



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Descripción del comportamiento
esfuerzo-deformación de jales
saturados mediante un modelo
constitutivo de estado crítico**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniera Civil

P R E S E N T A

Eliza Alejandra Rios Villarreal

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Eduardo Botero Jaramillo



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

Agradezco a Dios por nunca soltarme, cobijarme con su amor eterno, sostenerme en todos los momentos difíciles que viví durante la realización de este trabajo y permitirme concluirlo, a ti Dios de lo imposible, por tu gracia inmerecida.

A la universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), al Laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería y a la Facultad de Ingeniería, por la formación académica brindada y por el apoyo durante la realización de este trabajo.

Al Doctor Eduardo Botero Jaramillo por su apoyo y disposición en cada una de las etapas de este trabajo. Gracias al M. I Mauricio Bernal López por compartirme su conocimiento, por ser una guía durante todo el proceso experimental, por su infinita paciencia y amistad, quien me brindó consejo y orientación.

A mi papá y a Diana, por siempre creer en mí, por apoyarme de incontables maneras, por el amor con el que me han cubierto y porque han sido una guía en mi vida.

A mi madre y mis hermanos cuyo amor siempre me ha acompañado.

A los amigos que se han añadido y han hecho de esta una de las etapas más gratificantes en mi vida, por brindarme su apoyo no sólo en el laboratorio, Zay, Uri, Monse y Rosario. A aquellos que me han acompañado a la distancia y por compartirme su amor, Zair, Ivonne, Paola y Danhae.

A mis sinodales por sus valiosos comentarios durante la revisión de este trabajo.

Para estas personas, el reconocimiento y agradecimiento por su invaluable ayuda y apoyo.

CONTENIDO

OBJETIVOS	ii
ALCANCE.....	i
RESUMEN.....	ii
INTRODUCCIÓN.....	iii
1. ANTECEDENTES	1
1.1. Panorama general de la minería en México.....	1
1.2. Ciclo minero	2
1.3. Residuos Mineros	4
1.4. Disposición de jales.....	5
1.4.1. Técnicas de deposición.....	6
1.5. Comportamiento mecánico de materiales granulares.....	9
1.6. Comportamiento de arenas en pruebas triaxiales	10
1.6.1. Comportamiento bajo carga en condiciones drenadas	10
1.6.2. Comportamiento bajo carga en condiciones no drenadas	12
2. METODOLOGÍA.....	15
3. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	16
3.1. Cámara triaxial de alambres	16
3.1.1. Instrumentación del equipo	17
3.1.2. Calibración y verificación del sistema de adquisición de datos	18
4. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE.....	22
4.1. Propiedades índice.....	22
Pruebas de compactación.....	24
4.2. Pruebas Triaxiales.....	26
4.2.1. Formación de probeta	26
4.2.2. Montaje.....	28
4.2.3. Saturación	29
4.2.4. Consolidación.....	31
4.2.5. Falla	31
5. NORSAND.....	33
5.1. Descripción del modelo.....	36
5.1.1. Dilatancia y Parámetro de estado	36
5.1.2. Estado critico	39

5.1.3.	Parámetros del modelo	41
6.	INTERPRETACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES	49
6.1.	Pruebas de Compactación.....	49
6.1.1.	Curvas de compactación.....	50
6.1.2.	Relación de vacíos	51
6.2.	Pruebas triaxiales.....	52
6.2.1.	Relaciones volumétricas	52
6.2.2.	Comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación, presión de poro-deformación y cambio volumétrico-deformación	53
7.	CALIBRACIÓN DEL MODELO NORSAND.....	58
7.1.	Análisis paramétrico, CSL.....	58
7.2.	Esfuerzo dilatancia	60
7.3.	Dilatancia-Parámetro de estado	62
7.4.	Validación de parámetros	64
8.	CONCLUSIONES.....	81
9.	REFERENCIAS	82
	ANEXO 1. CALIBRACIÓN DE TRANSDUCTORES	86
	ANEXO 2. PRUEBAS DE COMPACTACIÓN.....	114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Provincias metalogenéticas de México (SE, 2015).....	2
Figura 1.2 Diagrama de flujo holístico del procesamiento mineral, modificado (Swapan, 2018).....	4
Figura 1.3 Esquema de los métodos de construcción de depósitos de jales (Flores, 2019). ..	6
Figura 1.4 Deposición subacuática dentro de un embalse convencional (Engels, 2020).	7
Figura 1.5 Deposición subacuática dentro de un embalse convencional (Engels, 2020).	8
Figura 1.6 Descarga múltiple mediante espigas en Gold Mine, Australia (Modificado, (Engels, 2006).....	8
Figura 1.7 Un solo punto de descarga en Glebe Mines, England (Engels, 2020).	9
Figura 1.8 Comportamiento de arenas densas ensayadas en pruebas CID.....	11
Figura 1.9 Comportamiento de arenas sueltas ensayadas en pruebas CID.	12
Figura 1.10 Trayectorias de esfuerzos efectivos de ensayos CIU y CID.	12
Figura 1.11 Comportamiento de arenas medianamente sueltas ensayadas en pruebas CIU.	14
Figura 1.12 Comportamiento de arenas sueltas ensayadas en pruebas CIU.	14
Figura 3.1 Sistema de carga, Cámara triaxial de alambres (Santoyo & Reséndiz, 1969).	16
Figura 3.2 Cámara triaxial de alambres TA-1.	17
Figura 3.3 Cámara triaxial de alambres TA-3.	18
Figura 3.4 Ventana de calibración de LabVIEW (transductor de desplazamiento).	19
Figura 3.5 Curva de calibración experimental del transductor de desplazamiento.	20
Figura 3.6 a) Curva de desplazamiento de elemento patrón vs desplazamiento sensor LVDT (TA-1), b) Curva de precisión de LVDT (TA-1).....	20
Figura 4.1 Curva granulométrica de material ensayado	22
Figura 4.2 Curva de fluidez, límite líquido 27.0%.	23
Figura 4.3 Homogenización del material en seco.....	25
Figura 4.4 a) Probeta desmoldada, b) Toma peso de muestra para determinar contenido de agua.....	25
Figura 4.5 Implementos usados en la formación de probetas para las pruebas de compactación.....	25
Figura 4.6 Esquema de fronteras lubricadas modificado (Fonseca et al., 2021).....	27
Figura 4.7 Preparación de molde y base.....	27
Figura 4.8 Montaje de la muestra en la cámara triaxial.....	29
Figura 4.9 Circulación de CO ₂ en la muestra.	30
Figura 4.10 Modulo de falla, software “LabVIEW”	32

Figura 5.1 Ecuaciones constitutivas.	33
Figura 5.2 Ejemplo de superficie de fluencia y normalidad (Modificado, Woudstra, 2021).	35
Figura 5.3 Ejemplo del cambio en la superficie de fluencia y la condición de consistencia (Modificado, Woudstra, 2021).	35
Figura 5.4 Definición de dilatancia (Modificado, (Jefferies & Been, 2016))......	37
Figura 5.5 Definición de parámetro de estado (Modificado, Jefferies y Been, 2016))	38
Figura 5.6 Definición de parámetro de estado (Modificado, (Jefferies & Been, 2016)).	39
Figura 5.7 Hipótesis de relación de vacíos crítica a partir de pruebas de corte directo (Modificado, Jefferies & Been, 2016).	39
Figura 5.8 Relación estado-dilatancia (Modificado, Jefferies y Been, 2016).	42
Figura 5.9 Estado imagen.	43
Figura 5.10 Gráfica de una prueba triaxial drenada en una muestra densa de arena Erksak, reducida en su forma esfuerzo-dilatancia (Modificado, Jefferies y Been, 2016).	44
Figura 5.11 Formulación de M_{tc} de (Bishop, 1950; Li y Dafalias, 2000).	44
Figura 5.12 Superficie de fluencia NorSand, ensayo triaxial drenado (Srinivas Vivek, 2022).	47
Figura 5.13 Superficie de fluencia NorSand, ensayo triaxial drenado, vista frontal (Srinivas Vivek, 2022).	47
Figura 6.1. Variación del peso volumétrico húmedo en función del peso de pisón.	49
Figura 6.2. Variación del peso volumétrico seco en función del peso de pisón.	50
Figura 6.3 Curvas de compactación del material ensayado.	51
Figura 6.4 Variación de la relación de vacíos en función del peso de pisón.	51
Figura 6.5 Trayectorias de esfuerzo en pruebas no drenadas	54
Figura 6.6 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-5 y T-6).	54
Figura 6.7 Curvas presión de poro-deformación (T-5 y T-6).	55
Figura 6.8 Curvas presión de poro-deformación normalizadas por el esfuerzo efectivo de consolidación (T-5 y T-6).	55
Figura 6.8 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-1 y T-2).	56
Figura 6.9 Curvas deformación volumétrica-deformación axial (T-1 y T-2).	56
Figura 6.10 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-3 y T-4).	57
Figura 6.11 Trayectorias de esfuerzos (T-1, T-2, T-3 y T-4)	57
Figura 7.1 Diagrama de estado.	59
Figura 7.2 Esfuerzo-Dilatancia (η -D) de T-1.	61
Figura 7.3 Esfuerzo-Dilatancia (η -D) de T-2.	61

Figura 7.4 Grafica esfuerzo-dilatancia.	62
Figura 7.5Gráfica Dilatancia- Parámetro de estado, T1	63
Figura 7.6 Gráfica Dilatancia- Parámetro de estado, T2	63
Figura 7.7 Gráfica Parámetro de estado-dilatancia min, T2.....	64
Figura 7.8 Hoja de cálculo (valores de entrada) NorSandTXL.....	65
Figura 7.9 Tendencia G_{max} encontrada durante las simulaciones pruebas drenadas (T-1, T-2, T-3 y T4).....	67
Figura 7.10 Tendencia G_{max} encontrada durante las simulaciones de comportamiento de la arena de Nerlerk (Jefferies y Been, 2016)	67
Figura 7.11 Comparación de la tendencia del módulo de corte de jales reforzados con poliacrilamida y jales sin refuerzo(Yang et al., 2023).....	68
Figura 7.12 parámetro de endurecimiento-parámetro de estado (T-1, T-2, T-3 y T-4).....	68
Figura 7.13 Trayectorias de T-1 simuladas.	70
Figura 7.14 Trayectorias de T-2 simuladas.	71
Figura 7.15 Trayectorias de T-3 simuladas.	72
Figura 7.16 Trayectorias de T-4 simuladas.	73
Figura 7.17 Trayectorias de T-5 simuladas.	74
Figura 7.18 Trayectorias de T-6 simuladas.	75
Figura 7.19 Diagrama de estado-.....	77
Figura 7.20 Trayectoria de esfuerzos efectivos T-1, T-2, T-3 y T-4.....	77
Figura 7.21 Trayectoria de esfuerzos efectivos T-5 y T-6.	78
Figura 7.22 Esfuerzo desviados vs deformación axial.	78
Figura 7.23 Esfuerzo desviados vs deformación axial.	79
Figura 7.24Grafica de error experimental-simulado del parámetro de estado.	80

SIMBOLOS Y NOTACIÓN

	<i>Descripción</i>	<i>Unidades</i>
u	Presión de poro	kPa
σ	Esfuerzo total	kpa
σ'	Esfuerzo efectivo	kPa
σ_1	Esfuerzo principal mayo	kpa
σ_2	Esfuerzo principal intermedio	kPa
σ_3	Esfuerzo principal menor	kpa
ρ	Ángulo de Lode	°
ρ_0	Esfuerzo octaédrico, o esfuerzo medio, invariante de esfuerzo	kpa
ρ_c	Esfuerzo de preconsolidación	kPa
p_i	Esfuerzo efectivo medio en el estado imagen	kpa
q	Esfuerzo desviador	kPa
η	Tasa de esfuerzo (<i>stress ratio</i>)	-
η_{max}	Tasa de esfuerzo máxima (<i>Maximum stress ratio</i>)	-
M_{tc}	Relación de fricción crítica a partir de ensayos de compresión triaxial	-
M_i	Relación de fricción crítica en el estado imagen	-
ε	Deformación total	-
ε_e	Deformación elástica	-
ε_p	Deformación plástica	-
ε_{ij}	Tensor de deformaciones	-
ε_1	Deformación principal mayor	-
ε_2	Deformación principal intermedio	-
ε_3	Deformación principal menor	-
ε_q	Deformación desviadora total	-
ε_{qp}	Deformación desviadora plástica	-
ε_{vp}	Deformación volumétrica plástica	-
ε_{ep}	Deformación volumétrica elástica	-
D_p	Dilatancia plástica	-
D_{min}	Dilatancia mínima (máxima por convención de signos)	-
e	Relación de vacíos	-
e_c	Relación de vacíos critica	-
ψ	Parámetro de estado	-
ψ_0	Parámetro de estado en la condición inicial	-
ψ_t	Parámetro de estado en el estado imagen	-
λ_{10} o λ	Pendiente de la línea de estado critico	-
Γ	Altura de la línea de estado critico	-
	Pendiente de la relación lineal entre D_{min} y Ψ determinada bajo condiciones triaxiales	-
ξ_t	Pendiente de la relación lineal entre D_{min} y Ψ en el estado imagen	-
N	Coefficiente volumétrico de acoplamiento	-
ν	Relación de poisson	-
K	Módulo de bulk	Mpa

G	Módulo de corte	Mpa
G _{ref}	Módulo de corte a la presión de referencia pref=100kPa	Mpa
Ir	Índice de rigidez	-
n ^G	Exponente de elasticidad	-
H	Parámetro de enfurecimiento general	-
H ₀	Parámetro de endurecimiento 1	-
H _v	Parámetro de endurecimiento 2	-
f	Función de endurecimiento	kPa
g	Función de fluencia	kPa
Λ	Multiplicador plástico	-

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Resumen de constantes de calibración, cámara TA-1 y TA-3	21
Tabla 4.1 Granulometría de material ensayado	22
Tabla 4.2 Densidad relativa de Sólidos	23
Tabla 4.4 Determinación del límite líquido.....	24
Tabla 5.1 Parámetros de Norsand.....	41
Tabla 5.2 Propiedades NorSand	45
Tabla 6.1 Resumen de relaciones volumétricas iniciales	53
Tabla 6.2 Resumen de relaciones volumétricas finales	53
Tabla 6.3 Resumen de pruebas	53
Tabla 7.1 Resumen de parámetros NorSand	64
Tabla 7.2 Parámetros de endurecimiento de referencia (Woudstra, 2021)	66
Tabla 7.3 Parámetros de endurecimiento de referencia.....	66
Tabla 7.4 Registro de parámetros usados en las simulaciones de los ensayos drenados.	69
Tabla 7.5 Registro de parámetros usados en las simulaciones de los ensayos.	76

OBJETIVOS

Objetivo General: Caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación de un jal, mediante un modelo de estado crítico cuya base es el parámetro de estado.

Objetivos específicos:

- Seleccionar un material granular proveniente de un depósito de jales localizado en el estado de Colima, México.
- Definir la línea de estado crítico mediante pruebas triaxiales de compresión tipo CU (consolidadas isotrópicamente - no drenadas) y CD (consolidadas isotrópicamente - drenadas) en probetas reconstituidas.
- Calibrar el modelo de estado crítico NorSand a partir de los resultados de las pruebas triaxiales ejecutadas en el laboratorio.
- Comparar la respuesta obtenida del modelo NorSand con los resultados experimentales.

ALCANCE

Calibrar el modelo de estado crítico NorSand, realizar la simulación de pruebas triaxiales mediante un código VBA y comparar con los resultados experimentales de pruebas triaxiales consolidadas isotrópicamente, drenadas y no drenadas realizadas en jales saturados.

RESUMEN

La teoría del estado crítico se ha aplicado ampliamente en geotecnia, por lo que, la comprensión de las propiedades mecánicas y geotécnicas de los materiales constituidos por partículas es uno de los principales retos en la actualidad.

En la industria minera esta es una preocupación con respecto a los depósitos de jales, debido a que experimentan transiciones de condiciones drenadas a no drenadas, lo que podría comprometer la estabilidad de los depósitos si se desencadenan fenómenos como la licuación estática; la búsqueda de modelos constitutivos que permitan realizar el análisis del comportamiento de los jales y evaluar la estabilidad global del depósito ha conducido a utilizar modelos basados en la teoría del estado crítico.

La presente investigación explora de manera experimental la evaluación del estado crítico en probetas reconstituidas de un residuo minero proveniente del beneficio de hierro, mediante ensayos triaxiales drenados (CID) y no drenados (CIU) consolidados isotrópicamente para evaluar la eficacia de modelar el comportamiento de este material utilizando un modelo de estado crítico, NorSand. Una vez definida la línea de estado crítico se definieron los parámetros requeridos para la calibración numérica del modelo y se realizaron varias simulaciones de los ensayos utilizando un código abierto realizado en Visual Basic (Microsoft, 2023), posteriormente se compararon los datos experimentales con los ensayos sintéticos. En este trabajo se presenta el procedimiento de ensayo, así como los resultados experimentales y se detalla la calibración del modelo.

INTRODUCCIÓN

La minería genera un gran impacto económico, social y ambiental debido a la producción de residuos conocidos como jales o relaves que son producidos en grandes cantidades y que deben ser dispuestos de manera segura en un depósito, la media mundial estimada asciende a 500 millones de toneladas por año (Ghorbanpour, 2019). Debido a la extensión de los depósitos y al volumen almacenado, una de las mayores preocupaciones en la industria es la posibilidad de falla de la estructura de retención y con ello el derrame. Entre las posibles causas de falla, la licuación estática o dinámica pueden ser las más comunes (Davies et al., 2002), es por esto que, las consecuencias de las fallas en depósitos de relaves han sido catastróficas como la reciente falla de la presa de Feijão en Brasil (Robertson et al., 2019), donde 19 personas se reportaron como desaparecidas y se contaminó un cauce natural que derivó en un inconmensurable desastre ambiental.

Por lo anterior, la estabilidad de los depósitos de jales es un problema importante de seguridad para la industria minera, por lo que, variables de estado como la relación de vacíos (parámetro de estado, densidad relativa) inciden en la respuesta esfuerzo-deformación de los jales (Jefferies y Been, 2016) y en fenómenos como la licuación, por lo tanto, el comportamiento debería tratarse como una función de estas propiedades; al realizar una caracterización adecuada del comportamiento geomecánico de los materiales se pueden prevenir fallas o gestionar una mejor toma de decisiones.

En este trabajo se aborda el comportamiento esfuerzo-deformación de jales desde un enfoque de estado crítico, calibrando un modelo que involucra la influencia de la compacidad relativa y el esfuerzo efectivo, aplicado a jales saturados, con la finalidad de fomentar el uso de modelos constitutivos que permitan describir con mayor detalle el comportamiento de materiales susceptibles a la licuación en la ingeniería práctica.

1. ANTECEDENTES

1.1. Panorama general de la minería en México

Histórica y tradicionalmente México ha sido un país minero, desde la época prehispánica y durante el Virreinato y Porfiriato se consolidó como una importante actividad económica a gran escala y a finales del siglo XIX la minería experimentó un nuevo auge con el desarrollo del proceso de industrialización, expandiéndose hacia el aprovechamiento de metales industriales como: cobre, plomo y zinc. En el siglo XX, la minería mexicana alcanzó un desarrollo más integral; conformado por un sector diversificado y con vínculos internos fortalecidos mediante el aprovechamiento de una amplia gama de minerales, tales como: metales preciosos, metales industriales no ferrosos, minerales siderúrgicos y minerales no metálicos (SE, 2015), es en este periodo en el que se constituyeron instituciones gubernamentales claves para el sector, a saber: el Servicio Geológico Mexicano y el Fideicomiso de Fomento Minero; en el sector privado se constituyó la Cámara Minera de México.

Durante la primera década del siglo XXI, se experimentó en el país un auge con niveles históricos de inversión y un significativo número de nuevas empresas y proyectos (Atlántida et al., 2002).

La minería comprendida como una industria de carácter no renovable, actualmente se subordina a una serie de factores como la demanda internacional, fluctuaciones de los precios, modificaciones tecnológicas de la producción industrial, aparición de nuevos materiales sintéticos que compiten con los minerales, etc., (Atlántida et al., 2002). A pesar del carácter dependiente, la minería ha constituido un papel fundamental para el surgimiento y organización de los espacios económicos. En la actualidad la minería se caracteriza por ser un trabajo de alta especialización, mecanizado y computarizado, dejando a un lado el carácter extractivo para convertirse en una industria integrada como minero-metalúrgica

La concentración financiera de la minería corresponde también a una zona geográfica, en la región norte del país, en los Estados de Sonora, Chihuahua, Coahuila, Zacatecas, Durango y San Luis Potosí (Figura 1.1). Cabe mencionar que el impacto económico de la minería como actividad económica incide en el PIB nacional con un 2.4 % y al PIB industrial con el 8.2 % según datos del INEGI (2021), además contribuye a la generación de empleos directos e indirectos. De acuerdo con el IMSS (SE, 2021) en el mes de enero de 2020, se generaron 381 mil empleos directos y cerca de 2.3 millones de manera indirecta (Coll-Hurtado et al., 2002)

La riqueza de los yacimientos minerales de México guarda una estrecha relación con la geología de las provincias metalogenéticas (Figura 1.1), así como la interacción de procesos de formación de rocas ígneas, sedimentarias y procesos de metamorfismo regional o local, que derivan en procesos de fusión de minerales o disolución de estos por acción química del agua en el interior de la corteza terrestre. Generalmente dichos procesos suceden a profundidad y pueden llegar a aparecer afloramientos en la superficie.

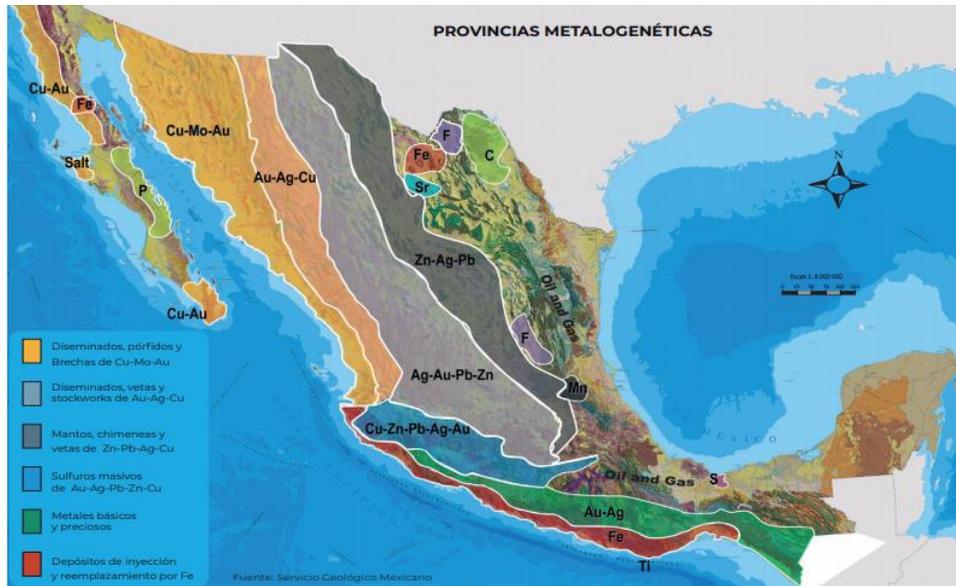


Figura 1.1 Provincias metalogénicas de México (SE, 2015).

México ocupa el primer lugar en la producción de plata a nivel mundial, además se ubica entre los 10 principales productores de 16 diferentes minerales como: plata, bismuto, fluorita, celestita, wollastonita, cadmio, molibdeno, plomo, zinc, diatomita, sal, barita, grafito, oro y cobre. De acuerdo con la S&P Global Market Intelligence el país fue el quinto lugar en la atracción de inversiones para minería en 2018 (SE, 2021).

La explotación de los recursos minerales en el país se realiza bajo un marco jurídico que incluye concesiones, debido a que en el Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos se establece que corresponde a la nación el dominio directo de todos los recursos naturales, incluyendo a los minerales. Dichas concesiones se otorgan al primer solicitante en tiempo o mediante un concurso de lotes provenientes de cancelaciones de concesiones o desincorporaciones de reservas mineras, que están sujetas a una contraprestación económica y el impuesto sobre la renta (ISR), que se ve influenciado por el comportamiento de los precios internacionales y del incremento en la producción, es así como el estado goza de una parte de las ganancias extraordinarias generadas por la industria minera. Aunado a los impuestos mencionados, la Ley Federal de Derechos (LFD) establece que todas las personas físicas o morales titulares de una concesión o que desarrollen trabajos relacionados con la exploración o explotación de sustancias minerales están sujetos a la aplicación de la Ley Minera; en la que se establece que los titulares de la concesiones y asignaciones mineras pagarán semestralmente por cada hectárea o fracción concesionada, que se otorga por 50 años y puede ser renovada hasta por otros 50 años. De esta manera el estado trata de fungir como un órgano regulador económico de la explotación mineral.

1.2. Ciclo minero

El aprovechamiento de los yacimientos minerales incluye una serie de actividades durante todo el proceso, el cual va desde el descubrimiento, explotación, beneficio (extracción de los minerales), transformación (elaboración de otros materiales por medio de minerales), y finalmente el cierre de la mina. De acuerdo con las características y forma del yacimiento, la minería puede dividirse en cuatro tipos (Monreal & Hernández, 2015):

- **Minado superficial:** excavación a cielo abierto empleada para la extracción de minerales metálicos y no metálicos de cuerpos minerales localizados a profundidades menores de 160 m (SGM, 2017).
 - Minados de Placeres: concentración de minerales pesados a partir de materiales detríticos, mediante bateas y canalones, minado hidráulico y dragado.
 - Minado a Tajo abierto (cielo abierto): cualquier tipo de depósito mineral en roca, localizado en la superficie del terreno, se realiza en bancos individuales, explotación de canteras.
 - *Glory Hole*: excavación a cielo abierto a partir del cual el mineral es removido por gravedad a través de uno o más contrapozos a niveles de acarreo subterráneo.
- **Minado subterráneo:** explotación de recursos mineros que se desarrolla por debajo de la superficie del terreno. Se deben considerar varios factores como resistencia del mineral y de la roca encajonante; tamaño, forma, profundidad, ángulo de buzamiento y posición del depósito, así como la continuidad de la mineralización.
 - Rebajes naturalmente soportados: excavaciones en las cuales las cargas ejercidas por la roca sobre la abertura son soportadas por las paredes o pilares labrados de la misma roca, se realiza mediante diversas técnicas como rebajes abiertos, sales y pilares, tumbe por subniveles, tumbe sobrecarga, rebajes abiertos con trancas horizontales, etc.
 - Rebajes artificialmente soportados: obra en la cual una parte significativa de la carga o del peso de la roca circundante, es sostenida por algún soporte artificial (puntales, marcos, rellenos, etc.)
 - Rebajes de hundimiento: Aplicables a depósitos minerales de tipo masivo con grandes desarrollos horizontales susceptibles de colapsarse para seguir el hundimiento del mineral conforme sea removido y extraído, se realiza mediante las técnicas de hundimiento de subniveles o por bloques y paneles.
- **Recuperación de minerales:** se realiza mediante pozos de perforación en el subsuelo.
- **Minería submarina o por dragado:** realizado en mares o lagos.

Para el presente trabajo, los dos primeros tipos son de interés y son los que más proliferan en el territorio nacional y de donde provienen los yales a estudiar.

Todos los minerales, por definición son sustancias naturales con una composición química definida, estructura atómica y propiedades físicas. Los minerales en general existen en ciertas asociaciones heterogéneas de variadas características físicas, propiedades químicas y límites complejos entrelazados. El procesamiento de minerales, también conocido como extracción mineral o beneficio, está definido como la ciencia y arte de separar metales y no metales valiosos de la ganga (Swapan, 2018) los minerales que no presentan un interés económico al momento de la explotación). La separación de los minerales de interés de la ganga se realiza aprovechando características físicas y químicas de estos, empleando técnicas metalúrgicas, hidrometalúrgicas, pirometalúrgicas o electrometalúrgicas para extraer el mineral en su forma más pura.

Este proceso descrito anteriormente incluye cuatro actividades primarias relacionadas con el tipo de minado a realizar una vez definido el sitio de interés:

1. Molienda o reducción de tamaño: se reduce el tamaño de partícula lo más gruesa posible, medianamente uniformes,
2. Clasificación, cribado: en el cribado se separan las partículas sólidas de acuerdo con su tamaño con base en estándares de la industria. Las partículas que no cumplen con las características solicitadas se muelen nuevamente. La clasificación se desarrolla en un fluido, generalmente agua con modificación de las condiciones como densidad, mediante la adición de agentes químicos.
3. Concentración: aprovechando las propiedades físicas y químicas de los materiales se separan en dos o más productos en concentrados, los cuales son el mineral de interés y el material que no representa ningún valor económico (i.e jales).
4. Secado o separación sólida/liquido: debido a que durante el procesamiento de los minerales se requieren grandes cantidades de agua, esta actividad se realiza para reducir la humedad en el concentrado, entre el 5 y 10 % para su manejo. En esta etapa, el mineral de interés se procesa para introducir al mercado y los jales se disponen dentro de la unidad minera.

El procesamiento completo y rendimiento en la planta dependerá del costo de operación, la cantidad y la pureza de la recuperación de los minerales de interés. En la Figura 1.2 se puede observar el procesamiento mineral en el que se incluyen las actividades primarias anteriormente mencionadas y algunas adicionales que dependen del tipo de mineral a extraer.

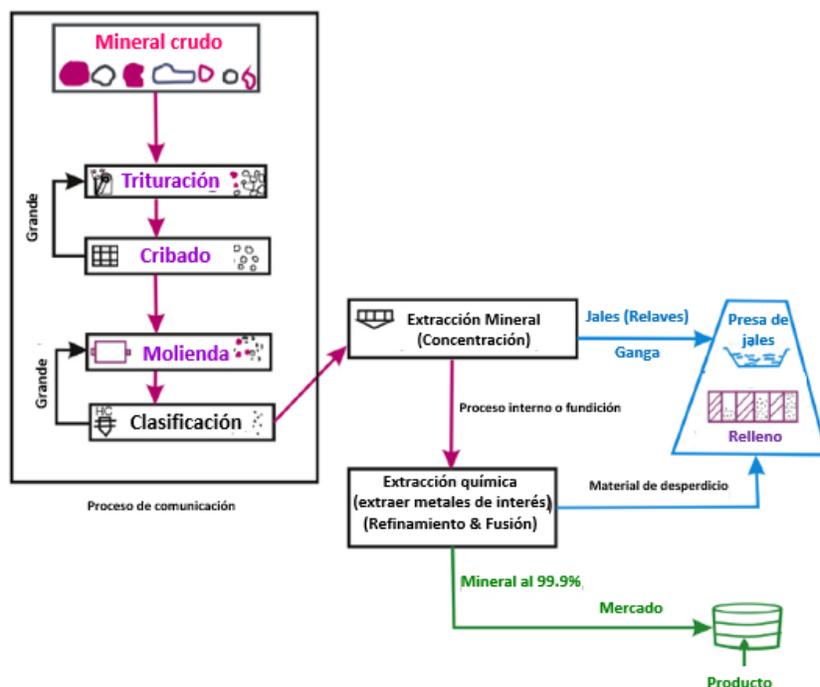


Figura 1.2 Diagrama de flujo holístico del procesamiento mineral, modificado (Swapan, 2018).

1.3. Residuos Mineros

Los relaves o jales son residuos mineros generados durante el proceso de recuperación mineral, están compuestos por una mezcla de roca triturada y fluidos usados en diversas etapas de la extracción. La relación entre los residuos y el concentrado suele ser muy alta,

generalmente alrededor de 200:1 (Lottermoser, 2010), por ello la gran mayoría del material extraído termina estéril; más del 99% del material puede convertirse en residuos, siendo los jales el material más voluminoso en la minería.

Las características físicas y químicas de estos materiales varían considerablemente, entre ellas se incluyen: composiciones mineralógicas y geoquímicas, densidad relativa de sólidos, permeabilidad, relaciones de plasticidad (límites de consistencia), el comportamiento reológico/viscosidad y por ende la consolidación, además de características de resistencia, química del agua contenida en los poros y propiedades de lixiviación. El tamaño de las partículas está relativamente restringido al rango de 2µm hasta 2 mm. En algunos casos las partículas sólidas de los jales tienen diferentes tamaños y se distinguen las finas de las gruesas en lamas y arenas, respectivamente. El tamaño depende de las características de la roca, los minerales que la componen y el proceso de trituración, a su vez el tamaño interfiere en la resistencia de los jales a fenómenos como el viento, erosión pluvial, y comportamiento mecánico (Lottermoser, 2010).

Generalmente se asume que los jales contienen minerales similares a los de los fragmentos de roca sin triturar, pero en una partícula de menor tamaño. Sin embargo, son un material significativamente diferente al mineral extraído, no sólo en el tamaño de grano sino en la mineralogía y química. Por naturaleza el procesamiento de minerales está diseñado para cambiar las características físicas y químicas, además promueve la disolución y la movilización de los elementos presentes en el mineral, es así como parámetros físicos y químicos (e.g pH) cambian. Por lo tanto, los jales sufren reacciones químicas después de su disposición en el depósito y su composición cambia con el tiempo, debido a que sufren diagénesis y una compleja interacción de procesos físicos y biológicos, como la compactación, cementación, recristalización y disolución; inclusive formación de minerales con la ayuda de microorganismos (Haldar, 2018)

En los procesos diagenéticos se considera que los sólidos de los jales pueden ser resultado de diferentes orígenes: minerales primarios de mena y ganga, minerales secundarios formados durante la meteorización, precipitados químicos formados durante y después del procesamiento del mineral y precipitados químicos formados después de la eliminación en el depósito de jales.

1.4. Disposición de jales

Debido a las grandes cantidades en los que son producidos los jales requieren ser almacenados de forma segura y económica para el medio ambiente. Generalmente los residuos se almacenan en embalses superficiales que consisten en terraplenes elevados y que se construyen usualmente con alguno de los siguientes métodos de elevación: aguas arriba, aguas abajo o línea central (Vick, 1990)

A continuación, se describen los métodos mencionados:

- *Método aguas arriba*: se cuenta con un bordo iniciador compuesto por material de préstamo compuesto por fragmentos de roca o de jal compactado (Kossoff et al., 2014); los jales son descargados periféricamente desde la cresta de este bordo hasta formar una playa que posteriormente se convierte en la cimentación de una sobreelevación, este proceso es sucesivo por ende la altura del depósito incrementa secuencialmente (Figura 1.3a)

- *Método aguas abajo:* los jales son descargados detrás del bordo iniciador, las elevaciones posteriores, se construyen colocando el relleno del terraplén en el talud aguas debajo de la elevación anterior. Este método incorpora medidas estructurales dentro del terraplén como núcleos impermeables, y drenaje para el control positivo de la superficie freática, lo que permite volúmenes de almacenamiento importantes de agua contra la cara interna del terraplén. Se requiere una cuidadosa planeación y construcción debido a que el pie del talud avanza hacia el exterior a medida que aumenta su altura, y se requiere de suficiente espacio para el trazado del bordo iniciador y que este no invada los límites de la propiedad, por lo que la altura del depósito se ve restringida (Figura 1.3b).
- *Método de eje central:* integra los métodos aguas arriba y aguas abajo, de cierta manera comparte ventajas de ambos métodos, se cuenta con un bordo iniciador y las elevaciones posteriores se construyen colocando relleno en la construcción de las elevaciones subsecuentes en el talud aguas abajo y en la playa, de modo que las líneas centrales de las elevaciones coinciden a medida que el terraplén avanza hacia arriba (Figura 1.3c)

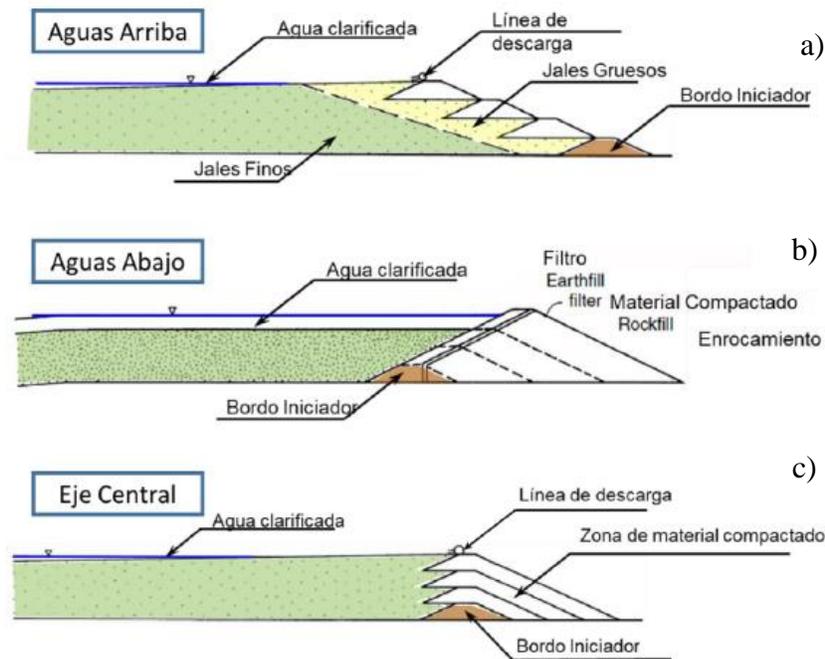


Figura 1.3 Esquema de los métodos de construcción de depósitos de jales (Flores, 2019).

1.4.1. Técnicas de deposición

Los jales pueden descargarse en el depósito empleando técnicas subacuáticas o subáreas. La elección de uno u otro método puede afectar la forma en la que los residuos se depositan y asientan en el depósito. Las propias características de los jales pueden influir en el comportamiento de estos después de su vertido; generalmente a medida que los residuos se depositan, se produce una segregación natural y el grado depende esencialmente del rango de tamaño de las partículas de los jales y la densidad de la pulpa de los lodos (Vick, 1990) de acuerdo con Robinsky (Robinsky, 2000), a medida que aumenta el grado de espesamiento

de los jales, hay menos pulpa para transportar la fracción gruesa y los jales comienzan a apilarse más cerca al punto de descarga, aumentando la pendiente de la playa del depósito. Un mayor espesamiento da lugar a una sustancia no segregada debido a la alta densidad de la pulpa de los jales depositados. En esta fase, los huecos o vacíos de la fracción gruesa de la pasta se llenan con los finos lo que da lugar a una mezcla homogénea, asociada a los jales en pasta.

En el caso de bajas densidades de pulpa, la fracción gruesa de los jales se asienta cerca del punto de descarga de modo que la fracción fina se aleja, la deposición mediante espigas influye en gran medida en esta segregación o si en las espigas adyacentes se combinan como una corriente.

Deposición Sub aérea

En esta técnica la playa se inclina hacia abajo desde la espiga hacia el estanque. Vick (1990) señala que, para la mayoría de los tipos de residuos, el grado de inclinación de la playa esperado es de 0.5 a 2.0% dentro de los primeros 100 metros y que cuanto sea mayor la densidad de la pulpa y/o gradación de los residuos, mayor será la inclinación de la playa. Debido a lo anterior, la concavidad de la playa entre el punto de descarga y la playa en función de la segregación del material y de las variaciones de la velocidad de los residuos a medida que estos fluyen por la playa como se puede observar en la Figura 1.4. Generalmente este método se emplea en depósitos donde se tienen múltiples puntos de descarga, donde la frecuencia de descarga, rotación y número de zonas de deposición depende del clima, la producción de la unidad minera.



Figura 1.4 Deposición subacuática dentro de un embalse convencional (Engels, 2020).

Deposición subacuática

Esta técnica es especialmente adecuada para los residuos que contienen sulfuros susceptibles de oxidarse, movilizar metales y producir ácido (Tremblay, 1998). Restringir el oxígeno colocándolos permanentemente bajo el agua evitará la oxidación y minimizará los problemas medioambientales asociados con el drenaje ácido de las minas (Figura 1.5), por ello el vertido en masas de agua naturales resulta atractivo, pero las consecuencias medioambientales reales de esta técnica no se conocen del todo, aunque puede practicarse en embalses convencionales.



Figura 1.5 Deposición subacuática dentro de un embalse convencional (Engels, 2020).

Espigas

La deposición de múltiples salidas (espigas) es un método muy común y corresponde a una técnica sub aérea (Figura 1.6), en el que los residuos se descargan alrededor del perímetro del depósito de modo que la geometría se ve controlada por las espigas, así como la ubicación de la playa dentro del mismo. También se evita la pérdida del bordo libre y se controla el espesor de las capas que conforman el depósito, empleando un programa cíclico de descarga.

Normalmente las espigas son de diámetros pequeños que se alimentan de configuraciones de anillos que a su vez están conectadas a líneas de entrega principales de mayor diámetro, por ello la relación del tamaño de las tuberías y las velocidades de flujo requieren de supervisión ya que pueden provocar el taponamiento de las líneas.

El uso de múltiples espigas ayuda a reducir la velocidad de descarga de los residuos que se bombean al depósito comparado con la deposición en un solo punto, esto promueve un flujo laminar que permite la segregación anteriormente mencionada y promueve un ángulo ligeramente más pronunciado en la playa.

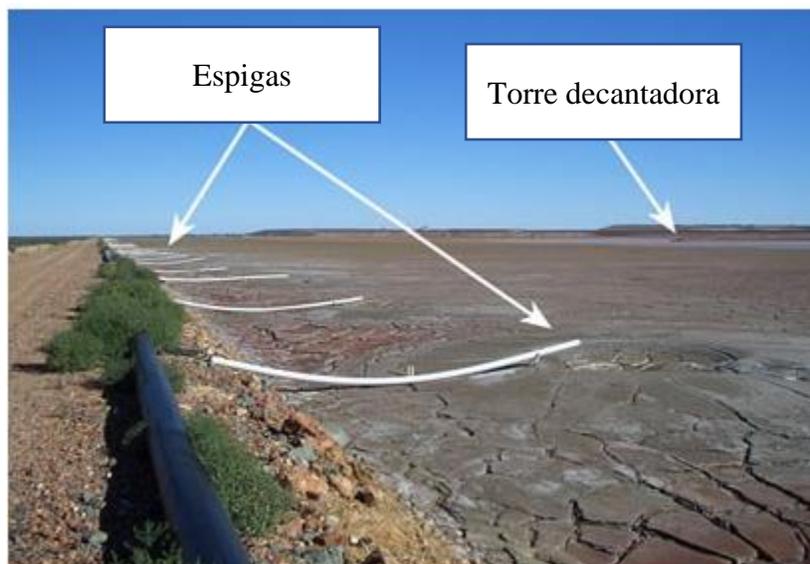


Figura 1.6 Descarga múltiple mediante espigas en Gold Mine, Australia (Modificado, (Engels, 2006).

Un solo punto de descarga

Este método requiere de un movimiento irregular de las líneas de descarga, normalmente se forman deltas o un único depósito de playa dentro del embalse, por lo que, la zona puede estar contra una de las paredes del terraplén, lo que da lugar a extremos altos y bajos del depósito (Figura 1.7). En el extremo inferior se alojarán los lodos aumentando la posibilidad de erosión por infiltración (Ritcey, 1989), este tipo de deposición no es adecuado cuando la fracción fina debe mantenerse alejada del terraplén.



Figura 1.7 Un solo punto de descarga en Glebe Mines, England (Engels, 2020).

1.5. Comportamiento mecánico de materiales granulares

Los materiales friccionantes son aquellos cuya resistencia y rigidez dependen del estado de esfuerzos y cambian de manera muy significativa durante los procesos de deformación (Sfriso, 2008); las arenas, por ejemplo, presentan una rigidez y resistencia nula cuando no están sometidas a esfuerzos. En las arenas existen dos características de comportamiento clave, que también han sido observadas en los jales:

- Poseen un ángulo de reposo, independiente de los procesos de carga y deformación que pueda sufrir el material.
- Independientemente del estado inicial de esfuerzos, se deforman a volumen constante, luego de una distorsión suficientemente grande.

La resistencia al corte de las arenas proviene de la interacción de mecanismos físicos que podría reducirse de manera simplificada a una contribución física de la fricción mineral entre partículas y una contribución de la interferencia entre las trayectorias de las partículas que se desplazan (Sfriso, 2008).

La interferencia es la restricción cinemática al movimiento de partículas vecinas; depende de la forma, distribución granulométrica y densidad de empaquetamiento. En una muestra suelta, las partículas en movimiento encuentran vacíos, caen en ellos y el volumen del cuerpo disminuye, contrariamente en una muestra densa, las partículas se montan unas sobre otras, con trayectorias que se apartan de la dirección de deslizamiento macroscópico y se traduce en dilatación. Este cambio de volumen consume trabajo que debe ser aportado por una acción

externa, por lo que la dilatancia inducida por la interferencia intergranular constituye una componente de la resistencia del material.

1.6. Comportamiento de arenas en pruebas triaxiales

Diversos autores comenzaron a explorar el comportamiento de suelos granulares saturados como Casagrande en los años 30, quien expuso diversos aspectos que hoy día son clave.

Partiendo de que la densidad del acomodo de las partículas en los materiales granulares tiene un efecto significativo en el comportamiento y que las condiciones de drenaje influyen en la respuesta, a continuación, se describen los aspectos más significativos.

1.6.1. Comportamiento bajo carga en condiciones drenadas

De acuerdo con Ovando y Segovia (1996) se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular saturado, experimentará una compresión y el volumen se reducirá; esta reducción será mayor cuanto más suelto se encuentre el material antes de la aplicación de esfuerzos. Sin embargo, si el material es medianamente denso, la reducción de volumen puede ser pequeña y una vez generadas las deformaciones y los esfuerzos lo suficientemente grandes el volumen del material puede aumentar.

Reynolds (Sfriso, 2008) mostró por primera vez esta característica, denominada dilatancia, que implica un cambio en los esfuerzos de corte produciendo un cambio de volumen, cuando aumenta se produce una dilatancia positiva, por el contrario, si disminuye, exhibirá una dilatancia negativa. Años después, Mohr retomaría el concepto, pero describiría otro aspecto importante en el comportamiento, las deformaciones observadas en un cuerpo homogéneo luego de que se alcanza el límite de elasticidad no están confinadas a los más pequeños dominios del cuerpo. Consisten aproximadamente en el hecho de que parte del cuerpo de dimensiones finitas se desplaza respecto a otras en dos grupos de bandas de deslizamiento (Mohr O, 1900). Esta deformación no uniforme se observa claramente en los materiales granulares densos, fundamentalmente a que algunas zonas incrementan su volumen más que otras, lo que conduce a la inestabilidad y localización de deformaciones.

Dado que el comportamiento de suelos se describe mediante variables de esfuerzo-deformación apropiadas, para las arenas ensayadas en cámaras triaxiales, suele hacerse mediante curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial, estas se representan con graficas en las que el eje de las abscisas corresponde al esfuerzo normal efectivo medio, y en el de las ordenadas, el desfuerzo cortante máximo:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (1.1)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (1.2)$$

Donde

p' Esfuerzo efectivo octaédrico (medio)

q Esfuerzo desviador

σ'_1 Esfuerzo principal efectivo mayor

σ'_3 Esfuerzo principal efectivo menor

En los ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ($\sigma'_v = \sigma'_1$) y el menor, el horizontal ($\sigma'_h = \sigma'_3$).

Para las trayectorias de esfuerzos en condiciones drenadas, el primer paso es consolidar la muestra a una presión p_0 y posteriormente aplicar esfuerzos cortantes, la trayectoria será una línea recta con pendiente 3:1 en el espacio p' - q como se muestra en la Figura 1.8, se observa, que no se define un valor pico para el esfuerzo desviador en el espacio p' - q .

Por otro lado, si se grafica la relación de vacíos como una función de la deformación axial, se observa el incremento de volumen conforme se le aplican esfuerzos cortantes, puede ocurrir que primero exista una contracción del material y posteriormente dilate, y el volumen tiende a permanecer constante, independientemente de su compacidad relativa inicial.

Esta relación de vacíos al finalizar la prueba es denominada relación de vacíos crítica (Casagrande A, 1936). Por lo que, si una probeta de arena se forma con una relación de vacíos mayor que la crítica, la aplicación de esfuerzos cortantes provocará reducciones de volumen y cuando el material moviliza su resistencia máxima, las deformaciones axiales crecen indefinidamente, sin que el volumen de la muestra sufra cambios posteriores.

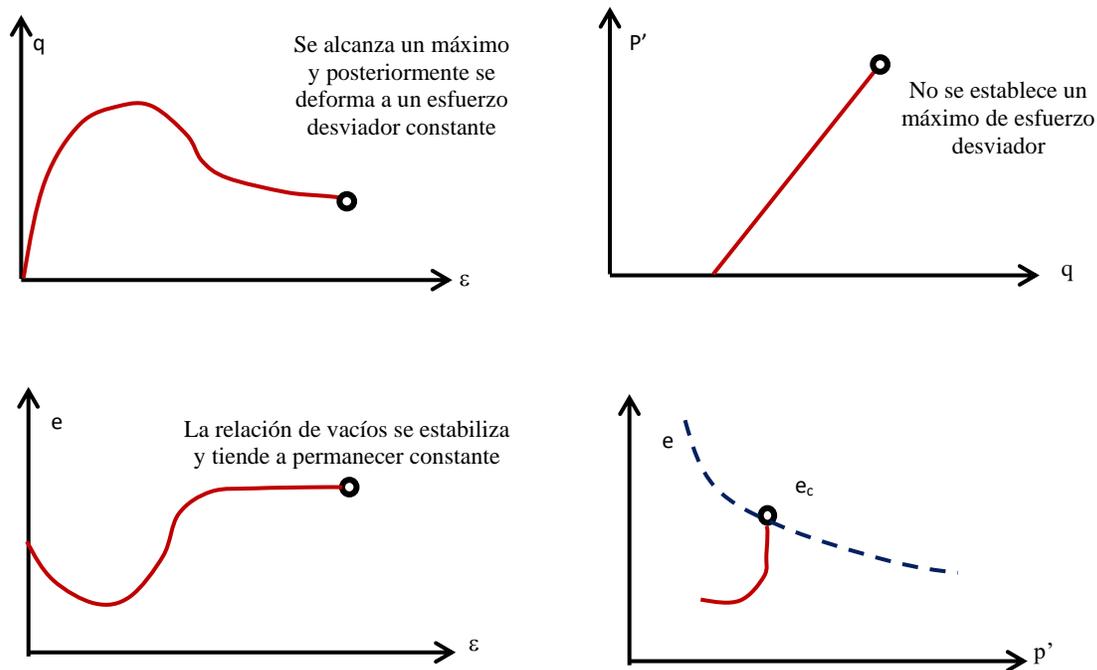


Figura 1.8 Comportamiento de arenas densas ensayadas en pruebas CID.

Si se ensaya una arena suelta en condiciones drenadas la arena alcanzará un máximo esfuerzo desviador y endurecerá asintóticamente con el eje de las abscisas, el volumen se reduce y eventualmente alcanzará el estado crítico estabilizándose así la relación de vacíos, como se puede ver en la Figura 1.9.

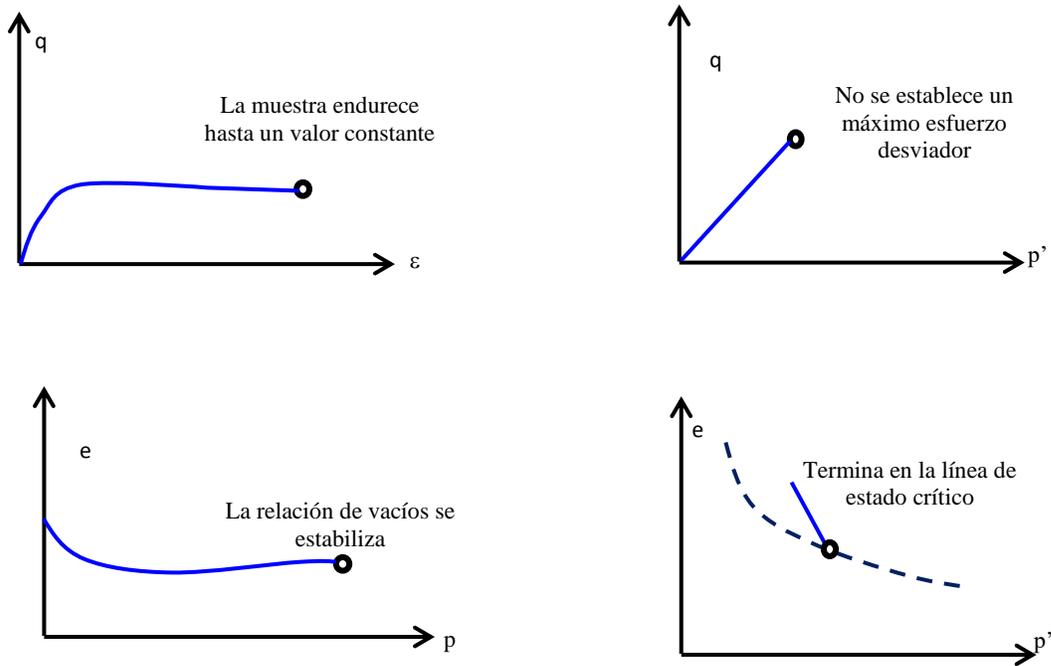


Figura 1.9 Comportamiento de arenas sueltas ensayadas en pruebas CID.

1.6.2. Comportamiento bajo carga en condiciones no drenadas

Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin permitir el drenaje después de la consolidación, se genera presión de poro y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtendría en condiciones drenadas; la distancia horizontal entre estas es el exceso de presión de poro generada Δu como se muestra en la Figura 1.10.

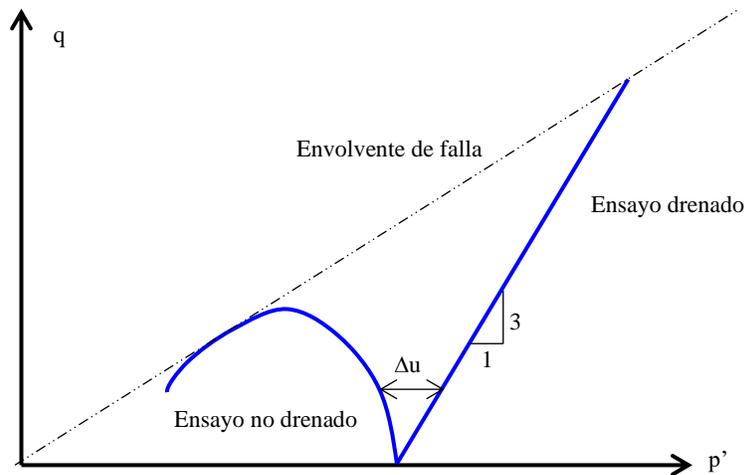


Figura 1.10 Trayectorias de esfuerzos efectivos de ensayos CIU y CID.

Si se ensaya una muestra densa, pero sin permitir el drenaje, se generarán presiones de poro negativas mientras que una muestra suelta generará presiones positivas. En la curva esfuerzo deformación de la muestra en estado suelto se define un punto máximo después del cual la presión de poro sigue aumentando, a grandes deformaciones se produce una reducción de esfuerzos normales efectivos y esfuerzos cortantes, observando hacia el final de la prueba que se alcanza un esfuerzo cortante residual que incluso puede ser nulo, en este punto se establece que la muestra se ha licuado, porque se han anulado los esfuerzos efectivos y las deformaciones que ocurren cuando se presenta la licuación suelen denominarse deformaciones de flujo como se muestra en la Figura 1.12.

De acuerdo con Seed e Idriss (1983) la licuación está definida como la condición donde los esfuerzos efectivos se acercan a cero debido a un ciclo de carga bajo condiciones no drenadas. También bajo carga monótonica en condiciones no drenadas, las arenas pueden alcanzar una resistencia pico y posteriormente ablandar hasta una condición de resistencia constante, llamada el estado estable (*steady state*) (Castro, 1969).

Esta condición ha sido estudiada por múltiples investigadores y el concepto de estado crítico se utilizó posteriormente para describir los estados últimos de materiales arcillosos (Schofield y Wroth, 1968) la condición última de las arenas también se ha denominado estado estable definido como un estado en que ocurren cambios sin volumen o de presión de poro en el que además las deformaciones ocurren a velocidad constante (Poulos et al., 1985). El concepto de estado estable y estado crítico son en esencia distintos, este tema se discute en capítulos posteriores.

Un arena en un estado mediamente suelto puede presentar un comportamiento preponderantemente contractivo y experimentar una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta al alcanzar el estado crítico, esto se ejemplifica en la Figura 1.11 donde la presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia pico; la probeta moviliza la resistencia reducida y alcanza su máximo, con poca variación, posteriormente la presión de poro disminuye, dando lugar al incremento de resistencia y rigidez observada al final de la prueba. La prueba muestra un comportamiento denominado *quasi-steady state* (Alarcón et al., 1988)(Jefferies y Been, 2016).

Esta condición indica una licuación parcial del material lo que provoca el cambio en la trayectoria de esfuerzos y este cambio de comportamiento entre contractivo y dilatante se conoce como cambio de fase según Ishihara (Ishihara, 1993). Como se puede observar en la Figura 1.11.

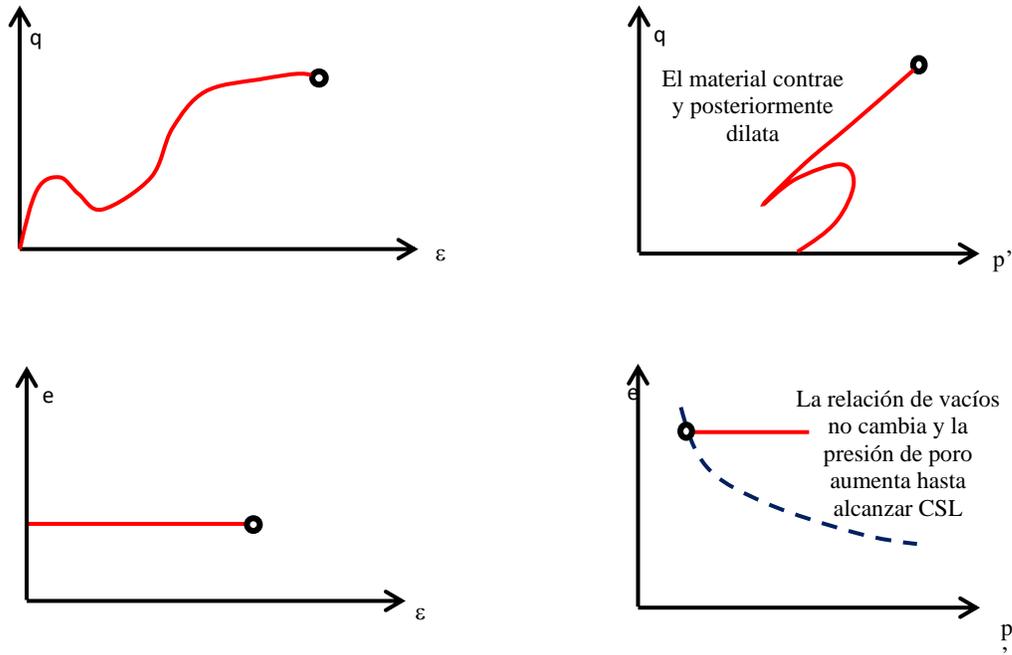


Figura 1.11 Comportamiento de arenas medianamente sueltas ensayadas en pruebas CIU.

En la Figura 1.12 se muestra el comportamiento de una muestra que licua en su totalidad, la trayectoria de esfuerzos no sufre ningún cambio, esencialmente este comportamiento se presenta en materiales sueltos.

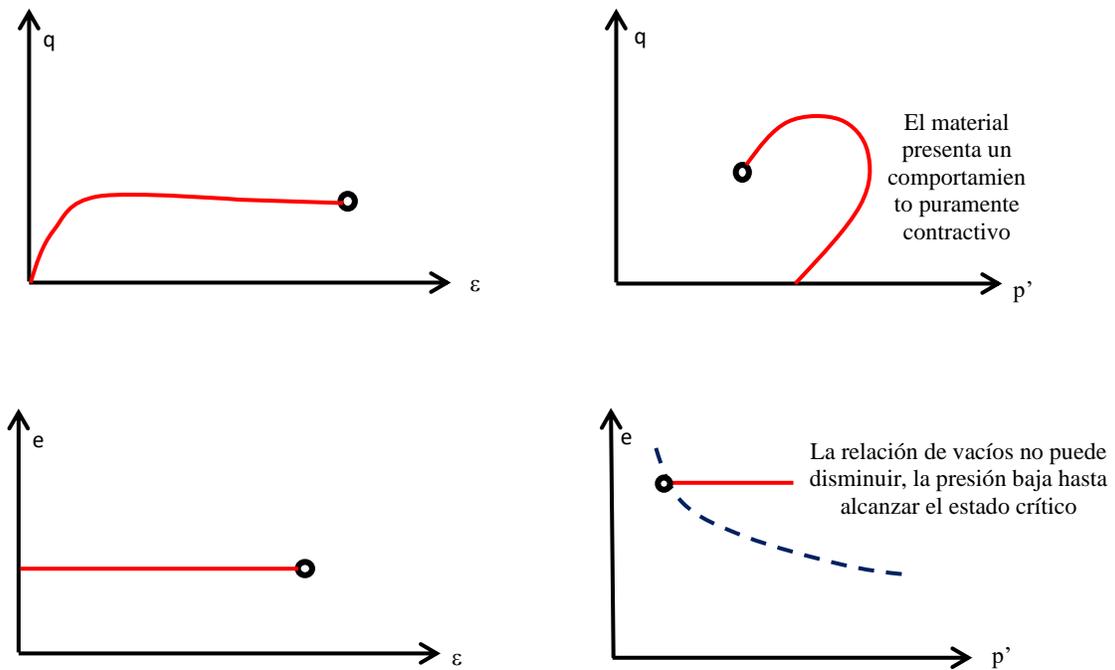


Figura 1.12 Comportamiento de arenas sueltas ensayadas en pruebas CIU.

2. METODOLOGÍA

La investigación planteada en este documento se realizó en tres fases: una revisión bibliográfica respecto al tema, un estudio experimental, y finalmente, el procesamiento de los resultados que permitieron identificar y obtener los parámetros necesarios para la calibración del modelo constitutivo NorSand.

La primera etapa proporcionó una base conceptual para las etapas consecutivas, donde se abordaron temas como el comportamiento no drenado de arenas, teoría de estado crítico, definición del parámetro de estado, hipótesis establecidas por diversos autores que fueron adoptadas para la formulación del modelo constitutivo NorSand, así como los parámetros requeridos para la calibración de dicho modelo y las pruebas de laboratorio necesarias para su determinación; de igual forma se abordaron los fundamentos de las pruebas de compresión triaxial consolidadas isotrópicamente drenadas y no drenadas.

La segunda etapa consistió en un estudio experimental mediante el cual se caracterizó el jal seleccionado, de manera física y mecánica, mediante ensayos triaxiales de compresión, consolidadas isotrópicamente drenadas y no drenadas.

Finalmente, con la información colectada y retomando los conceptos desarrollados en la revisión bibliográfica se procesaron los datos provenientes de las pruebas triaxiales, una vez determinados los parámetros necesarios se calibró el modelo NorSand y se simularon las pruebas triaxiales, ejecutadas mediante un código VBA (Visual Basic) desarrollado por Jefferies et al., (2016) con el cual se comparó la respuesta experimental contra la simulada obtenida mediante el modelo constitutivo.

3. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

3.1. Cámara triaxial de alambres

En este equipo la carga axial es transmitida mediante un sistema de alambres de tensión, mismo que fue concebido y aplicado por Raúl J. Marsal en 1965, durante el diseño de una cámara triaxial que permitiera ensayar enrocamientos.

El sistema de carga se muestra en la Figura 3.1, donde la carga se aplica en la parte superior de la muestra mediante una placa (a), a la cual se conectan un alambre central (b) que aplica carga hacia arriba, y tres alambres periféricos (c) que aplican carga hacia abajo. El alambre conectado por arriba al centro de la placa pasa después de salir por la cámara, por una polea montada en baleros (d) ligado a un porta pesas (f); los tres alambres que salen de la cámara también están ligados a otra placa (e) de la cual sale la barra de un porta pesas (g). Los alambres salen a través de bujes de teflón y bisulfuro de molibdeno (h).

Cada uno de los sistemas de carga puede ser accionado colocando peso muerto en el porta pesas correspondiente, o mediante un mecanismo de velocidad de deformación controlada (Santoyo & Reséndiz, 1969), este último fue empleado para el presente trabajo.

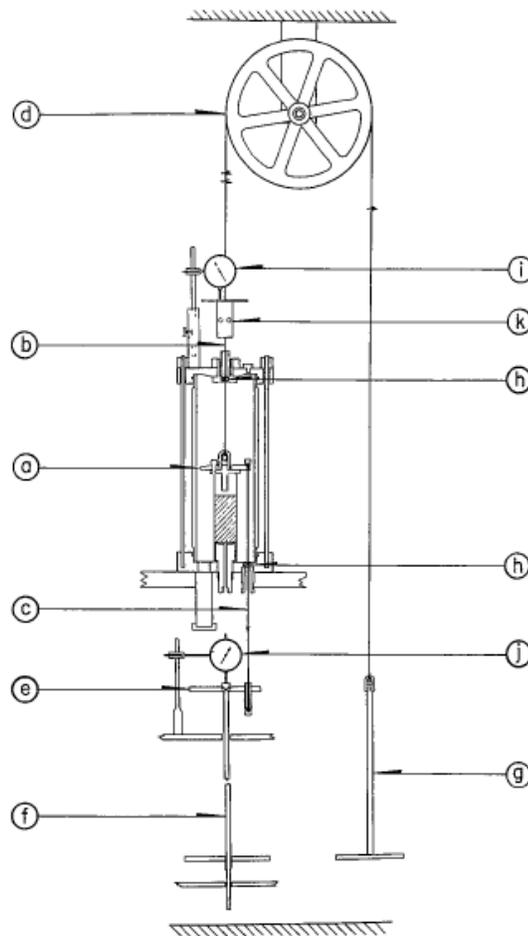


Figura 3.1 Sistema de carga, Cámara triaxial de alambres (Santoyo & Reséndiz, 1969).

3.1.1. Instrumentación del equipo

Para el presente proyecto se emplearon las cámaras denominadas TA-1 y TA-3, la primera cuenta con una celda de carga externa de 50 kg de capacidad mientras que la segunda cuenta con una celda de carga sumergible de 113.4 kg, ambos equipos están instrumentados con dos transductores de presión (confinamiento y presión de poro/contrapresión) de 7 kg/cm^2 , un sensor de desplazamiento tipo LVDT (Transductor de desplazamiento Variable Lineal). La cámara TA-3 está habilitada con un sensor de cambio volumétrico mientras que, la TA-1 cuenta con una bureta graduada, que permite medir la cantidad de agua que entra a la muestra durante la etapa de saturación y la salida de esta en la etapa de consolidación. La adquisición de datos se realizó de manera automática mediante una interfaz gráfica, empleando el software LabVIEW.

En la Figura 3.2 se muestra la cámara triaxial TA-1, así como los sensores previamente mencionados, mientras que en la Figura 3.3 se muestra la cámara triaxial TA-3.

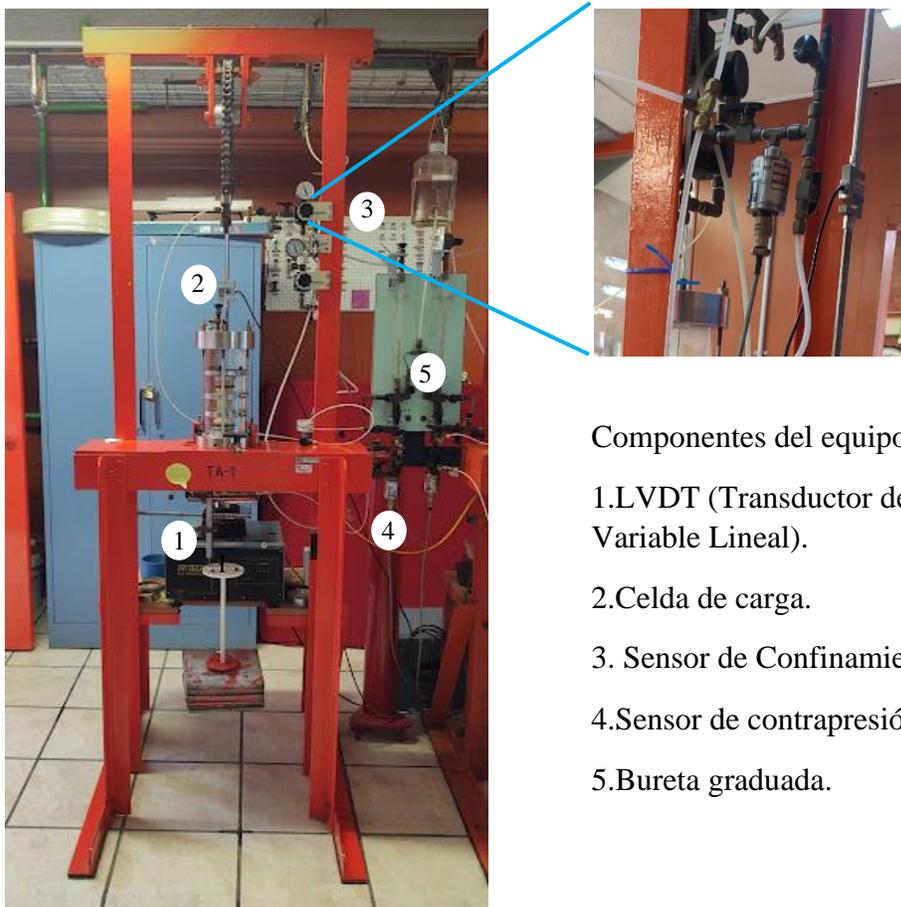
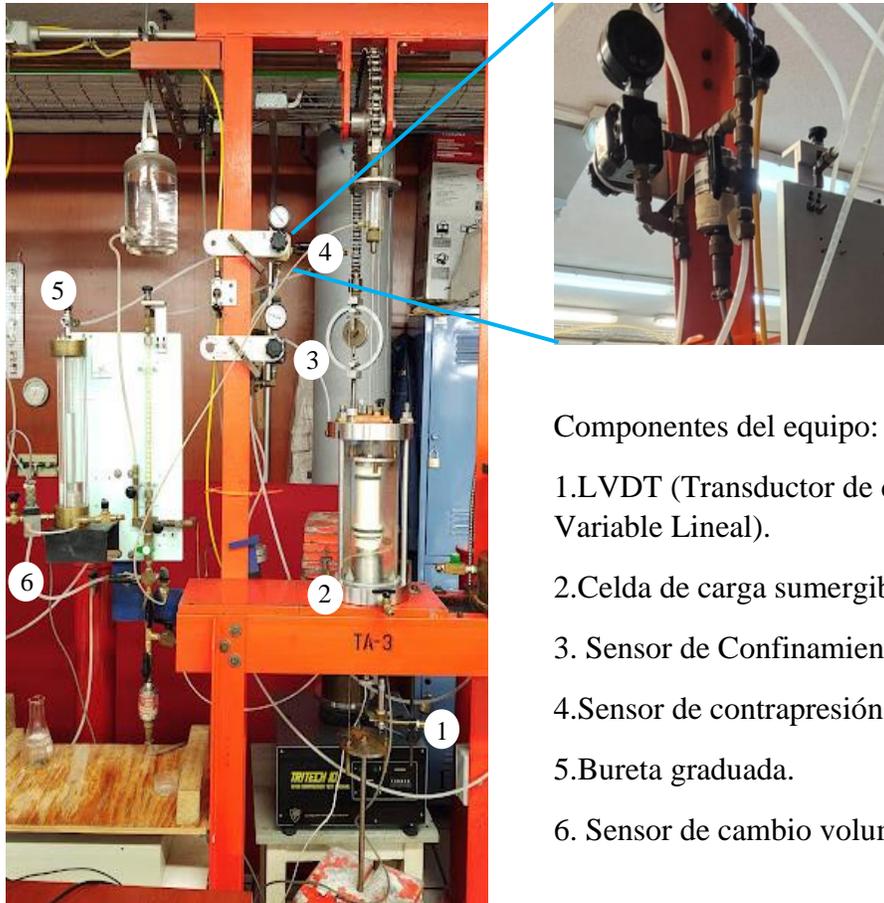


Figura 3.2 Cámara triaxial de alambres TA-1.

Componentes del equipo:

- 1.LVDT (Transductor de desplazamiento Variable Lineal).
- 2.Celda de carga.
3. Sensor de Confinamiento.
- 4.Sensor de contrapresión.
- 5.Bureta graduada.



Componentes del equipo:

- 1.LVDT (Transductor de desplazamiento Variable Lineal).
- 2.Celda de carga sumergible
3. Sensor de Confinamiento.
- 4.Sensor de contrapresión.
- 5.Bureta graduada.
6. Sensor de cambio volumétrico.

Figura 3.3 Cámara triaxial de alambres TA-3.

3.1.2. Calibración y verificación del sistema de adquisición de datos

Las cámaras triaxiales empleadas operan mediante un sistema de adquisición de datos compuesto por dos módulos, uno de operación y otro de calibración-verificación. En este apartado se describe el uso del segundo módulo el módulo de operación se empleó durante la ejecución de las pruebas.

El proceso de calibración se realizó con la finalidad de determinar la precisión de las mediciones realizadas por los transductores con los que están instrumentados los equipos, esto se realiza estableciendo la relación entre una señal de salida (voltaje dado por el instrumento de medición) y una variable física o elemento patrón (Bernal López, 2016) de modo que, se toman varias lecturas de voltaje que cubran por lo menos el 60% del rango de medición del instrumento, con estos datos se construye una curva de calibración de la magnitud física medida en función del voltaje, y se determinan las constantes de calibración mediante una regresión de tipo lineal.

Para realizar la calibración de los transductores, se empleó el módulo de calibración y verificación del software de adquisición de datos desarrollado en el programa LabVIEW, donde se seleccionó la opción “Calibración experimental de transductores”, mediante la cual se pueden observar las constantes previas de calibración de cada uno de los sensores

instalados, para continuar con el proceso, se seleccionó el número de la cámara y el sensor correspondiente (Figura 3.4).

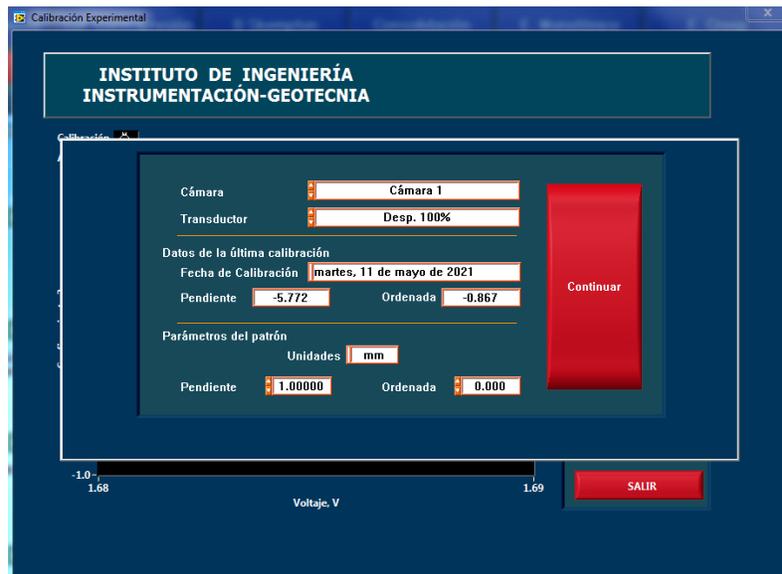


Figura 3.4 Ventana de calibración de LabVIEW (transductor de desplazamiento).

Es importante mencionar que para cada transductor existe un elemento patrón, los empleados en este trabajo son: columna de mercurio para calibrar sensor de confinamiento y contrapresión, tornillo micrométrico para calibración de sensor de desplazamiento (LVDT), pesas con masa conocida para calibrar la celda de carga y bureta graduada para calibrar el sensor de cambio volumétrico.

A continuación, se describe brevemente el proceso de calibración del transductor LVDT, para el cual se realizó un arreglo (nivelado), mediante el cual se conectó el sensor al tornillo micrométrico en un extremo, mientras que en el otro se encuentra el embobinado del LVDT, cada desplazamiento medido en milímetros se relacionó con una medición de voltaje correspondiente como se observa en la Figura 3.5, una vez obtenida la pendiente y ordenada, se guardaron dichos valores presionando “Salir”.

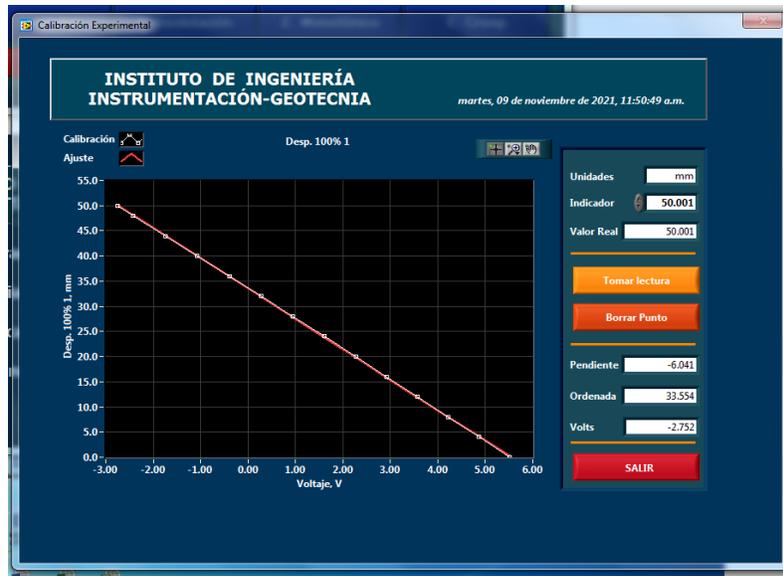


Figura 3.5 Curva de calibración experimental del transductor de desplazamiento.

Para realizar la verificación del transductor de desplazamiento y de los otros sensores, se utilizó el apartado de “Verificación de transductores” donde se observan en tiempo real las mediciones registradas por el transductor seleccionado, y se compara la medición del elemento patrón contra la emitida por el sensor en prueba, el rango de lecturas debe ser igual o similar al empleado para la calibración. Durante este proceso se empleó una hoja de cálculo de Excel, donde se generó una curva de precisión, en la Figura 3.6 se muestran las curvas para el transductor de desplazamiento, mediante las cuales se determinó el error parcial respecto al elemento patrón, es recomendable que la magnitud de este sea menor o igual al 1%.

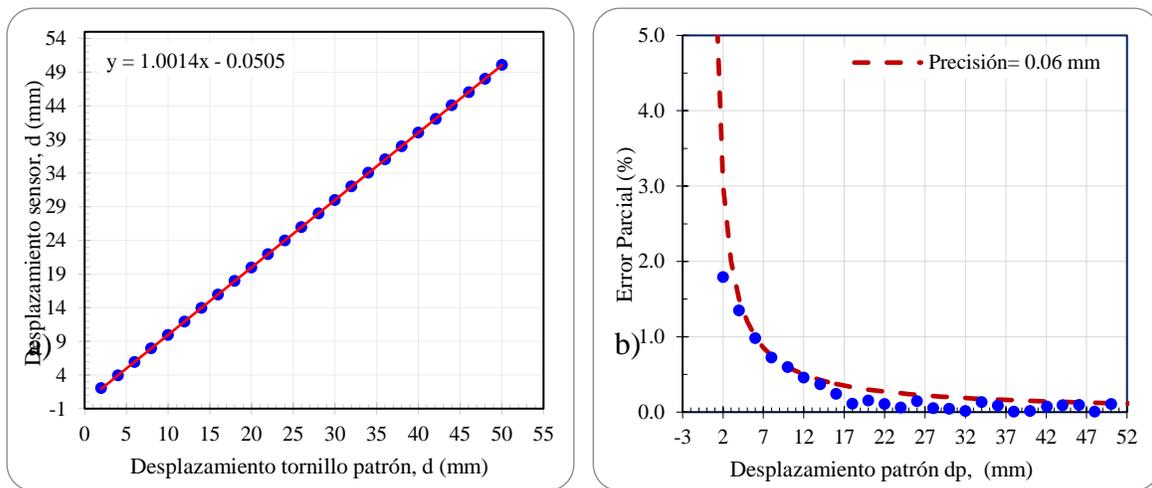


Figura 3.6 a) Curva de desplazamiento de elemento patrón vs desplazamiento sensor LVDT (TA-1), b) Curva de precisión de LVDT (TA-1).

Las curvas de calibración y verificación para los transductores de confinamiento, contrapresión, celda de carga y sensor de cambio volumétrico correspondientes a las cámaras

TA-1 y TA-3 se muestran en el Anexo 1, mientras que en el Tabla 3.1 se presenta el resumen de calibración de los transductores.

Tabla 3.1 Resumen de constantes de calibración, cámara TA-1 y TA-3

Cámara	Transductor	Unidades	Capacidad	Constantes de calibración		Pendiente de verificación	Precisión
				Pendiente	Ordenada		
TA-1	Celda de carga	kg	100	10.4741	0.6449	1.0009	0.08
	LVDT	mm	50	-6.0768	30.6705	1.0011	0.06
	Confinamiento	kg/cm ²	7.5	-1.1456	9.9753	0.9981	0.008
	Contrapresión	kg/cm ²	7.5	-1.1569	10.542	0.9996	0.0115
TA-3	Celda de carga	kg	120	14.605	19.964	0.9988	0.14
	LVDT	mm	40	-2.6098	23.9974	0.9999	0.05
	Confinamiento	kg/cm ²	7.5	0.8069	0.0143	1.0028	0.02
	Cambio de volumen	cm ³	40	-27.358	30.104	1.0014	0.1
	Contrapresión	kg/cm ²	7.5	0.8049	-0.003	0.9981	0.02

4. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

4.1. Propiedades índice

El residuo minero empleado proviene de una unidad ubicada en el municipio de Minatitlán, en el estado de Colima, México, es producto de la trituración mineral y cuenta con un contenido de finos del 35% (Figura 4.1), la curva granulométrica se determinó mediante vía húmeda de acuerdo con la Norma ASTM-D6913 (Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Granulometría de material ensayado

Malla No	Abertura	Peso suelo retenido	Retenido	Retenido acumulado	Porcentaje que pasa
-----	mm	g	%	%	%
10	2.000	5.77	1.05	1.05	98.95
20	0.850	25.72	4.68	5.73	94.27
40	0.425	73.89	13.45	19.17	80.83
60	0.250	61.68	11.22	30.40	69.60
80	0.177	50.29	9.15	39.55	60.45
100	0.150	50.88	9.26	48.81	51.19
200	0.075	88.09	16.03	64.84	35.16
Pasa 200	-----	193.25	16.03	64.84	35.16
Suma	-----	549.57	80.87	-----	-----

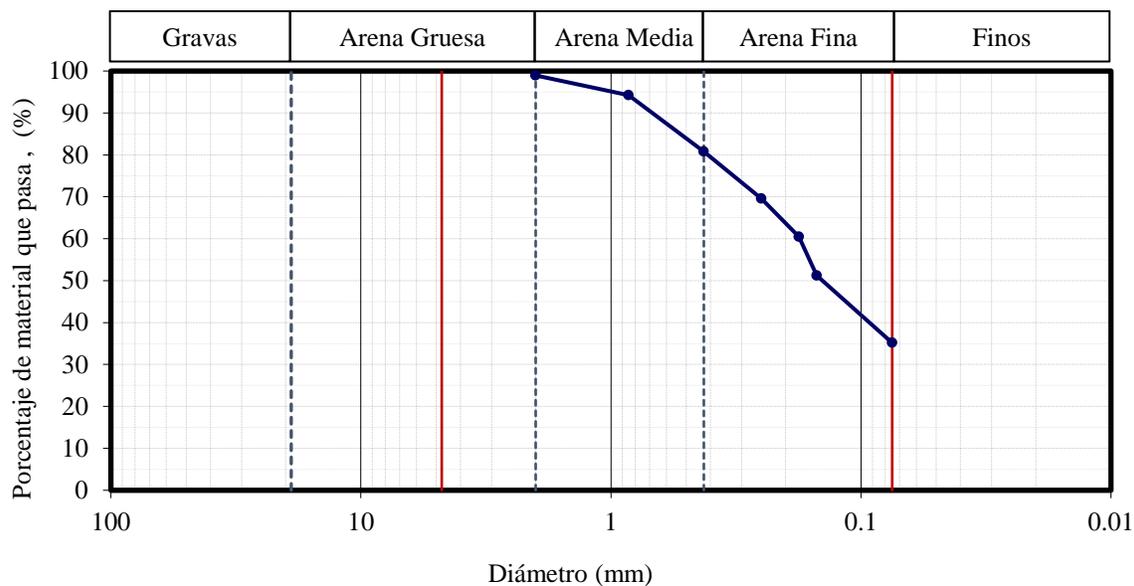


Figura 4.1 Curva granulométrica de material ensayado

Otra propiedad importante por definir fue la densidad relativa de sólidos, ya que permite establecer relaciones gravimétricas para la interpretación del cambio de volumen basado en la relación de vacíos. Para la determinación de esta propiedad se emplearon matraces aforados y calibrados, la prueba consistió en separar 80 g de material seco (por matraz) y homogenizar la muestra disgregando el material con ayuda de un mortero, sin triturar las partículas elementales. Posteriormente en una cápsula, se saturó el material por 48 horas

empleando agua destilada, después se colocó en los matraces mencionados empleando un embudo, dichos matraces se sometieron a baño maría, conectados a la línea de vacío para extraer el aire atrapado en el jal, este procedimiento se realizó en un intervalo de tiempo aproximado de 30 minutos de acuerdo con la norma ASTM-D854, los resultados se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Densidad relativa de Sólidos

Muestra No.	Matraz No.	Wm+w+s g	T °C	Charola No.	Wm+w a T °C g	Wc g	Ws+Wc g	Ws g	Vs cm ³	G _s	G _{sp}
1	3	725.91	21.1	ms-8	664.90	163.47	253.60	90.13	29.12	3.10	3.14
	11	725.79	21.1	50	664.40	160.86	250.40	89.54	28.15	3.18	

De acuerdo con la distribución granulométrica, el material en estudio presentó un contenido de finos no plásticos del 35%, por lo que, no fue posible determinar el límite líquido con la copa de Casagrande, alternativamente se usó el cono sueco, que consta de un pedestal con un brazo ajustable donde se coloca el cono con ángulo de 60° de tal manera que apenas toque la superficie del suelo, la penetración del cono en el suelo se mide con una aproximación de 0.1 mm y el límite líquido se define como el contenido de agua que tiene el suelo cuando el cono penetra 10 mm.

Para la determinación del límite líquido se tomaron aproximadamente 150 g de material con su contenido de agua natural y se agregó agua destilada hasta lograr una pasta homogénea que presentara una penetración del cono cercana a 4 mm, posteriormente se fue agregando más agua hasta lograr dos puntos por debajo de una penetración de 10 mm y dos puntos por encima de esta con la finalidad de construir la curva de fluidez (penetración de cono vs contenido de agua) (Figura 4.2). Se puede apreciar que el límite líquido obtenido para el material fue del 27 % mientras que en la

Tabla 4.3 se muestra el resumen de los datos tomados en el laboratorio durante la ejecución del ensayo.

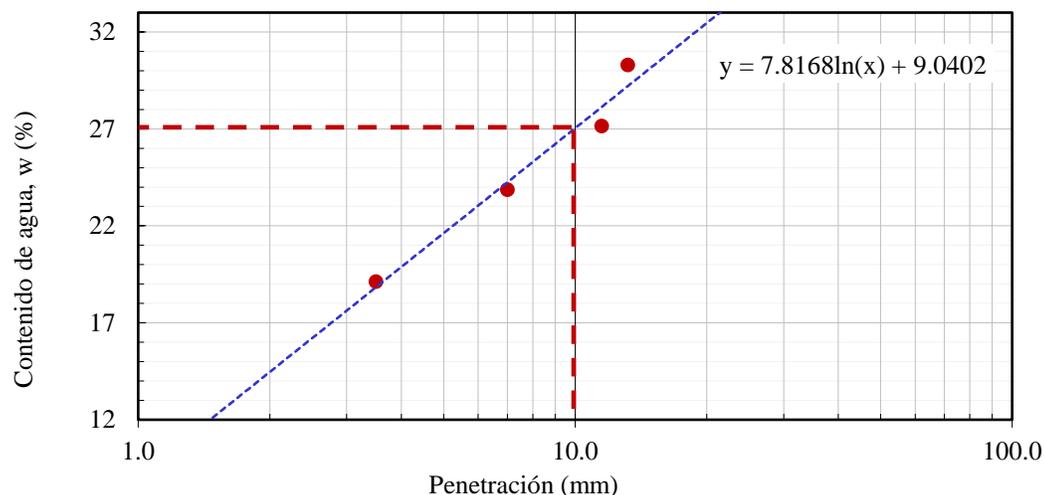


Figura 4.2 Curva de fluidez, límite líquido 27.0%.

Tabla 4.3 Determinación del límite líquido

Ensaye	Tara	Penetración	Peso de tara + suelo húmedo	Peso de tara + suelo seco	Peso del agua	Peso de la tara	Peso del suelo seco	Contenido de agua
No.	No.	(mm)	W_p+W_m	W_p+W_s	W_w	W_p	W_s	ω
			g	g	g	g	g	%
1	33	3.5	76.07	74.76	1.31	67.88	6.87	19.12
2	32	7.0	83.86	80.75	3.11	67.70	13.05	23.86
3	122	11.5	71.99	70.90	1.09	66.89	4.01	27.15
4	6	13.2	83.34	80.35	2.99	70.47	9.88	30.30

Pruebas de compactación

La compactación del suelo es la reducción de la relación de vacíos a través de la expulsión de aire por medio de la aplicación de energía mecánica (Budhu, 2011), lo que permite la densificación del material y que experimente un incremento en su resistencia al corte.

Se realizaron pruebas de compactación para determinar la relación de vacíos máxima y mínima que podía alcanzarse con la técnica de compactación estática, debido a que en este trabajo se requería ensayar muestras sueltas y muy densas, dicho método de reconstitución fue elegido de acuerdo con las recomendaciones de (Fonseca et al., 2021) y a que mediante esta técnica se logró un amplio rango de relación de vacíos. Las pruebas de compactación se llevaron a cabo variando el contenido de agua entre el 0 y el 15 % y el peso del pisón de 200 a 14,000 g, en total se realizaron 31 pruebas donde se obtuvieron los pesos volumétricos seco y húmedo, la relación de vacíos y el grado de saturación. En el Anexo 2 se muestran las pruebas realizadas, mientras que en este capítulo se presentará un breve resumen de los resultados obtenidos.

La formación de las probetas se realizó siguiendo las recomendaciones de Fonseca *et al.* (2021) y de Bernal (2016), para ello se secó el material en el horno y posteriormente se homogenizó con un mortero hasta no tener grumos, se agregó agua destilada conforme al contenido de agua predefinido para 200 g de material seco y se mezcló hasta formar una pasta, se pesaron 10 capsulas con la misma cantidad de material, posteriormente se colocaron en dos charolas metálicas cubiertas con un trapo húmedo para evitar la pérdida de humedad durante el proceso de formación de la probeta. El material pesado en las capsulas fue vaciado uno a uno en un molde bipartido de 3.55 cm de diámetro y 9.04 cm de altura, y posteriormente el pisón con el peso predefinido se colocó en cada capa. Es importante mencionar que después de la compactación de cada capa se escarificó el material, así consecutivamente hasta lograr las 10 capas y llenar el molde (Figura 4.3 a Figura 4.5). Finalmente se desmoldó cada probeta y se tomaron dos muestras para obtener el contenido de agua.

Para determinar las relaciones volumétricas, se consideraron las dimensiones y el peso del molde (1,009.3 g), así como el contenido de agua gravimétrico de cada probeta, con estos

datos se elaboraron diversas graficas de análisis, además de las curvas de compactación, estos resultados se discuten en capítulos posteriores.



Figura 4.3 Homogenización del material en seco



Figura 4.4 a) Probeta desmoldada, b) Toma peso de muestra para determinar contenido de agua.



Figura 4.5 Implementos usados en la formación de probetas para las pruebas de compactación.

4.2. Pruebas Triaxiales

En un ensayo triaxial típico, el esfuerzo principal mayor σ_1 crece de manera monótonica mientras se mantiene constante $\sigma_2=\sigma_3$ hasta que se produce la falla del material. De acuerdo con lo presentado en el Capítulo 3, las pruebas triaxiales se llevaron a cabo en dos cámaras de alambres denominadas TA-1 y TA-3. A continuación se describe el proceso de ensayo de las pruebas tipo CIU (Consolidadas isotrópicamente-No drenadas) y CID (consolidadas isotrópicamente-drenadas), así como la conformación de las probetas.

4.2.1. Formación de probeta

Las limitaciones para obtener muestras inalteradas de alta calidad de suelos sin cohesión constituyen un reto en ingeniería geotécnica, debido a la alteración de la muestra durante los procedimientos de y manipulación, que pueden afectar a la respuesta mecánica del suelo. El método ideal para reconstituir las muestras ha sido un debate constante. La técnica de apisonamiento húmedo (*moist tamping*) ha sido ampliamente utilizada en el enfoque de estado crítico y puede producir relaciones de vacíos más altas que las que pueden hallarse *in situ*, pero también podría afectar el comportamiento del suelo, haciéndolo propenso a la licuación debido a su estructura de panal metaestable (Fonseca et al., 2021) y hay otras opciones como *water sedimentation*, *slurry deposition*, que son capaces de replicar un arreglo de partículas similar al que los residuos tienen *in situ*, pero requiere un equipo específico y puede inducir anisotropía o tendencia al comportamiento dilatante.

La elección de un método de reconstitución determina la estructura del suelo pero a medida que la muestra alcanza la CSL, la estructura inicial se destruye debido a las grandes deformaciones. Como en el presente trabajo se estudió un material granular sin cohesión, se consideró que la técnica de compactación estática era capaz de producir el rango más amplio de relación de vacíos, incluyendo condiciones sueltas a muy sueltas, así como muestras densas.

Adicional a lo anterior, se utilizaron fronteras lubricadas para reducir la concentración de esfuerzos debida a la fricción entre la probeta de suelo y las bases de la cámara triaxial. Esto produce un comportamiento esfuerzo-deformación uniforme, un cambio de volumen y una respuesta de presión de poro más fiables (Fonseca et al., 2021). Las fronteras lubricadas comprenden una base muy rígida y lisa y dos discos de membrana de látex estándar; esto incluye una fina capa de pasta de silicón entre los dos discos de látex y la base superficial (P. Rowe & Barden, 1964), la pasta de silicón se aplicó con cuidado para evitar interferencias con el drenaje de la muestra. Un esquema sobre la colocación de los discos de látex puede observarse en la Figura 4.6, cabe mencionar que no se puede eliminar por completo la fricción entre la muestra de suelo y la base, sin embargo diversos estudios muestran las ventajas de usarlas, como el realizado por Lam y Tatsuoka (1998) en el que se evaluó la fricción entre las fronteras lubricadas y la base en suelos con partículas finas a arenas medias, encontrando ángulos de fricción cuya magnitud fue de aproximadamente 0.25°

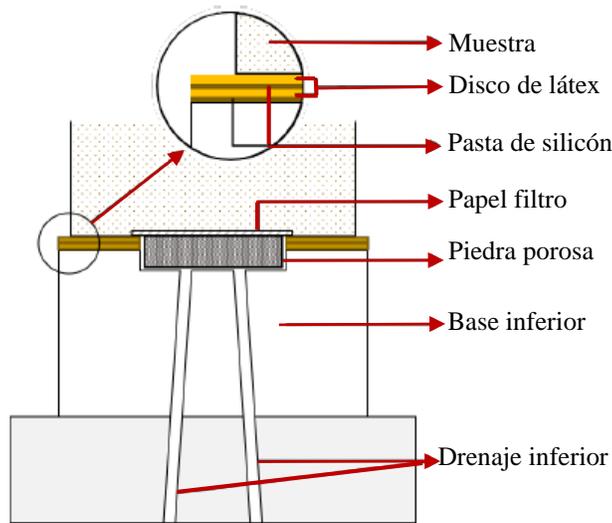


Figura 4.6 Esquema de fronteras lubricadas modificado (Fonseca et al., 2021).

Previo a la formación de la probeta se seleccionó una membrana de látex sin perforaciones y en buen estado, la base se mantuvo dentro de agua destilada para mantener la piedra porosa húmeda junto con los papeles filtro. El molde empleado para la reconstitución de las probetas fue diferente al usado en las pruebas de compactación, con 8.55 cm de altura y 3.53 cm de diámetro interior, además se emplearon cinco aros de sello (*o-rings*), tres colocados en la parte inferior y dos en la parte superior, el pisón para compactar el material y 4 discos de membrana de látex con una ligera capa de pasta de silicón, que fungieron como fronteras lubricadas para las pruebas en muestras densas.

La preparación del molde consistió en colocar los aros de sello previamente lubricados con aceite de silicón, posteriormente la membrana de látex y para finalizar la base que contiene la piedra porosa con un papel filtro sobre ella (Figura 4.7).

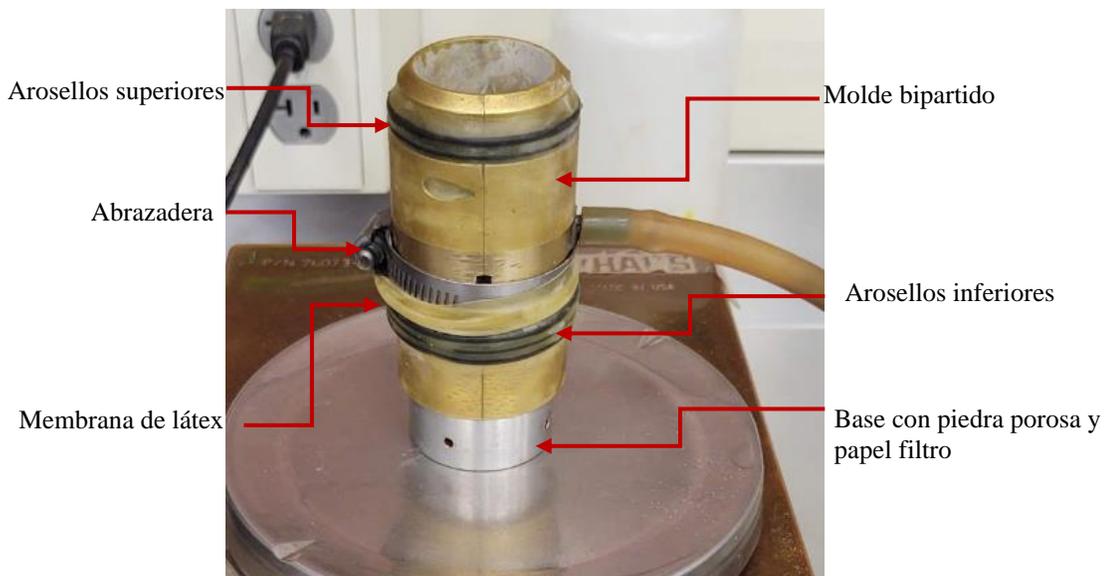


Figura 4.7 Preparación de molde y base.

La muestra se reconstituyó depositando y apisonando material húmedo a lo largo de diez capas, con un contenido gravimétrico de agua aproximado del 5% para las muestras sueltas y de material seco para las densas. El proceso de formación de probetas fue el mismo que se usó en las pruebas de compactación, después de la compactación de cada capa, se escarificó el material antes de colocar la capa subsecuente y así hasta llenar el molde bipartido.

Después de compactar todas las capas, se colocó el papel de filtro superior, así como los discos de fronteras lubricadas en el caso de las muestras densas.

4.2.2. Montaje

En esta etapa, previo a colocar la muestra en el equipo se debe preparar la cámara, para lo cual, antes de cada montaje se verificó el flujo de agua en las líneas que permiten la saturación, inferior y superior, este proceso se realizó circulando aproximadamente 30 cm³ de agua destilada y desairada en cada línea. Una vez verificado el flujo, se desconectaron las líneas de drenaje de una parte del equipo para posteriormente circular CO₂ y agua, a continuación, se colocó una ligera capa de pasta de silicón en el pedestal de la cámara triaxial, con el fin de evitar fugas en el equipo y que la base y el pedestal embonen correctamente. Posteriormente se colocó cinta adhesiva sobre la base cubriendo los opresores, luego se realizó el contacto del cabezal con la muestra y a continuación se colocó una prensa en la polea para evitar el movimiento del sistema de pesas y evitar daños a la muestra durante el resto del proceso de montaje. El transductor de desplazamiento se situó en el sistema inferior de carga para monitorear la integridad de la muestra a través de la deformación registrada y observada en el módulo de transductores del sistema de adquisición de datos.

Una vez hecho lo anterior se procedió a desplazar la membrana hacía el pedestal y cabezal asegurándola con los aros de sello, se retiró el molde cuidadosamente y se procedió a llenar con pasta los bujes de silicón por donde pasan los alambres del sistema de carga, posteriormente se aplicó una capa de pasta de silicón en la base de la cámara y en la parte inferior de la camisa de acrílico para lograr un buen ajuste y evitar fugas durante el proceso de las pruebas, el mismo proceso se repitió para la parte superior. También se remoldeó la grasa del pedestal central localizada en la tapa superior, una vez completado todo el proceso descrito se bajó con cuidado la tapa de la cámara y se cambiaron las varillas por las que ajustan la tapa durante la prueba.

Utilizando unas llaves inglesas se ajustó la tapa y se llenó la cámara con agua destilada y se cerró la válvula superior. En este punto se verificó el correcto aislamiento de la probeta comprobando que las válvulas de confinamiento y contrapresión estuvieran cerradas y se aplicó un confinamiento de 0.2 kg/cm². En este punto la prensa que estaba colocada en la polea se retiró. Es clave mencionar que se deben monitorear todos los transductores en el proceso de montaje. Finalizado el proceso de montaje se configuró la prueba en el software de adquisición de datos en el módulo de operación.



Figura 4.8 Montaje de la muestra en la cámara triaxial.

4.2.3. Saturación

La saturación de la muestra es fundamental para proporcionar valores fiables de la presión del agua localizada en los poros y del cambio de volumen durante la prueba, debido a que no se puede asumir una condición a volumen constante (CSL) a menos de que el material esté completamente saturado. Teniendo en cuenta que en las pruebas no drenadas la respuesta depende de la rigidez del fluido y que la compresibilidad del agua y aire son sumamente diferentes, una pequeña cantidad de aire atrapada en la probeta puede modificar significativamente la respuesta mecánica del suelo.

El procedimiento de saturación se llevó a cabo en tres etapas:

- Método del dióxido de carbono: el uso de dióxido de carbono (CO_2) antes de la circulación de agua ayuda a lograr la completa saturación debido a que el gas inerte es más soluble que el agua. Mediante el drenaje inferior se circuló CO_2 , a través de la muestra, durante 60 minutos con baja presión, debido a que el drenaje inferior también estaba desconectado, la manguera se sumergió en una cápsula con agua destilada que permitía monitorear el burbujeo. Es importante que en este proceso la velocidad de burbujeo sea lenta (aproximadamente una burbuja cada tres segundos) para evitar que el esfuerzo efectivo llegue a cero o que se generen trayectorias preferenciales dentro de la probeta durante la circulación del dióxido de carbono (Figura 4.9)



Figura 4.9 Circulación de CO₂ en la muestra.

- Circulación de agua: se utilizó agua destilada y desairada en este paso, para ello se circularon 160 cm³ a través de la probeta mediante percolación, manteniendo un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm².
- Saturación por contrapresión: el esfuerzo efectivo fue de 0.08 kg/cm², el volumen ingresado a la muestra se controló mediante la bureta graduada, por lo que, se registraron las lecturas iniciales y finales en cada incremento. En este punto previo a dar el primer incremento, se aisló la probeta y las líneas de drenaje se conectaron nuevamente a la cámara, posteriormente se estableció un esfuerzo de confinamiento de 0.5 kg/cm² usando el regulador de presión y lentamente se aplicó a la muestra abriendo despacio la válvula de confinamiento, en este momento se registró la lectura inicial de la bureta, el esfuerzo de contrapresión se estableció en 0.42 kg/cm², y se abrió lentamente la válvula controlando la velocidad de ingreso de agua a la muestra, una vez que el nivel en la bureta se mantuvo constante, se abrió la válvula superior (drenaje), la lectura final de la bureta se tomó hasta que el nivel de la bureta ya no tuviera ningún cambio. Los siguientes incrementos se dieron en intervalos de 0.3 kg/cm² hasta llegar a un esfuerzo de confinamiento de 3.6 kg/cm², aproximadamente. El proceso de saturación duró aproximadamente 5 días para las muestras sueltas y hasta 10 días en las muestras densas. Para tener certeza sobre la saturación de la probeta, se midió el parámetro B de Skempton (Skempton, 1954)

cuya magnitud fue superior a 0.96 (ASTM D4767-11). Es importante mencionar que conforme se aplicaron los incrementos de saturación el intervalo de tiempo aumentó y entre un incremento y otro transcurrieron hasta 48 horas.

4.2.4. Consolidación

Una vez concluida la saturación de la muestra, se procedió a la etapa de consolidación, para ello la muestra se aisló nuevamente una vez medido el parámetro B de Skempton y se ajustaron las presiones de confinamiento y contrapresión de acuerdo con el esfuerzo efectivo de consolidación considerado para cada muestra.

Se ajusto el nivel de agua de la bureta y se aplicó el esfuerzo de confinamiento, después se abrieron las válvulas de drenaje superior e inferior y se inició la toma de lecturas de la bureta en función del tiempo. En muestras sueltas y densas, durante las pruebas se observó que, trascurridas 2 horas, la lectura del nivel de agua en la bureta se mantenía constante, por lo cual se estableció como la duración de esta etapa.

4.2.5. Falla

En esta etapa se aplicó una carga axial a la probeta hasta lograr la falla, debido a que se realizaron dos tipos de ensayo, para las pruebas CIU la deformación total fue de 18 mm en un tiempo de 6 horas, bajo una velocidad de deformación de 0.05 mm/hr, mientras que para las pruebas CID, la deformación total fue de 24 mm en 48 horas, es decir, a una velocidad de deformación de 0.0083 mm/hr.

Una vez concluida la consolidación:

- En pruebas CIU: Se cerró la válvula superior de drenaje y la que conecta las líneas de contrapresión con la bureta, con la finalidad de medir la presión de poro por la parte inferior de la probeta, para las pruebas CID las válvulas se mantuvieron abiertas; posteriormente en el software de adquisición de datos “módulo transductores” se verificó el contacto entre el cabezal y la muestra, para ello fue necesario abrir el módulo de aplicación de carga y a la misma velocidad de deformación se inició el proceso hasta tener una lectura mayor a 0 pero menor a 0.3 kg/cm². Una vez realizado el contacto se presionó “iniciar” (Figura 4.10) y se accionó el módulo de aplicación de carga ubicado en el porta pesas superior de la cámara. Después de transcurrido el tiempo de falla, se presionó “salir” en el software y se detuvo el módulo de carga, posteriormente se aisló la probeta y se liberaron las presiones del equipo. Se desmontó la probeta y se procedió a medir el contenido de agua final.



Figura 4.10 Modulo de falla, software “LabVIEW”

5. NORSAND

El comportamiento del suelo depende de múltiples factores, nivel de esfuerzos, relación de vacíos, etc, por ello múltiples investigaciones se han realizado para formular ecuaciones constitutivas capaces de describir el comportamiento de los materiales en condiciones diversas. En muchos problemas prácticos es admitido despreciar la dependencia del tiempo que de forma más o menos pronunciada presentan las deformaciones del suelo (Lizcano, A D, 1999) de manera que el comportamiento del suelo se trata como un material independiente de la velocidad de deformación. El marco teórico más conocido y explorado es la teoría de elastoplasticidad; de acuerdo con Jefferies el comportamiento de arenas puede modelarse bajo la mecánica de suelos de estado crítico, considerando el comportamiento del suelo independiente a la velocidad de deformación (Jefferies y Been, 2002).

Las hipótesis que forman un modelo constitutivo se ven plasmadas en las ecuaciones constitutivas, cuya formulación integra concepto de equilibrio, cinemática y siguen una cadena de cálculo esquematizada en la Figura 5.1.

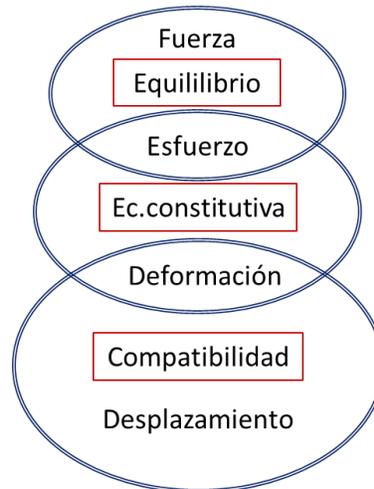


Figura 5.1 Ecuaciones constitutivas.

El equilibrio relaciona la fuerza con el esfuerzo (o tensión), mientras que la cinemática relaciona la deformación con desplazamiento, así las ecuaciones constitutivas relacionan esfuerzo con deformación y dependen del material (sólido, elástico, fluido newtoniano, gas perfecto etc.)

Matemáticamente, una ecuación constitutiva es un conjunto de expresiones que determina el estado del material antes y después de cualquier cambio en su configuración, los valores de entrada se conforman por el valor actual del estado de esfuerzos y variables de estado, así como incrementos de deformación, como salida se tiene un esfuerzo actualizado y variables de estado actualizadas. La separación entre parámetros de materiales y funciones es de variables de estado, dependen del modelo constitutivo.

Se debe tener en cuenta que en ingeniería los problemas se solucionan con una teoría, misma que se aplica a través de un modelo y este se calibra con parámetros de entrada que dependen de:

- Problema
- Material

- Teoría y modelo

Es importante mencionar que no existen parámetros del terreno o suelo, sino parámetros del suelo para el modelo “x”. Los modelos son capaces de reproducir algunas características de los materiales, por lo que se debe elegir: qué se desea reproducir y que se perderá, los parámetros para que el modelo reproduzca el comportamiento con robustez y se debe verificar que el modelo efectivamente responde como se asume y que los parámetros sean realistas.

De acuerdo con Lizcano (1999) en esta teoría el material se comporta elásticamente en la fase inicial de deformación, mientras que la deformación plástica inicia después en el curso de carga continua. El inicio de las deformaciones plásticas está determinado por una superficie en el espacio de esfuerzos (Superficie de fluencia). La dirección de las deformaciones plásticas es determinada por otra superficie, denominado potencial plástico, mientras que su magnitud puede determinarse a través de la condición de consistencia. Esta última requiere que un punto de esfuerzos arrastre detrás de sí la superficie de fluencia cuando el material está siendo cargado. En consecuencia, la elastoplasticidad es caracterizada por una serie de nociones adicionales (principalmente de naturaleza geométrica) que ocultan la estructura matemática de la ecuación constitutiva, que además es sensible a los parámetros que controlan los diversos algoritmos numéricos involucrados en su solución.

Bajo este enfoque, un modelo elastoplástico típico se compone de elasticidad y plasticidad, una superficie de fluencia, una regla de fluencia o regla de flujo y una regla de ablandamiento/endurecimiento (Woudstra, 2021b)

- Elasticidad: Asociada a las deformaciones recuperables, usualmente solo se ve a bajas deformaciones en el suelo. La dirección del incremento de deformación elástica es la misma que la del esfuerzo asociado.
- Plasticidad: Asociada a las deformaciones irreversibles.
- Superficie de fluencia, comúnmente se denota como $f = 0$ delimita la frontera entre las deformaciones elásticas y plásticas. Si se origina un cambio en el estado de esfuerzos dentro de la superficie ($f < 0$) se obtienen deformaciones elásticas mientras que aquellos estados de esfuerzos que quieren evolucionar más allá de la superficie de fluencia empujarán el límite hasta que la superficie de fluencia llegue, a ese estado.
- la relación esfuerzo-dilatancia.

Las reglas de flujo pueden ser o no, asociadas, esto significa que la tasa o razón del incremento en la deformación plástica es normal o no a la superficie de fluencia. El flujo asociado (i.e normalidad) han sido ampliamente usadas en diversos modelos constitutivos de modo que no violen el postulado de Druker (Jefferies y Been, 2016) en el cual se establece la normalidad entre los esfuerzos principales y las direcciones principales de deformación, de modo que están alineadas, y el incremento neto en la deformación que está representado por un vector, es normal a la superficie de fluencia (Figura 5.2) la importancia radica en la necesidad de establecer una única solución para las condiciones de frontera en problemas con un flujo plástico.

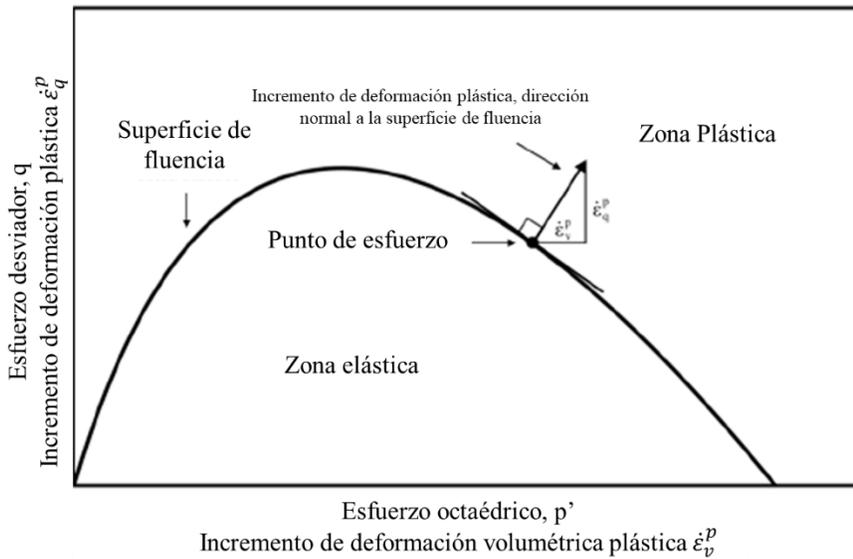


Figura 5.2 Ejemplo de superficie de fluencia y normalidad (Modificado, Woudstra, 2021).

La normalidad simplifica además los modelos constitutivos, ya que, al definir la superficie de fluencia, la regla de flujo es igual.

- Regla de endurecimiento/ablandamiento, describe la cantidad de deformaciones plásticas y el cambio en el tamaño de la superficie de fluencia, es decir si se durante el ablandamiento o endurecimiento del material. Debido a que no pueden existir estados de esfuerzos más allá de la superficie de fluencia, estos permanecen en la superficie durante esta contracción o expansión debido a la condición de consistencia.

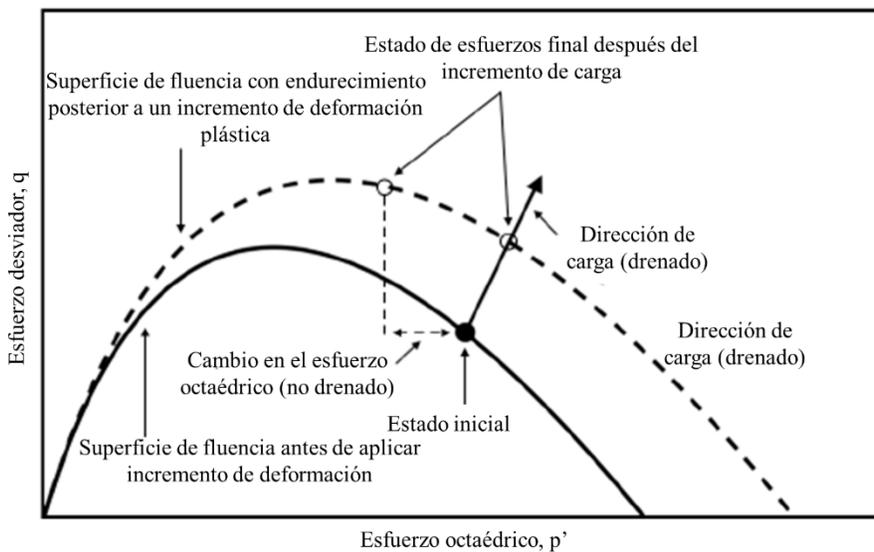


Figura 5.3 Ejemplo del cambio en la superficie de fluencia y la condición de consistencia (Modificado, Woudstra, 2021).

5.1. Descripción del modelo

NorSand es un modelo constitutivo basado en la teoría de estado crítico y la teoría de plasticidad que ha sido ampliamente aplicado a un gran rango de suelos desde limos arcillosos hasta arenas, con recientes aplicaciones en relaves mineros, de acuerdo con Been & Jefferies (Jefferies y Been, 2016) es una generalización del modelo Cam Clay (OCC) ya que toma diversos aspectos del modelo como base, sin embargo, tomando en cuenta que el enfoque de CSSM (Critical State Soil Mechanics) reconoce explícitamente que cualquier suelo formado por partículas puede existir sobre un espectro de densidades y cuantifica el efecto de la relación de vacíos en el comportamiento del suelo, en modelos como OCC o MCC (Modified Cam Clay) fenómenos como endurecimiento o dilatación son pobremente representados. Debido a que suelos más densos que el CSL (Critical State Locus) son tratados como sobre consolidados, da como resultado una rigidez no realista y una resistencia sobreestimada. El enfoque de Norsand es anclar todo al parámetro de estado para modelar materiales densos y sueltos, puede simular ablandamiento y endurecimiento (hardening/softening) puede simular el incremento en la presión de poros en materiales sueltos bajo condiciones no drenadas

Diversas simplificaciones e idealizaciones están contenidas en el modelo, primero se asume un estado isotrópico y bajas deformaciones (small strain theory), de acuerdo con lo discutido en el apartado anterior, el modelo al estar formulado bajo la teoría de elastoplasticidad, se compone por una regla de flujo, superficie de fluencia, condición de consistencia y una regla de ablandamiento/endurecimiento. Además, de dos axiomas principales (Jefferies y Been, 2002):

- Axioma 1: En el espacio p, q, e existe un lugar único denominado estado crítico (Critical State Locus) tal que el suelo puede deformarse sin límite a un estado de esfuerzo y relación de vacíos constante. Es única pero no recta o paralela a las líneas de compresión isotrópicas.
- El CSL constituye la condición última de todos los procesos de distorsión en el suelo, de modo que todas las trayectorias monotónicas de deformación tienden a este lugar.

Es importante notar dos condiciones en la definición, el suelo está a una relación de vacíos constante y no es propenso a cambiar de este estado. Se requieren 8 parámetros para la calibración de este modelo, dos referentes a la línea de estado crítico, cuatro parámetros para describir el comportamiento plástico y dos parámetros para definir el comportamiento elástico (Shuttle & Jefferies, 2010).

La superficie de fluencia tiene un corte vertical, mantiene el postulado de plasticidad asociativa, se limita la dilatancia.

5.1.1. Dilatancia y Parámetro de estado

Cuando los suelos se someten a un esfuerzo cortante se presenta un cambio de volumen, históricamente Reynolds en 1885 observó que un empaquetamiento denso de granos (colocado) dentro de una bolsa flexible incrementaba su volumen cuando la envoltura era deformada, si la envoltura es inextensible pero no inflexible, no es posible ninguna deformación hasta que las fuerzas aplicadas rompen la bolsa o fracturan los granos (Sfriso, 2008). De modo que al aumentar de volumen se consideró una dilatancia positiva.

La dilatancia se define como relación entre la velocidad (o incremento) de cambio de volumen y la velocidad (o incremento) de deformación por cizallamiento (Jefferies y Been, 2016) como se muestra en la Figura 5.4.

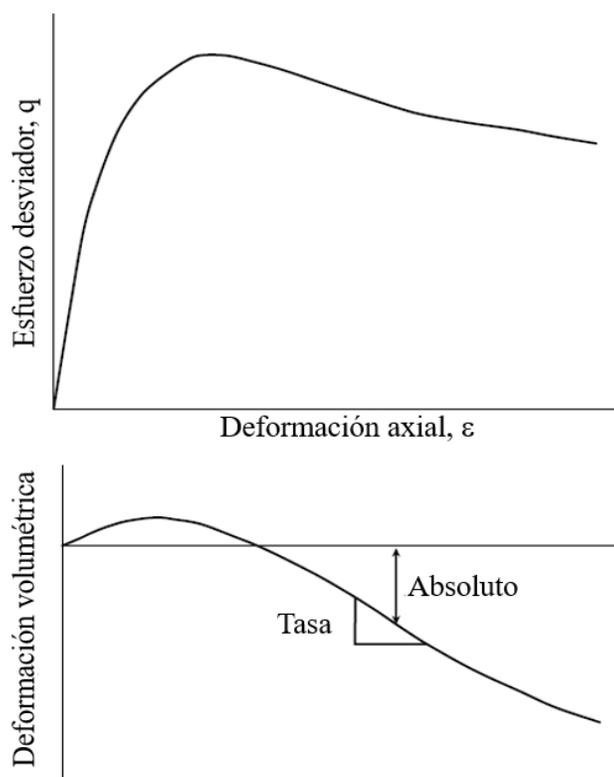


Figura 5.4 Definición de dilatancia (Modificado, (Jefferies & Been, 2016).

La definición hace referencia a la idea de que el suelo tiene una fricción real que puede ser determinada tomando en cuenta el trabajo realizado mientras ocurre la dilatación, esta fricción “real” fue propuesta por Taylor (1948) y formalizada por Bishop (1950). Rowe en 1962 estableció que a bajos niveles de presión, la dilatancia es mayor que a altas presiones ya que los granos se rompen y que en muestras sobre consolidadas o arreglos densos las partículas se mueven durante la deformación de tal manera que el mínimo trabajo (tasa) es absorbido en calor producido por la fricción (P. W. Rowe, 1962).

Rowe relacionó la tasa de esfuerzos con la tasa de deformación, que más tarde se convertiría en la teoría esfuerzo-dilatancia (stress-dilatancy) definiendo la dilatancia como:

$$D = \frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_q} \quad (5.1)$$

Donde:

ε_v Deformación volumétrica.

ε_q Deformación desviadora.

Por lo que, para determinarla a partir de ensayos triaxiales drenados, se definen incrementos que pueden calcularse como:

$$D_j = \frac{\varepsilon_{v,j+1} - \varepsilon_{v,j-1}}{\varepsilon_{q,j+1} - \varepsilon_{q,j-1}} \quad (5.2)$$

El suelo es un material que existe en un amplio rango de estados y exhibe una máxima dilatancia en un estado determinado. Este espectro puede expresarse en términos de la densidad relativa, pero también empleando el concepto de parámetro de estado; en el que se establece que el estado crítico define un estado de referencia y la distancia entre este y el estado actual de un suelo en el espacio relación de vacíos-esfuerzo es en primer orden una medida de la estructura del suelo (K. Been y Jefferies, 1985) cuanto más lejano este del estado crítico, más rápida será la dilatación o contracción. Por lo que el parámetro de estado ψ se define simplemente como una medida de esa desviación como se aprecia en la Figura 5.5:

$$\psi = e - e_c \quad (5.3)$$

Donde

e es la relación de vacíos actual del suelo

e_c es la relación de vacíos en estado crítico al esfuerzo octaédrico actual

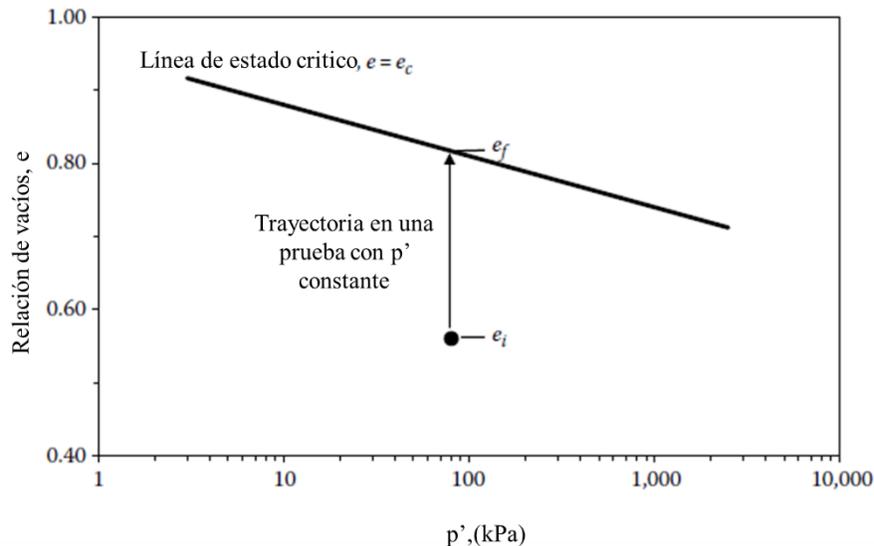


Figura 5.5 Definición de parámetro de estado (Modificado, Jefferies y Been, 2016).

Dado que la relación de vacíos del suelo depende del esfuerzo efectivo, el parámetro de estado también sigue este comportamiento, por lo que para definir un material en estado suelto se considera al parámetro de estado con magnitud positiva, por ende, un material denso tendrá un parámetro de estado negativo.

Los dos conceptos definidos previamente, interactúan debido a que el suelo exhibe una dilatancia máxima a un estado determinado. Diversos estudios experimentales llevados a cabo por *Golder Associates* a lo largo de 30 años que incluye la determinación de CSL fueron analizados por Been & Jefferies (K. Been y Jefferies, 1985) donde se graficó D_{min} vs ψ (Figura 5.6) datos obtenidos de pruebas triaxiales (compresión) donde el esfuerzo efectivo de confinamiento vario de 19 a 1200 kPa. La tendencia general mostro que, para un estado inicial con parámetro de estado negativo, el suelo muestra una dilatancia pico, lo que coincide con una muestra densa, así que se validó la relación propuesta del parámetro de estado.

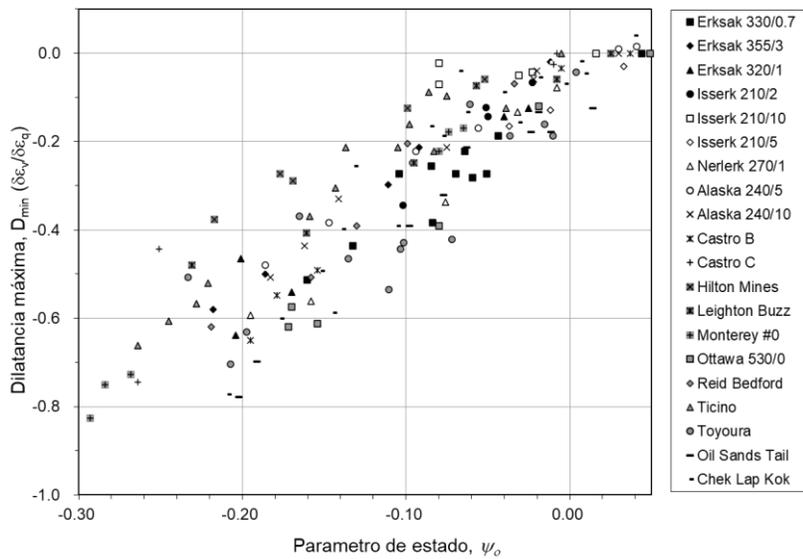


Figura 5.6 Definición de parámetro de estado (Modificado, (Jefferies & Been, 2016)).

5.1.2. Estado crítico

En esta sección se aborda de manera breve la teoría de estado crítico, que es la base conceptual del modelo Norsand. Casagrande en 1936 bajo pruebas de corte directo observó que muestras de arena densas y sueltas bajo el mismo esfuerzo efectivo vertical, al ser sometidas a grandes deformaciones eventualmente alcanzaban la misma relación de vacíos misma que denominó relación de vacíos crítica, donde la deformación ocurre a volumen constante y noto que las muestras sueltas se contraían, es decir disminuían su volumen, mientras que las densas aumentaban.

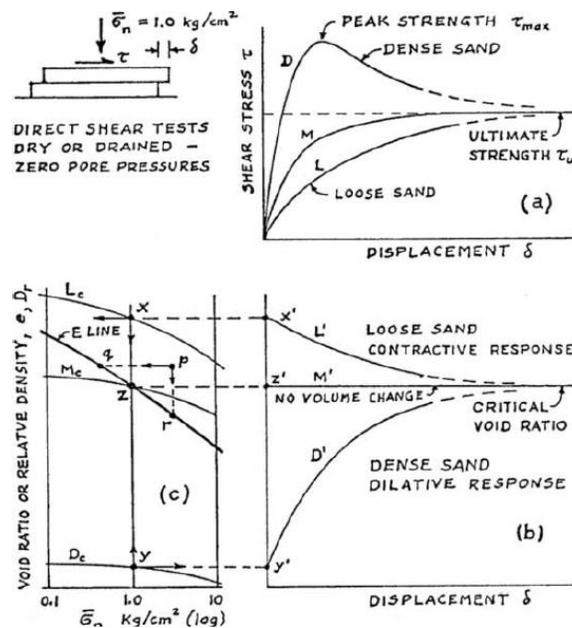


Figura 5.7 Hipótesis de relación de vacíos crítica a partir de pruebas de corte directo (Modificado, Jefferies & Been, 2016).

En la Figura 5.7 se resume lo observado por Casagrande, donde las curvas L_c , M_c , D_c , representan curvas de consolidación unidimensional o edométricas, los puntos x , y , z definen el inicio de las pruebas de corte directo y al proyectarlos horizontalmente en la escala vertical se encuentran x' , y' , z' y se puede observar la relación de vacíos crítica. Inicialmente se tiene entonces dos hipótesis:

- Todas las combinaciones de relación de vacíos-esfuerzo normal, localizados por debajo o a la izquierda de la línea E , representan estados donde la arena desarrollara una respuesta dilatante
- Todos los puntos por encima o a la derecha de E resultarían en comportamiento contractivo.

A partir de estas observaciones se adoptó a la densidad de suelos como una variable de estado y no una propiedad, por lo que se podían tomar en cuenta los cambios en esta durante un proceso de deformación; este enfoque fue desarrollado y conocido como “mecánica de suelos de estado crítico” (critical state soil mechanics, CSSM). En 1985 Roscoe definió el estado crítico como el estado en el que el suelo se deforma a un esfuerzo y relación de vacíos constante, que es esencialmente una formalización de la idea presentada por Casagrande, hay que tener en cuenta que dos axiomas están presentes en esta definición:

- El suelo está a una relación de vacíos constante.
- No es propenso a cambiar de estado.

Además, el estado crítico es único de acuerdo con lo postulado por Been (K.; Hachey J. J. M. Been, 1991) indicando que es independiente del arreglo de partículas (*fabric*), carga, trayectoria de esfuerzos y densidad inicial. Finalmente, la relación de vacíos crítica y el esfuerzo efectivo octaédrico o medio (*mean effective stress*) definen el estado crítico (CSL):

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p_c) \quad (5.4)$$

Donde:

Γ : Altura de la línea de estado crítico definida a 1kPa

λ : Pendiente de la línea de estado crítico expresado en logaritmo base 10

Estas propiedades son intrínsecas del material, por lo que no se ven afectadas por el acomodo de partículas, el subíndice c denota estado crítico. Cabe mencionar que a partir de ensayos triaxiales Castro, definió el estado estable, donde estableció la relación entre la relación de vacíos crítica a un esfuerzo efectivo medio como la línea de estado estable (SSL, *Steady State Line*); Poulos (Poulos et al., 1985) como: “El estado estacionario o estable de deformación para cualquier masa de partículas es aquel estado en el que la masa se deforma continuamente a volumen constante, tensión normal efectiva constante, esfuerzo cortante constante y velocidad constante” este concepto y las relaciones de vacíos correspondientes pueden determinarse bajo ensayos triaxiales a carga constante (Woudstra, 2021) el CSL y SSL pueden considerarse análogos. Es importante mencionar que se considera un estado isotrópico de deformación.

Comúnmente la línea de estado crítico (CSL) es representada en dos espacios:

- Plano p - q

- Plano e-ln(p)

En el espacio p-q se representa como una línea que comienza en el origen, cuya pendiente es igual a M, relación de esfuerzos en estado crítico (*critical stress ratio*) en el espacio e-ln(p) se representa generalmente con una línea con parámetros Γ y λ .

El parámetro de estado al ser un elemento clave, interactúa con el concepto de CSL, ya que si el estado actual está por encima de CLS el suelo se considera en estado suelto (contractivo) mientras que si está por debajo es denso.

5.1.3. Parámetros del modelo.

Anteriormente se explicaron tres elementos clave del modelo, dilatancia, parámetro de estado y estado crítico, a partir de ellos se derivan los parámetros que lo conforman:

Tabla 5.1 Parámetros de Norsand

Parámetro	Descripción
Γ	Altura de la línea de estado crítico definida a 1kPa
λ_{10}	Pendiente de la línea de estado crítico expresado en logaritmo base 10
M_{tc}	Relación de fricción crítica
N	Coefficiente volumétrico de acoplamiento
χ	Constante de dilatancia
H_0	Módulo de endurecimiento plástico
H_ψ	Módulo de endurecimiento función del parámetro de estado
ν	Relación de Poisson

A continuación, se describe cada uno de los parámetros.

5.1.4. Estado-Dilatancia

Como se mencionó en la sección 5.1.1 el suelo exhibe una máxima dilatancia a un estado determinado, como se pudo ver en la Figura 5.6 esta relación se expresa de manera lineal, involucrando un parámetro adicional:

$$D_{min} = \chi_{tc} \psi \quad (5.5)$$

Este parámetro relaciona la dilatancia con el parámetro de estado, χ_{tc} que se determina a partir de pruebas triaxiales no drenadas (CIU) denominado como una constante de dilatancia o coeficiente de escala. En la Figura 5.8 se observa la relación descrita.

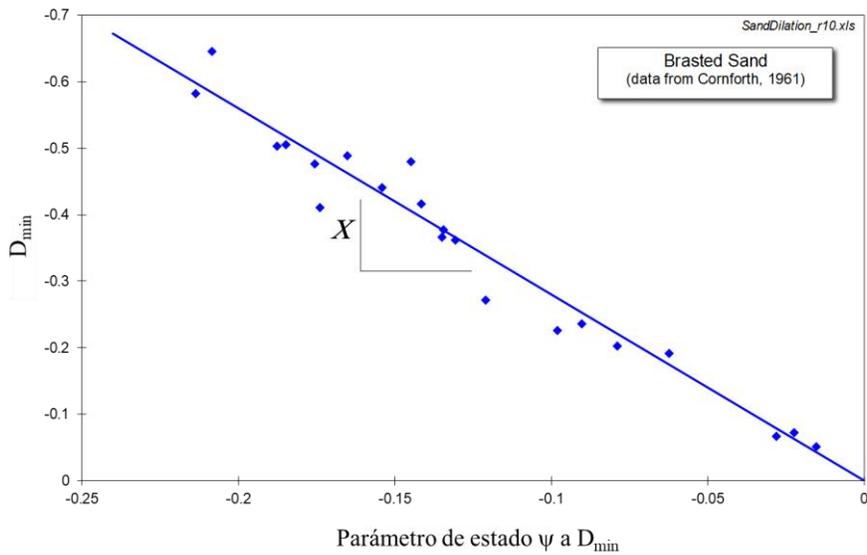


Figura 5.8 Relación estado-dilatancia (Modificado, Jefferies y Been, 2016).

Importante notar que el parámetro de estado se determina en el estado actual y no en el inicial, mientras que D_{\min} ocurre generalmente en el pico de la relación de esfuerzos (η)

5.1.5. Esfuerzo-Dilatancia

Análogo con estado-dilatancia, se puede establecer una relación entre esfuerzo y dilatancia. En el modelo el endurecimiento no este acoplado con el CLS, este desacoplamiento consiste en una ecuación similar para la superficie de fluencia, pero usando un estado *imagen* momentáneo, donde se sustituye el esfuerzo efectivo medio, y M se reemplaza por una función de estado M_i . El estado imagen se refiere a la condición donde la dilatancia desaparece temporalmente ($D=0$) y el comportamiento cambia de contractivo a dilatante, es el pico de la superficie de fluencia.

La relación se expresa entonces como:

$$D^p = M_i - \eta \quad (5.6)$$

Donde

D^p - Dilatancia plástica

M_i M_{tc} en estado imagen

η relación de esfuerzos

Se puede considerar a M_i como una representación de la evolución con la deformación en vez de ser una propiedad directa del material. M_i debe acercarse a M_{tc} a medida que el parámetro de estado se acerca a cero; por lo que el parámetro de estado entonces también evoluciona a partir del estado imagen como:

$$\psi_i = e - e_{ci} \quad (5.7)$$

Y se considera como una medida de la divergencia del estado actual respecto al estado crítico donde el parámetro de estado es igual a cero.

Debido a esta evolución, cuando se alcanza el pico de resistencia, se tiene que:

$$\eta_{max} = M_{tc} - (1 - N) D_{min} = M_i - D^p \quad (5.8)$$

Donde

M_{tc} es la relación de fricción crítica.

N coeficiente volumétrico de acoplamiento

D_{min} dilatancia.

M_i relación de fricción crítica en estado imagen.

D^p dilatancia plástica.

Por lo que se observa la sustitución de M_{tc} por la función de estado M_i , y aparece un nuevo parámetro en la ecuación N , que es el coeficiente volumétrico de acoplamiento, proveniente de la regla de flujo propuesta por Nova (*Nova's Flow rule*) (Nova, 2005) donde N representa la pendiente de una línea que se ajusta a la tendencia, si se considera el flujo del trabajo en el suelo, N es entonces coeficiente de acoplamiento entre las deformaciones medias y las distorsiones. Hay que considerar que en el pico $D_{min}=D^p$, reordenando términos se tiene que:

$$M_i = M_{tc} + N D_{min} = M_{tc} - N \chi|\psi| \quad (5.9)$$

Ecuación donde se integran tres parámetros obtenidos de las pruebas triaxiales, mismos que describen la regla de flujo del modelo.

En la Figura 5.9 se muestra conceptualmente el estado imagen, superficie de fluencia y M_{tc}

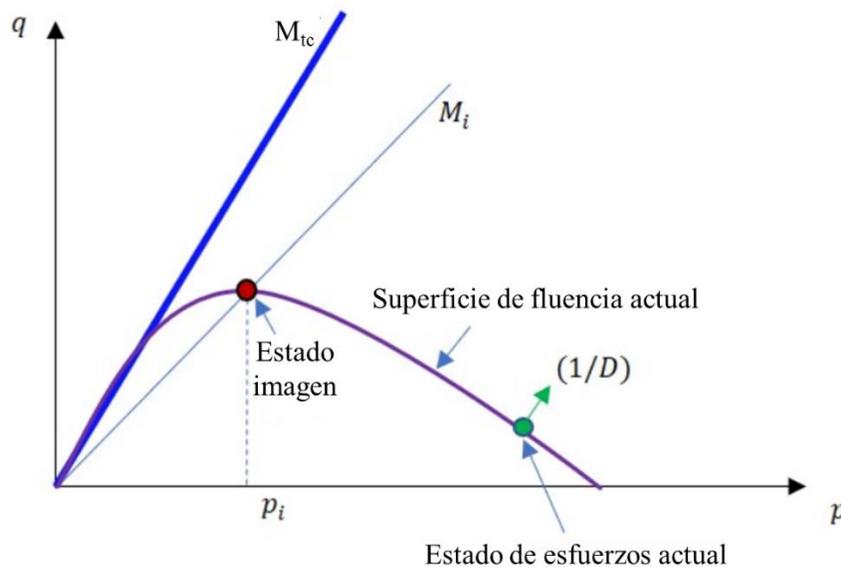


Figura 5.9 Estado imagen.

En suelos sueltos ($\psi > 0$) es compleja la determinación de M_i ya que la resistencia máxima se desarrolla a baja deformación en condiciones no drenadas, por lo que se adopta $M_i < M_{tc}$ teniendo en cuenta la proporción de trabajo plástico que no se disipa por la deformación plástica (Jefferies y Been, 2016).

Para lograr la determinación de parámetros como η y D_{min} , se usa la idealización propuesta por Dafalias (Manzari & Dafalias, 1997), en suelos en estado suelto al tener la resistencia máxima a baja deformación se grafica D vs η como se muestra en la Figura 5.10.

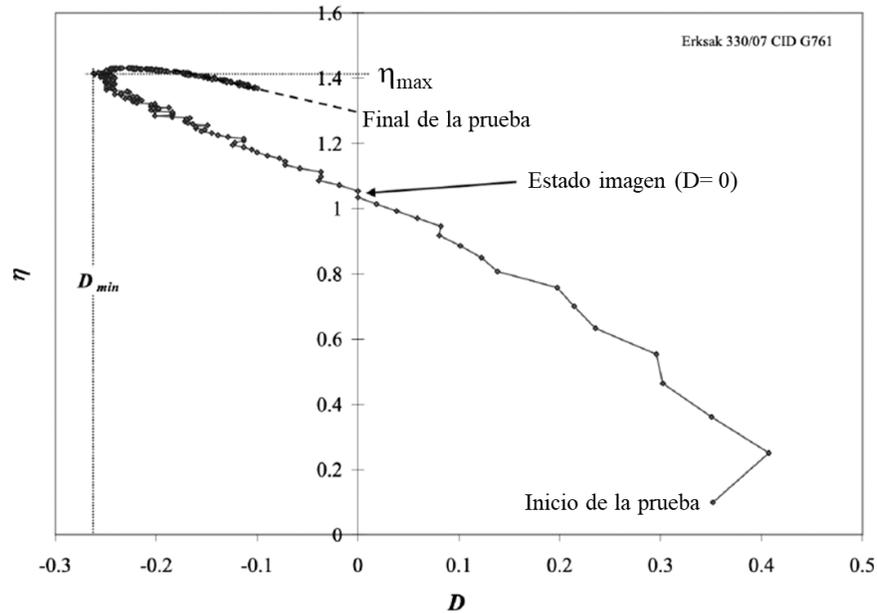


Figura 5.10 Gráfica de una prueba triaxial drenada en una muestra densa de arena Erksak, reducida en su forma esfuerzo-dilatancia (Modificado, Jefferies y Been, 2016).

De igual manera para la determinación de M_{tc} , se adopta la formulación de Dafalias, esto se muestra en la Figura 5.11.

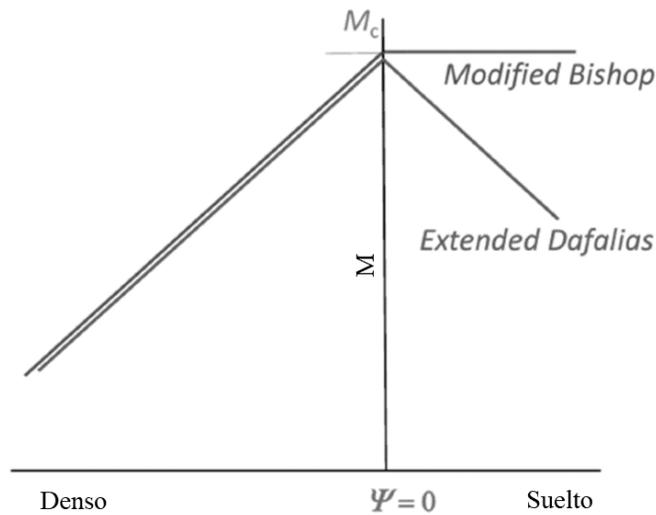


Figura 5.11 Formulación de M_{tc} de (Bishop, 1950; Li y Dafalias, 2000).

Al adoptar M_{tc} como función del parámetro de estado (M_i en estado imagen), se cae en una contradicción debido a que cuando ocurre un proceso de carga en el que no se genera endurecimiento (sin deformación plástica), el cambio en el esfuerzo medio genera un cambio en el parámetro de estado; pero una variación en este último indica endurecimiento. Para afrontar esta condición, la dilatancia también está limitada por el estado imagen, por lo que solo hay un estado imagen por superficie de fluencia.

Se define un límite de endurecimiento de modo que no hay una sobre estimación de resistencia y dilatancia:

$$D_{min} = \chi_i \psi_i \quad (5.10)$$

Donde el subíndice indica estado imagen.

$$\chi_i = \frac{\chi_{tc}}{(1 - \chi_{tc} \lambda / M_{tc})} \quad (5.11)$$

y

$$\psi_i = e - e_i = \psi - \lambda \ln \left(\frac{p_i}{p} \right) \quad (5.12)$$

De acuerdo con Jefferies y Shuttle (Shuttle y Jefferies, 2010), M puede definirse en función del ángulo de Lode (θ) y establecer una relación con M_{tc} de la siguiente manera:

$$M(\theta) = M_{tc} - \frac{M_{tc}^2}{3 + M_{tc}} \cos \left(\frac{3\theta}{2} + \frac{\pi}{4} \right) \quad (5.13)$$

Y M_{tc} se obtiene a partir de ensayos triaxiales en condiciones drenadas (CID), cada ensayo se reduce al valor pico de dilatancia registrada cuando alcanza η_{max} .

Se observa que los parámetros obtenidos a partir de ensayos triaxiales permiten el cálculo del estado imagen. En la tabla se presentan valores típicos de las propiedades discutidas en este apartado.

Tabla 5.2 Propiedades NorSand

Propiedad	Rango típico	Observaciones
Γ	0.9-1.4	Altura de CSL, definida a 1kPa por convención
λ	0.02-0.07: arenas cuartzíticas uniformes 0.1-0.25: arenas limosas uniformes 0.04-0.07: arenas limosas bien graduadas	Pendiente de CSL (línea recta aproximada) en el espacio e-log(\hat{p}), base 10
M_{tc}	1.20-1.35: arenas cuartzíticas 1.15-1.25: suelos blandos 1.30-1.60: Relaves o limos	Relación de fricción crítica, limita grandes deformaciones determinada en condiciones triaxiales
X_{tc}	>4 suelos bien graduados ≈4: arenas cuartzíticas uniformes ≈3: suelos blandos uniformes	Relaciona la dilatancia mínima, determinada en condiciones triaxiales

5.1.6. Superficie de fluencia y endurecimiento

Jefferies (1993) propuso emplear un *cap* o un límite interno, que fuera representativo de la dilatación máxima (D_{\min}) para tener una respuesta más realista. Esto sigue las ideas propuestas desde 1985 por el mismo autor K. Been y Jefferies, 1985), por lo que se reitera que la relación esfuerzo-dilatancia de NorSand es:

$$D^p = M_i - \eta \quad (5.14)$$

Recordando que el subíndice i indica estado imagen, mismo que tiende al estado crítico, por lo que:

$$M_i = M(\theta) \left(1 - \frac{N\chi_i|\chi_i|}{M_{tc}}\right) \quad (5.15)$$

En el modelo, los incrementos de deformación plástica tienen una dirección normal a la superficie de fluencia, esto conocido como normalidad en la teoría de plasticidad. Integrando este concepto y recordando que NorSand está basado en el modelo Cam Clay (Woudstra, 2021), de manera análoga, empleando la ecuación general de superficie de fluencia se tiene que:

$$\frac{\dot{p}}{p} + \frac{\dot{\eta}}{D^p + \eta} = 0 \quad (5.16)$$

Integrando la ecuación 5.14, se tiene que la función de fluencia es:

$$\eta = M_i \left[1 - \ln\left(\frac{p}{p_i}\right)\right] \quad (5.17)$$

En el modelo no se usa el esfuerzo efectivo medio en estado crítico sino el correspondiente al estado imagen, p_i entonces describe el tamaño de la superficie de fluencia, pero también se ve influenciada por el coeficiente de endurecimiento, previamente se habló de un límite interno o *cap* mismo que limita la sobreestimación de la dilatación y además produce un punto máximo en el estado imagen, bajo la siguiente ecuación:

$$\dot{p}_i = H(p_{i,max} - p_i)\dot{\epsilon}_q \quad (5.18)$$

La evolución de p_i se especifica y limita respecto al estado actual de esfuerzos, de modo que se controla la dilatación mediante la condición de normalidad, este límite se expresa como:

$$\left(\frac{p_i}{p}\right)_{max} = \exp\left(-\frac{\chi_i\psi_i}{M_{i,tc}}\right) \quad (5.19)$$

Teniendo en cuenta las dos condiciones establecidas en las ecuaciones 5.18 y 5.19, la regla de endurecimiento puede expresarse como:

$$\frac{\dot{p}_i}{p_i} = H\left(\frac{p}{p_i}\right)^2 \left[\exp\left(\frac{-\chi_i\psi_i}{M_{i,tc}}\right) - \frac{p_i}{p}\right]\dot{\epsilon}_q \quad (5.20)$$

Donde H es el parámetro de endurecimiento, una propiedad del suelo en el modelo es necesario para desacoplar la superficie de fluencia de CSL. Idealmente es una constante, pero también puede ser función del parámetro de estado, y puede determinarse mediante la calibración experimental del modelo (Jefferies y Been, 2016).

Hay que tener en cuenta que en la ecuación P_i , limita la evolución del endurecimiento respecto al estado actual de esfuerzos, lo que permite controlar también la dilatación a través

de la normalidad. En las Figura 5.12 y Figura 5.13 se muestra en 3D la superficie de fluencia, la superficie correspondiente al estado crítico, el estado imagen, el estado actual y la trayectoria de carga, esto a modo de ejemplo en un ensayo triaxial drenado (Srinivas Vivek, 2022)

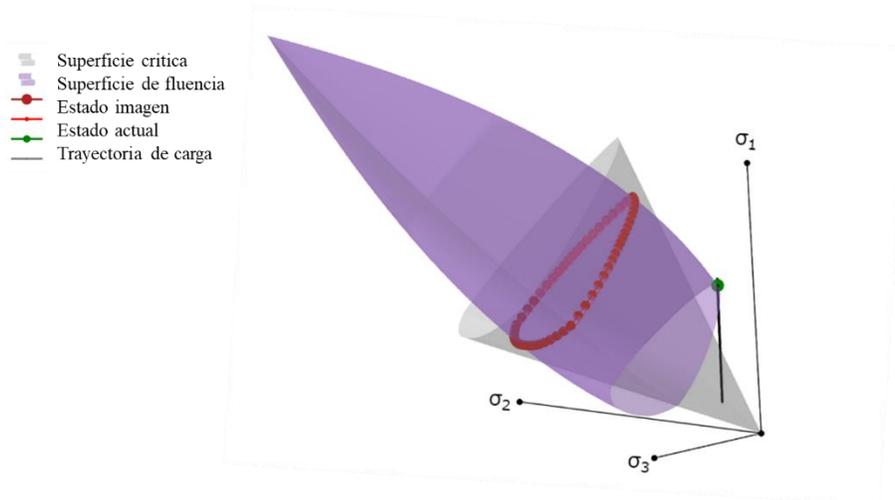


Figura 5.12 Superficie de fluencia NorSand, ensayo triaxial drenado (Srinivas Vivek, 2022).

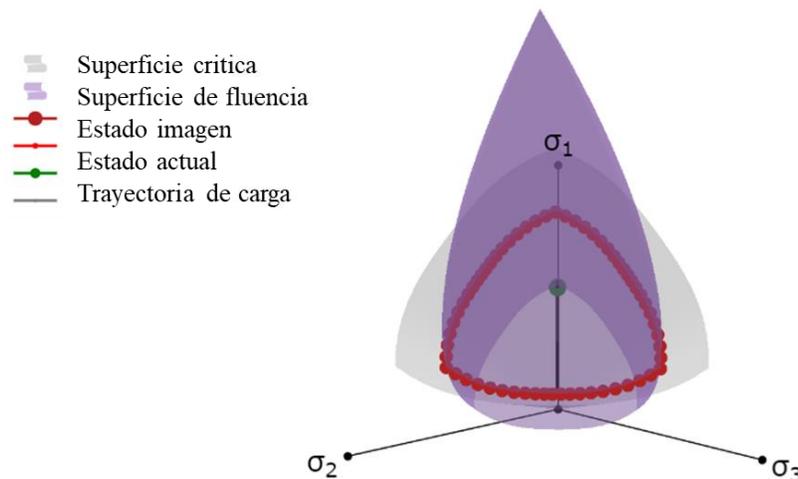


Figura 5.13 Superficie de fluencia NorSand, ensayo triaxial drenado, vista frontal (Srinivas Vivek, 2022).

5.1.7. Propiedades elásticas

Se adopta elasticidad isotrópica

En el modelo se emplean propiedades elásticas para lograr la calibración de este, son G_{ref} , n_G y ν (Ecuación 5.21). NorSand ancla la elasticidad de la siguiente manera $G_{ref} = G_{100}$, que es el valor del esfuerzo efectivo medio a una presión referencia que por convención es igual a 100 kPa, por lo que G_{ref} es el valor de referencia del módulo de corte a la presión p_{ref} (100 kPa)

$$G = G_{ref} \left(\frac{p}{p_{ref}} \right)^{n_G} \quad (5.21)$$

Y para poder operar con elementos adimensionales, se adopta la rigidez al corte I_r y la relación de Poisson constante que se relacionan de la siguiente manera:

$$I_r = \frac{G}{p} \quad (5.22)$$

$$\frac{K}{p} = \frac{1+e}{\kappa} = I_r \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (5.23)$$

El módulo G en la ecuación 5.22 es llamado generalmente G_{max} en la ingeniería práctica, generalmente se mide en exploraciones in situ mediante métodos geofísicos, mientras que la relación de Poisson se encuentra contenido en el rango $0.15 < \nu < 0.25$. Durante el proceso de calibración se puede refinar la relación de Poisson o G_{max} , esto será discutido en capítulos subsecuentes.

6. INTERPRETACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Como se mencionó anteriormente, se realizaron pruebas de laboratorio para el residuo minero seleccionado, tales como pruebas de compactación y triaxiales, las primeras para determinar la relación de vacíos máxima y mínima, así como el comportamiento del material al variar el contenido de agua y peso de pisón.

A partir de los resultados obtenidos en las pruebas de compactación se hizo el diseño del programa experimental de las pruebas triaxiales, con la finalidad de determinar la línea de estado crítico y los parámetros requeridos para la calibración del modelo. Cabe mencionar que el programa no solo partió de las pruebas de compactación, sino también de las recomendaciones realizadas por diversos autores (Fonseca , 2021; Jefferies y Been, 2016).

6.1.Pruebas de Compactación

Las pruebas se llevaron a cabo variando el contenido de agua entre el 0 % y el 15 %, y el peso del pisón entre 200 y 14,000 g, en total se realizaron 31 pruebas. En la Figura 6.1 se muestra la variación del peso volumétrico húmedo en función del peso de pisón, donde se observa un incremento conforme aumenta el peso del pisón. El peso volumétrico húmedo máximo fue igual a 1.98 g/cm^3 y se logró para un peso de pisón de 10,000 g con un contenido de agua del 15 %, mientras que el menor se logró con un contenido de agua del 5% y peso de pisón de 200 g alcanzando un valor de 1.26 g/cm^3 .

El contenido de agua fue definido experimentalmente en el laboratorio considerando las condiciones iniciales del material seleccionado, se observó que al incrementar el contenido de agua al 20 % se producía una muestra no homogénea, por lo que, se limitó el contenido de agua al 15%, de igual manera el peso del pisón mínimo se estableció igual a 200 g, ya que al usar pesos inferiores la probeta no era estable al retirar el molde.

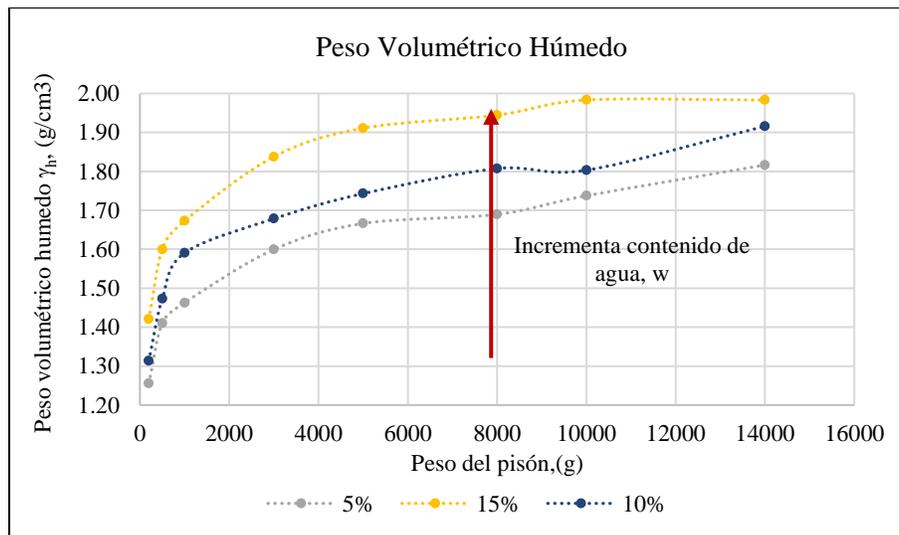


Figura 6.1. Variación del peso volumétrico húmedo en función del peso de pisón.

El rango del peso volumétrico seco comprende valores desde 1.184 g/cm^3 hasta 1.909 g/cm^3 (Figura 6.2), correspondiente a los pesos de pisón de 200 y 14,000 g, respectivamente. Se puede observar que la variación es muy baja a partir de los 8,000 g, sin embargo, se observa un cambio significativo al tener el material seco, así mismo, el cambio más relevante se

observó entre los pesos de 200 a 3,000 g, posteriormente se observa una tendencia con un incremento mucho menor.

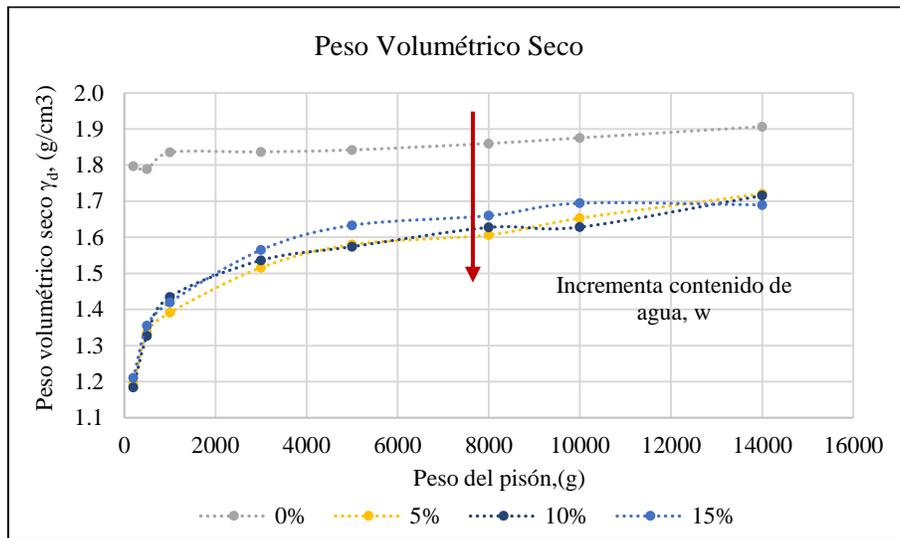


Figura 6.2. Variación del peso volumétrico seco en función del peso de pisón.

6.1.1. Curvas de compactación

En la Figura 6.2 se muestran las curvas de compactación obtenidas, las cuales no siguen el comportamiento típico de las pruebas convencionales tipo Proctor (Figura 6.3), si bien, no se puede definir claramente el peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo; se puede observar que el grado de saturación aumenta conforme al contenido de agua, se observa que con un contenido de agua del 10 % se alcanzan grados de saturación hasta del 60 % como máximo. El cambio más drástico se observa entre el pisón de 200 g y el de 14,000 g.

De igual manera, se ve un comportamiento similar en cuanto al peso volumétrico seco en las curvas correspondientes al peso de pisón de 1,000 y 3,000 g, la tendencia es similar al igual que la magnitud.

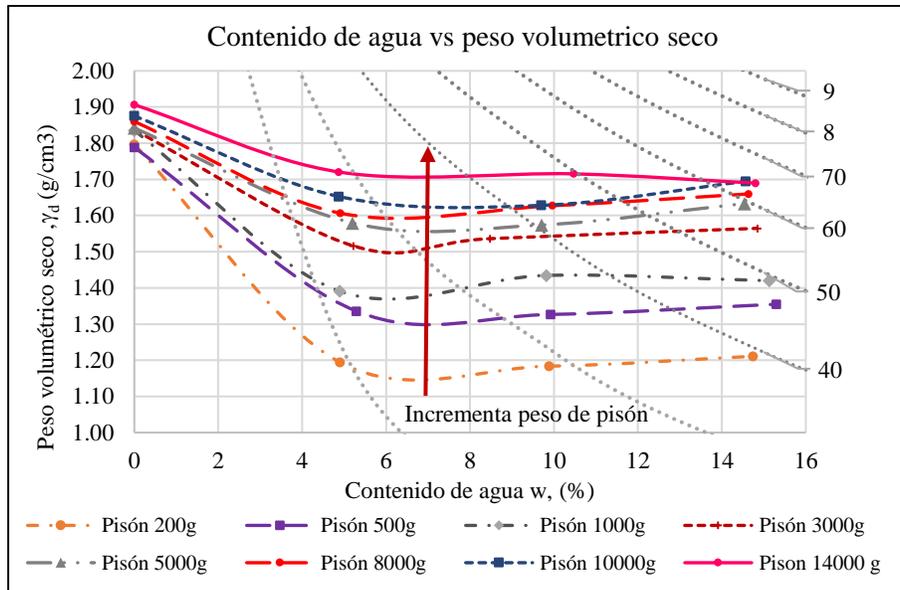


Figura 6.3 Curvas de compactación del material ensayado.

6.1.2. Relación de vacíos

En la Figura 6.4 se observa la variación de la relación de vacíos en función del peso de pisón, se encontró que, al incrementar el peso del pisón y el contenido de agua, se alcanzó una estructura más densa, usando los contenidos del 5 % al 15 %, sin embargo, se puede observar que al tener probetas de material seco y emplear el pisón de 14,000 g se logró una relación de vacíos mínima de 0.49. Se observa que la variación entre el 10 % y 15 % de contenido de agua no produce un cambio significativo en la relación de vacíos y las curvas presentan un comportamiento semejante.

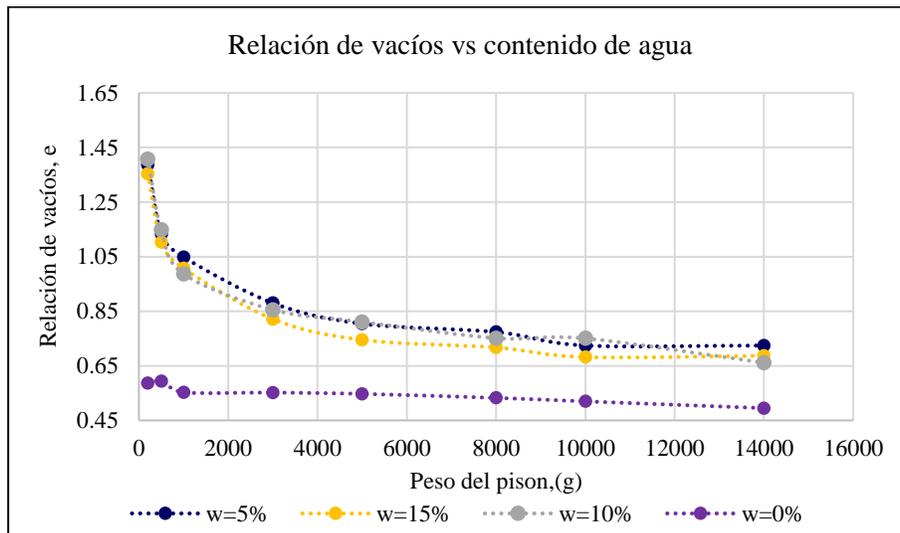


Figura 6.4 Variación de la relación de vacíos en función del peso de pisón.

Para este material, con el método de reconstitución seleccionado, se logró una relación de vacíos máxima de 1.39 y una mínima de 0.49. Con estos resultados se definió el programa experimental para las pruebas triaxiales.

6.2. Pruebas triaxiales

El programa experimental se dividió en condiciones no drenadas (CIU) y drenadas (CID), así como tres tipos de pruebas: tipo A, muestras sueltas no drenadas, tipo B y tipo C ambas en condiciones drenadas pero divididas en condiciones sueltas (B) y densas (C), en total seis ensayos fueron tomados para la calibración del modelo:

- Tipo A: dos ensayos tipo CIU en muestras sueltas, realizados en la cámara TA-1
- Tipo B: dos ensayos tipo CID en muestras sueltas, realizados en la cámara TA-3
- Tipo C: dos ensayos tipo CID en muestras densas, realizados en la cámara TA-3

Todas las pruebas siguieron el proceso mencionado en el Capítulo 4.3, con el mismo método de reconstitución, proceso de saturación, consolidación y falla.

El contenido de agua seleccionado para la formación de las probetas sueltas fue del 5 % para un peso del pisón de 200 g, mientras que para las muestras densas se usó material seco y un peso de pisón de 14,000 g. Estas consideraciones fueron definidas de acuerdo con las recomendaciones de Jefferies y Been (2016) donde se separa en dos fases el programa experimental, la primera comprende pruebas no drenadas en estado suelto, con un esfuerzo de confinamiento de aproximadamente 200 kPa y pruebas drenadas densas con un esfuerzo máximo de 80 kPa, en la segunda fase se varía el esfuerzo de confinamiento con base en la primera fase para lograr definir la CSL.

A partir de los resultados obtenidos se determinaron las relaciones volumétricas iniciales y finales, tomando en cuenta las dimensiones del molde, densidad de sólidos, contenido de agua inicial, volumen de agua ingresado en la saturación, volumen de agua expulsado en la fase de consolidación y el volumen de agua ingresado durante la etapa de falla en las pruebas drenadas. Con ello se obtuvieron las trayectorias de esfuerzos y el diagrama de estado.

6.2.1. Relaciones volumétricas

En la Tabla 6.1 se muestra un resumen de las relaciones volumétricas iniciales de cada una de las probetas ensayadas, esto es representativo de la etapa de montaje. Mientras que en la Tabla 6.2 se muestra el resumen al finalizar las pruebas, tomando en cuenta el cambio volumétrico que sufre la probeta durante las etapas de saturación y consolidación.

Se puede observar el incremento en el peso volumétrico y relación de vacíos por el efecto del esfuerzo efectivo de consolidación aplicado. Se puede ver este cambio más acentuado en las probetas sueltas donde se aprecia el efecto de densificación de material.

Debido a que el proceso de saturación es sumamente importante para los propósitos de este trabajo, se puede observar que todas las muestras alcanzaron el 100% de saturación, incluso en las probetas formadas con material seco cuyo proceso de saturación demoró más que aquellas con el contenido de agua inicial del 10%.

Cabe mencionar que, aunque algunas relaciones de vacíos son similares, el comportamiento de las muestras se vio afectado directamente por el esfuerzo efectivo de consolidación, de modo que, las muestras densas exhibieron un comportamiento dilatante, mientras que las sueltas uno contractivo.

Tabla 6.1 Resumen de relaciones volumétricas iniciales

Peso del pisón	Esfuerzo efectivo de consolidación	Peso de la muestra húmeda	Contenido de agua inicial	Volumen inicial de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Relación de vacíos	Grado de saturación
g	kg/cm ²	g	%	cm ³	g		%
500	1.49	115.34	10.34	83.68	1.38	1.51	21.47
500	1.98	114.40	9.95	83.68	1.37	1.53	20.48
500	3.54	111.45	10.57	83.68	1.37	1.54	21.57
500	4.59	114.63	9.97	83.68	2.07	0.67	46.98
14000*	0.31	165.49	0.00	83.64	1.99	0.58	0.00
14000*	0.50	163.46	0.00	83.64	1.96	0.60	0.00

*Muestras secas

Tabla 6.2 Resumen de relaciones volumétricas finales

Peso del pisón	Esfuerzo efectivo de consolidación	Peso de la muestra húmeda	Contenido de agua inicial	Volumen inicial de la muestra	Peso volumétrico húmedo	relación de vacíos	Grado de saturación
g	kg/cm ²	g	%	cm ³	g		%
500	1.49	129.83	24.14	79.78	1.63	0.76	100.00
500	1.98	127.45	22.49	79.35	1.61	0.71	100.00
500	3.54	124.14	19.93	76.96	1.61	0.63	100.00
500	4.59	185.09	17.40	76.53	2.42	0.55	100.00
14000*	0.31	195.40	18.07	82.81	2.36	0.57	100.00
14000*	0.50	192.66	17.86	82.38	2.34	0.56	100.00

*Muestras secas

6.2.2. Comportamiento de las curvas esfuerzo-deformación, presión de poro-deformación y cambio volumétrico-deformación

Para la presentación de las gráficas correspondientes a las curvas esfuerzo deformación, presión de poro-deformación y las gráficas de los capítulos siguientes, se adoptó la siguiente nomenclatura:

Tabla 6.3 Resumen de pruebas

Prueba	Condición de ensayo	σ'_0 Kg/cm ²	e_0^* (-)
T-1	Drenado	0.307	0.567
T-2	Drenado	0.500	0.563
T-3	Drenado	3.538	0.56
T-4	Drenado	4.589	0.625
T-5	No Drenado	1.487	0.757
T-6	No Drenado	1.981	0.706

*Relación de vacíos post-consolidacion

En la Figura 6.5 se muestran las trayectorias de esfuerzos para las pruebas CIU (T-5 y T-6) cuyas probetas se formaron con un peso de pisón de 500 g y 10 % de contenido de agua, se puede observar el comportamiento contractivo de ambas muestras ya que el esfuerzo desviador incrementa y conforme aumenta la deformación disminuye.

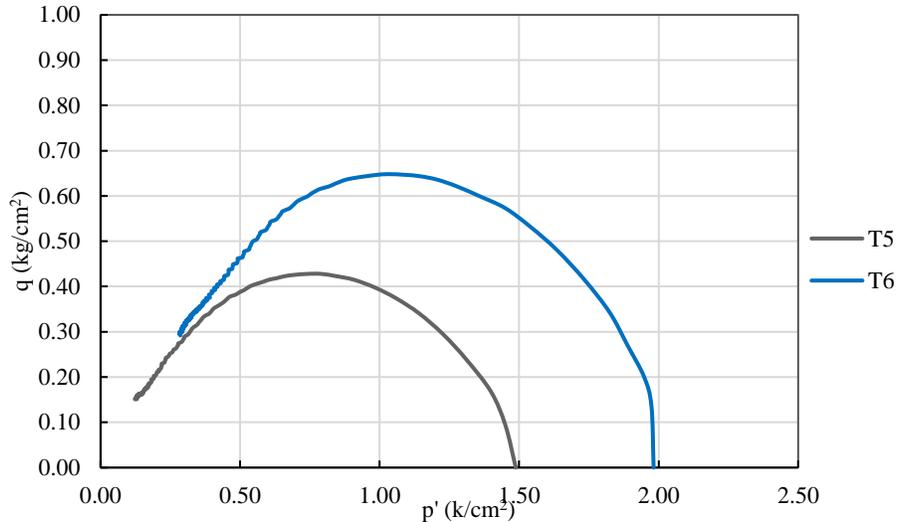


Figura 6.5 Trayectorias de esfuerzo en pruebas no drenadas.

Al observar las curvas esfuerzo-deformación se aprecia que estas probetas alcanzaron un máximo esfuerzo desviador, mismo que se vio influenciado por el esfuerzo efectivo de consolidación, siendo la probeta con un $\sigma'_c = 1.9 \text{ kg/cm}^2$ la que alcanzó un valor máximo de 0.64 kg/cm^2 se puede observar el ablandamiento de las muestras (Figura 6.6).

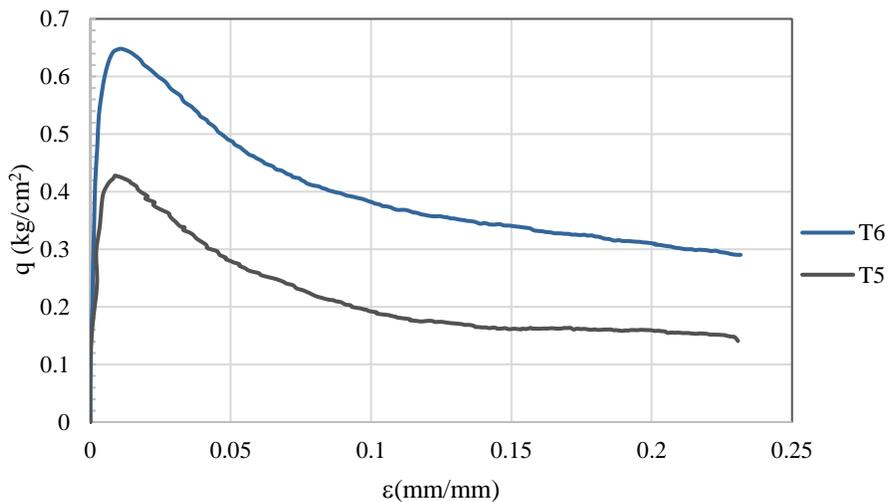


Figura 6.6 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-5 y T-6).

En la Figura 6.7 se muestran las curvas de exceso de presión de poro en función de la deformación, donde se puede observar que la presión crece hasta un punto máximo y sigue un comportamiento constante, típico del comportamiento contractivo en materiales granulares.

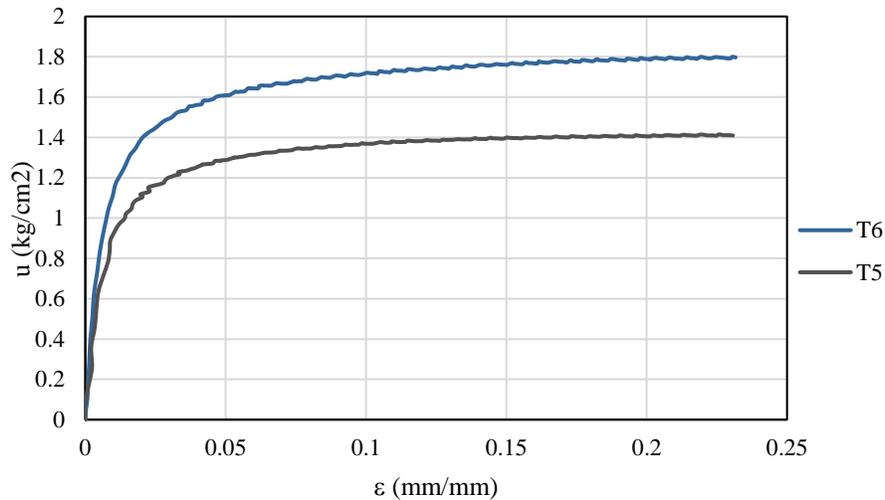


Figura 6.7 Curvas presión de poro-deformación (T-5 y T-6).

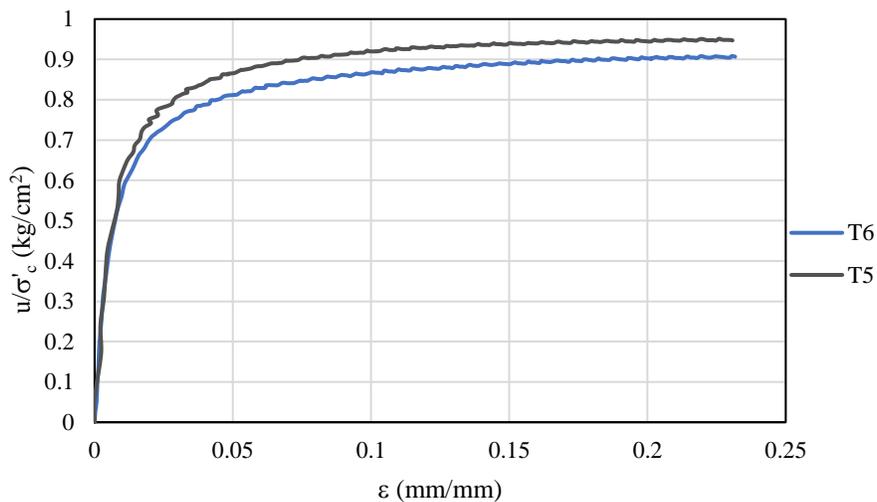


Figura 6.8 Curvas presión de poro-deformación normalizadas por el esfuerzo efectivo de consolidación (T-5 y T-6).

La presión de poro normalizada contra el esfuerzo efectivo de consolidación se puede observar que tienen un comportamiento similar y ambas muestras alcanzan valores cercanos a 1 por encima de 0.90, lo que indica que al aumentar la presión de poro conforme la deformación, el material pierde resistencia y se acerca a la licuación estática (Figura 6.8).

En cuanto a las pruebas drenadas (T1, T2, T3 y T4) las muestras fueron ensayadas a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación y relaciones de vacíos. Las muestras densas T1 y T2 fueron ensayadas a esfuerzos efectivos de consolidación muy bajos, en la Figura 6.9 se observa que alcanzan un valor máximo en el esfuerzo desviador, y en ambas muestras se presenta un aumento de volumen conforme se incrementa el esfuerzo cortante, ambas dilatan esto se observa en la Figura 6.10. Experimentalmente se observó que en ambas muestras se materializó un plano de falla al finalizar los ensayos.

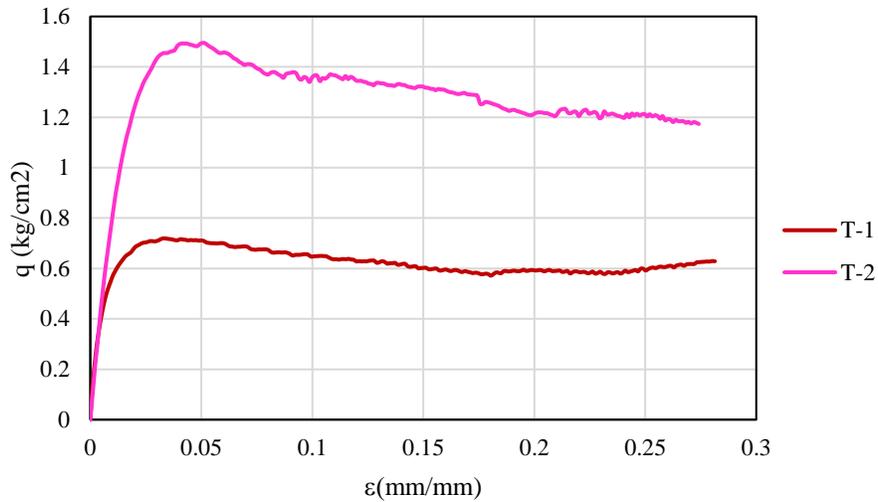


Figura 6.9 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-1 y T-2).

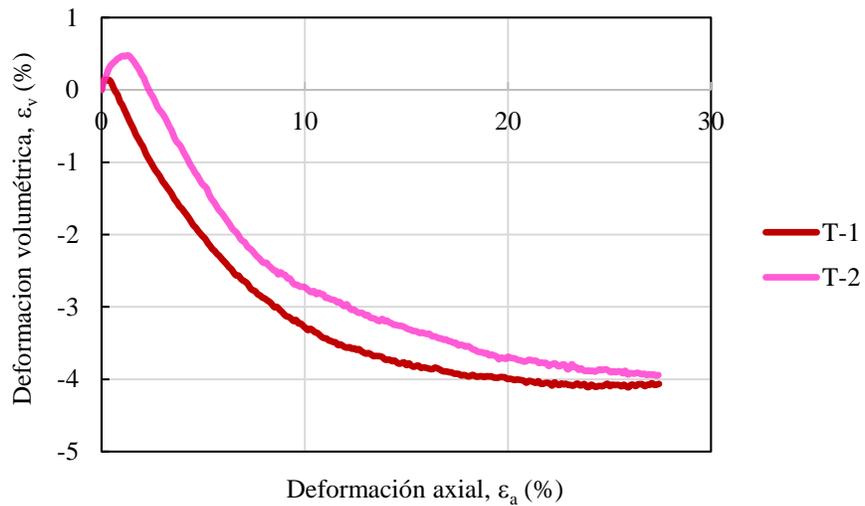


Figura 6.10 Curvas deformación volumétrica-deformación axial (T-1 y T-2).

Las muestras T-3 y T-4, también fueron ensayadas en condiciones drenadas, pero en estado suelto, similares a las realizadas en condiciones no drenadas, pero incrementando el esfuerzo efectivo de consolidación, disminuyendo así la relación de vacíos. Se observa que alcanzan un máximo y hay un ligero ablandamiento del material, pero siguen una tendencia constante, eso se puede ver en la Figura 6.11.

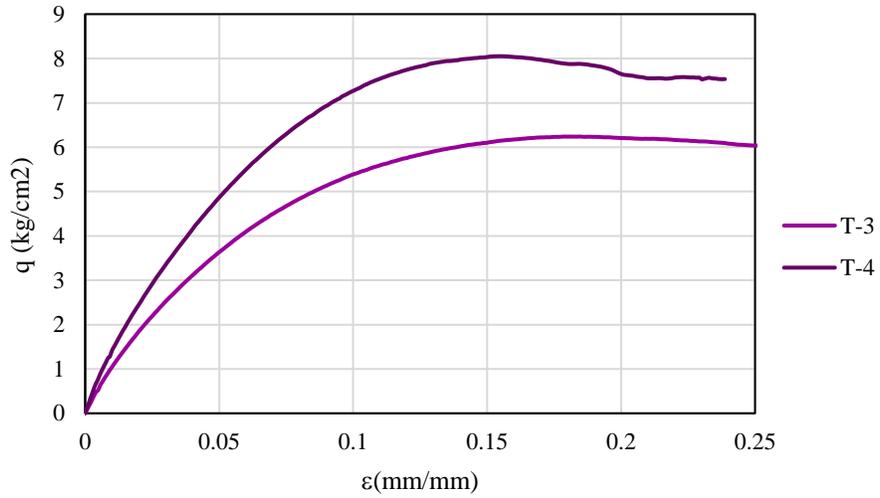


Figura 6.11 Curvas esfuerzo desviador-deformación (T-3 y T-4).

En la Figura 6.12 se presentan las trayectorias de esfuerzos de las pruebas T-1 a T-4.

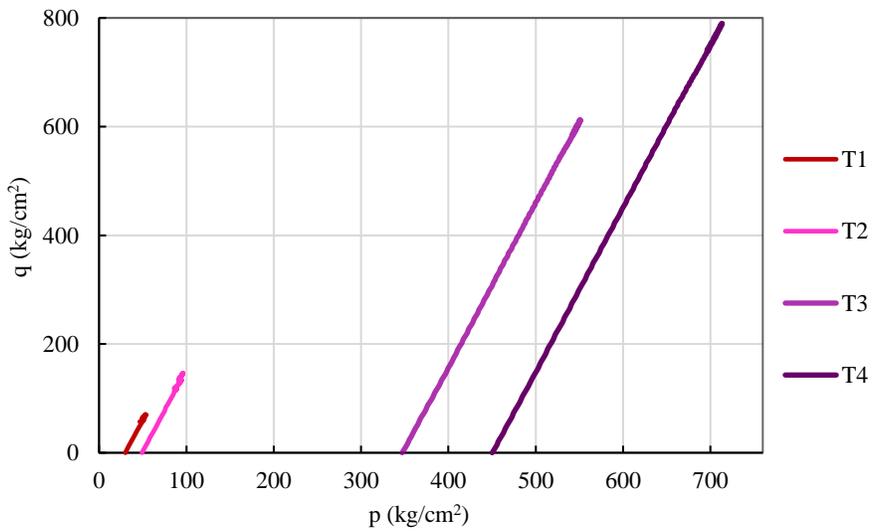


Figura 6.12 Trayectorias de esfuerzos (T-1, T-2, T-3 y T-4).

7. CALIBRACIÓN DEL MODELO NORSAND

En este capítulo se describe la calibración del modelo a partir de los resultados experimentales, también se muestra la verificación y validación, comparando los resultados experimentales contra los simulados.

El programa experimental evidentemente fue orientado a medir las propiedades del material estudiado, por ende, esas propiedades se agruparon en cinco grupos diferentes:

- Propiedades que describen la CSL.
- Propiedades que describen la relación esfuerzo-dilatancia (M_{tc} , N).
- Propiedad que describe la relación estado-dilatancia (X_{tc}).
- Propiedades que describen la rigidez plástica o compresibilidad (H , C).
- Propiedades elásticas.

Hace 25 años la CSL se definía únicamente con ensayos no drenados, pero esto representaba un problema porque se requiere de esfuerzos de confinamiento muy grandes, regularmente excedían las capacidades de los equipos. Incluso con equipos que poseían la capacidad de aplicar altas presiones, el efecto de la rotura de granos provocaba la alteración del material ensayado, por lo que en la práctica se involucraron ensayos drenados en estado suelto para determinar la CSL. Mismos que también permiten la obtención de otras propiedades.

7.1. Análisis paramétrico, CSL.

Las trayectorias de las muestras durante la etapa de falla se graficaron en el espacio de relación de vacíos contra presión media efectiva, donde se aprecia que los ensayos no drenados siguen una línea recta ya que no hay cambio de volumen (Figura 7.1) y las muestras presentaron un comportamiento puramente contractivo, por lo que las trayectorias se desplazan hacia la izquierda hasta alcanzar el estado estable. Las muestras ensayadas bajo condiciones drenadas siguen una trayectoria hacia arriba o hacia abajo, dependiendo el caso, las muestras densas aumentaron su volumen y presentaron un comportamiento puramente dilatante (T-1 y T-2), en la trayectorias se observa este aumento de volumen mientras que en las muestras contractivas se ve el dramático cambio en la relación de vacíos (T-3 y T-4) al disminuir su volumen esto puede verse en la Figura 7.1.

En Figura 7.1 se muestra la línea de estado crítico, expresada de dos maneras, como una línea recta y como una curva ligeramente más precisa, propuesta por Verdugo (Verdugo, 1992), las ecuaciones adoptadas para la definición en el espacio e - $\log p'$, fueron:

$$e = \Gamma - \lambda_{10} \ln(p') \quad (7.1)$$

$$e_v = A - B \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^C \quad (7.2)$$

Donde

$$P'_{ref} = 100 \text{ kPa} \approx 1.019 \text{ kg/cm}^2$$

λ Pendiente de CSL

Γ Altura de la línea de estado crítico, definida a 1 kPa por convención

A, B, C coeficientes de la ecuación propuesta por Verdugo (1992)

Para la línea recta, se tomó como pendiente $\lambda=0.2$ y $\Gamma = 1$ mientras que, para la ecuación propuesta por Verdugo, se adoptó $A=1$, $B=0.374$ y $c=0.19$, reescribiendo las ecuaciones como:

$$e = 1 - 0.2 \ln(p') \quad (7.3)$$

$$e_v = 1 - 0.347 \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^{0.19} \quad (7.4)$$

En la Figura 7.1 se muestra el diagrama de estado de las pruebas realizadas.

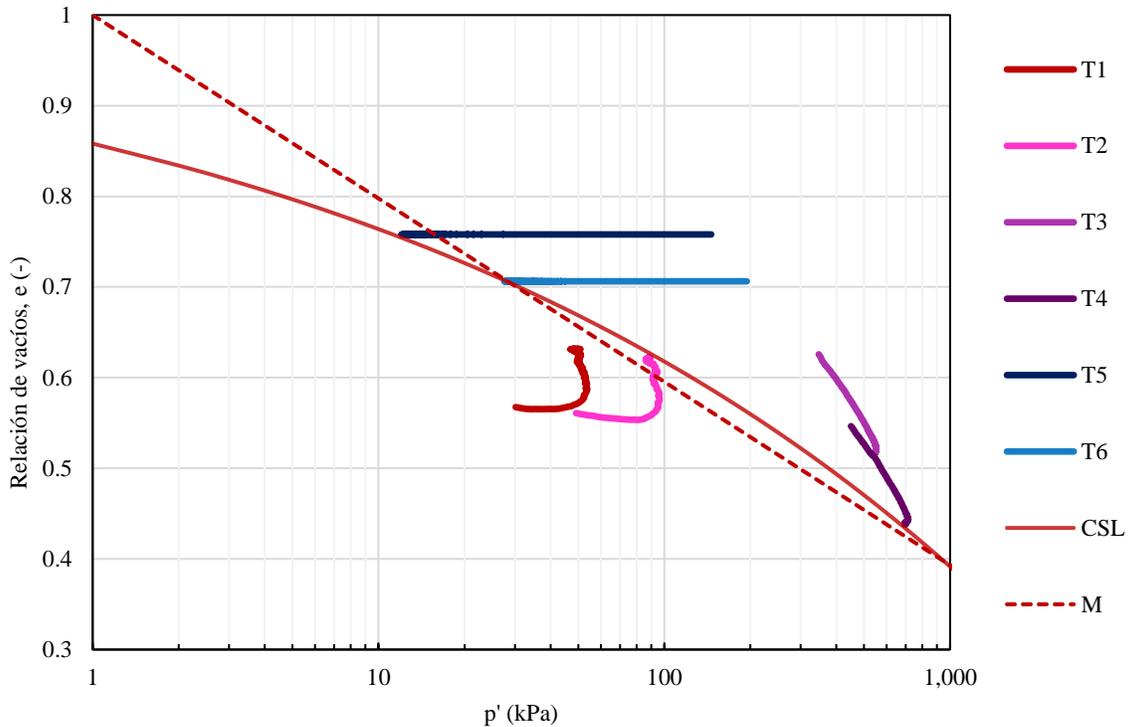


Figura 7.1 Diagrama de estado.

Un vez definida la línea de estado crítico, como se ve en las ecuaciones 7.1 y 7.2, se definieron los dos primeros parámetros requeridos para el modelo, $\lambda=0.2$ y $\Gamma=1$.

Es importante mencionar que la evolución de la relación de vacíos a lo largo de la prueba en los ensayos drenados fue calculada como se muestra en la siguiente ecuación:

$$e = e_0 - (1 + e_0) \times \varepsilon_v \quad (7.5)$$

Donde

e_0 relación de vacíos post consolidación determinada al finalizar la prueba.

ε_v medición del equipo durante la etapa de falla.

De acuerdo con Been y Jefferies (2016) la ecuación 7.5 está basada en la ingeniería práctica, el signo negativo se debe a que la convención de compresión positiva de la mecánica del

suelo hace que la deformación volumétrica positiva sea una reducción de la relación de vacíos.

Al procesar los datos de laboratorio y obtener la relación de vacíos, se determinó el parámetro de estado como:

$$\psi = e - (\Gamma - \lambda_{10} \times \log p') \quad (7.6)$$

Donde

λ Pendiente de CSL

Γ Altura de la línea de estado crítico, definida a 1 kPa por convención

e relación de vacíos (7.5)

p' esfuerzo efectivo medio (octaédrico)

En los capítulos subsecuentes se describe el proceso de obtención de los parámetros restantes.

7.2. Esfuerzo dilatancia

Para poder establecer las relaciones necesarias y obtener los parámetros correspondientes, los datos obtenidos de laboratorio fueron procesados mediante una hoja de cálculo en Excel. Esto para transformar los resultados medidos en laboratorio a invariantes de esfuerzo.

En términos de deformación, la deformación volumétrica es en sí una invariante por lo que se puede calcular la componente de la deformación desviadora:

$$\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (7.7)$$

Donde:

ε_q =deformación desviadora

ε_1 = deformación axial (medida durante la prueba triaxial)

ε_v =deformación volumétrica

El siguiente paso fue transformar los datos en términos de dilatancia, solo para las pruebas drenadas. Dilatancia es la relación de incrementos de deformación, que es un diferencial; este diferencial toma en cuenta varios datos para suavizar, se usó un método de diferencia central con un intervalo de cinco datos como se muestra en la siguiente ecuación (Jefferies y Been, 2016):

$$D(\text{en renglón } 'n') = \frac{\varepsilon_{vn+2} - \varepsilon_{vn-2}}{\varepsilon_{qn+2} - \varepsilon_{qn-2}} \quad (7.8)$$

Para estimar D, se requiere determinar el mínimo en la gráfica esfuerzo-dilatancia (η -D) esto se realiza seleccionando el mínimo de la columna donde están los datos de D. Para determinar η , simplemente se calcula el cociente entre p y q:

$$\eta = \frac{q}{p} \quad (7.9)$$

En este caso, la magnitud de interés es la máxima, por lo que en Excel se determinó empleando la función “max”. Teóricamente estos valores máximos deberían coincidir, pero

regularmente los datos experimentales no cumplen esta expectativa, por lo que estos valores funcionan como un buen punto de partida para seleccionar D . En las Figuras 7.2 y 7.3 se muestran las gráficas η - D de T-1 y T-2 donde el círculo rosa es D_{\min} en el Anexo 3 se muestran las tablas de datos procesados. Se observa que a pesar del suavizado que se realizó considerando un intervalo de cinco, el comportamiento es errático cuando aumenta la magnitud de η .

En este caso, para seleccionar los puntos, los valores máximos de η y D no fueron coincidentes, lo cual mencionan Jefferies y Been (2016) que puede deberse al efecto del acomodo de partículas (fabric) (Jefferies y Been, 2016).

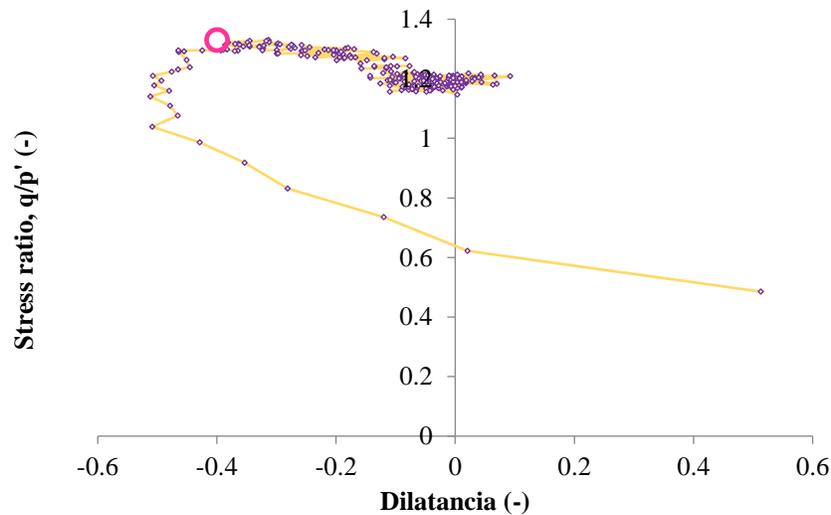


Figura 7.2 Esfuerzo-Dilatancia (η - D) de T-1.

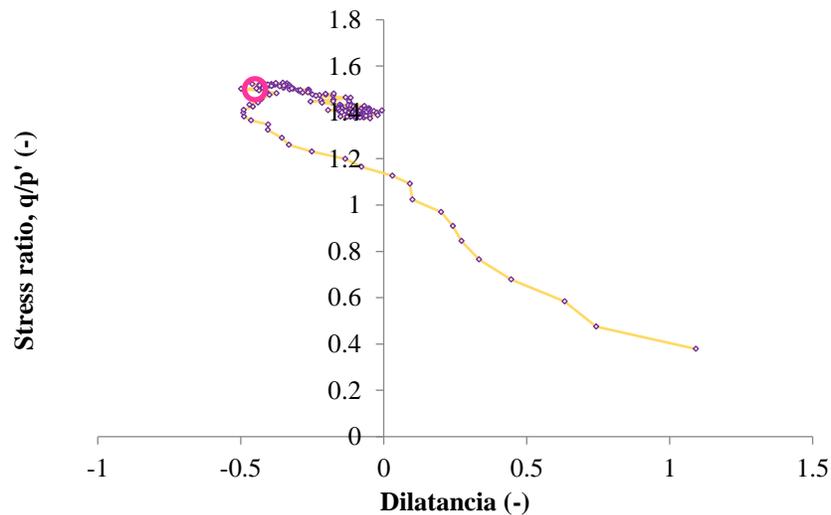


Figura 7.3 Esfuerzo-Dilatancia (η - D) de T-2.

Una vez identificados estos dos puntos de interés, se graficaron en el espacio D_{\min} vs η_{\max} como se muestra en la Figura 7.4:

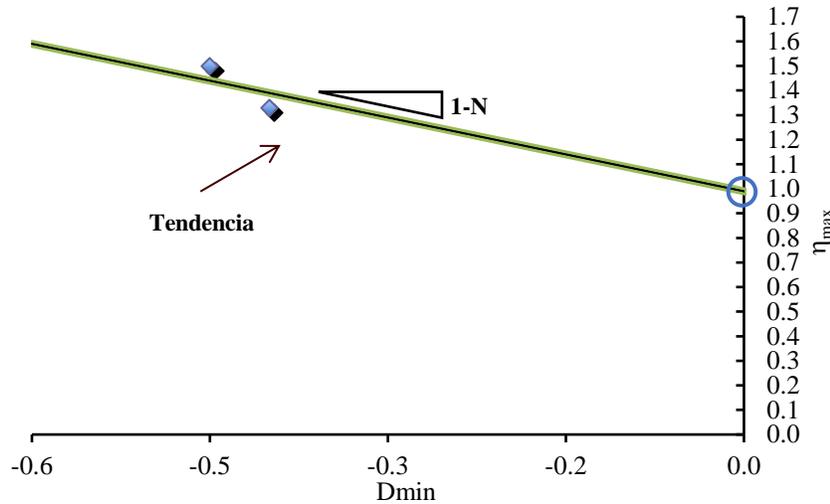


Figura 7.4 Grafica esfuerzo-dilatancia.

Como se puede ver, a partir de los dos puntos determinados de las pruebas T-1 y T-2 (pruebas densas y drenadas) se trazó una línea de tendencia que interseca el eje “y”, la pendiente de la línea de tendencia es N, el coeficiente volumétrico de Nova y la ordenada es M_{tc} .

Este proceso fue iterativo, de modo que se ajustó la línea de tendencia empíricamente seleccionando el mejor ajuste lineal.

7.3. Dilatancia-Parámetro de estado

Como se mencionó en capítulos anteriores, existe una relación lineal entre la dilatancia máxima (min por convención de signos) y el parámetro de estado, una vez procesados los datos de las pruebas drenadas, siguiendo lo expuesto en las ecuaciones 7.7 a 7.9 se graficó en el espacio D_{min} versus ψ , como se muestra para la prueba T1 en la Figura 7.5 donde se seleccionó aproximadamente el punto de inflexión de la gráfica que es donde se presenta la dilatancia máxima, nótese que esto solo puede ser hecho en pruebas drenadas y densas ya que en muestras sueltas $D \approx 0$. Para T2 también se graficó $D_{min}-\psi$ esto se muestra en la Figura 7.6 donde se aprecia que el punto de mayor dilatancia es coincidente con el punto de inflexión de la trayectoria, para T1 no se seleccionó el punto de inflexión debido a que para la siguiente grafica mostrada en la Figura 7.7 se definió una mejor relación lineal tomando en cuenta esa magnitud.

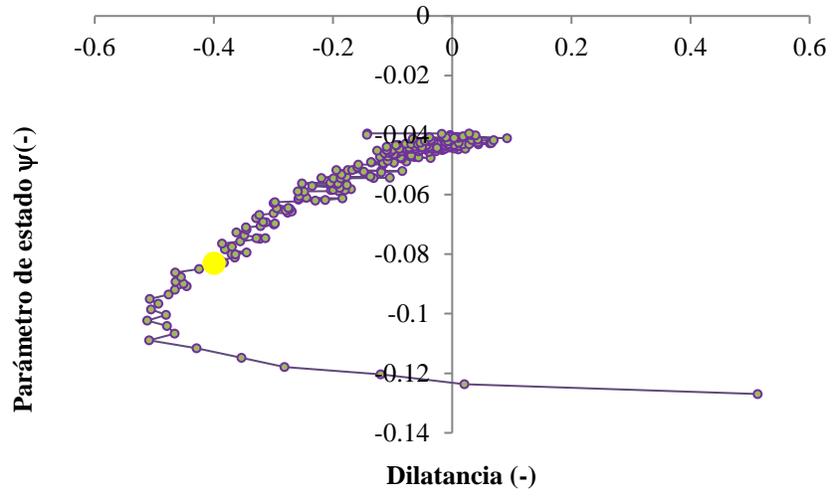


Figura 7.5 Gráfica Dilatancia- Parámetro de estado, T1

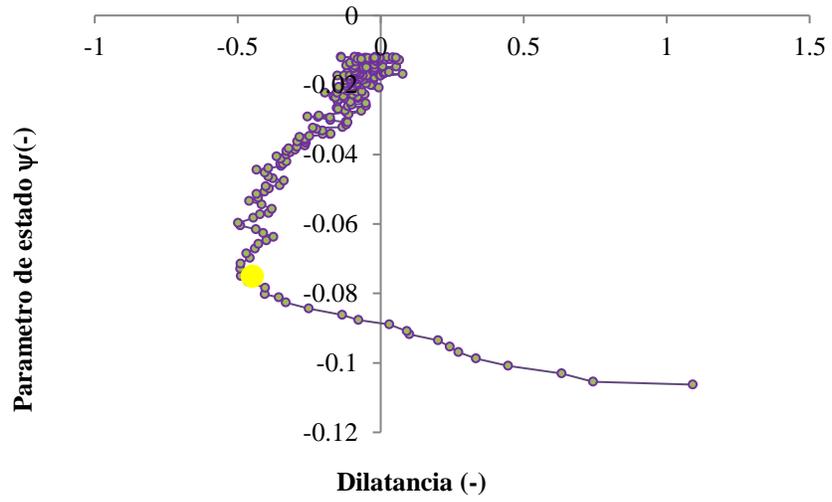


Figura 7.6 Gráfica Dilatancia- Parámetro de estado, T2

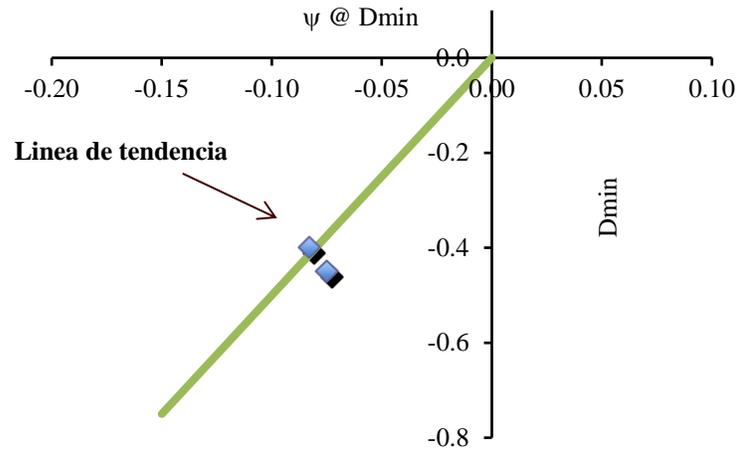


Figura 7.7 Gráfica Parámetro de estado-dilatancia min, T2

En la Figura 7.7 se trazaron los puntos obtenidos de las pruebas T1 y T2 (drenadas-densas) y se ajustó una línea de tendencia que caracterizara la relación lineal entre el parámetro de estado cuando se presenta el punto de máxima dilatancia y la dilatancia máxima, la pendiente de la línea de tendencia es χ_{tc} . En este punto se han determinado los parámetros correspondientes a las pruebas triaxiales, en la Tabla 7.1 se muestra un resumen de los parámetros obtenidos.

Tabla 7.1 Resumen de parámetros NorSand

Parámetros	
Γ	1
λ_{10}	0.2
M_{tc}	0.97
N	0
χ_{tc}	5

7.4. Validación de parámetros

Las cinco propiedades del jal fueron determinadas examinando diversos aspectos del comportamiento mecánico del material, se midieron de forma independiente o quizá asociados a uno o dos aspectos, pero este enfoque podría ser convencional, ya que aísla los parámetros, lo que podría conducir a resultados menos óptimos dependiendo de cómo se acumulen los errores de ensayo e idealizaciones (Jefferies y& Been, 2016) entonces estas propiedades estimadas fueron asociadas a un modelo constitutivo (NorSand) para explorar hasta qué punto conducen a una réplica razonable del comportamiento esfuerzo-deformación medido en laboratorio.

La validación se basa esencialmente en la evaluación razonable del modelo y sus propiedades en comparación con los datos, lo cual podría llevarse a cabo mediante una comparación visual

Para efectos de la validación se empleó la hoja de cálculo *NorSandTXL* programada en Visual Basic, el código es de uso libre y fue creada en 2016 por Been y Jefferies (2016). Esta hoja permite simular ensayos drenados, no drenados y de corte simple empleando el modelo NorSand. A continuación, se describe brevemente paso a paso el proceso de validación de

las propiedades determinadas, para un procedimiento más detallado referirse al Capítulo 9.3.6.1 de *Soil state approach* (Jefferies y Been, 2016).

- Una vez abierta la hoja de cálculo hay que ubicar la pestaña denominada “Params & Plots” en esta hoja están contenidas las propiedades o magnitudes de entrada (input), existen dos campos “Soil Properties” y “Initial Soil State”. Como se puede ver en la Figura 7.8, la mayoría de los valores de entrada son adimensionales. Es importante mencionar que primero deben manipularse los ensayos drenados antes de los no-drenados, debido a que la elasticidad tiene efectos menores en el comportamiento drenado, por lo que los ensayos no drenados se usan para validar estas propiedades.

Soil properties...

CSL parameters

$\Gamma =$ 0.855 ---

$\lambda =$ 0.021 on base e

Plasticity

$M_{tc} =$ 1.27

$N =$ 0.4 (typ 0.2 – 0.3)

$\chi_{tc} =$ 4 often taken as 4

$H_0 =$ 120 $> H_c = 49$

$H_\psi =$ 0

($H = H_0 - H_y \cdot \psi \dots$) 120 (typ 60 - 400)

$H_{CAP} =$ 60

Elasticity

$G_{max} @ p_0 =$ 60 MPa

$G_{exp} =$ 0.4 elastic exponent

$\nu =$ 0.2

($I_r \dots$) 300 ---

Initial soil state...

$\Psi_0 =$ -0.11 ---

$\Rightarrow e_0 =$ 0.635 ---

$p_0 =$ 200 kPa

$K_0 =$ 1 ---

(sig1...) 200

OCR ("R") = 1.1 ---

Update Model

Figura 7.8 Hoja de cálculo (valores de entrada) NorSandTXL

- Al mirar la leyenda “Soil Properties”, se debe tener en cuenta que los valores registrados no cambian en principio, sin embargo, las primeras cinco propiedades fueron discutidas en el capítulo anterior, por lo que, en el primer caso hay que colarlas en el formulario, así como fueron determinadas, posteriormente hay que introducir el parámetro H y los correspondientes a elasticidad.
- Los parámetros de endurecimiento son determinados mediante un proceso iterativo (IFM, Iterative Forward Modelling) donde se elige arbitrariamente un valor, se ejecuta el modelo se observa el output y se modifica nuevamente la magnitud de H, se vuelve a correr el modelo, esto se realizó las veces necesarias hasta obtener un mejor ajuste. Es importante mencionar que mientras más grande sea el valor de H, mayor rigidez se observará en la curva esfuerzo-deformación, por lo que el proceso se vuelve intuitivo. A pesar de poder elegir el valor con el que se inicia, para efectos de este trabajo se tomaron como referencia los mostrados en la Tabla 7.2

Tabla 7.2 Parámetros de endurecimiento de referencia (Woudstra, 2021).

H_0	H_ψ
300	0

Mientras se realizaba el ajuste fue posible observar que en general el valor de H varia en conjunto con el parámetro de estado inicial, por lo que, en principio al postular que H no cambia, Jefferies *et al* (2016) planteó la siguiente ecuación:

$$H = H_0 + H_\psi \quad (7.10)$$

Donde H_0 y H_ψ no cambian. Sin embargo, optimizar la búsqueda de estos parámetros durante la validación y ajuste de las trayectorias es un paso complejo y requiere de múltiples intentos. Para este trabajo, como se muestra en la Tabla 7.2, se estableció $H_\psi=0$ y se ajustó el valor de H_0 hasta obtener el mejor ajuste, de modo que para las pruebas drenadas se fijaron los valores de H_0 después de varias iteraciones. Posteriormente se graficaron los valores de H_0 y H_ψ donde se definió una línea recta cuya ecuación mostrada en la Figura 7.9 estableció los parámetros de endurecimiento mostrados en la Tabla 7.3

Tabla 7.3 Parámetros de endurecimiento de referencia

H_0	H_ψ
50	80

En este punto, también es importante mencionar que el proceso iterativo aplica a las propiedades elásticas. Un valor de entrada es G_{max} (en MPa), si bien, experimentalmente se ha comprobado que es una propiedad que varía respecto a la relación de vacíos, Been y Jefferies (2016) proponen emplear la expresión mostrada en la ecuación 7.11, esta misma función se encuentra embebida en el código de VBA (Visual Basic).

$$G_{max} = G_{ref} \times \left(\frac{p}{p_0}\right)^{G_{exp}} \quad (7.11)$$

Donde:

G_{max} es el módulo de corte.

G_{ref} , es G_{max} a la presión p_0 .

P_0 presión de referencia.

G_{exp} , exponente que comúnmente es 0.5.

En la Figura 7.9 se observa el ajuste logrado al usar la ecuación 7.11, para las simulaciones de las pruebas drenadas, es notable una dispersión en los datos, que podría estar asociada a factores como el acomodo de las partículas (*fabric*) y otros aspectos que no son tomados en cuenta en el modelo (Silva et al., 2022); sin embargo, en la Figura 7.10 se muestra el ajuste realizado en la arena de Nerlerk (Jefferies y& Been, 2016) donde se contaba con datos experimentales. Comparando ambas gráficas, los valores estimados en este trabajo se encuentran en un rango similar al obtenido por Yang et al., (2023) quienes condujeron una serie de pruebas triaxiales donde comparó el módulo de corte de jales de cobre con muestras reforzadas con poliacrilamida (Yang et al., 2023) (Ver Figura 7.11). Es importante mencionar que todo el proceso de calibración se realizó utilizando unidades del sistema internacional, ya que el código está programado de esta manera, sin embargo, fácilmente los resultados pueden ser expresados en otros sistemas de unidades de interés.

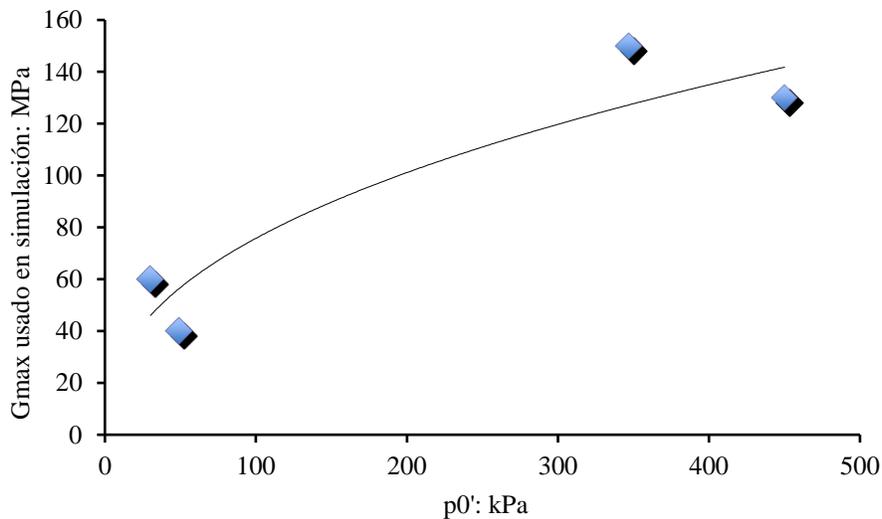


Figura 7.9 Tendencia G_{max} encontrada durante las simulaciones pruebas drenadas (T-1, T-2, T-3 y T4).

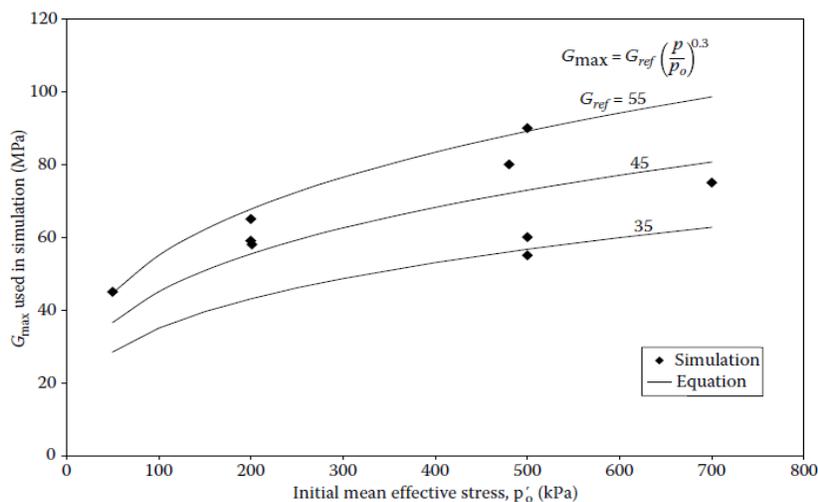


Figura 7.10 Tendencia G_{max} encontrada durante las simulaciones de comportamiento de la arena de Nerlerk (Jefferies y Been, 2016).

Si se tienen datos de elementos bender, G_{ref} y G_{max} serán conocidos, sin embargo, en este caso, ese tipo de pruebas estaban fuera de los alcances experimentales, por lo que, se recurrió a estimar los valores a partir de bibliografía, como se muestra en las Figura 7.11 y Figura 7.12.

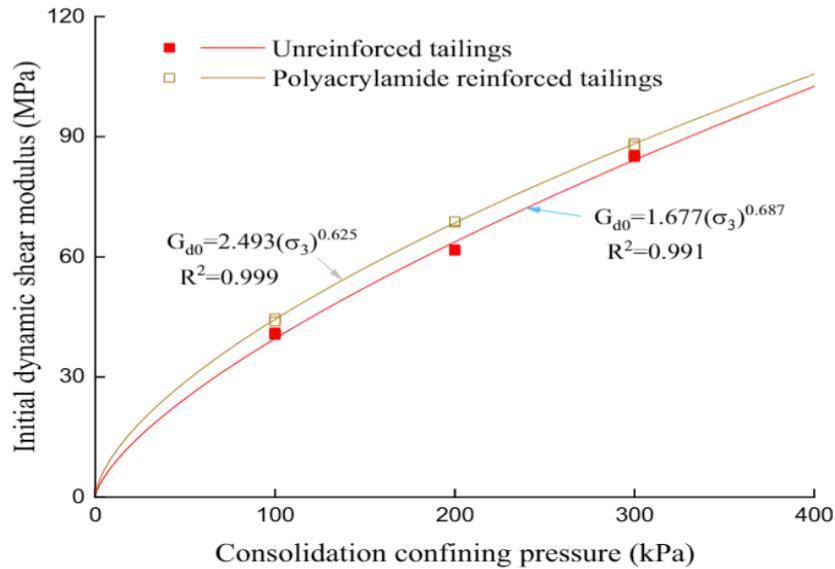


Figura 7.11 Comparación de la tendencia del módulo de corte de jales reforzados con poliacrilamida y jales sin refuerzo (Yang et al., 2023).

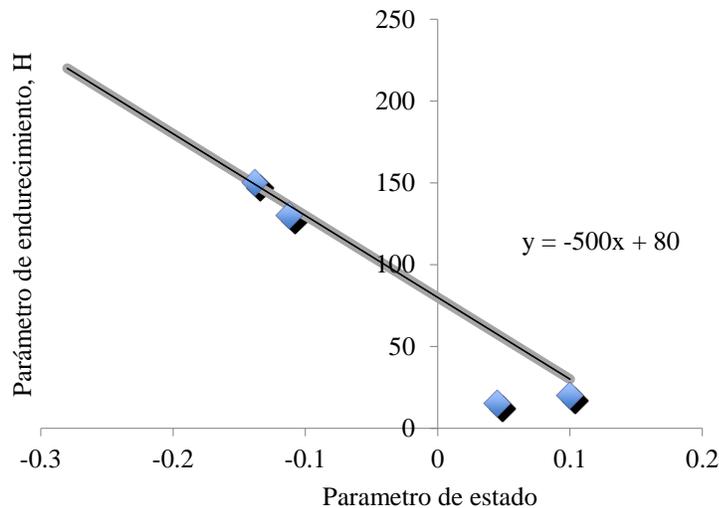


Figura 7.12 parámetro de endurecimiento-parámetro de estado (T-1, T-2, T-3 y T-4).

- El último *input* por registrar en la hoja de cálculo es la densidad de la muestra, este valor de entrada es el parámetro de estado.

En este punto se han ajustado las trayectorias de los ensayos drenados y establecido los parámetros de entrada, para ellos se obtuvo la mejor validación en cuanto a las relaciones de esfuerzo y estado-dilatancia, cuyas propiedades fueron inferidas a partir de los ensayos triaxiales, por lo que se validó la consistencia de las tendencias trazadas en las gráficas.

En la Tabla 7.4 se muestra el registro de los parámetros usados para lograr los ajustes mostrados en las figuras, las trayectorias en color azul son las simuladas y la rojas las experimentales. Mientras que en las Figura 7.13 a Figura 7.16 muestran los ajustes iniciales en las pruebas drenadas, estas graficas fueron obtenidas de la hoja de cálculo y se muestran exactamente como se obtienen.

Tabla 7.4 Registro de parámetros usados en las simulaciones de los ensayos drenados.

Set de parámetros	T-1	T-2	T-3	T-4
M_{tc}	0.98	1.10	1.20	1.20
N	0.00	0.00	0.00	0.00
χ_{tc}	3.80	5.00	2.00	2.00
H_0	150.00	130.00	20.00	20.00
H_ψ		0.00	0.00	0.00
($H = H_0 - H_{\psi, \psi, \dots}$)	150.00	130.00	20.00	15.00
$G_{max} @ p_0$	60.00	40.00	150.00	130.00
G_{exp}	0.49	0.49	0.49	0.49
n	0.15	0.20	0.20	0.20
Ir	1,986.75	814.17	432.20	288.82
k	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ_0	-0.14	-0.11	0.10	0.05
e_0	0.56	0.56	0.63	0.55
p_0	30.20	49.13	347.06	450.10
K_0	1.00	1.00	1.00	1.00
(sig1...)	30.20	49.13	347.06	450.10
OCR ("R")	1.15	1.00	1.00	1.00
Target Gmax	97.64	124.12	237.62	372.72
e_0 error	0.00	-0.01	0.06	-0.01

RIAXIAL COMPRESSION

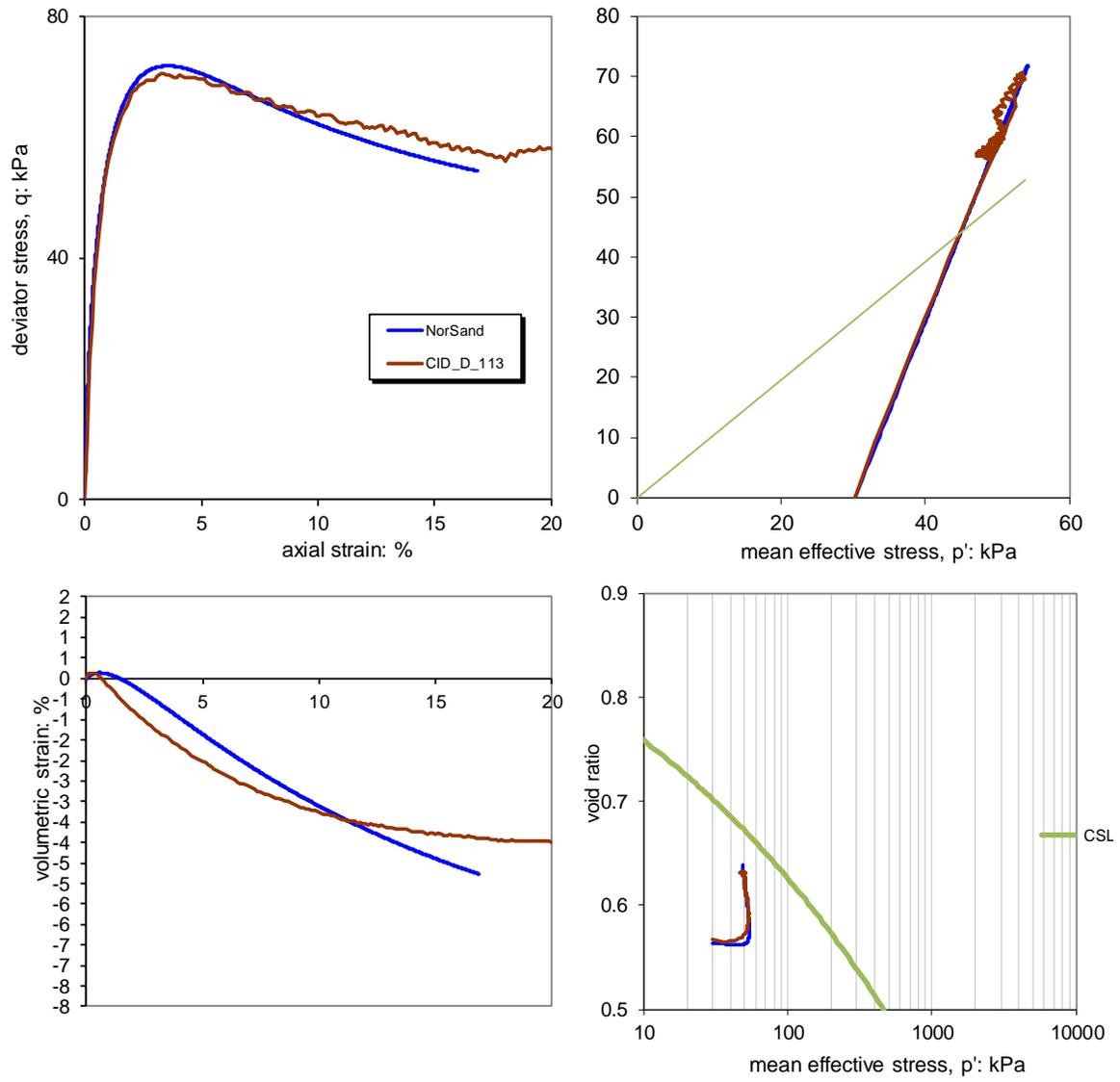


Figura 7.13 Trayectorias de T-1 simuladas.

RIAXIAL COMPRESSION

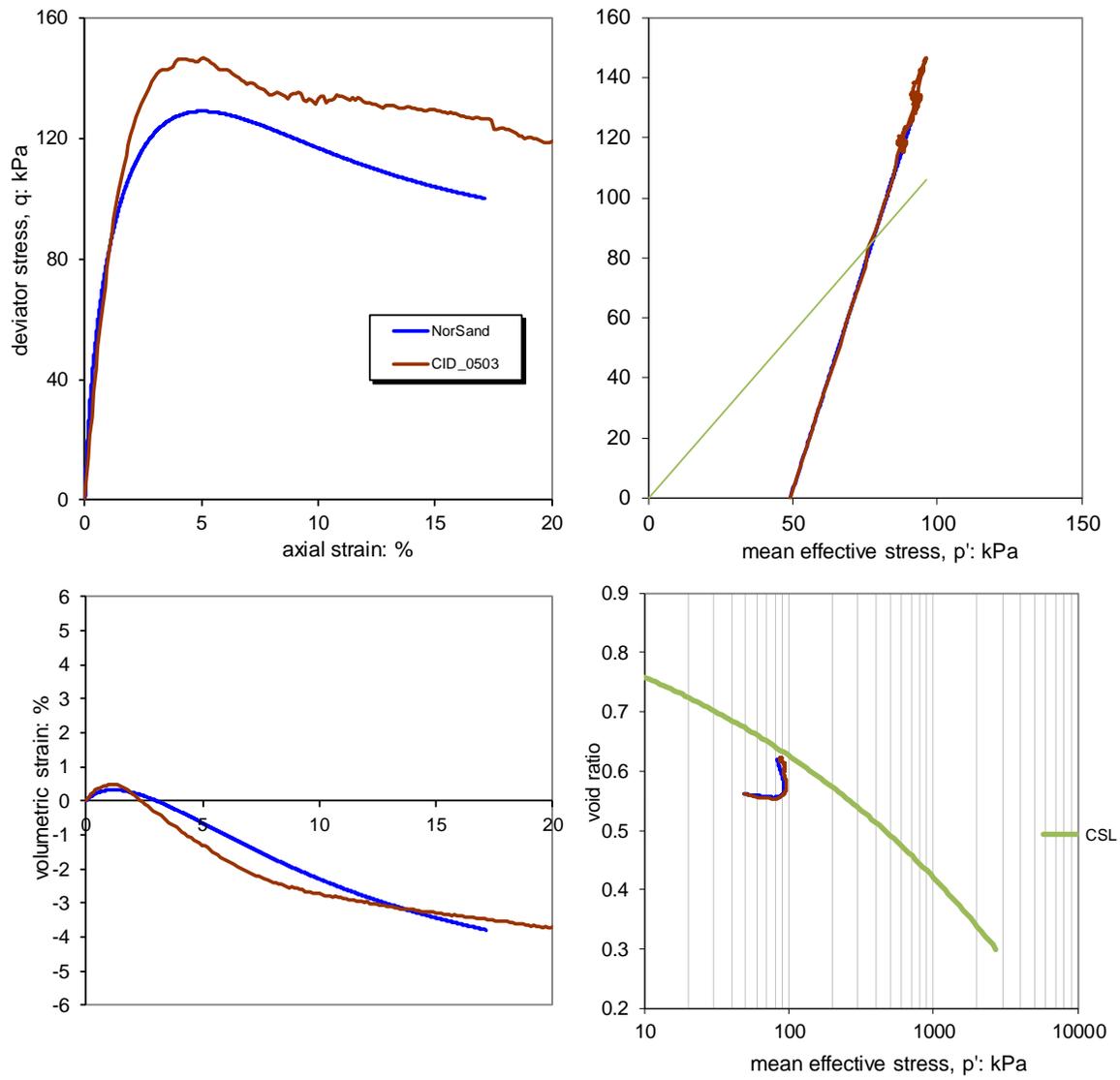


Figura 7.14 Trayectorias de T-2 simuladas.

TRIAxIAL COMPRESSION

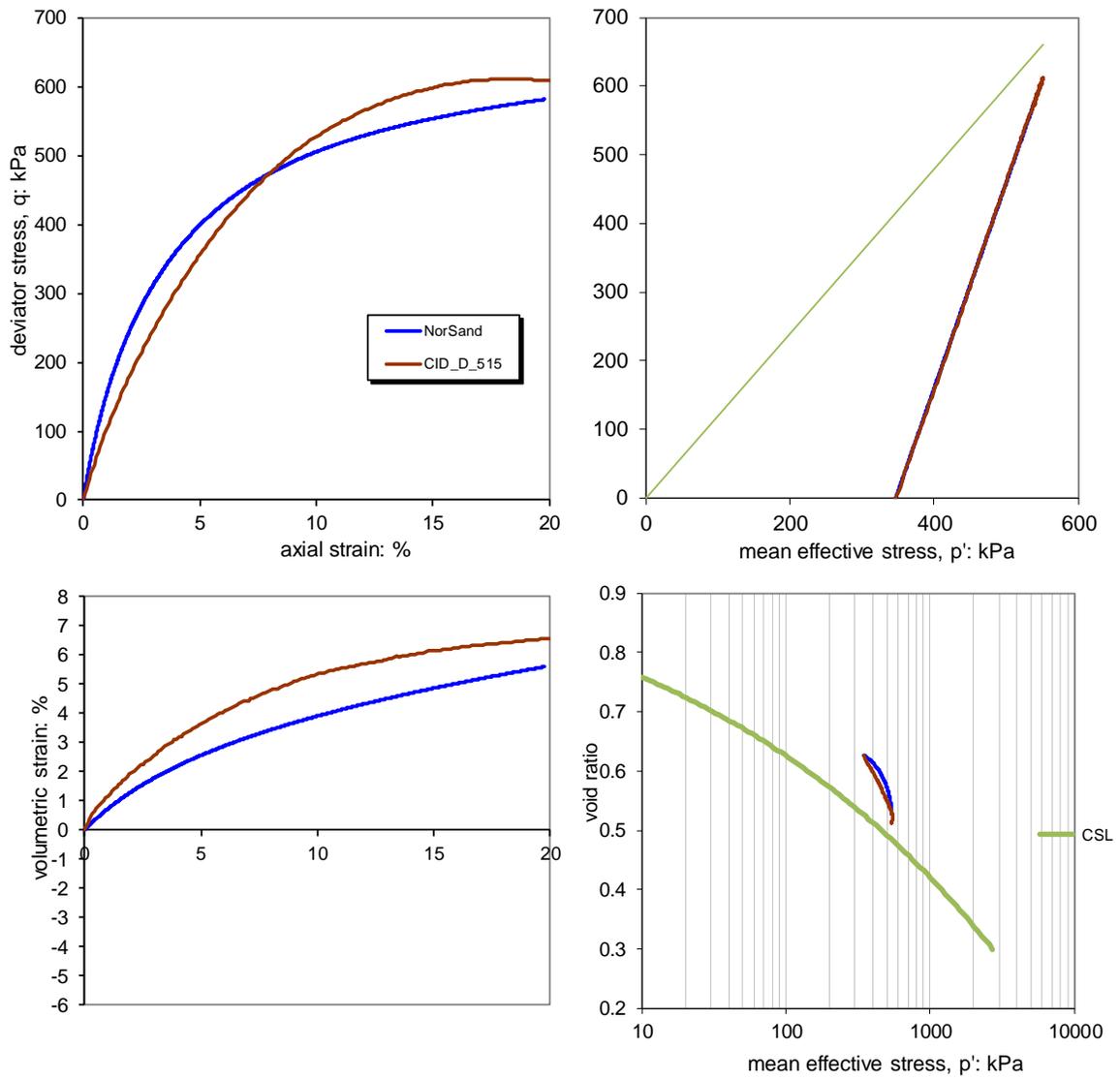


Figura 7.15 Trayectorias de T-3 simuladas.

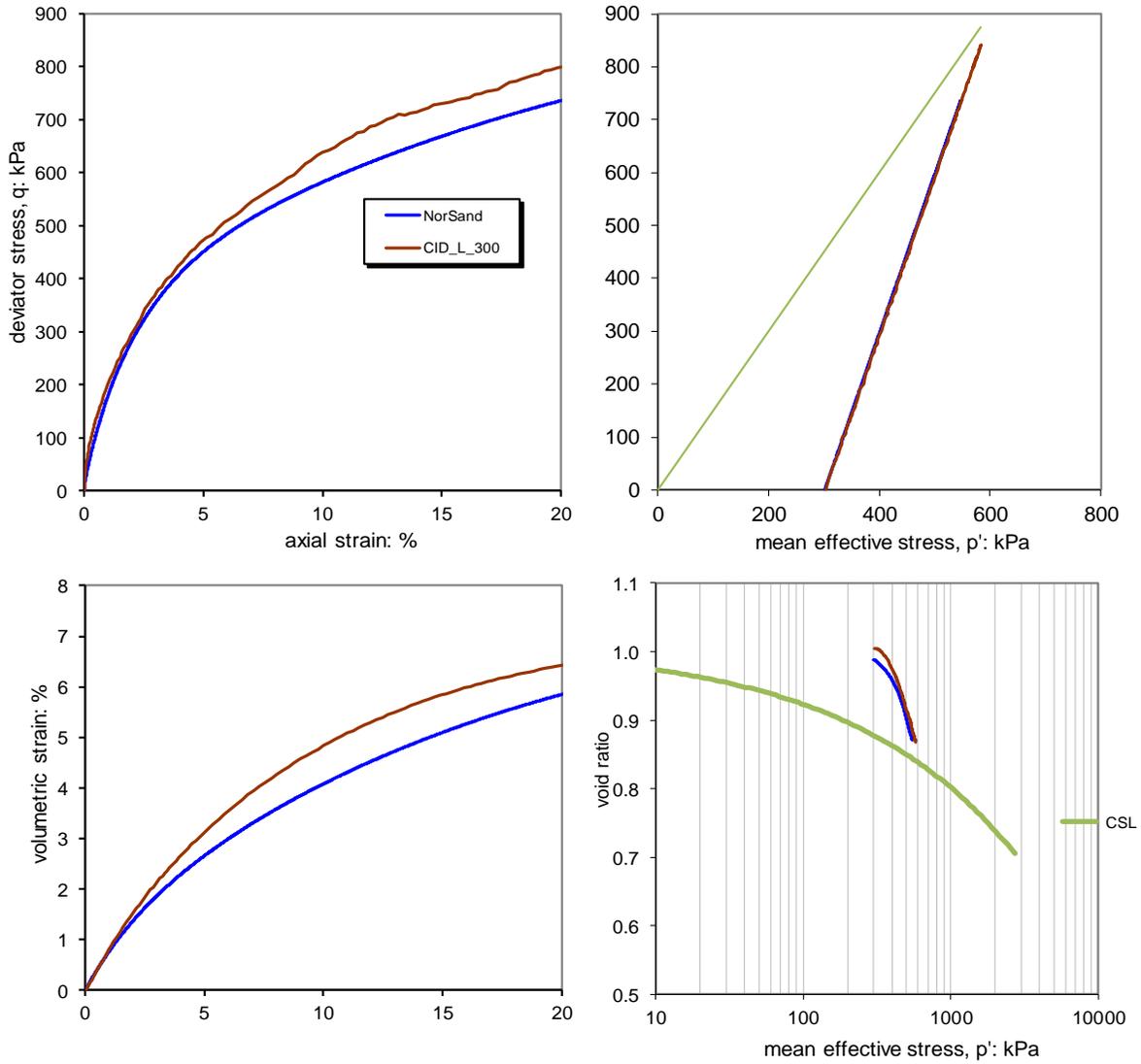


Figura 7.16 Trayectorias de T-4 simuladas.

El siguiente paso fue confirmar las propiedades en los ensayos no drenados. No obstante, el fenómeno de licuación es un proceso no drenado y la validación debe extenderse para comprobar si se puede representar este comportamiento. A continuación, se describe este proceso para las pruebas no drenadas:

- Los mismos valores de entrada mostrados en la Tabla 7.1 fueron adoptados, sólo que, en este caso, factores como el OCR influncian las trayectorias y la magnitud de este afecta notablemente el comportamiento, por lo que, puede modificarse ligeramente para lograr un mejor ajuste.
- Se modificaron también los valores de G_{max} hasta lograr una mejor coincidencia entre las trayectorias simuladas y los resultados experimentales.

En las Figura 7.17 y Figura 7.18, se muestran las gráficas obtenidas de *NorTx1* para cada prueba no drenada.

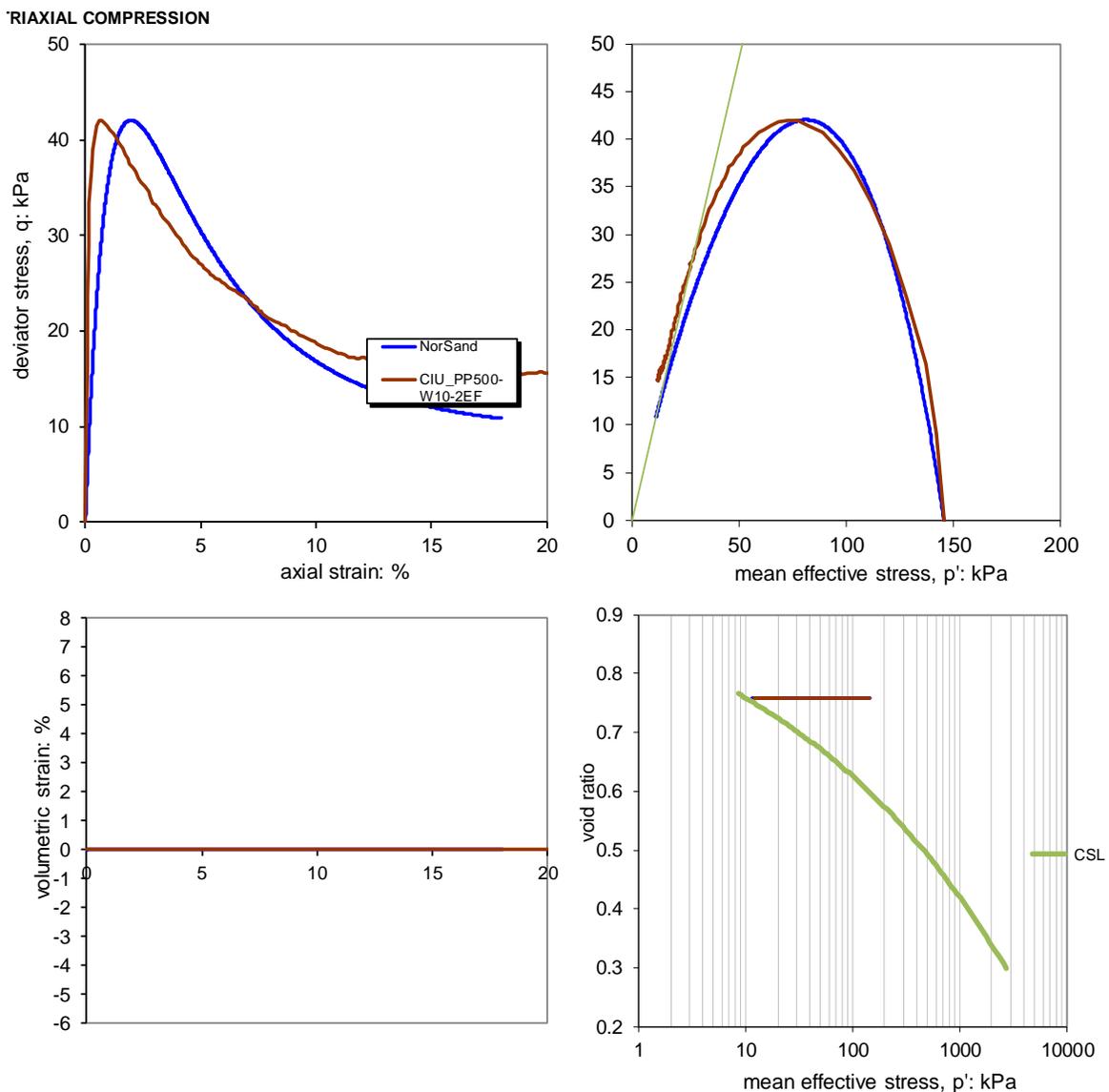


Figura 7.17 Trayectorias de T-5 simuladas.

RIAXIAL COMPRESSION

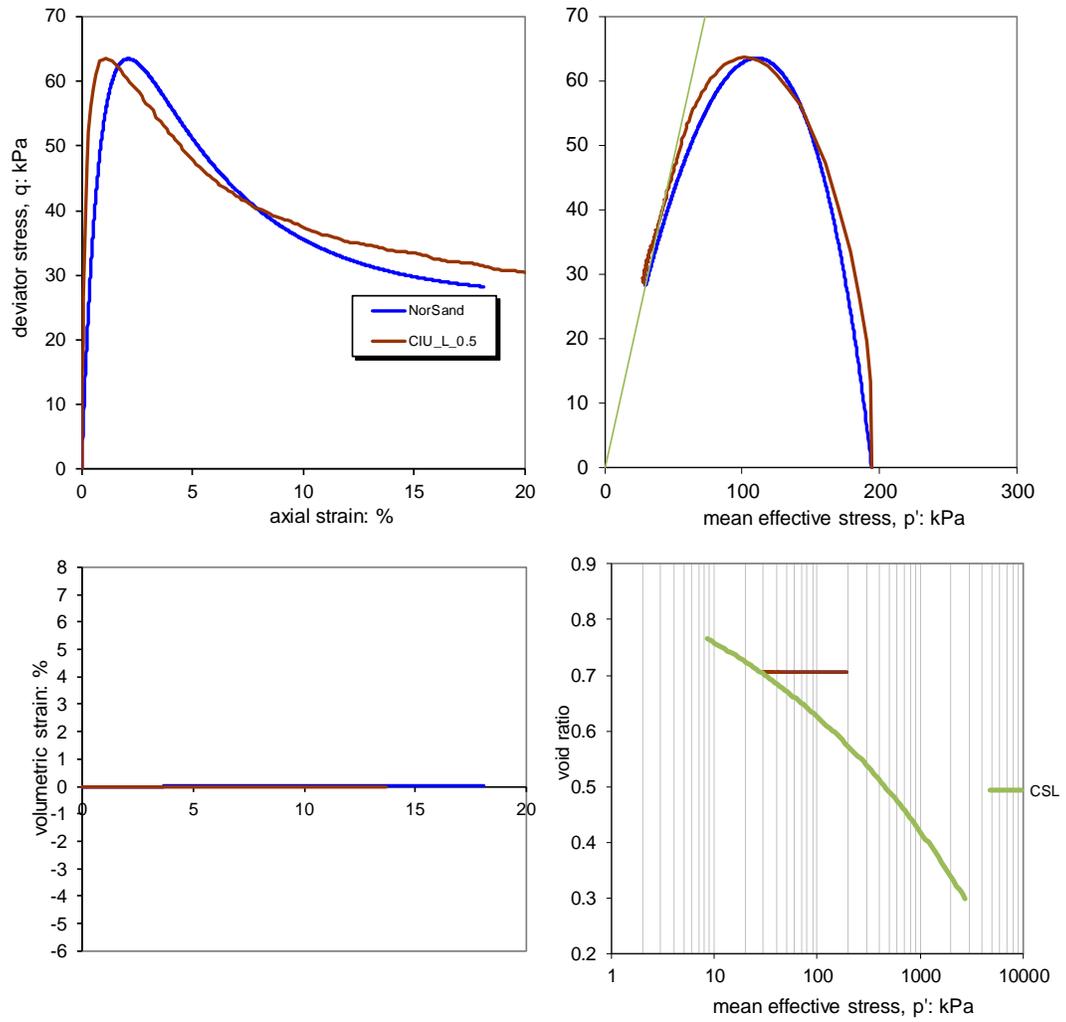


Figura 7.18 Trayectorias de T-6 simuladas.

Una vez que se realizó sistemáticamente esta alineación entre resultados experimentales y simulados en las pruebas no drenadas, se definieron todos los parámetros del modelo mostrados en la Tabla 7.5, en donde se observan los valores usados para cada una de las pruebas. Como se puede ver, los parámetros definidos a partir de las pruebas triaxiales sólo brindaron el punto de partida para el proceso iterativo y hay una ligera variación en cada una de las pruebas respecto al valor inicial definido, esto se hizo para lograr un mejor ajuste de las trayectorias.

En las Figura 7.19 a Figura 7.21 se graficaron todos los resultados experimentales y los simulados para poder realizar una comparación visual de los mismos. En la primer figura (Figura 7.19) se muestra el diagrama de estado en el espacio e - $\log p'$ donde se observa que las líneas continuas que representan los resultados experimentales y las líneas discontinuas que corresponden a los resultados simulados empleando el modelo NorSand; muestran una notable coincidencia, tanto en las pruebas CID como en las CIU puesto que las trayectorias quedan sobrepuestas. Además, se observa que la definición del CSL coincide tanto en las trayectorias experimentales y así como en las simuladas.

Tabla 7.5 Registro de parámetros usados en las simulaciones de los ensayos.

Set de parámetros	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6
M_{tc}	0.98	1.10	1.20	1.20	0.97	0.96
N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
χ_{tc}	3.80	5.00	2.00	2.00	2.00	2.00
H_0	150.00	130.00	20.00	20.00	10.00	14.00
H_ψ		0.00	0.00	0.00	5.00	5.00
($H = H_0 - H_\psi \cdot \psi \dots$)	150.00	130.00	20.00	15.00	9.20	13.35
$G_{max} @ p_0$	60.00	40.00	150.00	130.00	15.00	8.00
G_{exp}	0.49	0.49	0.49	0.49	0.50	0.50
ν	0.15	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15
(Ir ...)	1986.75	814.17	432.20	288.82	41.12	41.15
k	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04
y_0	-0.14	-0.11	0.10	0.05		
e_0	0.56	0.56	0.63	0.55	0.16	0.13
p_0	30.20	49.13	347.06	450.10	0.76	0.71
K_0	1.00	1.00	1.00	1.00	145.90	194.40
(sig1...)	30.20	49.13	347.06	450.10	1.00	1.00
OCR ("R")	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Target G_{max}	97.64	124.12	237.62	372.72	1.00	1.00
e_0 error	0.00	-0.01	0.06	-0.01	0.00	0.00

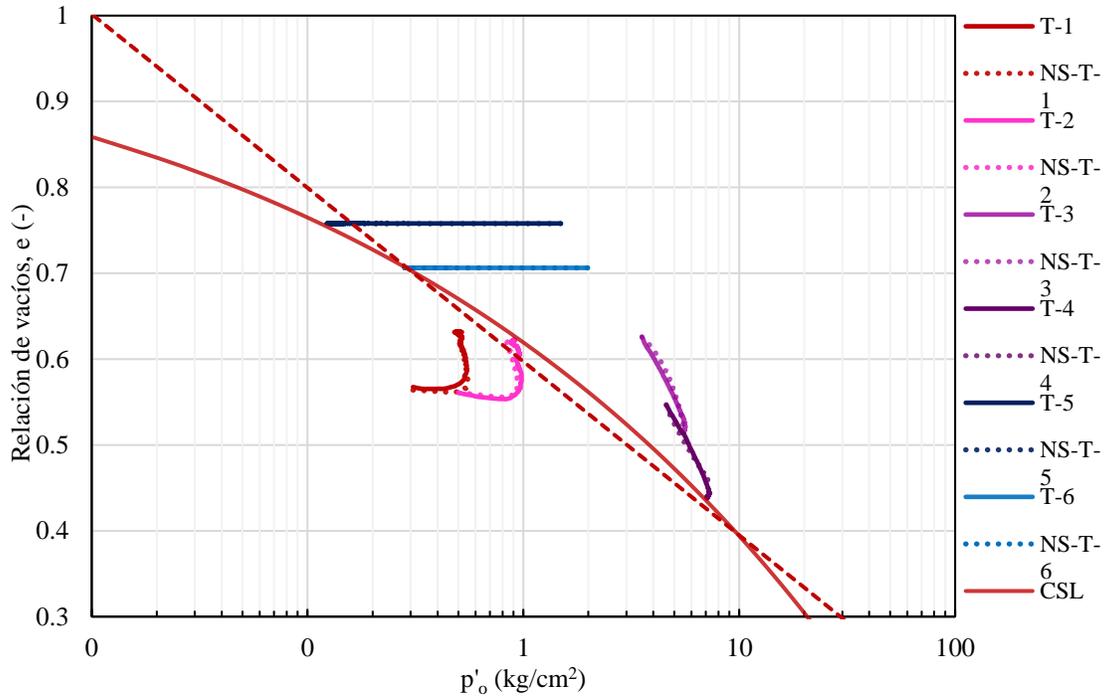


Figura 7.19 Diagrama de estado.

En la Figura 7.20 se muestran las trayectorias de esfuerzo de las pruebas CID, mientras que en la Figura 7.21 se muestran las trayectorias de las pruebas CIU, se decidió presentar los resultados en dos graficas distintas para que se pueda observar con mayor detalle que las muestras ensayadas presentaron un comportamiento puramente contractivo, adicionalmente, se observa que las trayectorias simuladas empleando el modelo constitutivo NorSand, son similares a los resultado experimentales, presentando ligeras variaciones pero concluyendo en el mismo punto.

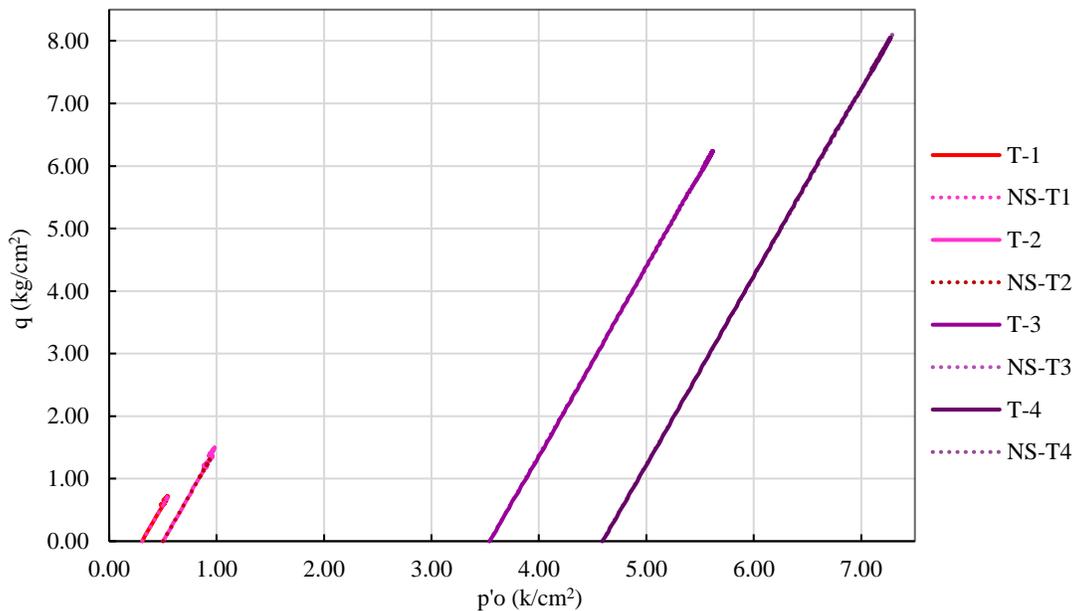


Figura 7.20 Trayectoria de esfuerzos efectivos T-1, T-2, T-3 y T-4.

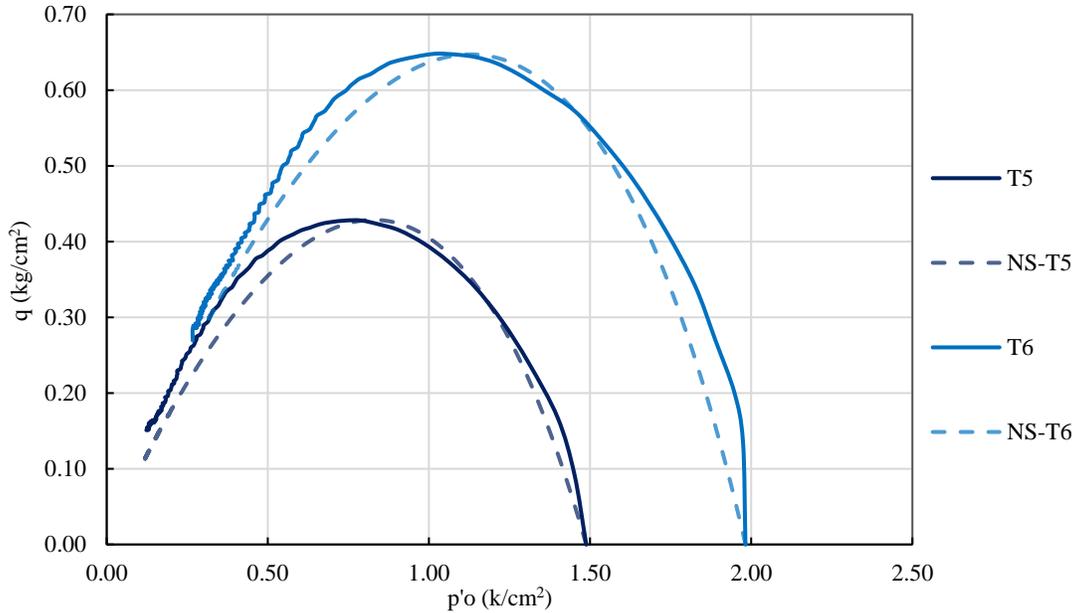


Figura 7.21 Trayectoria de esfuerzos efectivos T-5 y T-6.

En la Figura 7.22 se presentan las curvas de Esfuerzo desviador vs deformación axial, se observa una notable concordancia en las trayectorias, especialmente en las pruebas CIU, pero hay una limitación reproduciendo el comportamiento en las pruebas CID y la adherencia entre las trayectorias es buena en términos visuales pero innegable la divergencia como en la trayectoria que sigue la prueba T4 que alcanza un máximo y decae, mientras que los resultados simulados continúan con una trayectoria creciente.

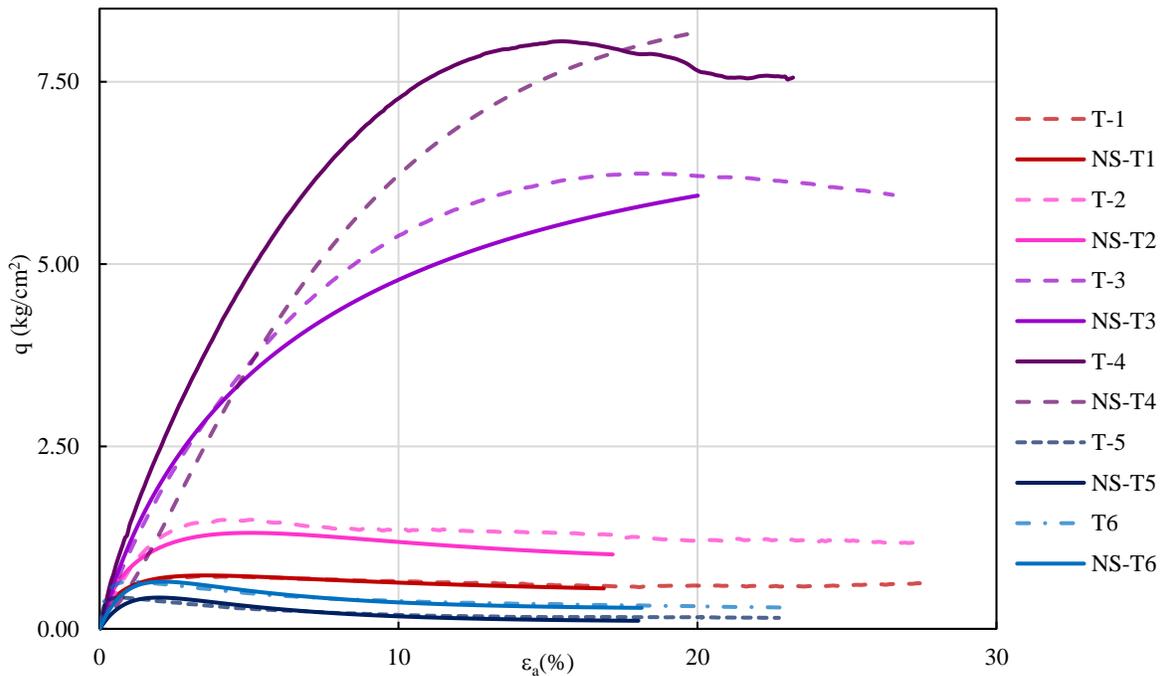


Figura 7.22 Esfuerzo desviados vs deformación axial.

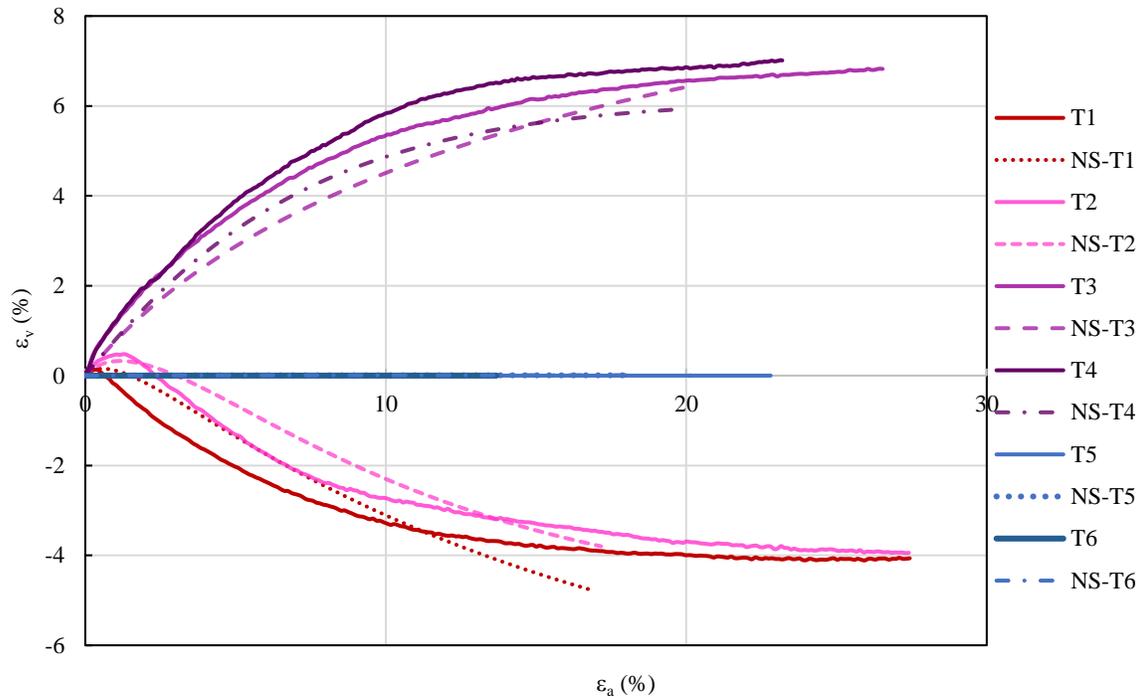


Figura 7.23 Esfuerzo desviados vs deformación axial.

Esta divergencia se acentúa en la gráfica mostrada en la Figura 7.23 donde se observa que la deformación volumétrica tanto de las muestras que dilatan como aquellas que redujeron su volumen durante la etapa de falla, difieren de los resultados experimentales a pesar de seguir una trayectoria similar. Esta divergencia podría estar asociada a la formación de bandas de corte o *shear bands* durante la etapa de falla y a limitantes propias del modelo (Oda $\tilde{\text{A}}$ y $\tilde{\text{A}}$ y Kazama, 1998).

Durante la etapa de falla de las muestras densas, se definió un plano de corte, lo cual es una evidencia experimental de la hipótesis de las bandas de corte, aunado a esto hay que tener en cuenta que NorSand implementa en el código de Visual Basic un tensor de grado 1, por lo que, las bandas de corte no están permitidas en esta idealización.

A partir de los datos mostrados, se graficó el error entre el parámetro estado experimental y el simulado como se muestra en la Figura 7.24, donde se observa que en general el error es menor al 1%, salvo un punto que tiene un comportamiento errático, pero reiterando el error es menor al uno por ciento, por lo que, la calibración y validación del modelo es aceptable bajo las condiciones ensayadas y con el material estudiado.

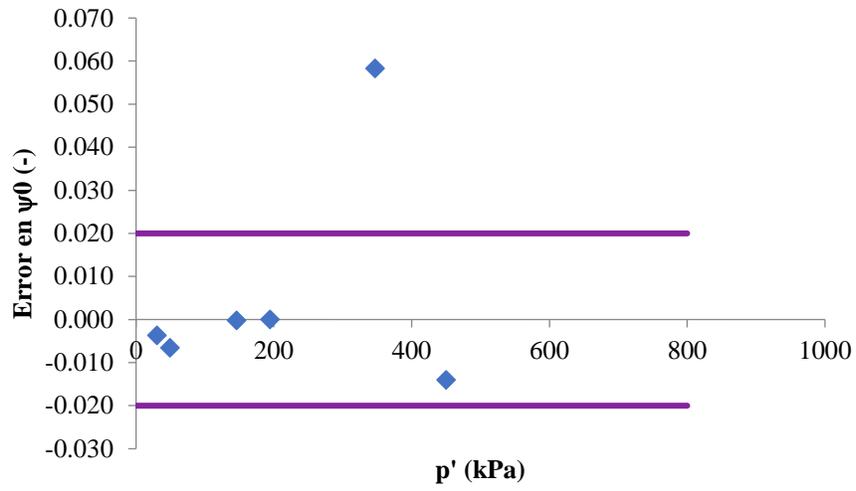


Figura 7.24 Grafica de error experimental-simulado del parámetro de estado.

8. CONCLUSIONES

Previo a la ejecución de las pruebas triaxiales, se realizaron diversas pruebas de compactación, paso importante que ayudó a definir las relaciones de vacíos con las que se conformarían las probetas. En estas se observó que el peso volumétrico seco aumentó al incrementar el contenido de agua y que no fue posible definir un peso volumétrico seco máximo y un contenido de agua óptimo, ya que el método de compactación elegido fue estático.

Durante el desarrollo de la etapa experimental se realizaron seis pruebas triaxiales, dos tipo CIU y cuatro CID, que permitieron obtener los parámetros requeridos para la calibración del modelo, así como la definición de la línea de estado crítico de un Jal de hierro proveniente del Estado de Colima. En este proceso se comprobó que la etapa de saturación es un aspecto sumamente importante y por ello se condujo en tres etapas diferentes, siguiendo las recomendaciones de diversos autores, siendo la fase de mayor duración para todas las probetas con un rango de duración de 5 a 8 días. Para la etapa de falla, se comprobó la eficacia del uso de fronteras lubricadas en las pruebas CID para lograr una deformación completa de las probetas evitando la formación de deformaciones localizadas que pudieran malinterpretar el comportamiento del material.

Todas las probetas ensayadas alcanzaron el estado crítico, de acuerdo con lo observado en el diagrama de estado, por lo que, la deformación se llevó a un volumen y a una velocidad constantes.

Para evaluar la capacidad predictiva del modelo NorSand, los resultados de las pruebas triaxiales fueron procesados e interpretados bajo las hipótesis de diversos autores que componen la formulación del modelo, se lograron definir satisfactoriamente las relaciones de esfuerzo-dilatancia, estado-dilatancia y de estado crítico.

Se presentó una semejanza consistente entre los resultados experimentales de las pruebas drenadas y no drenadas y las simulaciones realizadas utilizando la codificación visual Basic, sin embargo, la deformación volumétrica obtenida durante las simulaciones presentó una ligera divergencia, misma que se asocia como hipótesis a la formación de bandas de corte o *shear bands* y a las propias limitaciones del modelo. Pero el desempeño del modelo se considera bueno, ya que visualmente se observó la concordancia de las trayectorias de las pruebas simuladas y los resultados experimentales en diferentes espacios.

9. REFERENCIAS

- Alarcón, A., Leonards, G., & Chameau, J. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(10), 1089–1109.
- Atlántida, C. H., Teresa, S. S. M., & Josefina, M. (2002). *La Minería en México* (I. de Geografía, Ed.; Primera Ed). UNAM.
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sands* (Vol. 35, Issue 2). <https://www.researchgate.net/publication/309347809>
- Been, K. ;Hachey J. J. M. (1991). The critical state of sand. *Geotechnique*, 365–381.
- Bernal López, M. (2016). *INFLUENCIA DE LA COMPACIDAD RELATIVA Y EL ESFUERZO EFECTIVO EN EL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE JALES SATURADOS* (Vol. 1). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bishop, A. W. (1950). Reply to discussion on “Measurement of shear strength of soils.” *Géotechnique*, 2, 90–108.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations* (3rd ed.). John Wiley & Sons, INC.
- Casagrande A. (1936). Characteristicis of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. *J. Boston Soc Civil Eng*, 23, 13–32.
- Castro G. (1969). *Liquefaction of Sands*. Harvard Soil Mechanics Series.
- Coll-Hurtado, A., Sánchez-Salazar, M. T., & Morales, J. (2002). *La minería en México: geografía, historia, economía y medio ambiente* (p. 126).
- Davies, M., McRoberts, E., & Martin, T. E. (2002). Static liquefaction of tailings: fundamentals and case histories. *Tailing Dams 2002: Association of State Dam Safety Officials, U.S. Society on Dams, April 29-May 1, 2002, Orleans Hotel, Las Vegas, Nevada, December*.
- Engels, J. (2006). *An expert management system for surface tailings storage*. University of Leeds.
- Engels, J. (2020). *Tailings Info. Deposition Methods of Tailings*. <https://www.tailings.info/disposal/deposition.htm>
- 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>
- Ghorbanpour, A. (2019). *A Critical State Approach to the Mechanical Behaviour of Early-Age Cemented Paste Backfill* (Issue December). The University of Texas at Arlington.
- Haldar, S. K. (2018). Exploration Geochemistry. In *Mineral Exploration* (pp. 85–101). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-814022-2.00005-8>

- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes* (Vol. 43, Issue 3).
- Jefferies, M. (1993). Nor-Sand: a simple critical state model for sand. *Géotechnique*, 43(1), 91–103.
- Jefferies, M., & Been, K. (2002). *Soil Liquefaction: A Critical Approach*.
- Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil Liquefaction: A critical state approach* (Second Edition). CRC Press. www.tandf.co.uk/builtenvironment
- Kossoff, D., Dubbin, W. E., Alfredsson, M., Edwards, S. J., Macklin, M. G., & Hudson-Edwards, K. A. (2014). Mine tailings dams: Characteristics, failure, environmental impacts, and remediation. *Applied Geochemistry*, 51, 229–245.
- Li, X., & Dafalias, Y. (2000). Dilatancy for Cohesionless Soils. *Geotechnique* 50, 449–460.
- Lizcano, A D, K. (1999). Hipoplasticidad contra Elastoplasticidad (Parte I). *Revista de Ingenieria*, 25–31. <https://doi.org/https://doi.org/10.16924/revinge.10.5>
- Lottermoser, B. (2010). *Mine Wastes: Characterization, Treatment and Environmental Impacts* (Springer, Ed.; 3rd ed.). Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-12419-8>
- Manzari, M. T., & Dafalias, Y. F. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, 47, 255–272.
- Mohr O. (1900). Welche umstände bedingen die elastizitätsgrenze und den bruch eines materials? *ZeitschrVereines DeutschIngenieure*, 44, 1–12.
- Monreal, R., & Hernández, P. Y. (2015). *Mi México es minero* (M. y G. de M. A. C. Asociación de Ingenieros de Minas, Ed.; 3rd ed.).
- Nova, R. (2005). *INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING Elastoplastic models for soils and soft rocks*. <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-656-9-3651>
- Oda Ñ, M., & Kazama, H. (1998). Microstructure of shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils. *Geotechnique*, 48(4), 465–481.
- Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772–792. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:6\(772\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:6(772))
- Ritcey, G. M. (1989). *Tailings management: Problems and solutions in the mining industry*. (Elsevier, Ed.; Vol. 6).
- Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Report of the expert panel on the technical causes of the failure of Feijão dam I*.
- Robinsky, E. I. (2000). Sustainable development in disposal of Tailings. In Balkema (Ed.), *Tailings and Mine Waste* (pp. 39–48).

- Rowe, P., & Barden, L. (1964). Importance of Free Ends in Triaxial Testing. *Soil Mechanics and Foundations, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*.
- Rowe, P. W. (1962). The Stress-Dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of London A*, 500–527.
- Santoyo, E., & Reséndiz, D. (1969). *Una camara triaxial de precisión* (U. N. A. de México, Ed.; 1st ed.). Instituto de Ingeniería.
- Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*.
- SE, S. de E. (2015). *Manual del inversionista en el sector minero en Mexico*. Secretaría de Economía.
- SE, S. de E. (2021). *Minería. Acciones y Programas: Minería*. <https://www.gob.mx/se/acciones-y-programas/mineria#:~:text=Este año, México se posiciono,firma S&P Global Market Intelligence>.
- Seed, H., & Idriss, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *ASCE*, 109, 458–482.
- Sfriso, A. O. (2008). *Tesis: Caracterización Mecánica de Materiales Constituidos por partículas*. Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- SGM, (Servicio Geológico Mexicano). (2017). *Explotación Minera*. Explotación Minera. https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Aplicaciones_geologicas/Explotacion-minera.html
- Shuttle, D., & Jefferies, M. (2010). *NORSAND: DESCRIPTION, CALIBRATION, VALIDATION AND APPLICATIONS*.
- Silva, J. P. de S., Cacciari, P. P., Torres, V. F. N., Ribeiro, L. F. M., & de Assis, A. P. (2022). Behavioural analysis of iron ore tailings through critical state soil mechanics. *Soils and Rocks*, 45(2). <https://doi.org/10.28927/SR.2022.071921>
- Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients a and b. *Geotechnique*, 4(4), 143–147. <https://doi.org/10.1680/geot.1954.4.4.143>
- Srinivas Vivek, B. M. J. (2022). *Enhancing Norsand Model, Understanding through visualizations*. Georgia Institute of Technology.
- Swapan, H. K. (2018). *Mineral exploration: Principles & Applications* (J. Hayton, Ed.; 2nd ed., Issue L). ELSEVIER. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-814022-2.00007-1>
- Taylor, D. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley.
- Tremblay, G. (1998). Subaqueous Tailings Disposal: Results on the MEND program- Case Studies on tailings management. In U. N. E. Programme (Ed.), *International Council on Metals and the Environment* (pp. 32–33).
- Vick, S. G. (1990a). *Design , and Analysis of Tailings Dams*. BiTech.

- Vick, S. G. (1990b). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. BiTech.
- Woudstra, L. J. (2021). *Verification, Validation and Application of the NorSand Constitutive Model in PLAXIS* [Delft University of Technology]. <http://repository.tudelft.nl/>.
- Yang, Y., Huang, F., Wei, Z., Wang, Y., Lu, T., Zheng, B., & Xia, J. (2023). Experimental study on dynamic behavior of polyacrylamide-reinforced tailings. *Environmental Science and Pollution Research*, 30(16), 47274–47288. <https://doi.org/10.1007/s11356-023-25680-8>

ANEXO 1. CALIBRACIÓN DE TRANSDUCTORES

Calibración Cámara de alambres TA-1

Calibración sensor de desplazamiento

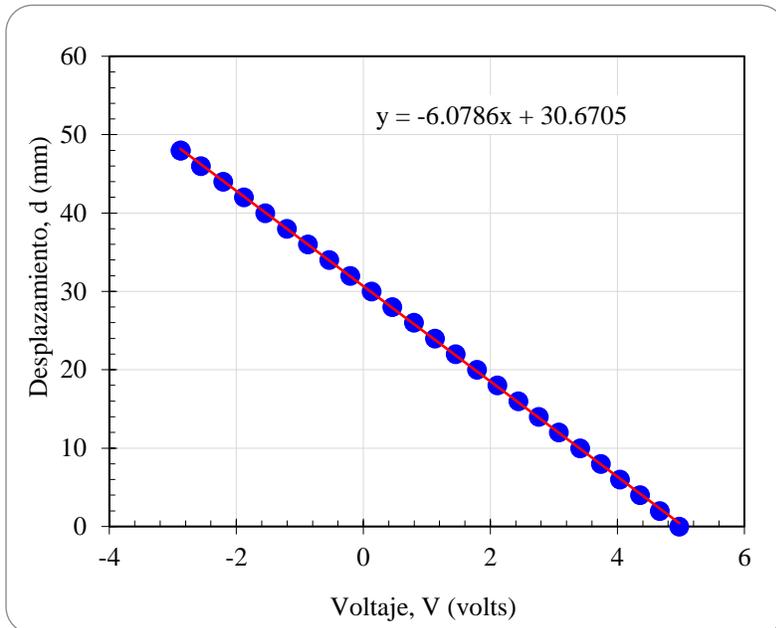


Figura A1.1 Calibración sensor de desplazamiento TA-1.

DESPLAZAMIENTO 100%	
Voltaje V <i>volts</i>	Desplazamiento d <i>mm</i>
4.972	0.0
4.668	2.0
4.359	4.0
4.043	6.0
3.742	8.0
3.413	10.0
3.079	12.0
2.765	14.0
2.443	16.0
2.112	18.0
1.788	20.0
1.456	22.0
1.126	24.0
0.795	26.0
0.458	28.0
0.130	30.0
-0.206	32.0
-0.539	34.0
-0.872	36.0
-1.205	38.0
-1.545	40.0
-1.883	42.0
-2.207	44.0
-2.556	46.0
-2.881	48.0
-2.874	48.0

Verificación sensor de desplazamiento

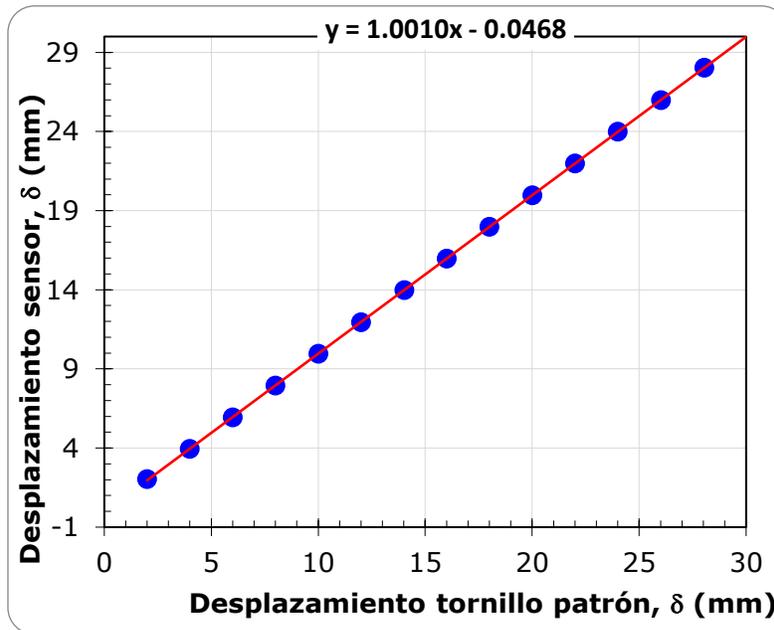


Figura A1.2 Verificación sensor de desplazamiento TA-1.

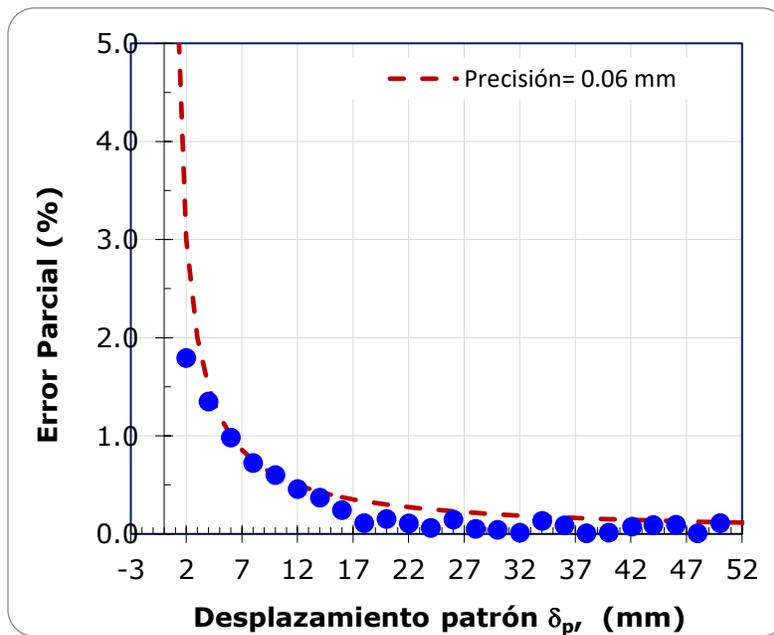


Figura A1.3 Curva de precisión sensor de desplazamiento TA-1.

Tabla A1.1 Verificación sensor de desplazamiento TA-1.

DESPLAZAMIENTO 100%			
Desplazamiento patrón d_p <i>mm</i>	Desplazamiento sensor d_s <i>mm</i>	Error <i>mm</i>	Error parcial <i>%</i>
		0.000	
2.000	2.036	0.036	1.795
4.001	3.947	0.054	1.350
6.000	5.941	0.059	0.983
8.000	7.942	0.058	0.725
10.004	9.944	0.060	0.600
12.003	11.948	0.055	0.458
14.030	13.978	0.052	0.371
16.005	15.966	0.039	0.244
18.002	17.982	0.020	0.111
20.004	19.973	0.031	0.155
22.002	21.978	0.024	0.109
24.003	23.988	0.015	0.062
26.016	25.978	0.038	0.146
28.046	28.031	0.015	0.053
30.002	30.015	0.013	0.043
32.003	32.008	0.005	0.016
34.007	34.053	0.046	0.135
36.020	36.052	0.032	0.089
38.004	38.001	0.003	0.008
40.006	40.000	0.006	0.015
42.088	42.056	0.032	0.076
44.031	44.072	0.041	0.093
46.066	46.022	0.044	0.096
48.009	48.012	0.003	0.006
50.050	50.105	0.055	0.110

Calibración sensor de confinamiento

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

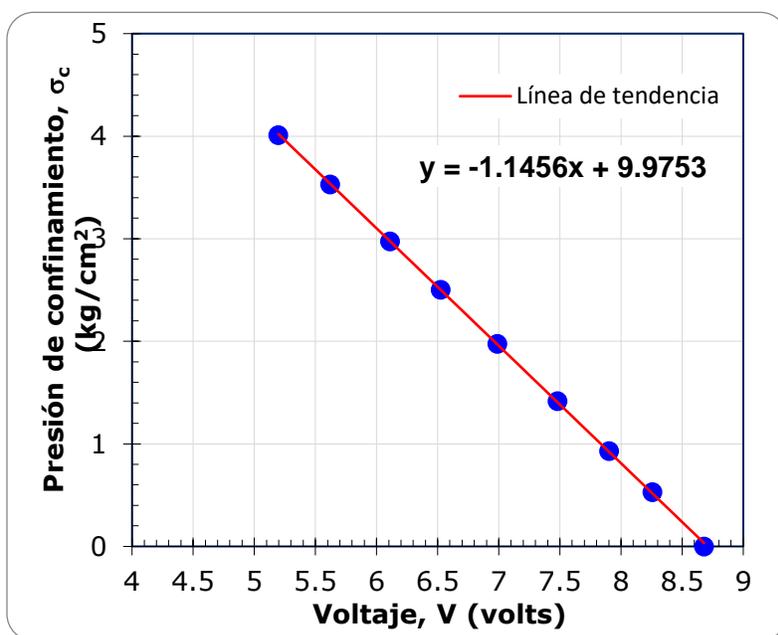


Figura A1.4 Calibración sensor de confinamiento TA-1.

CONFINAMIENTO		
Voltaje V volts	Columna de mercurio cm	Presión σ_c kg/cm^2
8.679	0.0	0.000
8.258	39.0	0.529
7.904	68.7	0.932
7.481	104.6	1.418
6.988	145.7	1.976
6.525	184.6	2.503
6.110	219.4	2.975
5.623	260.3	3.530
5.198	295.8	4.011

Verificación sensor de confinamiento

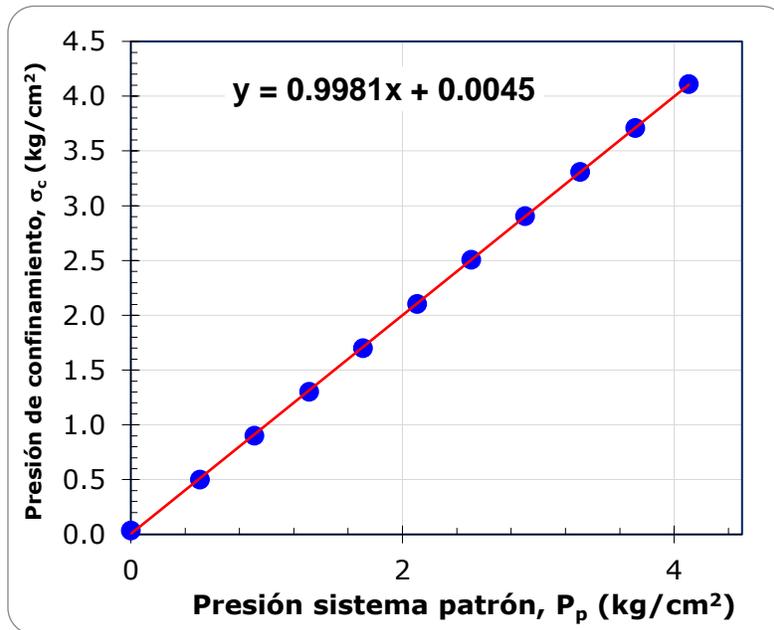


Figura A1.5 Verificación sensor de confinamiento TA-1.

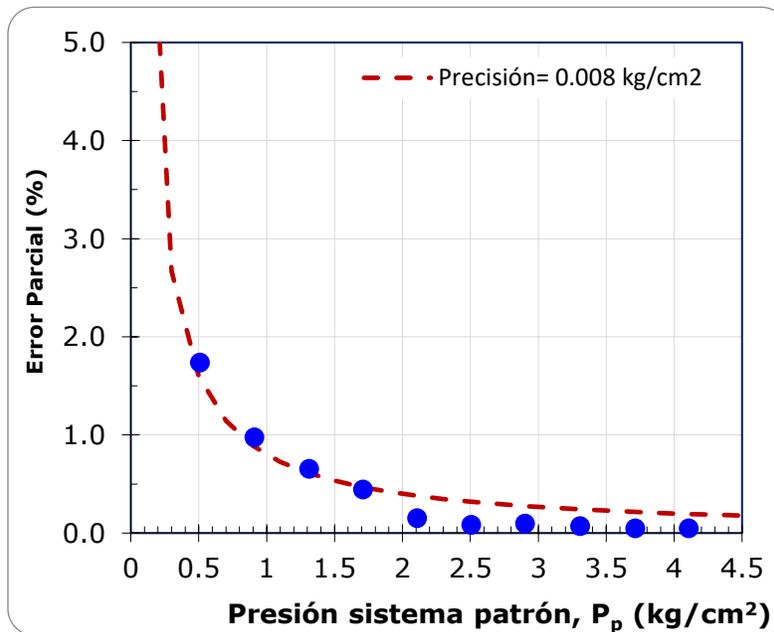


Figura A1.6 Curva de precisión sensor de confinamiento TA-1.

Tabla A1.2 Curva de precisión confinamiento TA-1.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

CONFINAMIENTO				
Columna de mercurio cm	Presión patrón P_p kg/cm^2	Presión sensor σ_c kg/cm^2	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
0.000	0.00	0.036	0.0360	
37.600	0.51	0.501	0.0089	1.737
67.100	0.91	0.901	0.0089	0.976
96.800	1.31	1.304	0.0086	0.656
126.000	1.71	1.701	0.0076	0.442
155.400	2.11	2.104	0.0032	0.153
184.800	2.51	2.508	0.0021	0.084
214.100	2.90	2.906	0.0028	0.097
244.000	3.31	3.311	0.0024	0.071
273.800	3.71	3.711	0.0017	0.047
301.700	4.11	4.110	0.0020	0.049

Calibración sensor de contrapresión

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

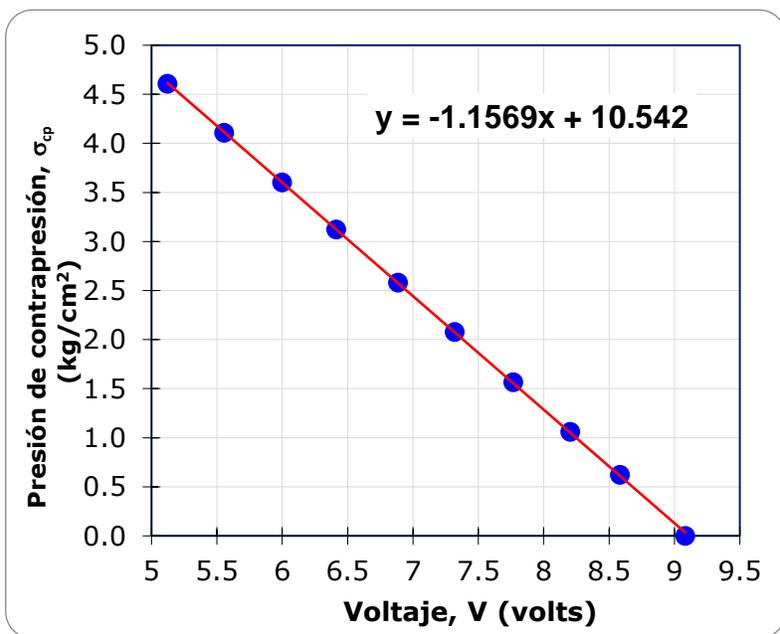


Figura A1.6 Calibración de sensor contrapresión TA-1.

CONTRAPRESIÓN		
Voltaje V volts	Columna de mercurio cm	Presión σ_{cp} kg/cm^2
9.083	0.0	0.0
8.584	46.0	0.6
8.205	78.2	1.1
7.768	115.6	1.6
7.319	153.3	2.1
6.887	190.3	2.6
6.414	230.3	3.1
5.999	265.6	3.6
5.556	302.9	4.1
5.122	339.7	4.6

Verificación sensor de contrapresión

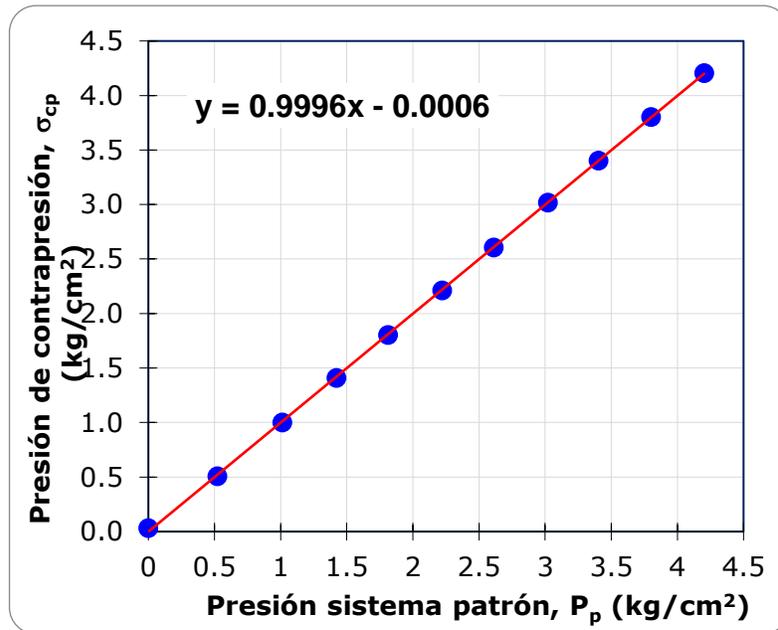


Figura A1.7 Verificación sensor contrapresión TA-1.

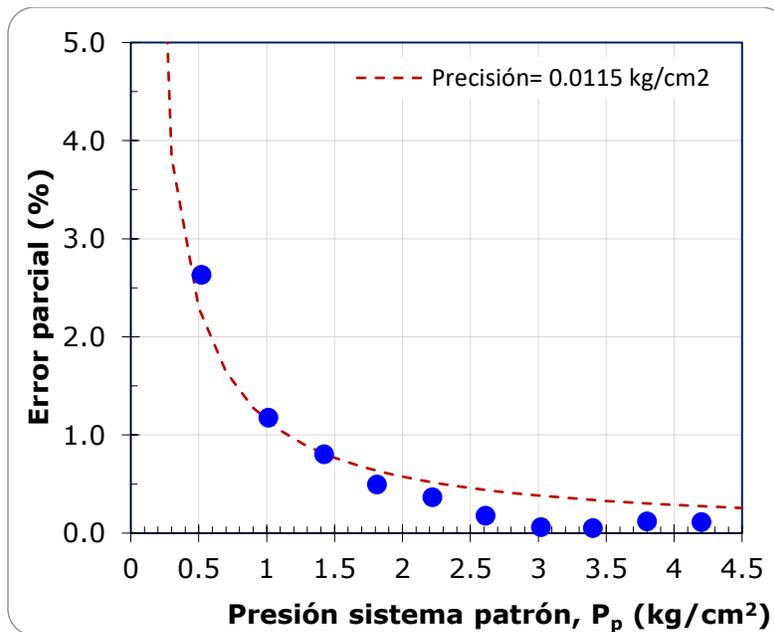


Figura A1.8 Curva de precisión sensor de contrapresión TA-1.

Tabla A1.3 Curva de precisión contrapresión TA-1.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

CONTRAPRESIÓN				
Columna de mercurio cm	Presión patrón Pp kg/cm^2	Presión sensor σ_{cp} kg/cm^2	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
0.0	0.000	0.033	0.0330	
<u>38.4</u>	0.521	0.507	0.0137	2.632
74.7	1.013	1.001	0.0119	1.178
104.9	1.422	1.411	0.0114	0.805
133.7	1.813	1.804	0.0090	0.495
163.8	2.221	2.213	0.0081	0.366
192.6	2.612	2.607	0.0047	0.178
222.7	3.020	3.018	0.0018	0.060
250.9	3.402	3.404	0.0018	0.053
280.2	3.800	3.804	0.0045	0.118
309.9	4.202	4.207	0.0048	0.113

Calibración de celda de carga

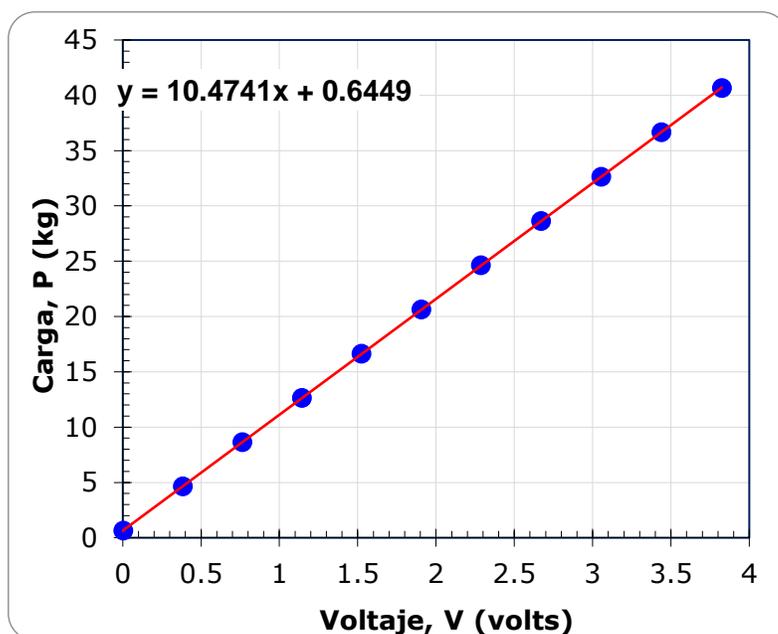


Figura A1.9 Calibración celda de carga TA-1

CARGA 100%	
Voltaje V volts	Carga P kg
-0.058	0.0
0.003	0.6
0.383	4.6
0.764	8.6
1.143	12.6
1.524	16.6
1.905	20.6
2.287	24.6
2.670	28.6
3.055	32.6
3.440	36.6
3.825	40.6

Verificación celda de carga

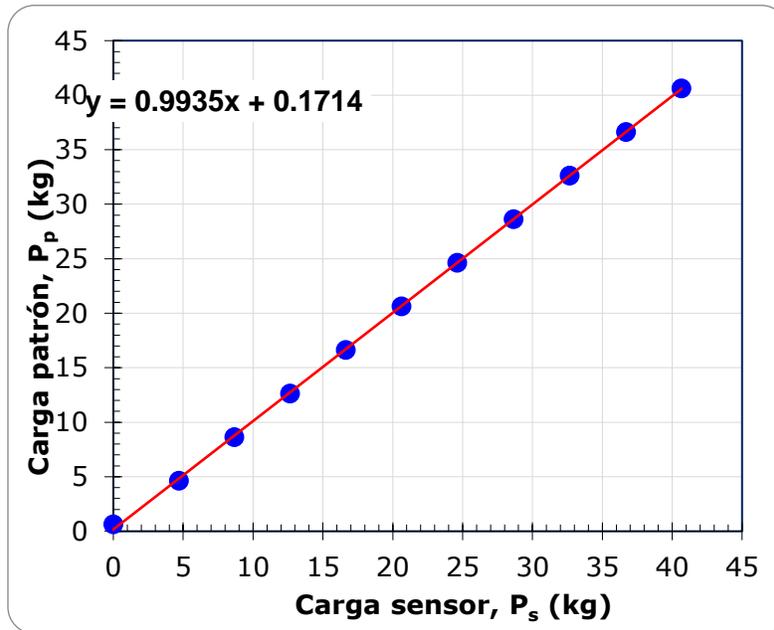


Figura A1.10 Verificación celda de carga TA-1.

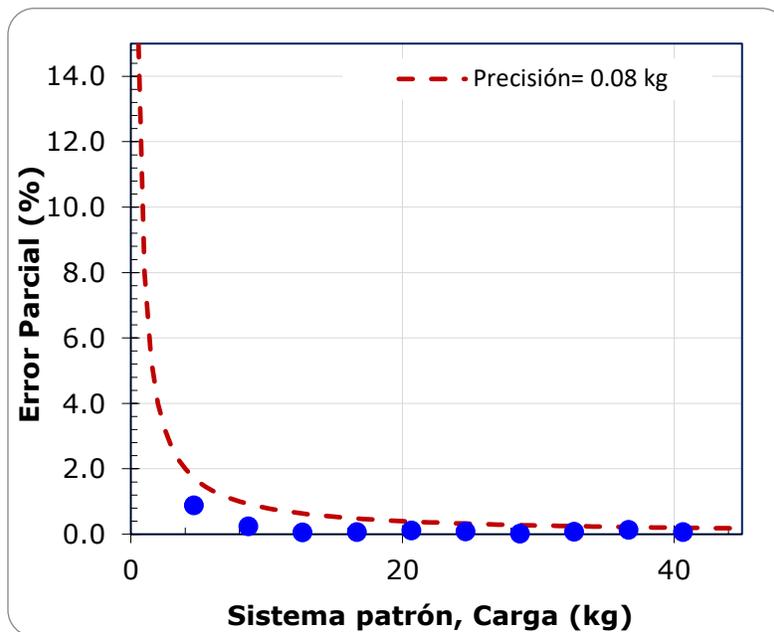


Figura A1.11 Curva de precisión de celda de carga TA-1

Tabla A1.4 Verificación de celda de carga TA-1

CARGA 100%			
Carga sensor P_s kg	Carga patrón P_p kg	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
-0.060	0.000	0.0600	
0.000	0.643	0.6430	100.000
4.684	4.643	0.0410	0.883
8.664	8.643	0.0210	0.243
12.650	12.643	0.0070	0.055
16.632	16.643	0.0110	0.066
20.618	20.643	0.0250	0.121
24.622	24.643	0.0210	0.085
28.637	28.643	0.0060	0.021
32.669	32.643	0.0260	0.080
36.694	36.643	0.0510	0.139
40.669	40.643	0.0260	0.064

Calibración Cámara de alambres TA-3

Calibración sensor de desplazamiento

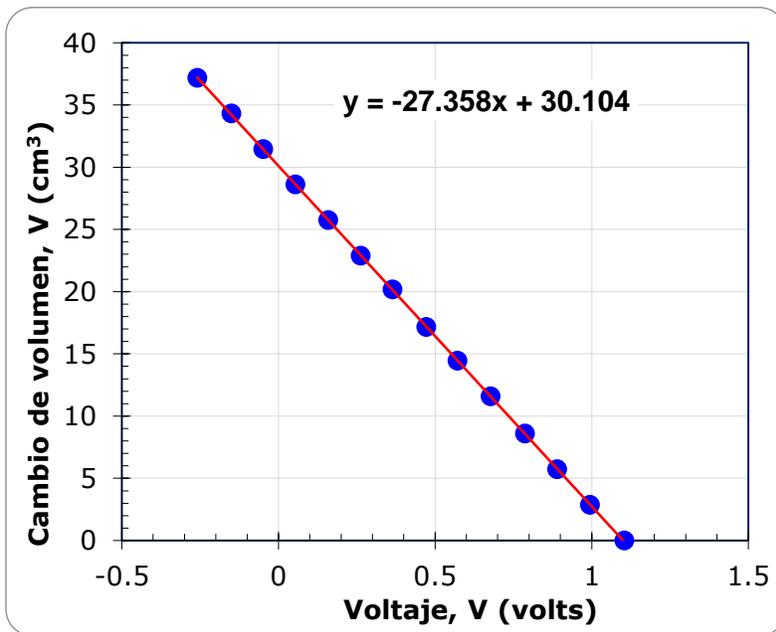


Figura A1.12 Calibración sensor de desplazamiento TA-3.

VOLUMEN	
Voltaje V volts	Volumen V cm ³
1.104	0.000
0.995	2.860
0.890	5.720
0.787	8.580
0.677	11.583
0.572	14.443
0.472	17.160
0.364	20.163
0.262	22.880
0.158	25.740
0.054	28.600
-0.049	31.460
-0.150	34.320
-0.260	37.180

Verificación sensor de desplazamiento

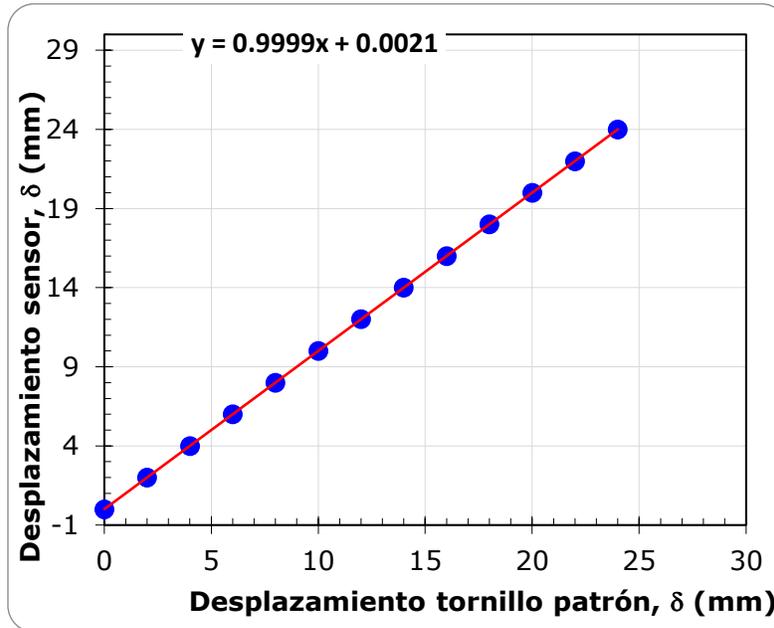


Figura A1.13 Verificación sensor de desplazamiento TA-3.

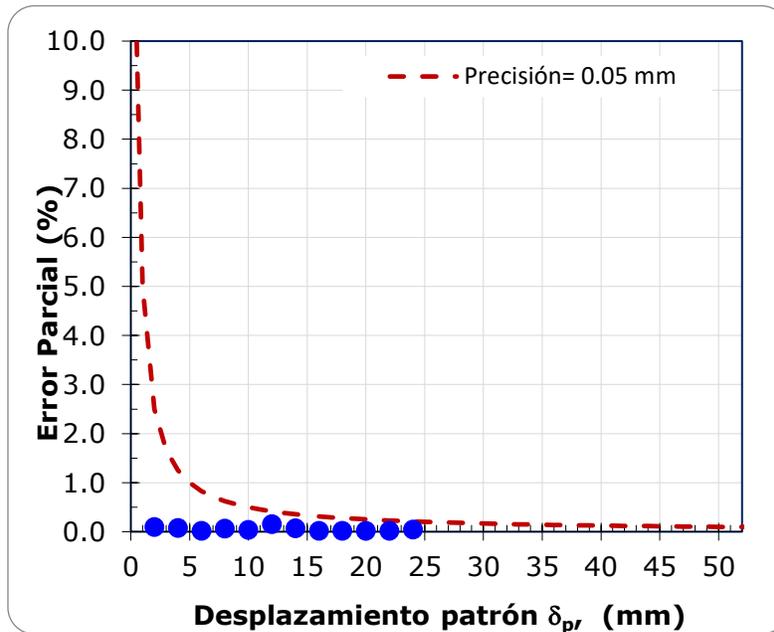


Figura A1.14 Curva de precisión sensor de desplazamiento TA-3.

Tabla A1.5 Verificación sensor de desplazamiento TA-3.

DESPLAZAMIENTO 100%			
Desplazamiento patrón δ_p <i>mm</i>	Desplazamiento sensor δ_s <i>mm</i>	Error <i>mm</i>	Error parcial %
0.000	-0.006	0.006	0.000
2.004	2.002	0.002	0.100
4.007	4.004	0.003	0.075
6.010	6.009	0.001	0.017
8.000	8.005	0.005	0.063
10.010	10.014	0.004	0.040
12.002	12.021	0.019	0.158
14.003	14.013	0.010	0.071
16.003	16.006	0.003	0.019
18.001	18.004	0.003	0.017
20.002	19.998	0.004	0.020
22.000	21.995	0.005	0.023
24.001	23.990	0.011	0.046

Calibración sensor de confinamiento

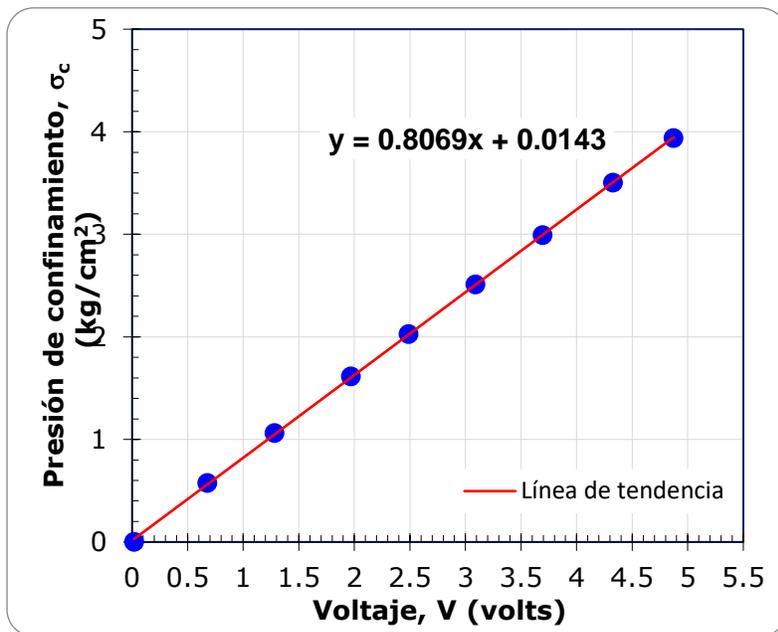


Figura A1.15 Calibración sensor de confinamiento TA-3.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm ³

CONFINAMIENTO		
Voltaje	Columna de mercurio	Presión
V volts	cm	σ_c kg/cm ²
0.018	0.0	0.000
0.679	42.5	0.576
1.284	78.3	1.062
1.972	119.1	1.615
2.488	149.6	2.029
3.091	185.2	2.511
3.695	220.6	2.991
4.329	258.4	3.504
4.872	290.5	3.939
	0.0	

Verificación sensor de confinamiento

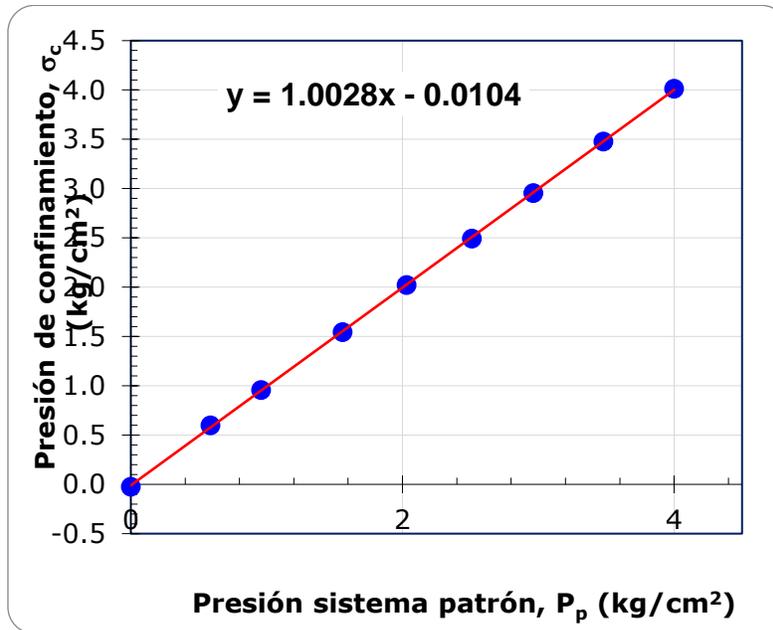


Figura A1.16 Verificación sensor de confinamiento TA-3.

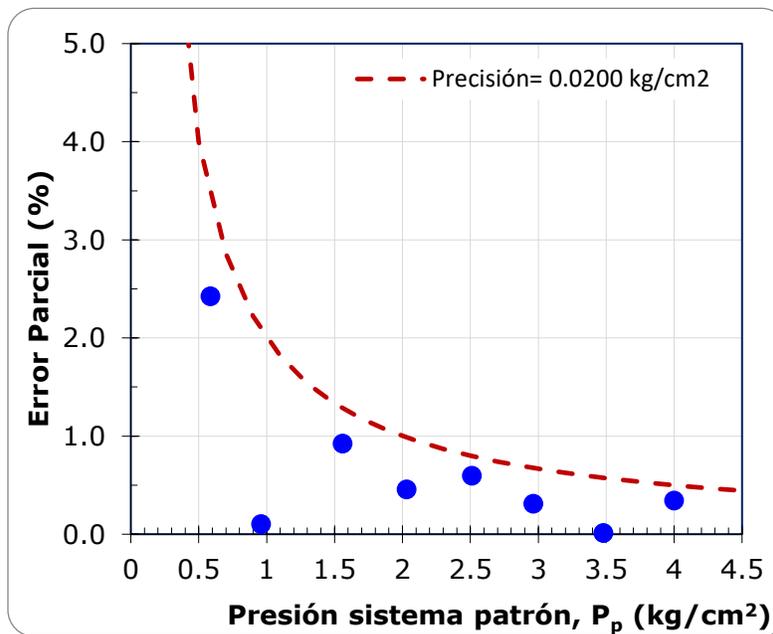


Figura A1.17 Curva de precisión sensor de confinamiento TA-3.

Tabla A1.6 Verificación sensor de confinamiento TA-3.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

CONFINAMIENTO				
Columna de mercurio cm	Presión patrón P_p kg/cm^2	Presión sensor σ_c kg/cm^2	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
0.000	0.00	-0.023	0.0230	
43.200	0.59	0.600	0.0142	2.425
74.200	0.96	0.959	0.0010	0.104
115.000	1.56	1.545	0.0144	0.923
149.800	2.03	2.022	0.0093	0.457
185.100	2.51	2.495	0.0150	0.596
218.600	2.96	2.955	0.0092	0.311
256.600	3.48	3.479	0.0005	0.014
295.000	4.00	4.014	0.0138	0.345

Calibración sensor de contrapresión

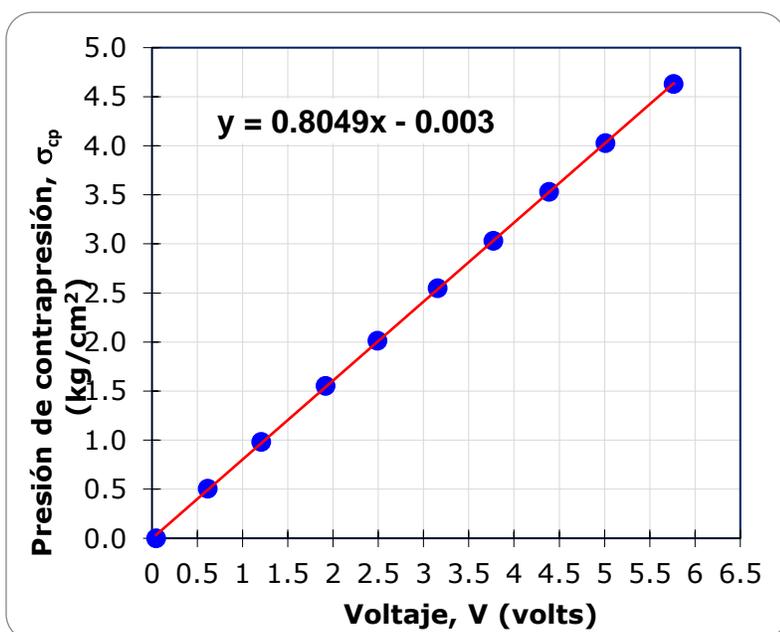


Figura A1.18 Calibración sensor de contrapresión TA-3.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm ³

CONTRAPRESIÓN		
Voltaje	Columna de mercurio	Presión
V volts	cm	σ_{cp} kg/cm ²
0.046	0.000	0.000
0.616	37.200	0.504
1.208	72.400	0.982
1.920	114.500	1.553
2.494	148.500	2.014
3.159	187.800	2.547
3.773	223.600	3.032
4.389	260.200	3.528
5.014	297.000	4.027
5.766	341.400	4.629

Verificación sensor de contrapresión

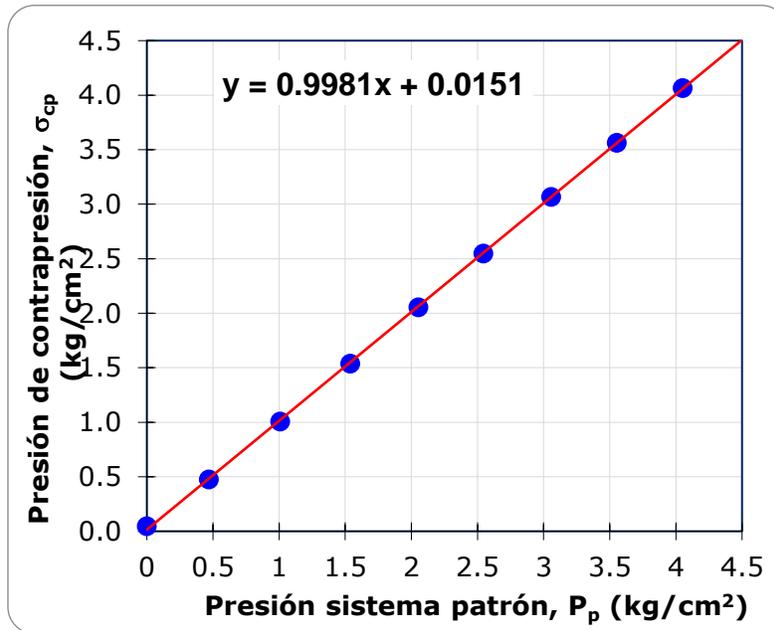


Figura A1.19 Verificación sensor de contrapresión TA-3.

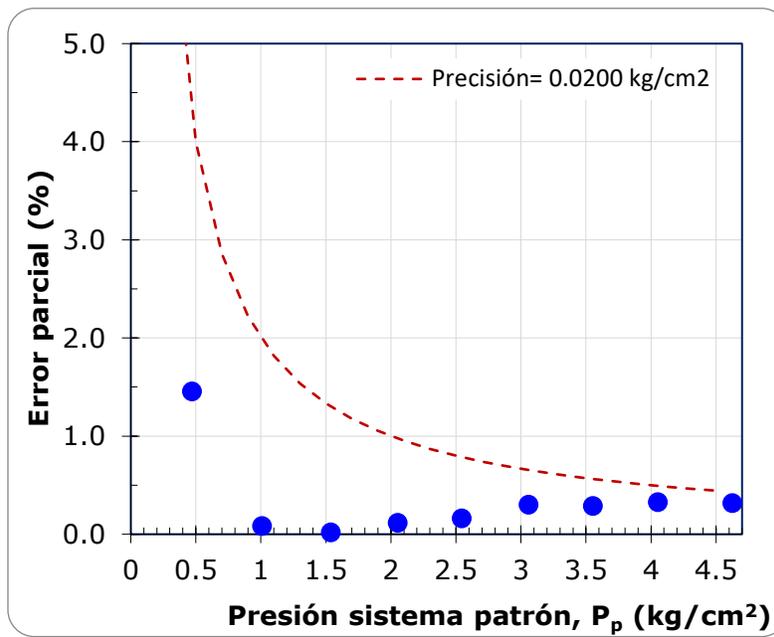


Figura A1.20 Curva de precisión sensor de contrapresión TA-3.

Tabla A1.7 Verificación sensor de contrapresión TA-3.

Densidad del mercurio		
ρ	0.01356	kg/cm^3

CONTRAPRESIÓN				
Columna de mercurio cm	Presión patrón Pp kg/cm^2	Presión sensor σ_{cp} kg/cm^2	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
0.0	0.000	0.047	0.0470	
<u>34.6</u>	0.469	0.476	0.0068	1.454
74.4	1.009	1.008	0.0009	0.086
113.4	1.538	1.538	0.0003	0.019
151.3	2.052	2.054	0.0024	0.116
187.6	2.544	2.548	0.0041	0.163
225.5	3.058	3.067	0.0092	0.302
262.0	3.553	3.563	0.0103	0.289
298.8	4.052	4.065	0.0133	0.328
341.1	4.625	4.640	0.0147	0.317

Calibración sensor de cambio de volumen

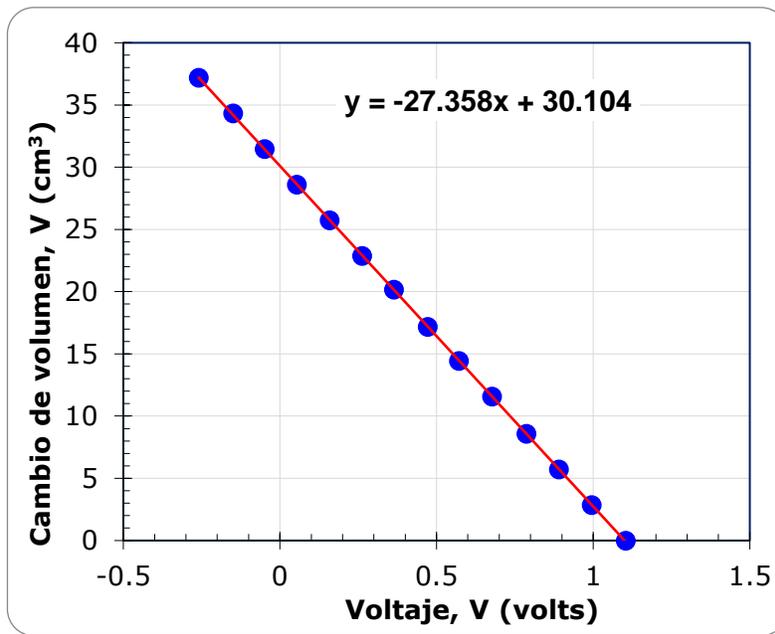


Figura A1.21 Calibración sensor cambio de volumen TA-3.

VOLUMEN	
Voltaje V volts	Volumen V cm ³
1.104	0.000
0.995	2.860
0.890	5.720
0.787	8.580
0.677	11.583
0.572	14.443
0.472	17.160
0.364	20.163
0.262	22.880
0.158	25.740
0.054	28.600
-0.049	31.460
-0.150	34.320
-0.260	37.180

Verificación sensor de cambio de volumen

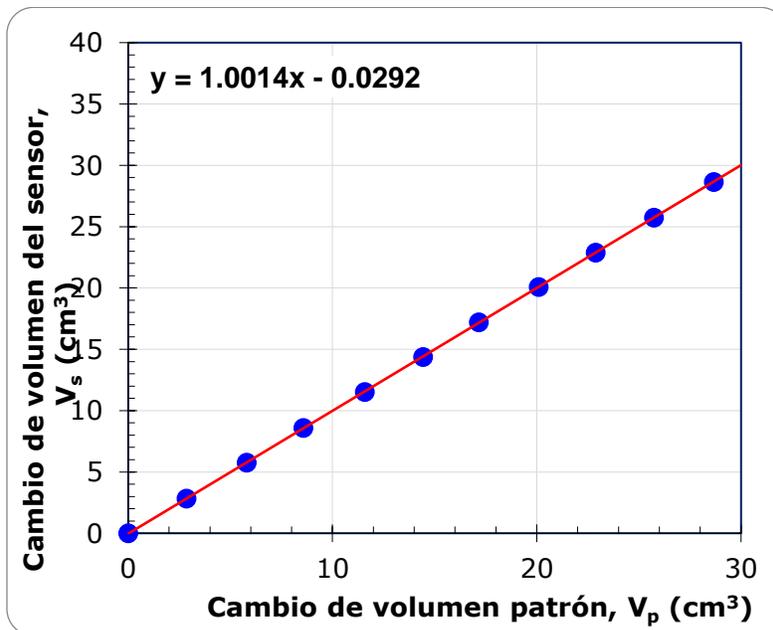


Figura A1.22 Verificación sensor cambio de volumen TA-3.

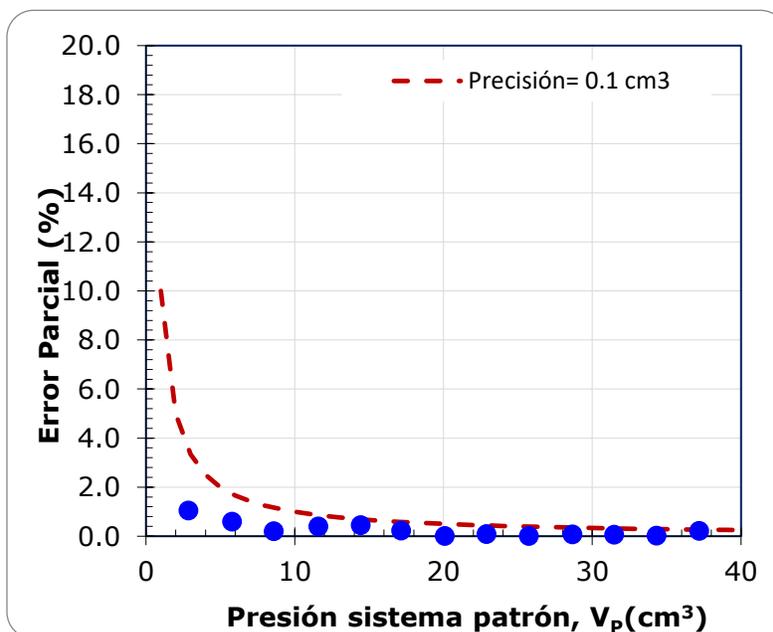


Figura A1.23 Curva de precisión sensor de cambio de volumen TA-3.

Tabla A1.8 Verificación sensor cambio de volumen TA-3.

VOLUMEN				
Volumen patrón Vp <i>cm³</i>	Volumen sensor Vs <i>cm³</i>	Volumen corregido Vs <i>cm³</i>	Exactitud <i>kg/cm²</i>	Error parcial %
0.0	0.068	0.000		
2.9	2.898	2.830	0.0300	1.049
5.8	5.825	5.757	0.0345	0.596
8.6	8.666	8.598	0.0180	0.210
11.6	11.605	11.537	0.0460	0.397
14.4	14.445	14.377	0.0660	0.457
17.2	17.269	17.201	0.0410	0.239
20.1	20.162	20.094	0.0025	0.012
22.9	22.968	22.900	0.0200	0.087
25.7	25.804	25.736	0.0040	0.016
28.7	28.717	28.649	0.0225	0.078
31.5	31.509	31.441	0.0190	0.060
34.3	34.398	34.330	0.0100	0.029
37.2	37.332	37.264	0.0840	0.226

Verificación celda de carga

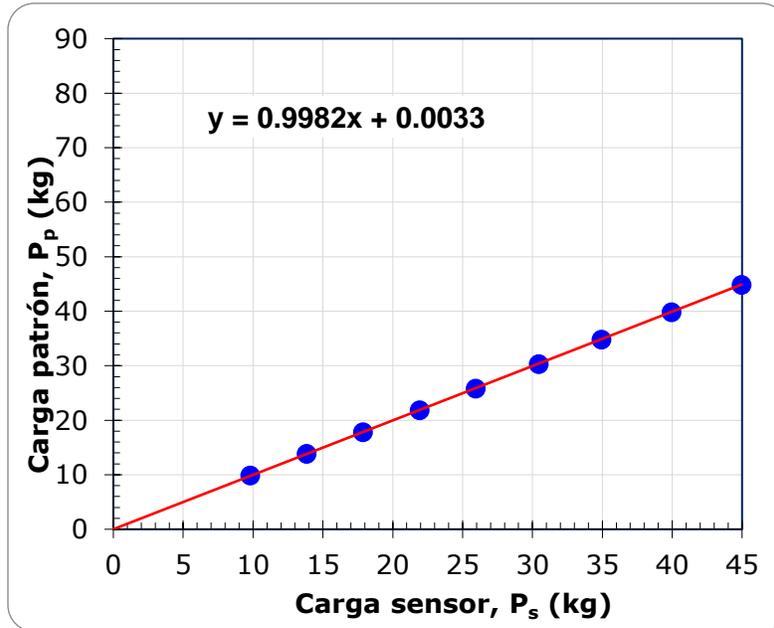


Figura A1.24 Verificación celda de carga TA-3.

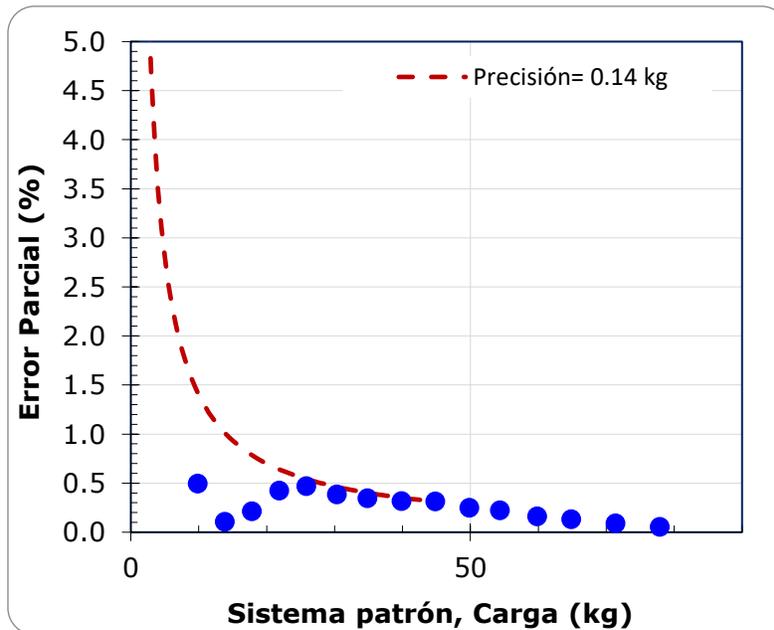


Figura A1.25 Curva de precisión celda de carga TA-3.

Tabla A1.9 Verificación celda de carga TA-3.

CARGA 100%			
Carga sensor P_s kg	Carga patrón P_p kg	Exactitud kg/cm^2	Error parcial %
-0.150	0.000	0.1500	
9.801	9.850	0.0490	0.497
13.828	13.843	0.0150	0.108
17.877	17.839	0.0380	0.213
21.925	21.832	0.0930	0.426
25.945	25.824	0.1210	0.469
30.438	30.321	0.1170	0.386
34.947	34.826	0.1206	0.346
39.960	39.833	0.1266	0.318
44.965	44.824	0.1412	0.315
49.945	49.820	0.1247	0.250
54.462	54.340	0.1221	0.225
59.932	59.835	0.0966	0.161
64.922	64.836	0.0857	0.132
71.424	71.360	0.0637	0.089
77.930	77.887	0.0427	0.055

Tabla A1.10 Verificación cruzada TA-3.

Columna de mercurio Hg cm	CONFINAMIENTO				P. PORO			CONTRAPRESIÓN		
	Presión patrón P _p kg/cm ²	Presión sensor P _{confi} kg/cm ²	Exactitud kg/cm ²	Error parcial %	Presión sensor P _{poro} kg/cm ²	Exactitud kg/cm ²	Error parcial %	Presión sensor P _{contrap} kg/cm ²	Exactitud kg/cm ²	Error parcial %
0.00	0.00	0.030	0.030		0.030	0.030		0.030	0.030	
32.90	0.45	0.430	0.016	3.61	0.440	0.006	1.37	0.440	0.006	1.37
61.70	0.8367	0.820	0.017	1.99	0.820	0.017	1.99	0.820	0.017	1.99
91.80	1.24	1.240	0.005	0.39	1.240	0.005	0.39	1.240	0.005	0.39
120.30	1.63	1.620	0.011	0.69	1.630	0.001	0.08	1.630	0.001	0.08
150.20	2.04	2.020	0.017	0.82	2.030	0.007	0.33	2.030	0.007	0.33
178.40	2.42	2.410	0.009	0.38	2.410	0.009	0.38	2.410	0.009	0.38
209.40	2.84	2.830	0.009	0.33	2.830	0.009	0.33	2.830	0.009	0.33
237.30	3.22	3.220	0.002	0.07	3.220	0.002	0.07	3.220	0.002	0.07
267.30	3.62	3.620	0.005	0.13	3.630	0.005	0.15	3.630	0.005	0.15
296.00	4.01	4.020	0.006	0.16	4.020	0.006	0.16	4.020	0.006	0.16
324.10	4.39	4.400	0.005	0.12	4.410	0.015	0.35	4.410	0.015	0.35

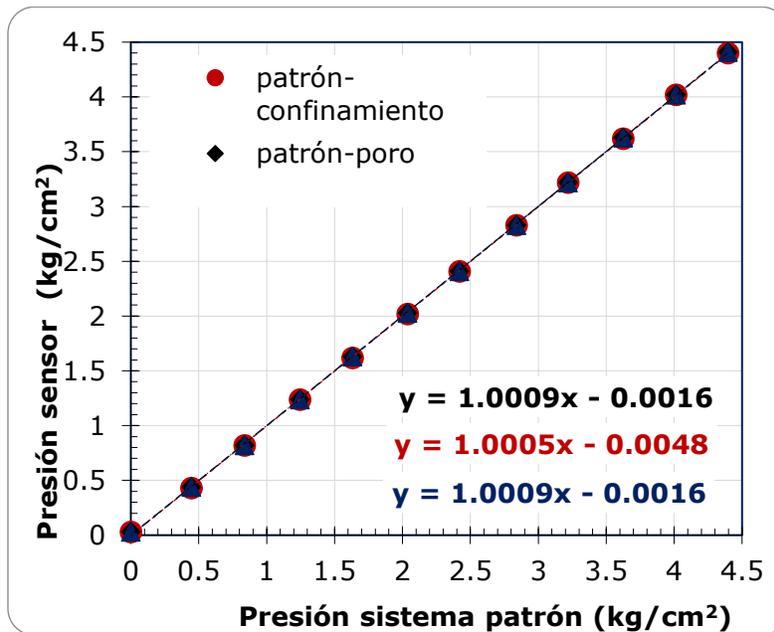


Figura A1.26 Verificación cruzada TA-3.

ANEXO 2. PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

Tabla A2.1 Pruebas de compactación con 5% de contenido de agua

Contenido de agua		5%									
Prueba	Peso del pisón	Peso del Molde+Muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Cápsula	Tara	Peso muestra húmeda+cápsula	Peso muestra seca+cápsula	Contenido de agua	Contenido de agua promedio	Peso volúmetr seco
No.	g	g	g	g/cm3	No	g	g	g	%	%	g/cm3
1	200	1122.2	112.9	1.26	88	124.8	134.5	134.1	4.30	4.90	1.19
2	500	1136.1	126.8	1.41	152	123.8	135.3	134.7	5.50	5.29	1.34
3	1000	1140.8	131.5	1.46	1	124.3	162.6	160.6	5.51	5.07	1.39
4	3000	1153.1	143.8	1.60	152	114.9	150.1	148.4	7.84	4.89	1.39
5	5000	1159.1	149.8	1.67	142	119.7	130.7	129.9	1.94	5.22	1.52
6	8000	1161.2	151.9	1.69	122	114.9	142.3	140.9	5.38	5.06	1.58
7	10000	1165.5	156.2	1.74	45	117.1	142	140.8	5.33	5.20	1.61
8	14000	1172.59	163.29	1.82	1	124.2	168.54	166.4	5.07	4.87	1.65
					m1	124.2	153.46	152	5.03	4.88	1.72
					67	123	156.59	154.7	4.78	5.32	
					139	115.2	153.7	152	4.87	5.23	
					4	117.1	147.3	145.9	4.88		
					45	117.2	132.72	131.97	5.32		
					49	117.88	134.2	133.35	5.23		
					45	117.1					

Tabla A2.2 Pruebas de compactación con 10% de contenido de agua

No.	Prueba	Peso del pisón	Peso del Molde+Muestra húmeda	Peso de la muestra	Peso volumétrico húmedo	Cápsula	Tara	Peso muestra húmeda+cápsula	Peso muestra seca+cápsula	Contenido de agua	Contenido de agua promedio	Peso volumétrico seco
		g	g	g	g/cm3	No	g	g	g	%	%	g/cm3
1	200	1,127.4	118.1	1.31	122	114.9	133.9	132.2	9.83	9.88	1.18	
2	500	1,141.7	132.4	1.47	15	117.3	155.8	152.3	9.94	9.92	1.33	
3	1000	1,152.3	143.0	1.59	25	116.9	158	154.3	9.89	9.82	1.43	
4	3000	1,160.2	150.9	1.68	45	117.1	153.8	151.2	9.95	9.81	1.54	
5	5000	1,166.0	156.7	1.74	88	116.9	128.1	127	9.32	8.48	1.57	
6	8000	1,170.6	161.3	1.81	23	115.2	145.1	143.1	7.63	9.70	1.63	
7	10000	1,171.4	162.1	1.80	88	116.9	160.6	156.5	9.93	9.96	1.63	
8	14000	1,181.54	172.2	1.92	16	123.8	159	155.8	9.48	9.70	1.72	
					78	116.9	146	143.3	9.80	10.47		
					16	123.07	141.1	139.37	10.12			
					67	126.31	150.25	148.01	9.76			
					140	126.31			9.64			
					67	126.31			10.61			
					102	126.31			10.32			

Tabla A2.3 Pruebas de compactación con 15% de contenido de agua

Prueba	Peso del pisón g	Peso del Molde+Muestra húmeda g	Peso de la muestra g	Peso volumetrico húmedo g/cm3	Cápsula	Tara g	Peso muestra húmeda+cápsula		Contenido de agua %	Contenido de agua promedio %	Peso volúmetri seco g/cm ³
							g	g			
1	200	1,137.0	127.7	1.42	133	120	135.5	133.5	14.81	14.75	1.21
2	500	1,153.1	143.8	1.60	130	114.8	148.4	144.1	14.68	15.29	1.35
3	1000	1,159.7	150.4	1.67	16	117	139.5	136.5	15.38	15.13	1.42
4	3000	1,173.3	164.0	1.84	139	115.2	149.3	144.8	15.20	14.85	1.56
5	5000	1,181.1	171.8	1.91	110	124.8	160.6	155.9	15.11	14.54	1.63
6	8000	1,184.1	174.8	1.94	78	123.8	160.3	155.5	15.14	14.64	1.66
7	10000	1,187.6	178.3	1.98	142	114.9	144.1	140.4	14.51	14.57	1.69
8	14000	1,187.6	178.3	1.98	130	114.8	145.9	141.8	15.19	14.80	1.69
					3	114.9	168.4	161.7	14.32		
					S/N	121.9	177.9	170.7	14.75		
					122	117.3	143.4	139.8	16.00		
					1	121.9	145.8	143	13.27		
					23	117.9	165.8	159.7	14.59		
					2	118	156.6	151.7	14.54		
					53	117.95	166.3	160.2	14.44		
					2	118	155.2	150.3	15.17		

Tabla A2.1 Pesos volumétricos secos

Pisón	Peso del Molde+Muestra seca	Peso de la muestra	Peso volumétrico seco	Relación de vacíos	Porosidad
g	g	g	g/cm ³	-	%
200	1170.8	161.5	1.796	0.59	36.97
500	1170.1	160.8	1.789	0.59	37.24
1,000	1174.3	165	1.835	0.55	35.60
3,000	1174.4	165.1	1.836	0.55	35.56
5,000	1174.9	165.6	1.842	0.55	35.37
8,000	1176.5	167.2	1.860	0.53	34.74
10,000	1177.9	168.6	1.875	0.52	34.20
14,000	1180.69	171.39	1.906	0.49	33.108

Tabla A2.1 Resumen de resultados

Pisón	Contenido de agua	Relación de vacíos	Peso volumétrico seco	Peso volumétrico húmedo	Grado de saturación
g	%	-	(g/cm ³)	(g/cm ³)	%
200	0	0.59	1.796		
	4.90	1.39	1.19	1.26	10.08
	9.88	1.41	1.18	1.31	20.01
	14.75	1.35	1.21	1.42	31.05
500	0.00	0.59	1.789		
	5.29	1.13	1.34	1.41	13.31
	9.92	1.15	1.33	1.47	24.61
	15.29	1.10	1.35	1.60	39.50
1000	0.00	0.55	1.84		
	4.89	1.05	1.39	1.46	13.30
	9.82	0.99	1.43	1.59	28.35
	15.13	1.01	1.42	1.67	42.80
3000	0.00	0.55	1.84		
	5.22	0.88	1.52	1.60	16.92
	8.48	0.86	1.54	1.68	28.25
	14.85	0.82	1.56	1.84	51.51
5000	0.00	0.55	1.84		
	5.20	0.80	1.58	1.67	18.42
	9.70	0.81	1.57	1.74	34.10
	14.54	0.75	1.63	1.91	55.60
8000	0.00	0.53	1.86		
	4.91	0.77	1.61	1.69	18.08

	9.96	0.75	1.63	1.81	37.78
	14.64	0.72	1.66	1.94	58.17
10000	0.00	0.52	1.88		
	4.87	0.72	1.65	1.74	19.18
	9.70	0.75	1.63	1.80	36.84
	14.57	0.68	1.69	1.98	60.87
14000	0.00	0.49	1.91		
	4.87	0.72	1.72	1.82	22.91
	10.47	0.66	1.72	1.92	37.78
	14.80	0.69	1.69	1.98	58.17

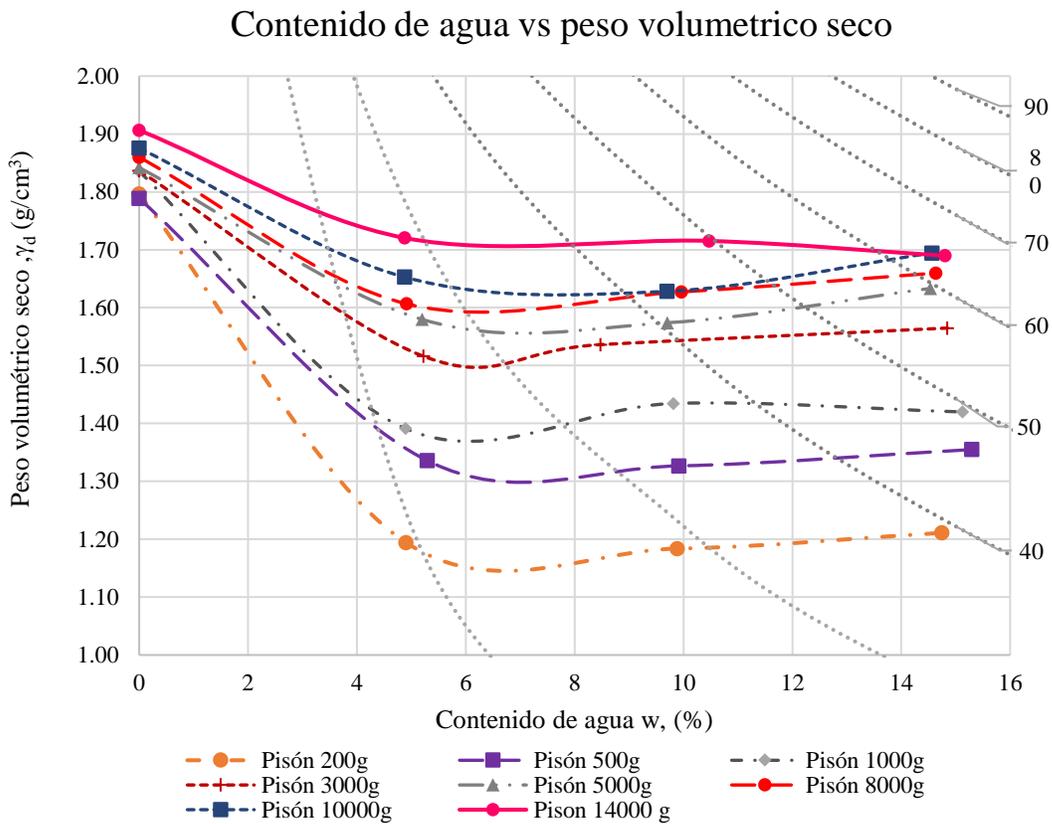


Figura A2.1 Contenido de agua vs peso volumétrico seco.

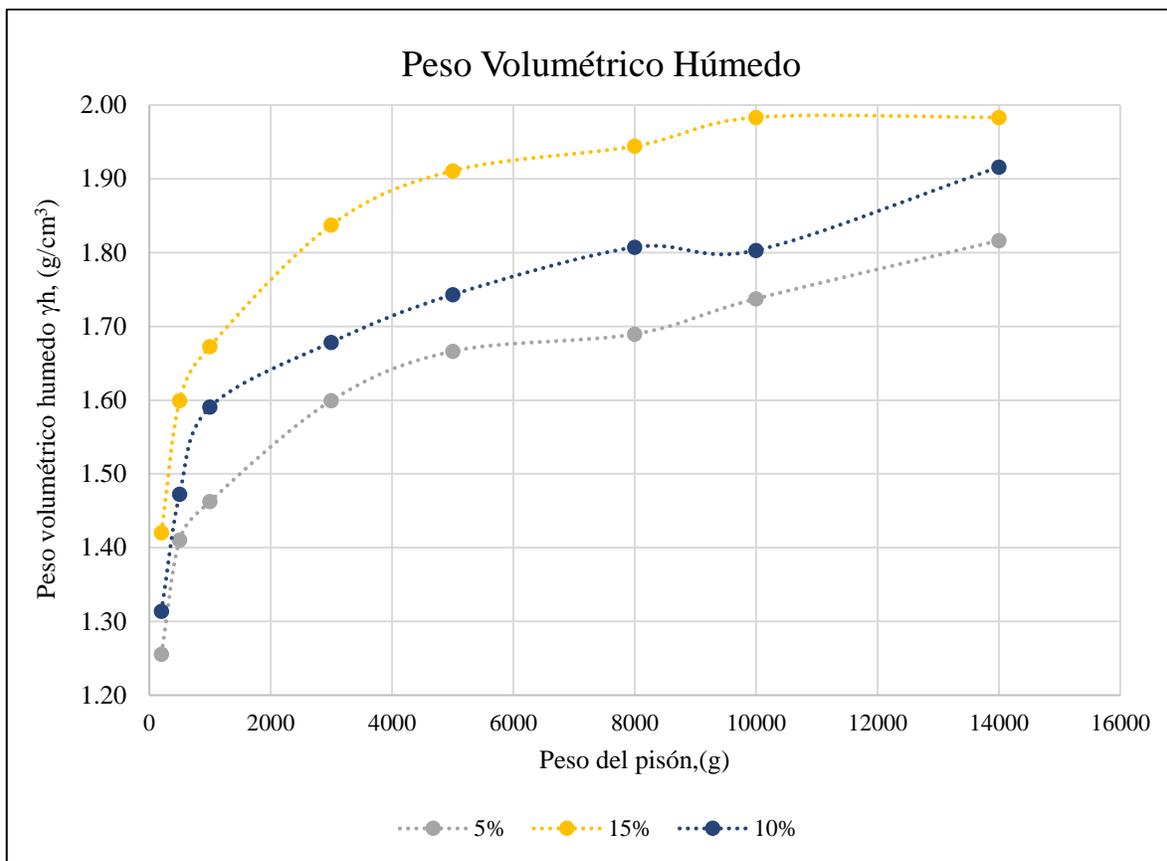


Figura A2.2 Peso volumétrico húmedo vs peso del pisón.

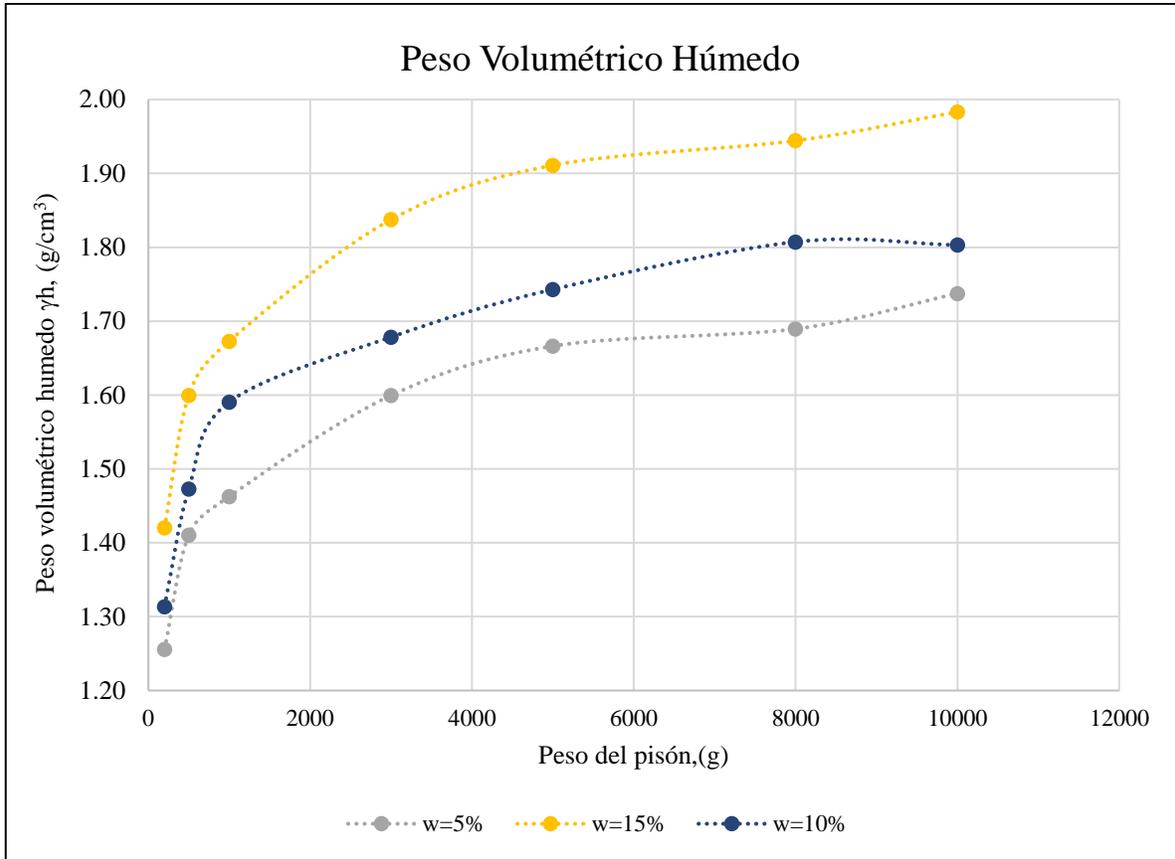


Figura A2.3 Peso volumétrico húmedo.

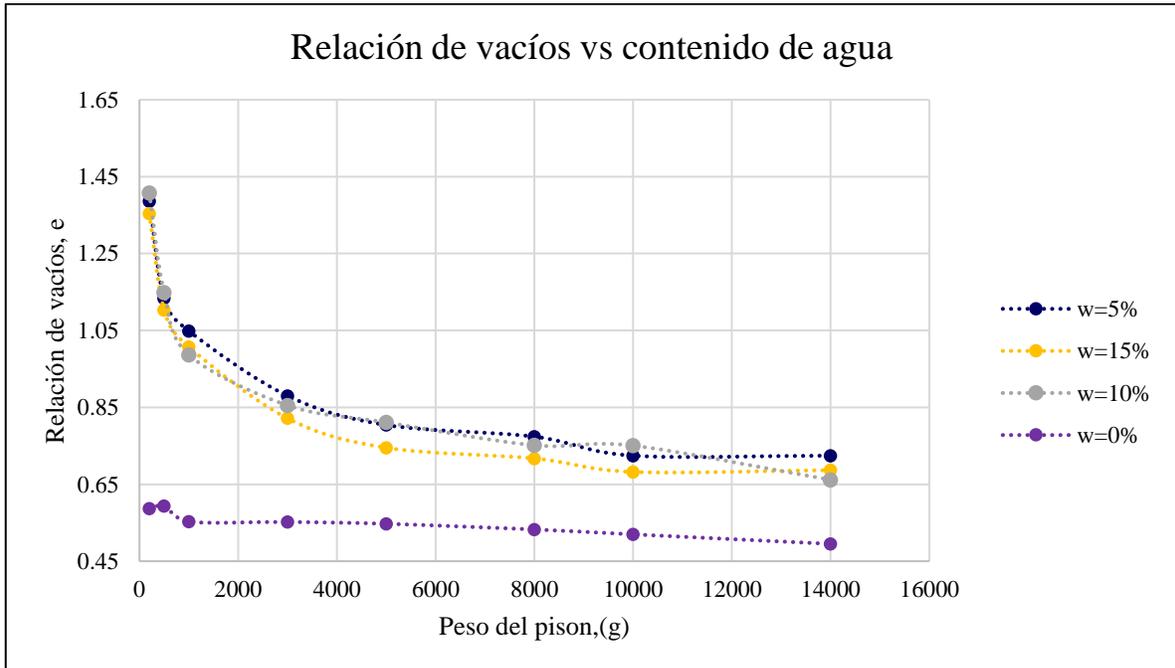


Figura A2.4 Relación de vacíos respecto al peso del pisón.

