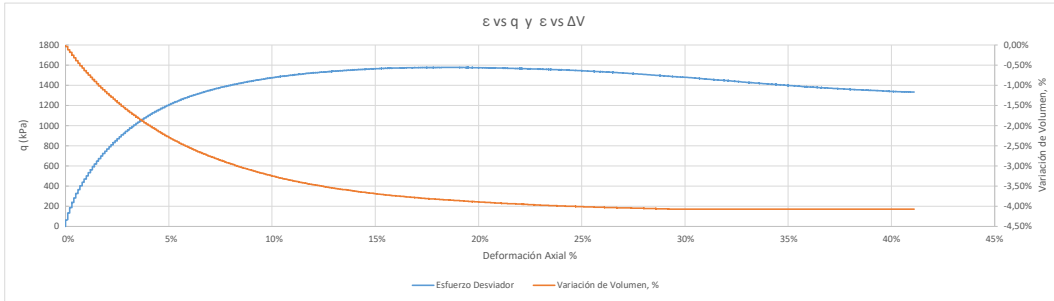
Cámara consolidación (kPa)	730
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,9
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	2,73
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
A_c , cm ²	19,4



600 - CID - MT - S - GDS - 09

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	376	368
Wseco (gr)	293,01	293,01	293,01
Wagua (gr)	14,25	82,99	74,99
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	189,42	181,70
Vdólidos	106,16	106,16	106,16
Vvacíos	90,19	83,26	75,53
w	5%	28%	26%
e	0,850	0,784	0,711
S	16%	100%	99%

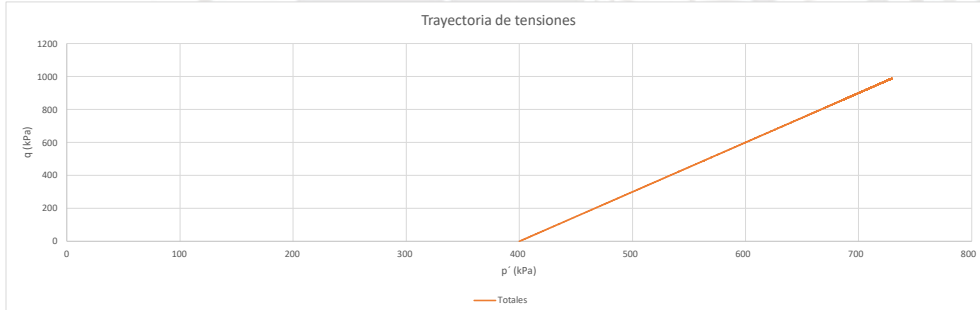
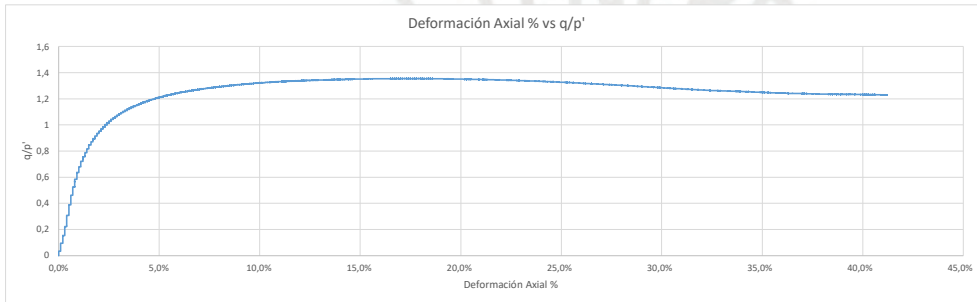
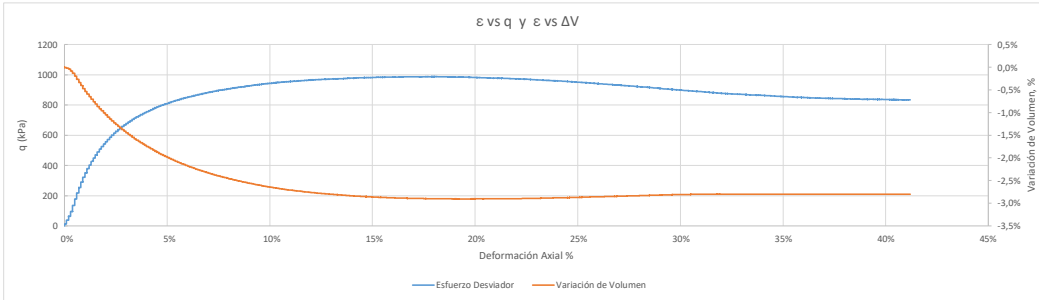
Cámara consolidación (kPa)	1130
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,6
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	6,93
Área transversal despues de consolidación, A_c , cm ²	19,0
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c , cm ²	19,0
Promedio de áreas despues de consolidación, A_c , cm ²	19,0
A_c , cm ²	19,0



400 - CID - MT - S - GDS - 06

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	388	383
Wseco (gr)	305,31	305,31	305,31
Wagua (gr)	14,25	82,69	77,69
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	192,28	186,63
Vsólidos	110,62	110,62	110,62
Vvacíos	85,73	81,66	76,01
w	5%	27%	25%
e	0,775	0,738	0,687
S	17%	101%	102%

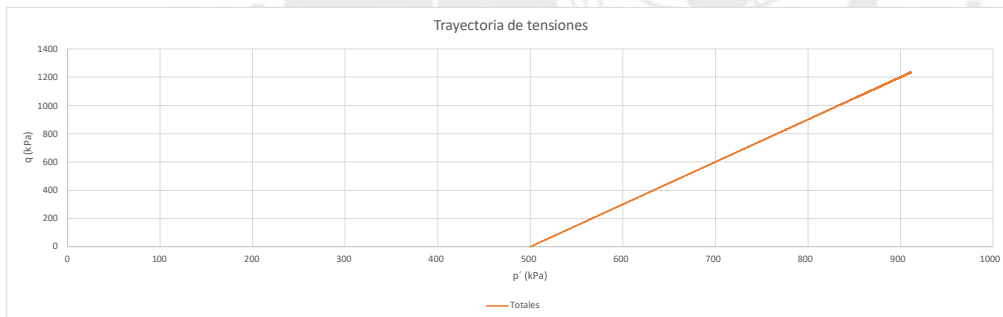
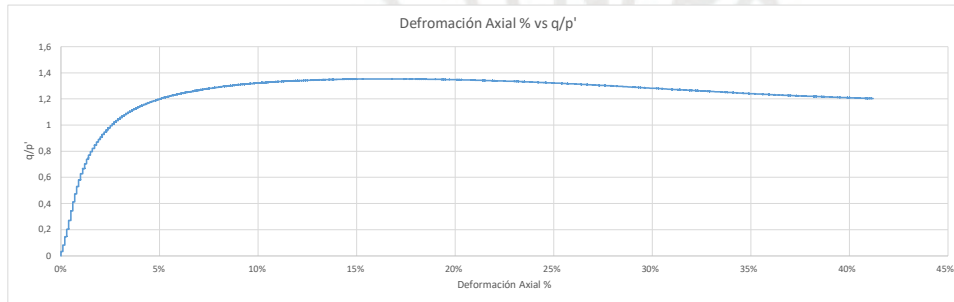
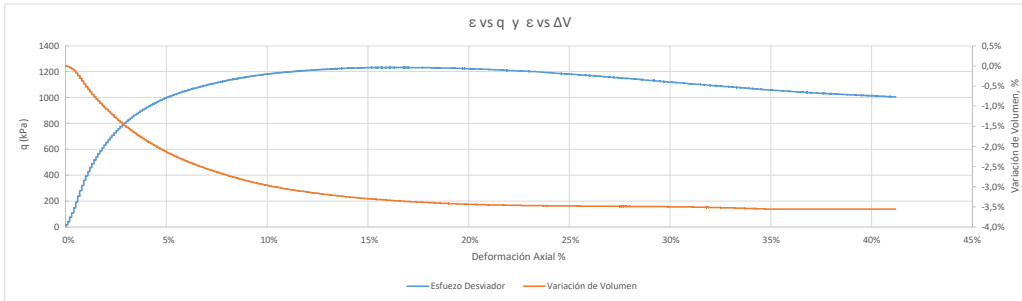
Cámara consolidación (kPa)	930
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,8
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	4,07
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,4
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,3
A_c , cm ²	19,3



500 - CID - MT - S - GDS - 07

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	384	377
Wseco (gr)	305,31	305,31	305,31
Wagua (gr)	14,25	78,69	71,69
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	190,96	184,16
Vsólidos	110,62	110,62	110,62
Vvacíos	85,73	80,34	73,54
w	5%	26%	23%
e	0,775	0,726	0,665
S	17%	98%	97%

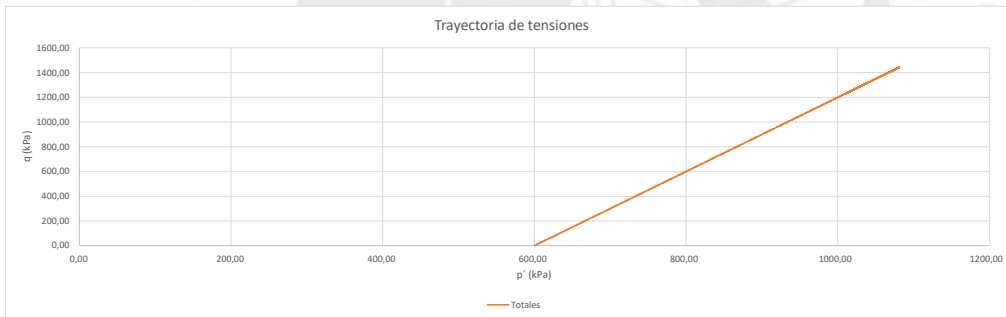
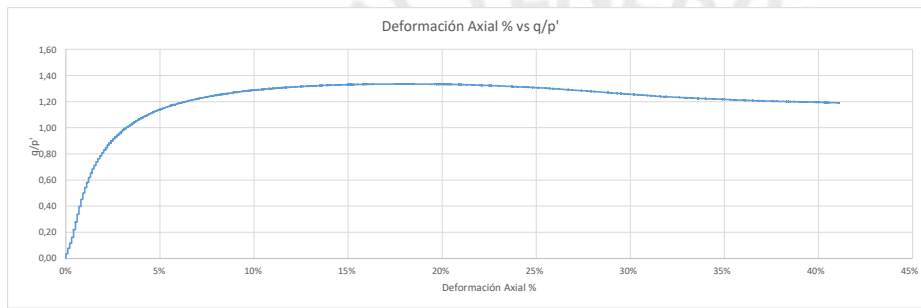
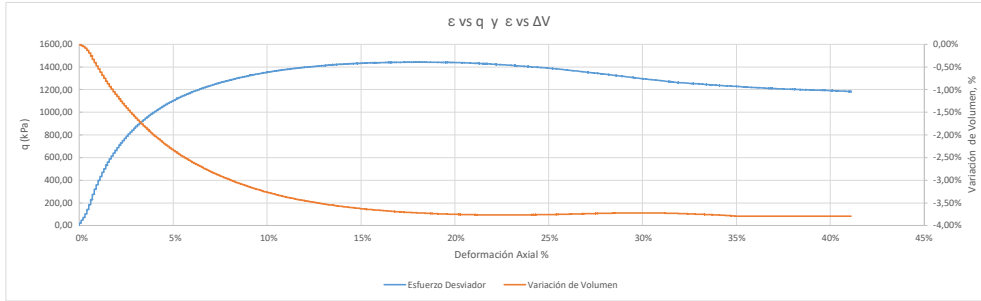
Cámara consolidación (kPa)	1030
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	5,39
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,0
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
A_c , cm ²	19,1



600 - CID - MT - S - GDS - 08

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	384	377
Wseco (gr)	305,28	305,28	305,28
Wagua (gr)	14,25	78,72	71,72
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	190,40	183,19
Vsólidos	110,61	110,61	110,61
Vvacíos	85,74	79,79	72,58
w	5%	26%	23%
e	0,775	0,721	0,656
S	17%	99%	99%

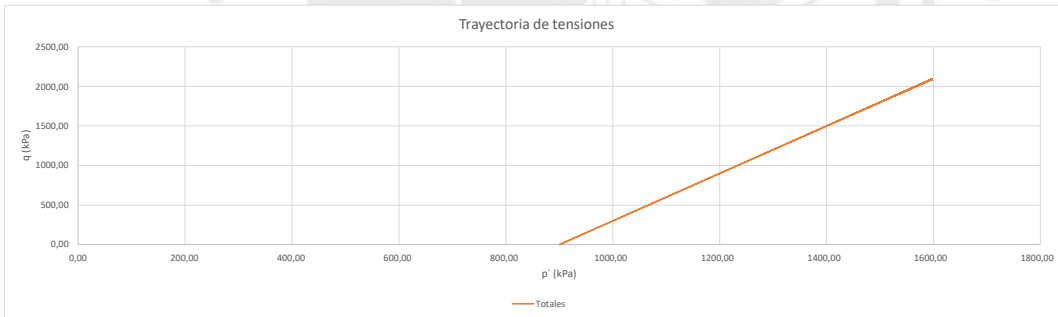
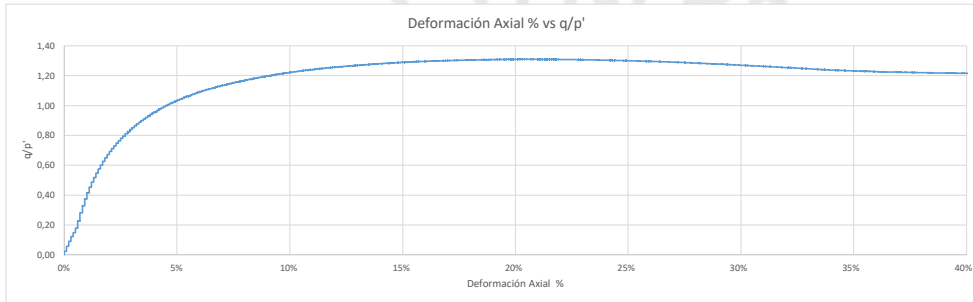
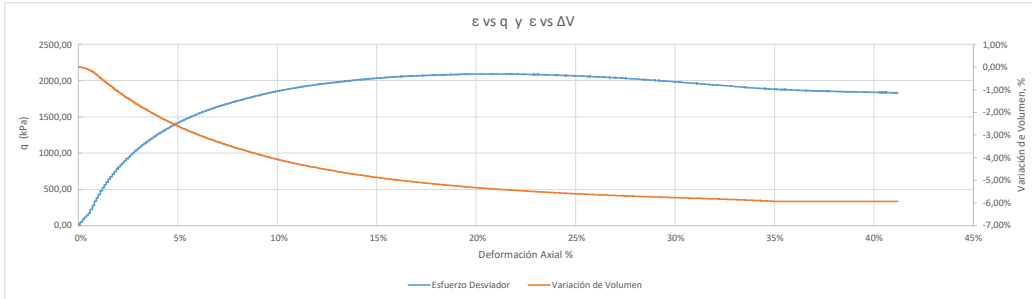
Cámara consolidación (kPa)	1130
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,7
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV , cm ³	5,95
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	19,1
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,0
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	19,0
A_c , cm ²	19,0



900 - CID - MT - S - GDS - 10

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303,99	376	364
Wseco (gr)	294	294	294
Wagua (gr)	14,25	82,00	70,00
GS	2,76	2,76	2,76
Vmuestra	196,35	188,56	177,39
Vsólidos	106,52	106,52	106,52
Vvacíos	89,83	82,04	70,87
w	5%	28%	24%
e	0,843	0,770	0,665
S	16%	100%	99%

Cámara consolidación (kPa)	1430
Back consolidación (kPa)	530
ΔH consolidación, mm	99,6
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	7,79
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	18,9
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	18,9
A_c , cm ²	18,9



1100 - CID - MT - S - GDS - 11

	Inicio	Después de Consolidación	Después de Rotura
Método	MT	MT	MT
Wmuestra (gr)	303.99	375	362
Wseco (gr)	294.51	294.51	294.51
Wagua (gr)	14.25	80.49	67.49
GS	2.76	2.76	2.76
Vmuestra	196.35	187.21	173.58
Vsólidos	106.71	106.71	106.71
Vvacíos	89.64	80.51	66.87
w	5%	27%	23%
e	0,840	0,754	0,627
S	16%	100%	101%

Cámara consolidación (kPa)	1730
Back consolidación (kPa)	630
ΔH consolidación, mm	99,5
Cambio del volumen en la consolidación, ΔV_c , cm ³	9,14
Área transversal después de consolidación, A_c , cm ²	18,8
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	18,8
Promedio de áreas después de consolidación, A_c , cm ²	18,8
A_c , cm ²	18,8

