

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

COMPORTAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS EN ARENAS SATURADAS

TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE: MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA: BRYAN URIEL ARREDONDO GALVEZ

TUTOR PRINCIPAL DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., ENERO 2025



Universidad Nacional Autónoma de México



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.

Abstract

This work analyzes the behavior of reconstituted loose sands in undrained consolidated triaxial tests. The soil comes from the Dos Bocas Refinery, Tabasco. The deviatoric stress-axial strain curves and main stresses of each specimen were obtained. With this, the instability line, the critical state line was stablished, and the state parameter of each specimen was determined.

The behavior of compression and shear wave velocities during the triaxial tests of five samples was analyzed with the use of bender elements and piezoelectric crystals. For the wave velocities, the arrival time of the signals was analyzed with five different methods, based on the time and frequency domain. With which it was possible determine the most appropriate methods to obtain the propagation velocity of compression and shear wave for partially saturated and fully saturated conditions.

The wave velocities were related to the stages of the triaxial tests. It was found that in the saturation stage there is an intrinsic relationship between the Vp and the Skempton's B coefficient. For the consolidation stage, it was observed that Vs strongly depends on the consolidation effective stress. From the failure of the specimens, the behavior of the shear wave velocity follows the same way as the stress paths.

Finally, the method proposed by Foti et al. (2002) to estimate the soil porosity was evaluated, from which a maximum difference of 10% was obtained between the estimated porosity and the value measured in the laboratory, and almost 20% for the comparison of the void ratios. In addition, the difference between the real state parameter of the soil and the value estimated with the mentioned method is performed.

Resumen

El presente trabajo analiza el comportamiento de arenas sueltas reconstituidas en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas. El suelo es procedente de la Refinería de Dos Bocas, Tabasco. Se obtuvieron las curvas de esfuerzo desviador-deformación unitaria axial y las trayectorias de esfuerzos de cada espécimen. Con ello se establecieron la línea de inestabilidad, la línea de estado crítico, y se determinó el parámetro de estado de cada muestra ensayada.

Se analizó el comportamiento de las velocidades de onda de compresión y de corte durante el ensaye triaxial de cinco muestras con el uso de elementos *bender* y cristales piezoeléctricos. Para obtener las velocidades de onda, se analiza el tiempo de arribo de las señales con cinco métodos diferentes, basados en el dominio del tiempo y de la frecuencia. A partir de los resultados se pudieron determinar los métodos más adecuados para obtener la velocidad de propagación de ondas de compresión y de corte ante condiciones parcialmente saturadas y totalmente saturadas.

Se relacionan las velocidades de onda con las etapas de las pruebas triaxiales. Se encontró que en la etapa de saturación existe una relación intrínseca entre la Vp y el parámetro B de Skempton. Para la etapa de consolidación se observó que la Vs depende fuertemente del esfuerzo efectivo de consolidación. En la falla, el comportamiento de la velocidad de onda de corte sigue la misma tendencia que la trayectoria de esfuerzos.

Por último, se evalúa el método propuesto de Foti *et al.* (2002) para estimar la porosidad del suelo, del cual se obtuvo una diferencia máxima del 10% entre la porosidad estimada y la medida en laboratorio, y de casi 20% para la comparación de las relaciones de vacíos. Además, se presenta la diferencia entre el parámetro de estado real del suelo y el estimado con el método mencionado.

Dedicado a mis hermanos. A Mali y Cochi.

Agradecimientos:

A mi universidad.

- Al Dr. Efraín Ovando Shelley quién me apoyo y motivo en múltiples ocasiones para realizar la conclusión de este trabajo. Junto a él, también le agradezco al Instituto de Ingeniería.
- Al jurado asignado para la evaluación de este trabajo, por sus revisiones y comentarios. A los doctores Rigoberto Rivera Constantino y Ricardo Ortiz Hermosillo; en especial a Miguel Ángel Mánica Malcom y Leonardo Alcántara Nolasco.
- A Zaira Hernández por su apoyo en el laboratorio. Junto a ella, también agradezco a todos los amigos, viejos y nuevos, que se unieron en este camino.
- A mí, que en múltiples ocasiones pensé en desistir porque la cantidad de objetivos planteados eran demasiados. Sin embargo, logré terminar este maravilloso trabajo que me ayudo a entender múltiples cuestiones pero que, a su vez, me dejo múltiples interrogantes.

ÍNDICE

In	trodu	icción	. 1
	Justi	ificación	. 2
	Obje	etivos	.3
	Alca	ances de la investigación	. 4
	Met	odología del trabajo	. 4
1.	Lice	uación de arenas	. 5
	1.1.	Licuación de flujo	. 5
	1.	1.1. Desencadenantes de la licuación de flujo.	. 6
	1.2.	Comportamiento mecánico de arenas	. 8
	1.3.	Estado estable y estado crítico	12
	1.4.	Parámetro de estado (ψ)	18
2.	Proj	pagación de ondas sísmicas	21
	2.1.	Determinación de las propiedades dinámicas del suelo	22
	2.2.	Evaluación de la rigidez y otras propiedades del suelo	24
	2.3.	Piezoelectricidad	25
	2.4.	Elementos bender o transductores piezoeléctricos	26
	2.5.	Estudios previos del análisis de prospección de onda con relación a la presen investigación	ite 28
	2.6.	Estimación de la porosidad con el método propuesto por Foti et al. (2002)	31
3.	Des	cripción del equipo e instrumentación	37
	3.1.	Cámara triaxial	38
	3.	1.1. Instrumentación del equipo	39
	3.	1.2. Calibración y verificación del equipo	40
	3.	1.3. Elementos Bender y discos piezoeléctricos utilizados	41
	3.	1.4. Procedimiento de instrumentación	14
	3.	1.5. Equipo de laboratorio para medir Vp y Vs	46
	3.	1.6. Tiempo de retardo para el arribo de las ondas	49
	3.	1.7. Métodos para determinar el tiempo de arribo de las ondas	51

3.	1.8. Factores que pueden dificultar la interpretación del tiempo de arribo	59
4. Des	scripción del material y procedimiento del ensaye	64
4.1.	Descripción del material	64
4.2.	Preparación de los especímenes	65
4.3.	Montaje de muestras	71
4.4.	Método de saturación de las muestras	73
4.5.	Procedimiento del ensaye y obtención de señales	75
5. Res	sultados experimentales	77
5.1.	Análisis de pruebas triaxiales	77
5.	1.1. Descripción de las pruebas realizadas	77
5.	1.2. Saturación y consolidación de ensayes	
5.	1.3. Etapa de falla de las muestras	
5.2.	Análisis de la propagación de ondas sísmicas	
5.	2.1. Análisis de las señales con los diferentes criterios utilizados	
5.	2.2. Efectos en el análisis de las señales	
5.	2.3. Velocidades de onda en cada etapa del ensaye triaxial	
5.	2.4. Vp y Vs respecto a la B de Skempton en la etapa de saturación	
5.	2.5. Vp y Vs en la etapa de consolidación	
5.	2.6. Vs en la etapa de falla	
5.3.	Determinación de la porosidad con el método de Foti et al., 2002	
6. Coi	nclusiones	
6.1.	Recomendaciones	
Refere	ncias bibliográficas	

Símbolos y notación

CIUC	UC Pruebas triaxiales consolidadas		Deformación Unitaria Axial.			
	isótropamente y con falla no		Presión de poro.			
	drenada a compresión.	η_{IL}	Línea de inestabilidad.			
e _{inicial}	Relación de vacíos inicial.	NCL	Normal Compressional			
$\sigma'_{consolidación}$	Esfuerzo efectivo de		Line, línea normalmente			
	consolidación.		consolidada.			
G _{máx} o G ₀	Módulo de rigidez al corte.	Ψ	Parámetro de estado.			
V_S	Velocidad de propagación de	ρ	Densidad del suelo.			
	ondas de corte.	ν	Módulo de Poisson.			
CSL	Línea de estado crítico.	Cu	Coeficiente de uniformidad.			
SSL	Línea de estado estable.	Cc	Coeficiente de forma.			
В	Parámetro de Skempton.	n	Porosidad.			
V_P	Velocidad de propagación de	$ ho^F$	Densidad del fluido.			
	ondas de compresión.	$ ho^{S}$	Densidad de sólidos.			
Gs	Densidad de sólidos.	K^F	Módulo de compresibilidad			
Ll	Límite líquido.		del fluido.			
LP	Límite plástico.	K ^S	Módulo de compresibilidad			
p´	Esfuerzo efectivo medio.		de las partículas sólidas.			
q	Esfuerzo desviador.	v^{SK}	Relación de Poisson para el			
NAF	Nivel de Aguas Freáticas.		suelo seco.			
arphi	Ángulo de fricción interna.	BE	Bender Elements.			
K ₀	Coeficiente de esfuerzo de	BD	Bender Disks.			
	tierras en reposo.	MT	Moist tamping.			
IB	Brittleness Index, índice de	CO_2	Dióxido de carbono.			
	fragilidad.	QSS	Quasi-Steady State, Estado			
q_{pico}	Esfuerzo desviador no drenado		Cuasi-Estable.			
	en el pico.					
<i>q</i> residual	Esfuerzo desviador no drenado					
	residual, post-licuación o a					
	grandes deformaciones.					

Índice de tablas

Tabla 1 Casos de licuación estática/flujo (Lade & Yamamuro, 2011)7
Tabla 2 Características de los materiales de (Ríos et al., 2023)
Tabla 3 Resumen de las últimas calibraciones y verificaciones realizados a las cámaras ELE-1-SUR y ELE-
1-NOR
Tabla 4 Sumario de pruebas realizadas en condiciones iniciales. 78
Tabla 5 Saturación y consolidación de las pruebas realizadas. 79
Tabla 6 Resumen del comportamiento de las pruebas en la falla80
Tabla 7 Conjunto de datos de laboratorio con los que se estimó la porosidad utilizando el método de Foti et
al. (2002)
Tabla 8 Estimación del parámetro de estado utilizando los datos de Vp obtenidas con los BD115
Tabla 9 Resultados de la comparación del parámetro de estado real, ψ , y el estimado, ψ^* . Utilizando una
Vp de 1555 m/s en los especímenes de estudio117
Tabla 10 Resultados de la comparación del ψ y ψ *. Utilizando una Vp en función del esfuerzo efectivo en
los especímenes de estudio

Índice de figuras

Figura 1-1 Mecanismos detonantes para la licuación de flujo: a) incremento no drenado del esfuerzo
desviador; b) descarga drenada; c) incremento de la presión de poro debido a un cambio en las
condiciones hidráulicas; d) Incremento de la presión de poro debido a carga cíclica, (Gens, 2019)7
Figura 1-2 Modos típicos del comportamiento no drenado de arenas (Gens, 2019)
Figura 1-3 Efecto de las fronteras en la trayectoria de esfuerzos efectivo (Zhang & Garga, 1997)11
Figura 1-4 Diagrama esquemático sobre el esfuerzo pico: a) línea de colapso; b) línea de licuación de flujo
(Gens, 2019; Yang , 2002)
Figura 1-5 a) línea de estado estable para ensayes no drenados a compresión en muestras contractivas con
estados iniciales sobre la línea de estado crítico; b) Efecto del estado inicial en la línea de estado crítico
(Been et al., 1991)
Figura 1-6 Comparación de las curvas granulométricas de las muestras de arena después de los ensayes
triaxiales a diferentes esfuerzos de confinamiento (Carrera et al., 2011).
Figura 1-7 a) Puntos de estado inicial y crítico de pruebas triaxiales CIU para arenas; b) Comparación entre
CSL y curvas obtenidas de odómetros para la muestra más suelta (Carrera et al., 2011)17
Figura 1-8 a) Estado crítico de muestras con variaciones de finos de baja plasticidad, lo puntos vacíos
indican métodos de formación diferentes al "Moist Tamping"; b) Punto de estado crítico de las pruebas
con diferentes mezclas (Carrera et al., 2011)
Figura 1-9 Definición del parámetro de estado (Jefferies & Been, 2016)
Figura 2-1 Deformación producida por ondas de cuerpo: (a)Onda-P; (b) Onda-S (Kramer, 1996)21
Figura 2-2 Elemento Bender piezoeléctrico. Caso en el que un voltaje positivo causa que el elemento se
doble de una manera y el voltaje negativo hace que se doble de otra (Kramer, 1996)26
Figura 2-3 Diagrama esquemático del arreglo de BE (ASTM D8295-19, 2019)
Figura 2-4 a) Líneas de Estado Crítico de arenas aluviales de Portugal, plano e-log p´; b) puntos en el estado
crítico, plano q-p´ (Ramos et al., 2019)
Figura 2-5 Comparación de la porosidad estimada con el método propuesto vs los datos de laboratorio,
(Foti et al., 2002)
Figura 2-6 Porosidad estimada del sitio de Calabria, (Foti et al., 2002)
Figura 2-7 Grafica de comparación entre la porosidad medida y estimada de la investigación de (Foti &
Lancellota, 2004)
Figura 2-8 Comparación de la onda Vp estimada y medida, para la arcilla y el suelo residual, (Arroyo et al.,
2006)
Figura 2-9 Comparación de la onda Vs estimada y medida, con $vSK = 0.11 y 0.2$, (Arroyo et al., 2006).
Figura 2-10 Comparación de la onda Vs estimada y medida, con $vSK = 0.4$, (Arroyo et al., 2006)35
Figura 3-1 a) Equipo ELE-1-SUR, para pruebas triaxiales convencionales (en etapa de circulación de agua
desairada). b) Equipo ELE-1-NOR, Instrumentada con Cristales Piezoeléctricos (Probeta montada,
previo a la circulación de CO ₂). Instituto de Ingeniería de la UNAM.
Figura 3-2 Ubicación de los transductores en la cámara triaxial ELE-1-SUR

Figura 3-3 Esquema de disco piezoeléctrico, T216-A4NO-173X utilizado (PIEZO SYSTEMS, 2007)42
Figura 3-4 Esquema de Bender Elements, tamaño y grosor del elemento T215-H4CL-303X, (PIEZO
SYSTEMS, 2007)
Figura 3-5 a) Vista en planta de pedestal y cabezal bajo el diseño de Flores 2013; b) Vista de perfil de
pedestal y cabezal, con elementos Bender (Bender Elements y Bender Disks)
Figura 3-6 Proceso de Instrumentación de BE y BD; a) Tamaño nominal de elementos; b) Conexión en
serie de los elementos y polarización de los mismos; c) Recubrimiento de los elementos con pintura
dieléctrica; d) Encapsulado de elementos
Figura 3-7 Hardware para la adquisición de ondas de propagación sísmicas; a) Menú o Interfaz del software
utilizado para la adquisición de señales; b) Generador de funciones; c) Osciloscopio47
Figura 3-8 Tiempo de retardo o calibración de los BD; a) Colocación de BD en pedestal y cabezal; b)
Arreglo para calibración; c) Toma de tiempo de retardo para una señal con una amplitud de 50V y 40
kHz
Figura 3-9 Tiempo de retardo o calibración de los BE; a) Arreglo para calibración; b) Toma de tiempo de
retardo para una señal con una amplitud de 50V y 7 kHz50
Figura 3-10 a) Tiempo de retardo para BD en la frecuencia de 50 kHz; b) Tiempos de retardo para BD con
frecuencias de 40 a 80 kHz51
Figura 3-11 a) Tiempo de retardo para BE en la frecuencia de 4 kHz; b) Tiempos de retardo para BE con
frecuencias de 3 a 7 kHz51
Figura 3-12 Señal sinusoidal emisora, y receptora de onda Vs. La señal receptora (OUTPUT) es afectada
por campo cercano (modificado de Mitariotonna et al., 2010)54
Figura 3-13 Conexión entre el dominio del tiempo y la frecuencia, (Bonal et al.,, 2012)55
Figura 3-14 Espectro lineal para señales, emisora con 10 V a) transmisor, b) receptora con 10 mV de
amplitud, (Viggiani & Atkinson, 1995 a)56
Figura 3-15 Correlación cruzada de las señales mostradas en la Figura 3-14, (Viggiani & Atkinson, 1995
a)57
Figura 3-16 Escalograma obtenido para una señal sin efecto de campo cercano, para una arcilla de la CDMX
(Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019)59
Figura 3-17 Localización del tiempo de arribo para una arcilla de la CDMX (Fernández-Lavín & Ovando-
Shelley, 2019)
Figura 3-18 Directividad de los BE; a) Generación de ondas de corte; b) y c) señales receptoras medidas
en especímenes secos y parcialmente saturados (Lee & Santamarina, 2005)62
Figura 4-1 Curva granulométrica del material del sitio "NRDBT-Frente 3"
Figura 4-2 Curva de fluidez para determinar el límite líquido65
Figura 4-3 Molde utilizado para la formación de probetas67
Figura 4-4 Preparación del material para la reconstitución
Figura 4-5 Proceso de compactación de la probeta reconstituida
Figura 4-6 Procedimiento de montaje de muestras para muestras convencionales y pruebas con
transductores piezoeléctricos73
Figura 4-7 Circulación de CO ₂ y agua desairada a través de la probeta de suelo74

Figura 4-8 Proceso de falla de muestra TX-CIUC
Figura 5-1 Curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria axial de todas las muestras
Figura 5-2 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo efectivo de consolidación
Figura 5-3 Normalización del esfuerzo desviador respecto al esfuerzo efectivo de consolidación
Figura 5-4 Normalización del esfuerzo desviador respecto al esfuerzo medio
Figura 5-5 Línea de inestabilidad en el plano p'-q
Figura 5-6 Determinación del estado crítico en el plano p'-q
Figura 5-7 Línea de estado crítico del material
Figura 5-8 Línea de estado crítico del material (log10 p'-e)
Figura 5-9 Señales receptoras en las cuales se exponen los puntos característicos para obtener el tiempo de
arribo de la señal por medio de métodos visuales. a) onda de compresión para la etapa de saturación de
la prueba 24; b) onda de corte para la etapa de consolidación de la prueba 24
Figura 5-10 Señales analizadas con el método de correlación cruzada, se exponen los espectros lineales y
la correlación obtenida únicamente para ondas de corte, en etapa de consolidación a) prueba 25; b) prueba 24
Figura 5-11 Punto asignado para el tiempo de arribo de la señal con el método de las wavelets en el
escalograma, a) onda de compresión, b) onda de corte92
Figura 5-12 Señal receptora afectad por Cross talk, en onda de compresión. Se expone el punto considerado
como el de primer arribo en presencia de ruido93
Figura 5-13 Variación del parámetro RD ante la variación de la frecuencia de excitación en ondas de corte.
Figura 5-14 Valores de $R_{\rm D}$ para la prueba 24 en función de la frecuencia y señalando el esfuerzo de
confinamiento utilizado en cada barrido94
Figura 5-15 Valores del parámetro de R_D en todas las etapas de consolidación de las pruebas con BE en
función de su velocidad de onda de corte, frecuencia y esfuerzo efectivo
Figura 5-16 Caso de directividad en muestra 24 parcialmente saturada
Figura 5-17 Comportamiento de onda de corte ante el efecto de directividad, ante el cambio de la frecuencia
de excitación y B de Skempton96
Figura 5-18 Presencia de reflexión y refracción de onda de compresión en muestra parcialmente saturada.
Figura 5-19 a) Relación entre Vp y B sin hacer la corrección de la señal; b) Correlación entre Vp y B
después de hacer la corrección en el dominio de la frecuencia; C) Esquema de viaje de la ondas en un
medio parcialmente saturado, (Astuto et al., 2023)
Figura 5-20 Variación de la velocidad de la onda de compresión en función de la B de Skemtpon 103
Figura 5-21 Variación de la onda de corte en función de la B de Skempton104
Figura 5-22 Relación de la velocidad de onda de corte y de compresión con respecto a la B de Skempton.
Figura 5-23 Valores de velocidad de onda de compresión y de corte en etapa de consolidación 105
Figura 5-24 Comportamiento de las velocidades de onda de corte y la relación de vacíos ante el esfuerzo
efectivo de consolidación105

Figura 5-25 Relación del módulo de rigidez al corte y el esfuerzo efectivo de consolidación106
Figura 5-26 Normalización del módulo de rigidez entre el esfuerzo efectivo de consolidación106
Figura 5-27 Relación de Poisson en función del esfuerzo efectivo de consolidación
Figura 5-28 Relación entre las velocidades de propagación de onda en consolidación respecto a la variación
en la relación de vacíos de las muestras108
Figura 5-29 Comportamiento de la Velocidad de onda de corte en la falla asociada a la curva esfuerzo
deformación de cada muestra109
Figura 5-30 Trayectorias de esfuerzo y de la velocidad de onda de corte
Figura 5-31 Variación de la porosidad estimada en función de vSK, para los datos de la prueba 24112
Figura 5-32 Variación de la porosidad estimada en función de KF, para los datos de la prueba 25 113
Figura 5-33 Comparación de la porosidad estimada con el método de Foti et al. (2002) y la porosidad
medida en laboratorio
Figura 5-34 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp obtenida de BD) y relaciones de vacíos
medida en laboratorio116
Figura 5-35 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp de 1555 m/s) y relaciones de vacíos
medida en laboratorio117
Figura 5-36 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp en función del esfuerzo efectivo) y
relaciones de vacíos medidas en laboratorio.

Introducción

Introducción

El fenómeno de licuación de arenas saturadas ocurre principalmente por una reducción significativa de la resistencia al corte del material, ocasionada por la acumulación de excesos de presión de poro, lo cual provoca que la masa de suelo se comporte como un fluido. El efecto provocado por las fallas de licuación de flujo causa que el material se asemeje a un líquido, por lo cual desarrolla grandes deformaciones que se traducen en efectos devastadores (Castro, 1969).

Las catástrofes relacionadas con el fenómeno de licuación se han presentado en numerosos sitios, y en múltiples ocasiones son provocadas por los sismos. Se presenta por medio de manifestaciones superficiales ocasionadas por el exceso de presión de poro generado durante el paso de las ondas sísmicas a través de la masa de arena suelta (*e.g.*, volcanes de arena ocasionados por géiseres de agua, arenas y finos, asentamientos, grietas en la superficie y fallas de taludes). En México se ha señalado la ocurrencia de este fenómeno en diferentes estados y ciudades, por ejemplo en Michoacán, Mexicali, Manzanillo y Coatzacoalcos, entre otros (Alberro & Hernández, 2004).

El presente trabajo tiene como objetivo estudiar el comportamiento de arenas en condiciones sueltas y saturadas, sometidas a pruebas de compresión triaxial no drenadas, consolidadas isótropamente (CIUC), con diferentes relaciones de vacíos iniciales y ensayadas a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación. Aunado a ello, en las pruebas triaxiales CIUC se realizaron mediciones de velocidades de onda de cuerpo (*i.e.*, ondas de compresibilidad y de corte), utilizando cristales piezoeléctricos.

La implementación de los cristales para el análisis del comportamiento de las velocidades de onda de compresión y de corte es parte de una línea de investigación que se ha desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM desde el 2013, principalmente en arcillas y suelos marinos. Es relevante mencionar que este trabajo es el primero en realizar el análisis de la propagación de ondas en laboratorio para arenas saturadas en México.

El uso de los transductores piezoeléctricos se ha extendido tanto en la academia como en la industria debido, principalmente, a su uso relativamente fácil, a que su costo no es excesivo y a que no alteran la estructura natural del suelo. Uno de los parámetros más relevantes que se pueden obtener con estos elementos es el módulo de corte inicial ($G_{máx}$ o G_0) principalmente para deformaciones pequeñas en análisis dinámicos, como los de interacción suelo-estructura durante sismos, explosiones o vibraciones. La velocidad de onda de corte (V_s) y el G_{max} guardan una relación intrínseca (ASTM D 8295-19, 2019).

Esta investigación analiza el comportamiento de arenas sueltas saturadas teniendo como marco de referencia la teoría del estado crítico. También estudia la propagación de ondas sísmicas en las diferentes etapas de la prueba triaxial CIUC, y analiza el tiempo de arribo de la onda a través del suelo por medio de diferentes criterios (métodos en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia) para obtener las velocidades de onda asociadas a diferentes condiciones en las muestras de suelo.

A nivel internacional, la investigación de la propagación de ondas sísmicas en arenas secas o húmedas se ha realizado con el propósito de obtener correlaciones o estimaciones entre las velocidades de onda y los parámetros del suelo (*e.g.*, Schnaid *et al.*, 2013; Astuto *et al.*, 2023; Gu *et al.*, 2021; Rios *et al.*, 2023; Yang, 2002).

Uno de los aspectos más relevantes en el comportamiento de las arenas es la porosidad, que es un parámetro de estado relevante en diversas aplicaciones de la ingeniería geotécnica. Foti *et al.* (2002), proponen que con la medición de velocidades sísmicas se puede estimar la porosidad del suelo. La medición de este parámetro en laboratorio es algo sumamente común para suelos que pueden ser muestreados (*e.g.*, arcillas), pero en los materiales granulares el muestreo inalterado generalmente no es posible por medios convencionales y, por ello, se debe recurrir al uso de técnicas sofisticadas (*e.g.*, uso de nitrógeno líquido para extracción de muestras congeladas). La propuesta de Foti *et al.* (2002) ha sido probada con éxito en diversos suelos arcillosos, donde se ha comparado la estimación de la porosidad con determinaciones directas a partir de muestras inalteradas. Sin embargo, para el caso de arenas esta metodología no ha sido probada lo suficiente para comprobar su efectividad. En este contexto, la presente investigación propone demostrar la validez de la metodología para materiales granulares, principalmente porque ayudaría a estimar la porosidad en campo de arenas en las que es muy complicado obtener muestras inalteradas.

Justificación

La evaluación del comportamiento y análisis de la propagación de ondas sísmicas en arenas sueltas saturadas ha tenido por objeto encontrar metodologías que ayuden a estimar su comportamiento por medio de correlaciones o estimaciones (*e.g.*, Foti *et al.*, 2002) con el propósito de analizar la susceptibilidad de licuación de flujo. Esto debido a que este fenómeno ha sido responsable de múltiples fallas (Lade & Yamamuro, 2011), tal es el

caso de la presa Calavera (Hazen, 1918); puerto de Helsinki (Andresen & Bjerrum, 1967); dique de la isla TAR (Mital & Hardy, 1977; Konrad & Watts, 1995); Dique de la presa norte de Wachussets (Olson *et al.*, 2000).

En México, los depósitos de arenas sueltas predominan en zonas costeras, y resulta difícil estudiarlos en su condición suelta mediante exploración de campo debido a que, usualmente, no se pueden extraer muestras inalteradas, por lo cual se desconoce su condición natural. Es por ello que la verificación del método de Foti *et al.* (2002) busca ser un referente para saber las condiciones naturales de este tipo de suelo.

Objetivos

Analizar el comportamiento de una muestra de arena proveniente de la Refinería Olmeca en Dos Bocas, Paraíso, Tabasco. Para ello se llevaron a cabo pruebas triaxiales CIUC, en muestras reconstituidas de arena en condiciones sueltas, con diferentes relaciones de vacíos iniciales y sometidas a diferentes esfuerzos efectivos de consolidación. Durante los ensayes se midieron las velocidades de propagación de ondas sísmicas utilizando cristales piezoeléctricos.

Para cumplir con dichos objetivos se consideraron las siguientes metas específicas:

- Obtener la línea de estado crítico (CSL, por sus siglas en inglés) del material.
- Buscar las relaciones que puedan existir entre el parámetro B de Skempton y la velocidad de compresión (V_P).
- Verificar si la teoría de poro-elasticidad de Biot y el límite de baja frecuencia pueden ser utilizados fielmente para la estimación de la porosidad en medios porosos saturados en condiciones sueltas para arenas, todo ello a partir de la medición de ondas de compresión y corte (*i.e.*, asumiendo que no se produce ningún movimiento relativo en el fluido ni en el sólido). Todo lo anterior tiene el fin de poder comparar la porosidad estimada con la porosidad medida en probetas realizadas en laboratorio.
- Analizar cómo se afecta la velocidad de propagación de ondas debido a los esfuerzos de confinamiento en arenas.
- Mostrar cómo actúan los diferentes métodos para la determinación del tiempo de arribo de la onda, y mostrar cual es el más efectivo para el caso de arenas saturadas.

Alcances de la investigación

El presente trabajo se realizó con ciertas limitaciones, como:

- Rango de esfuerzos bajos, menores a 3.0 kg/cm².
- No se utiliza ningún método de filtrado para analizar las señales obtenidas de la prospección de ondas sísmicas en los especímenes de suelo.
- No se evalúa el factor de forma y angulosidad de la partícula de suelo.
- No se presentan las relaciones de vacíos máximas y mínimas del material de estudio.
- No se utilizan fronteras lubricadas en las pruebas triaxiales por el uso de los elementos *bender*, en las Secciones 1.1.3 y 4.2 se detalla por qué no se utilizaron.

Metodología del trabajo

El propósito de este estudio es obtener la línea de estado crítico de una arena procedente de la Refinería de Dos Bocas, Tabasco. Asimismo, se busca realizar la estimación de la porosidad por medio de la medición de velocidades de onda V_P y V_S en muestras reconstituidas de arena comparándola con la porosidad obtenida en laboratorio por métodos convencionales. Todo ello realizado en pruebas triaxiales CIUC.

Actividades realizadas:

- 1. Caracterización de la muestra, densidad de solidos (Gs), límite líquido (LL), límite plástico (LP) y granulometría.
- Reconstitución de probetas por medio de un método estático de compactación, en diferentes estados de compacidad, para obtener muestras en condiciones sueltas. Obtención de sus relaciones gravimétricas y volumétricas, con particular énfasis en la relación de vacíos.
- 3. Realización de pruebas triaxiales consolidadas isótropamente y con falla no drenada para probetas de arena en estado suelto instrumentadas con y sin elementos *bender*.
- 4. Análisis de trayectorias de esfuerzos y obtención de la línea de estado crítico.
- 5. Relaciones entre V_P y V_S respecto a las etapas del ensaye.
- 6. Estimación de porosidad por el método de Foti et al. (2002).
- 7. Resultados obtenidos.
- 8. Conclusiones del trabajo.

1. Licuación de arenas

1.1.Licuación de flujo

De acuerdo con Casagrande y su trabajo de "licuación y deformación cíclica de arenas", presentado en el quinto congreso panamericano de 1975, el concepto de "licuación" fue utilizado hasta 1966 en la literatura para explicar la respuesta a las arenas sueltas y saturadas sometidas a deformaciones o golpes que resultaban en un deslizamiento de flujo. El desarrollo de la cámara triaxial y la investigación de la respuesta de arenas bajo efectos sísmicos provocó que el concepto de licuación comenzara a ser utilizado en la respuesta específica de arenas en pruebas triaxiales bajo condiciones de cargas cíclicas (esto último se basa en el artículo de Seed & Lee, "*Liquefaction of saturated sands during cyclic loading*", 1966).

En 1969, en un esfuerzo por prevenir la confusión entre el concepto referido a dos fenómenos diferentes, se formó un comité, el cual contaba con la presencia del Dr. Arthur Casagrande, en el que se determinó que la respuesta de arenas saturadas en pruebas cíclicas de laboratorio seria llamada "movilidad cíclica". A partir de ello es que la licuación hace referencia a dos fenómenos, determinados como: licuación verdadera o de flujo y la movilidad cíclica. El primero hace referencia al comportamiento de arena suelta y saturada sujeta a deformaciones o choques que resultan en pérdidas sustanciales del esfuerzo, caracterizado por un incremento rápido de la presión de poro, seguido de una repentina pérdida de la resistencia, lo cual provoca que se llegue a un esfuerzo residual y, en un caso extremo, se provoque un deslizamiento de flujo. El segundo es referido a un suelo arenoso dilatante para carga cíclica en la prueba triaxial, en la que la presión de poro incrementa en cada ciclo hasta igualarse con la presión de confinamiento lo cual provoca un ablandamiento en los esfuerzos (Casagrande, 1975; Verdugo & Ishihara, 1996).

La licuación de flujo se asocia a un comportamiento no drenado en el cual se presenta un ablandamiento y a menudo conduce a fallas catastróficas. Sin embargo, una diferencia pequeña existe entre la licuación estática y de flujo, pues esta última puede ser activada por carga cíclica. Por su parte, la licuación cíclica no depende del ablandamiento no drenado, y resulta de la acumulación de la presión de poro durante la carga cíclica aplicada. Además, este tipo de licuación es usualmente referida a los casos en donde los esfuerzos efectivos no alcanzan un valor de cero y sólo se producen deformaciones limitadas (Gens, 2019).

1.1.1. Desencadenantes de la licuación de flujo.

Si un material arenoso en estado suelto es depositado en una superficie, el fenómeno de licuación puede ocurrir con una mínima perturbación o evento detonante requerido para desencadenar el fenómeno de licuación.

Para explicar mejor los efectos detonantes, es relevante considerar las trayectorias de esfuerzos (p'-q) de pruebas no drenadas para un espécimen propenso a licuación de flujo después de una consolidación anisótropa (K_0), Figura 1-1 (Gens, 2019). En la figura se presentan cuatro efectos desencadenantes que generan el fenómeno de licuación.

En el caso a), se observa que es necesario aplicar un esfuerzo desviador adicional para alcanzar el esfuerzo pico y comenzar con el régimen de ablandamiento; dicho esfuerzo puede surgir de un incremento en el esfuerzo vertical (trayectoria A), o una reducción del esfuerzo horizontal (trayectoria B), o la combinación de ambos. Físicamente es posible observar este mecanismo cuando se realiza un incremento de carga (trayectoria A), o se realiza una reducción de los esfuerzos laterales, comúnmente observado en cimentaciones, *overtopping* en presas, erosión en el pie de taludes o excavaciones; si el efecto es de forma rápida impera la trayectoria B.

En el caso b), se expone una reducción en los esfuerzos laterales en condición drenada lo cual puede provocar inestabilidad y, por lo tanto, licuación. Los ejemplos expuestos en el caso anterior para la trayectoria B aplican en este caso, con la diferencia de que las descargas horizontales sean aplicadas de manera gradual (*i.e.*, lenta) debidas al efecto del drenaje. Ejemplos catastróficos de este detonante son la presa Fort Peck, Mount Polley, Fundão y el dique de ceniza de Kingston.

En el caso c), el fenómeno de licuación puede ser detonado por un incremento de la presión de poro debido a cambios en las condiciones hidráulicas, como el efecto de variaciones en el NAF debido a condiciones climáticas o redistribuciones de la presión de poro.

El último caso, el d), puede deberse a efectos de carga cíclica. Es relevante mencionar que este efecto no debe confundirse con la licuación cíclica o movilidad cíclica. Es común encontrar este detonante en zonas con alta sismicidad, tráfico de construcción o efectos de voladuras (*e.g.*, sitios mineros).



Figura 1-1 Mecanismos detonantes para la licuación de flujo: a) incremento no drenado del esfuerzo desviador; b) descarga drenada; c) incremento de la presión de poro debido a un cambio en las condiciones hidráulicas; d) Incremento de la presión de poro debido a carga cíclica, (Gens, 2019).

Los diferentes casos expuestos anteriormente mostraron a la par algunos efectos catastróficos debidos a la licuación de flujo. Todas estas fallas se caracterizan, principalmente, por una pérdida repentina de los esfuerzos, seguido de un rápido desarrollo de grandes deformaciones desviadoras, por lo cual sus efectos son devastadores. La licuación de flujo ha producido múltiples fallas, en la Tabla 1 se presentan algunos ejemplos.

Case				
history	Site	Geotechnical structure	Predominant soil type	Reference
1	Trondheim Harbor, 1888	Natural submarine slope	Silty sand	Andresen and Bjerrum (1967)
2	Zeeland-Vlietepolder, 1889		Fine silty sand	Koppejan et al. (1948)
3	Wachusetts Dam-North Dike, 1907	Earth dam	Silty sand	Olson et al. (2000)
4	Calaveras Dam, 1918	Earth dam	Sandy silt	Hazen (1918)
5	Orkdalsfjord, 1930	Natural submarine slope	Nonplastic silt	Andresen and Bjerrum (1967)
6	Helsinki Harbor, 1936	Natural submarine slope	Silty sand	Andresen and Bjerrum (1967)
7	Fort Peck Dam, 1938	Hydraulic fill earth dam	Silty sand	Turnbull and Mansur (1973)
8	Finnvika, 1940	Man-made submerged fill	Fine sand and silt	Bjerrum (1971)
9	Hemmelvika, 1942	Man-made submerged fill	Fine sand	Bjerrum (1971)
10	Follafjorden, 1952	Natural submarine slope	Fine sand and silt	Bjerrum (1971)
11	Trondheim Harbor, 1950	Natural submarine slope	Silty sand	Bjerrum (1971)
12	Aberfan, 1966	Man-made mine spoil heap	Fine coal tailings	Bishop et al. (1969)
13	Tar Island Dyke, 1974	Dyke	Fine tailings sand	Mittal and Hardy (1977); Kon- rad and Watts (1995)
14	Nerlerk Berm, 1982	Man-made submerged fill	Silty sand	Sladen et al. (1985)
15	Asele Road Embankment, 1983	Embankment	Silty sand	Konrad and Watts (1995)
16	Puget Sound, 1985	Submarine slope	Silty sand	Kraft et al. (1992)
17	Fraser River, 1970–1986; five different failures	Natural submarine slope	Silty sand	McKenna et al. (1992)
18	Lake Ackerman Highway Em- bankment, 1987	Embankment	Sand (subrounded)	Hryciw et al. (1990)
19	Lade, 1990	Natural submarine slope	Silty sand	Emdal and Janbu (1996)
20	Valgrinda	Natural submarine slope	Silty sand	Bjerrum et al. (1961); Andre- sen and Bjerrum (1967)

Tabla 1 Caso	s de licu	ación estái	ica/flujo	(Lade	&	Yamamuro,	2011,)
--------------	-----------	-------------	-----------	-------	---	-----------	-------	---

1.2. Comportamiento mecánico de arenas

El comportamiento mecánico de las arenas puede verse influenciado por diferentes factores, principalmente la relación de vacíos y el esfuerzo de confinamiento al que son sometidas las pruebas, así como por el tipo de drenaje durante la etapa de falla.

El enfoque del presente trabajo tiene como objetivo analizar pruebas triaxiales CIUC, por lo cual es relevante exponer el comportamiento típico de arenas bajo estas condiciones (Figura 1-2).

Cuando el material presenta un estado muy suelto (relaciones de vacíos altas), se expone un estado frecuentemente denominado ablandamiento no drenado. Bajo este comportamiento se observa una significativa pérdida de la resistencia después del esfuerzo pico. Además, el suelo exhibe un significante exceso de presión de poro (se define como comportamiento contractivo, trayectoria A). En contraste, cuando el material es muy denso, se obtiene un comportamiento dilatante (trayectoria C) (Gens, 2019). Un comportamiento intermedio es observado en la trayectoria B de la figura, donde el suelo presenta al principio un comportamiento contractivo y posteriormente existe un cambio de fase hacia un comportamiento dilatante. Este modo de falla presenta un ablandamiento no drenado limitado, también conocido como licuación limitada.



Figura 1-2 Modos típicos del comportamiento no drenado de arenas (Gens, 2019).

1.1.2. Comportamiento contractivo

La trayectoria A, mostrada en la Figura 1-2, se caracteriza por poseer un esfuerzo pico máximo (también llamado punto de inestabilidad), el cual es un punto de referencia que, al ser sobrepasado, el material sufre un ablandamiento que provoca que el esfuerzo desviador se reduzca hasta alcanzar el esfuerzo residual. Las trayectorias de esfuerzo y la

curva esfuerzo-deformación se caracterizan por alcanzar un punto denominado estado último, en el cual ya no se desarrolla más exceso de presión de poro y las deformaciones desviadoras se incrementan indefinidamente (no deformaciones volumétricas, las cuales no aplican en este caso), mientras que el esfuerzo desviador se mantiene constante; entonces se considera que se ha alcanzado el estado crítico.

El comportamiento contractivo se puede separar en dos grupos, el primer caso es denominado como "licuación verdadera", donde los esfuerzos efectivos logran llegar a cero y es exclusivo para los especímenes en los cuales se observa que la presión de poro es igual al esfuerzo efectivo de consolidación (Carrera *et al.*, 2011). Sin embargo, esta consideración no se puede alcanzar en todas las muestras contractivas y por ello existe un segundo caso, el cual sucede cuando los esfuerzos efectivos no llegan a cero, aunque esto también puede conducir a la licuación de flujo y, consecuentemente, a resultados catastróficos. Ciertamente, los resultados pueden ser peores para el primer caso, ya que si los esfuerzos desviadores son iguales a cero esto indica que no existe ningún esfuerzo cortante resistente en el material. En este tipo de comportamiento es importante resaltar que el rango de deformación después del esfuerzo pico es varios ordenes de magnitud más grande que la deformación alcanzada antes del pico (Castro, 1969).

Eventualmente, entre las diferentes muestras contractivas es relevante evaluar el ablandamiento. Para ello, una manera de cuantificar esta magnitud fue determinada por Bishop (1973). Este propuso la definición del índice de fragilidad (I_B, *Brittleness Index*), Ecuación (1) (Bishop A. W., 1973):

$$I_B = \frac{q_{Pico} - q_{residual}}{q_{Pico}} \tag{1}$$

donde q_{Pico} , es el esfuerzo desviador no drenado en el pico; $q_{residual}$, es el esfuerzo desviador no drenado residual, post-licuación o a grandes deformaciones.

1.1.3. Estado cuasi estable (QSS)

Muchas muestras sueltas exhiben un comportamiento llamado estado cuasi estable (QSS, *Quasi-Steady State*), el cual es un comportamiento limitado de licuación bajo condiciones de carga no drenada. Sin embargo, este no es congruente con los conceptos de la línea de estado crítico (CSL) o línea de estado estable (SSL), los cuales se explican posteriormente. Este estado se define como aquel en el cual una muestra de suelo muestra un comportamiento donde los esfuerzos desviadores colapsan después del esfuerzo pico y, temporalmente, buscan al estado crítico, aunque, posteriormente, presentan un cambio de fase (denominado, estado estable transitorio) en el cual la muestra endurece.

Este comportamiento no cuenta con evidencia publicada de haberse identificado en el campo. Sin embargo, en el laboratorio el QSS es muy común, por lo cual se considera que dicho efecto es provocado por el procedimiento del equipo triaxial (Zhang & Garga, 1997). Las muestras de arena al deformarse por lo regular se asumen como un cilindro circular perfecto durante el corte, pero en realidad exhiben un abultamiento por la deformación en la parte central de la muestra debido a las fronteras (cabezal y pedestal). Estas fronteras causan un esfuerzo y deformación no uniforme en las muestras triaxiales y esto afecta al esfuerzo principal mayor, la presión de poro y la deformación.

Evidentemente, para reducir el efecto de la rigidez de las fronteras se han desarrollado múltiples métodos. El uso de fronteras lubricadas, desarrollado por Rowe & Barden (1964), ha sido un método efectivo y práctico para reducir esa rigidez. A pesar del uso de esta técnica no es posible prevenir del todo el abultamiento. Eso sin mencionar que la relación de esbeltez mayor a 1 de las muestras afectan la funcionalidad de las fronteras lubricadas. Es por ello que se indica que estas pueden reducir la fricción entre las fronteras y la muestra pero no la eliminan, y el efecto de estas depende de varios factores entre los que se incluyen las características de las láminas utilizadas (las cuales pueden ser extruidas por la presión, por lo tanto es relevante revisar su compresión ya que puede afectar a la relación de vacíos), las propiedades físicas de la capa de grasa que se utiliza entre las láminas, el nivel de esfuerzos, la esbeltez de las muestras y las características físicas de las arenas.

De acuerdo con Zhang & Garga (1997), para muestras en condiciones sueltas (Dr=17.4 %), con y sin fronteras lubricadas se tiene el mismo comportamiento en las curvas de esfuerzo desviador y exceso de presión de poro contra la deformación. Por lo cual, ellos consideran que el efecto de la lubricación en muestras sueltas puede ser despreciable. Sin embargo, cuando estos mismos investigadores ensayaron muestras en condiciones medianamente densas a densas (compacidad relativa entre 26.7 y 70%), observaron que con el uso de fronteras lubricadas las muestras exhibían un menor valor en los esfuerzos desviadores y un mayor exceso de presión de poro en comparación con las muestras que no utilizaron fronteras lubricadas.

En la Figura 1-3, se muestran las trayectorias de esfuerzos de las muestras con y sin fronteras lubricadas antes descritas. Se observa que todas las muestras después de la fase de transformación siguen una tendencia sobre la envolvente de falla, lo cual indica que la restricción de las fronteras (*i.e.*, el uso o no de fronteras lubricadas) no tiene un efecto en la trayectoria de esfuerzos crítica.



Figura 1-3 Efecto de las fronteras en la trayectoria de esfuerzos efectivo (Zhang & Garga, 1997).

Volviendo a la razón por la cual se presenta el QSS, este comportamiento es debido a las fronteras, ya que las muestras exhiben un potencial de dilatación a grandes deformaciones debido a su efecto. Entonces, las fronteras y su interacción con la muestra afectan el esfuerzo desviador y la presión de poro en las pruebas triaxiales no drenadas. Por lo tanto, el QSS en pruebas no drenadas para arenas no es un comportamiento real, ya que es inducido por el equipo. Además, la no restricción de las fronteras puede sobreestimar la resistencia de las muestras, debido al potencial de dilatación en las zonas finales de los especímenes (Zhang & Garga, 1997).

Es relevante mencionar que, en pruebas no drenadas, donde la deformación volumétrica es cero, los términos dilatación o contracción son usados de una manera vaga para describir las tazas de presión de poro negativas y positivas.

1.1.4. Línea de inestabilidad

El esfuerzo pico máximo tiene una relación con el esfuerzo efectivo medio (p'), ya que guardan una relación aproximadamente lineal. Es por ello que se han propuesto dos diferentes líneas de inestabilidad (Figura 1-4); la primera es aquella que pasa a través del punto del estado estable, mientras que la segunda es denominada línea de licuación de flujo que pasa a través del origen (Gens, 2019).

Haciendo uso de múltiples pruebas triaxiales se puede definir la línea de inestabilidad; la Ecuación 2 expone su relación.

$$\eta_{IL} = \frac{q_{pico}}{p'} \tag{2}$$



Figura 1-4 Diagrama esquemático sobre el esfuerzo pico: a) línea de colapso; b) línea de licuación de flujo (Gens, 2019; Yang , 2002).

1.3. Estado estable y estado crítico

Anteriormente se ha mencionado indistintamente a los conceptos de estado estable y estado crítico. En este apartado se explica cada uno y se detalla la teoría que será utilizada en el resto de la presente investigación.

Los conceptos de estado estable de deformación y el estado crítico de mecánica de suelos han sido dos teorías que se han manejado desde su creación, Poulus (1981) y Roscoe *et al.* (1958), respectivamente. Ambas teorías han sido ampliamente debatidas por muchos investigadores (*e.g.*, Casagrande, 1975; Poulus, 1981; Sladen *et al.*, 1985; Alarcón-Guzmán *et al.*, 1988).

El objetivo de este trabajo no es exponer la evolución de estos conceptos, aunque existen múltiples artículos que lo hacen (*e.g.*, Been *et al.*, 1991; Fourie *et al.*, 2022; Verdugo, 2024). Sin embargo, es relevante mencionar la génesis de ambos conceptos y exponer las diferencias para que el lector comprenda la postura de los autores de este trabajo sobre el concepto más adecuado para esta investigación.

La idea del estado crítico es más longeva; esta surge a partir del concepto de relación de vacíos crítica (CVR, por sus siglas en inglés) determinado por Casagrande (1936), en la cual explica que si se alcanza este estado el suelo continúa deformándose a carga constante y sin cambios de volumen. El mayor paso para entender el estado crítico de mecánica de suelos fue dado con el artículo de "*On the yielding of Soils*" de Roscoe *et al.*

(1958), planteado inicialmente para explicar el comportamiento de arcillas remoldeadas. A partir de ello se definió al estado crítico como "el estado en el cual el suelo continúa deformándose a esfuerzo constante y relación de vacíos constante".

Por su parte, el estado estable de una arena es definido por Poulus (1981) de la siguiente manera: "el estado estable de deformación para cualquier masa de partículas es aquel en el que dicha masa es continuamente deformada a volumen constante, esfuerzo efectivo normal constante, esfuerzo cortante constante y velocidad constante. El estado estable de deformación es logrado sólo después de que toda la orientación de las partículas haya alcanzado una condición estadísticamente estable, y después de que se haya completado toda la rotura de partículas, si la hay, de modo que el esfuerzo cortante y su velocidad de deformación permanezcan constantes".

Ambos conceptos poseen condiciones similares, aunque se observa que el estado crítico es menos estricto que el estado estable.

De acuerdo con Been *et al.* (1991) la aplicación en la mecánica de suelos del estado crítico para los materiales granulares fue menos exitosa debido a que la línea virgen de consolidación no podía ser definida y medida con la misma facilidad que la línea de estado crítico de arenas, lo cual fue problemático. Además, consideraban que la diferencias entre los conceptos de estado estable y estado crítico residían en los métodos de medición. Consideraban que los investigadores que habían trabajado con la CSL generalmente habían confiado en pruebas drenadas y con velocidad de deformación controlada para muestras densas, mientras que el estado estable se media en pruebas no drenadas, generalmente en muestras sueltas. Un ejemplo de ello es lo expuesto por Casagrande en 1975, donde él definió la línea S basada en pruebas drenadas a deformación controlada para pruebas no drenadas a carga controlada, y se determinaba como línea de estado estable.

Como se observó, estas teorías presentan similitudes, pero también diferencias (Verdugo, 2024). Ambos estados están asociados con el alcance de una condición última a grandes deformaciones de un suelo sujeto a esfuerzos cortantes. Sin embargo, el estado crítico no tiene requerimientos especiales para establecer el estado último (*e.g.*, para el caso de una prueba drenada se logra cuando no se presentan incrementos adicionales debidos a esfuerzos cortantes y no cambia la relación de vacíos; para pruebas no drenadas, se logra cuando el estado último junto con los esfuerzos desviadores y los esfuerzos efectivos son constantes bajo la falla).

Una diferencia relevante entre estos conceptos es que el estado estable posee condiciones que definitivamente no son especificadas en el estado crítico (*i.e.*, velocidad constante, orientación de partículas, rompimiento de partículas al término). Esto se debe a que la teoría de estado crítico se determinó considerando la respuesta mecánica de materiales arcillosos remoldeados. Es relevante mencionar el material, ya que este último puede verse afectado por la cantidad de deformación y la velocidad de deformación, lo cual provocaría que se desarrollaran diferentes estados últimos de acuerdo con los tipos de carga. En consecuencia, se determina que el estado crítico es más aplicable para arcillas.

Hasta este punto se ha discutido de manera precisa las diferencias entre los conceptos de estado crítico y estado estable. Si bien algunos autores consideran que ambas teorías son muy similares, no son iguales. Es sencillo decir que el estado crítico es menos riguroso que el estado estable como se mencionaba anteriormente.

Por ejemplo, Been *et al.* (1991) mencionan en su artículo que Poulus (1981) había señalado que el estado crítico y el estable difieren por definición, ya que el estado estable tiene una estructura de flujo asociada y un requisito de velocidad constante, lo cual no está incorporado en las condiciones del estado crítico. Sin embargo, aunque dichos conceptos son parte medular del estado estable, en ese momento (1991) no se había definido una estructura de flujo particular, al igual que una tasa de deformación aplicable, lo cual hacía imposible una distinción entre el estado estable y el crítico. Además, no se contaba con datos que demostraran que realmente ocurrían velocidades constantes de deformación en pruebas de licuación a carga controlada. Con base en esto, es justificable utilizar un solo concepto, el estado crítico.

Anteriormente se explicaba que la deformación controlada era utilizada para las pruebas que se realizaban en el marco de la teoría del estado crítico, mientras que la carga controlada era parte del estado estable; este tema ha sido discutido ampliamente. Por ejemplo, Casagrande (1975) determinó que los resultados obtenidos eran diferentes ante el uso de cada uno de estos sistemas de falla, además de las condiciones de drenaje (línea S y F). Sin embargo, autores como Been *et al.* (1991) demostraron que, si se analizan pruebas no drenadas a carga y esfuerzo controlado, se obtenía la misma línea de estado estable, Figura 1-5a. Por otro lado, si se consideraban los ensayos drenados y no drenados a carga y deformación controlada se obtenía la misma línea de estado crítico, Figura 1-5b.

Por lo tanto, se puede inferir que los resultados no se ven afectados por el sistema de falla, pero existen detalles que son relevantes mencionar sobre cada uno de ellos.

Evidentemente, las pruebas a esfuerzo o carga controlada son preferidas en los estudios que evalúan la licuación de flujo, debido a la rapidez con la cual ocurre el colapso del espécimen, ya que esto se relaciona con lo que se ha observado en los desastres que se han encontrado en la naturaleza. Es por ello que es considerable pensar que el fenómeno de licuación se encuentra controlado por la aplicación de esfuerzos y no por la deformación inducida (Zhang & Garga, 1997). Este hecho es corroborado con un argumento de Casagrande (1975), en el que indica que los rangos de deformación entre los modos de carga y esfuerzo controlado son diferentes, ya que la fuerza producida por la carga con este modo de falla es 20,000 veces más rápida que con las pruebas a deformación controlada.

Con lo antes mencionado, se puede decir que la carga controlada presenta una ventaja sobre la deformación controlada. Sin embargo, múltiples autores (Sladen *et al.*, 1985; Poulus *et al.*, 1988) han indicado que se obtiene el mismo resultado en las pruebas triaxiales ante el uso de un modo de falla u otro (carga o deformación controlada) (Been *et al.*, 1991).

A pesar de lo antes explicado, y considerando la ventaja que tiene el modo de falla a esfuerzo controlado, este expone una dificultad cuando se tienen muestras de arenas saturadas que sufren ablandamiento, debido a que se genera una complicación en la toma de datos, ya que el sistema de adquisición debe ser sumamente rápido. Esto se debe a que con este modo de falla la muestra colapsa rápidamente una vez que se supera el esfuerzo pico o máximo, e inmediatamente se presenta una inestabilidad en la muestra generando una disminución súbita de los esfuerzos y una gran deformación. Además, de que se vuelve más complicada la evaluación correcta del esfuerzo post-pico y el residual, lo cual podría ocasionar sobreestimaciones, principalmente en la presión de poro o la carga cuando se ha superado el esfuerzo pico. Caso contrario, cuando la falla es a deformación controlada, este sistema presenta un mejor control que permite de manera más sencilla



obtener la definición de la curva esfuerzo deformación en el esfuerzo pico, post-pico y residual, sin tener que preocuparse por algún efecto generado por el modo de falla.

Figura 1-5 a) línea de estado estable para ensayes no drenados a compresión en muestras contractivas con estados iniciales sobre la línea de estado crítico; b) Efecto del estado inicial en la línea de estado crítico (Been et al., 1991)

Como se observa en la Figura 1-5, existe una curvatura de la línea de estado crítico/estable. En ambos ejemplos, las gráficas no muestran una linealidad, y ambas tienen un incremento de pendiente muy marcado cuando los esfuerzos superan los 1000 kPa. Este quiebre indica un cambio en el mecanismo de corte a altos esfuerzos, lo cual supone que se puede deber por la fractura o rotura de algunos granos. Por ende, resulta en un comportamiento diferente. Considerando este efecto, se puede decir que el estado estable se cumple siempre y cuando las muestras de suelo estén sujetas a grandes esfuerzos.

Sin embargo, suponiendo que el punto de quiebre de la SSL o CSL es debido por la fractura de partículas, es necesario comprender que esto depende de la mineralogía de cada arena, para lo cual se ha demostrado que el punto de quiebre en compresión simple puede variar entre las partículas, teniendo valores de rotura que podrían oscilar desde 400 kPa para materiales con feldespato hasta 8.6 MPa para materiales como la arena de Ottawa (Been *et al.*, 1991).

Carrera *et al.* (2011) realizaron la comparación de las curvas granulométricas antes y después de los ensayes triaxiales realizados en arenas limpias sometidas a diferentes esfuerzos de confinamiento (Figura 1-6) y observaron que no existía una apreciable diferencia, demostrando que la rotura de partículas no es necesaria para el cambio de gradiente radical que se observa en la CSL.



Figura 1-6 Comparación de las curvas granulométricas de las muestras de arena después de los ensayes triaxiales a diferentes esfuerzos de confinamiento (Carrera et al., 2011).

Como ya se ha demostrado algo del trabajo de Carrera *et al.* (2011), es bueno seguir mencionando algunos aspectos relevantes de este artículo, en el cual utilizan muestras de residuos mineros y analizan el comportamiento de mezclas de finos no plásticos con arena. La importancia de dicho trabajo radica en que permite demostrar algunos aspectos relevantes para esta investigación. Por ejemplo, el uso de pruebas a bajos esfuerzos efectivos. En la Figura 1-7a se muestra la CSL para arenas en ensayes no drenadas con diferentes relaciones de vacíos y esfuerzos medios. Estos investigadores indican que, si se tiene una relación de vacíos muy alta, por encima del valor del estado crítico y con un esfuerzo efectivo bajo, la trayectoria tenderá hacia un desviador igual a cero, presentando licuación verdadera.

Además, estos mismos investigadores encontraron una relación bastante interesante; observaron que la forma de la CSL al ser comparada con la NCL (*Normal Compressional Line* obtenida de pruebas con odómetros en la rama virgen) muestran cierto paralelismo a bajos esfuerzos, Figura 1-7b.



Figura 1-7 a) Puntos de estado inicial y crítico de pruebas triaxiales CIU para arenas; b) Comparación entre CSL y curvas obtenidas de odómetros para la muestra más suelta (Carrera et al., 2011).

En la Figura 1-8a se observan diferentes CSL, las cuales son mezclas con variación en el contenido de limos; las curvas también exponen un cierto paralelismo. También, se observa la curvatura de la CSL a altos esfuerzos efectivos. A esfuerzos bajos, todas las CSLs tienen un gradiente muy similar, prácticamente horizontal. El aumento en el contenido de finos afecta la CSL, haciendo que esta se desplace hacia abajo con el incremento del contenido de limos. Sin embargo, existe una inversión cuando el contenido es mayor al 50%.

En la Figura 1-8a también se expone el estado último de muestras que fueron conformadas con diferentes métodos; en general se utilizó el método *moist tamping* (puntos negros), y en algunos casos usaron pluviación seca y húmeda (puntos sin relleno). Con esto, Carrera y sus colaboradores se unen a los autores que indican que los métodos de formación no afectan a la CSL, al igual que Been *et al.*, (1991).

Adicionalmente, en la Figura 1-8b se expone la pendiente de estado crítico en el plano p'-q, la cual se asocia con el ángulo de resistencia al corte. Como se observa, la variación de su pendiente expone un mínimo cambio con las diferentes mezclas, lo cual puede deberse al origen en común de todas las muestras. Sin embargo, no se observó lo mismo con las CSL en el plano de compresión.



Figura 1-8 a) Estado crítico de muestras con variaciones de finos de baja plasticidad, lo puntos vacíos indican métodos de formación diferentes al "Moist Tamping"; b) Punto de estado crítico de las pruebas con diferentes mezclas (Carrera et al., 2011).

1.4. Parámetro de estado (\u03c6)

Para entender el comportamiento de una arena es necesario el uso de varias gráficas. Sin embargo, hasta el momento no se ha mencionado un parámetro que proporcione un valor ingenieril para saber sobre el comportamiento de las arenas.

En 1985, Been & Jefferies introdujeron un concepto que proporciona una perspectiva cuantitativa del comportamiento de las arenas; este permitía resolver la siguiente cuestión; ¿cómo caracterizar una arena?

El concepto del parámetro de estado surge debido a que el comportamiento de las arenas no solo se puede expresar en términos de la relación de vacíos, ya que el nivel de esfuerzos puede modificar el comportamiento del material. Por ejemplo, una arena densa puede ser susceptible a licuación si esta se somete a altos esfuerzos confinantes, pero tendrá un comportamiento dilatante si se somete a bajos esfuerzos.

El parámetro de estado (ψ) cuantifica el potencial de licuación en términos de la distancia vertical en el plano e-log p', entre el estado del espécimen al final de la consolidación y la línea de estado crítico. Es decir, este parámetro es la diferencia entre la relación de vacíos en el estado inicial de la arena (después de la etapa de consolidación) y las condiciones de estado estable al mismo esfuerzo medio efectivo, Figura 1-9. Cuando ψ es positivo, el suelo exhibe un comportamiento contractivo y puede ser susceptible a licuación, mientras que valores negativos indican un comportamiento dilatante, el cual no es susceptible a la licuación.



Figura 1-9 Definición del parámetro de estado (Jefferies & Been, 2016).

La utilidad del parámetro de estado para la ingeniería radica en que permite cuantificar muchos aspectos del comportamiento de la arena usando una simple variable, y tiene una amplia aplicabilidad en el diseño ingenieril de problemas geotécnicos que involucran materiales granulares.

Es relevante comentar algunos aspectos negativos del parámetro de estado, ya que la cuantificación de este parámetro se realiza en el laboratorio (debido a la necesidad de determinar la CSL), aunque actualmente se tienen varias correlaciones de este parámetro con algunas pruebas de campo; varias de estas pueden consultarse en Jefferies & Been (2016).

La matriz estructural de la arena es un importante factor en el comportamiento de esta. La palabra estructura incluye a la fábrica, la relación de vacíos y su composición. En general, el comportamiento de las arenas se puede caracterizar en términos de dos variables; la primera el parámetro de estado, que combina la influencia de la relación de vacíos y el estado de esfuerzos, y el segundo el parámetro de la fábrica, el cual caracteriza el arreglo de los granos de arena. No obstante, como se observó en la Figura 1-8a, el arreglo de las partículas no afecta a la CSL, aunque el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación puede ser diferente ante la variación de los métodos de conformación.

Actualmente, el autor del presente trabajo considera que la forma de las partículas es más relevante que la fábrica, esto ya se ha comenzado a revisar por algunos investigadores (Bui *et al.*, 2007; Cho *et al.*, 2006; Molina-Gómez & Viana da Fonseca, 2021; Liu *et al.*, 2023; Li *et al.*, 2023).

Si bien el parámetro de estado es utilizado para la estimación del potencial de licuación, existe una discusión sobre su uso cuando la CSL presenta la curvatura característica a grandes esfuerzos. Esta es una cuestión que queda pendiente y que no se aborda en este trabajo debido al rango de presiones que se utilizan.

2. Propagación de ondas sísmicas

La ocurrencia de sismos genera diferentes tipos de ondas, como las de cuerpo y superficie. Las ondas de cuerpo pueden viajar a través del interior de la tierra y existen dos tipos: ondas-P y ondas-S; en la Figura 2-1 se observa la deformación provocada por éstas (Kramer, 1996).

Las ondas-P son conocidas como ondas primarias, de compresión o longitudinales. Su paso a través de los materiales implica la existencia de una compresión sucesiva seguida de una expansión (*i.e.*, rarefacción), como se expone en la Figura 2-1a. Estas ondas de compresión pueden viajar a través de sólidos y fluidos, y el movimiento de una partícula cualesquiera es paralelo a la dirección de viaje de una onda P. Por su parte, las ondas S, conocidas también como secundarias, de corte o transversales, causan deformaciones cortantes cuando viajan a través del material, Figura 2-1b. El movimiento de una partícula es perpendicular a la dirección del viaje de la onda S. La dirección del movimiento de la partícula puede ser usado para dividir a las ondas S en dos componentes, SV (movimiento vertical plano) y SH (movimiento horizontal plano). La velocidad a la cual las ondas de cuerpo viajan puede variar de acuerdo con la rigidez del material por el que atraviesan. Las ondas P recorren más rápido los materiales que otras ondas sísmicas y, por lo tanto, son las primeras en llegar a un sitio en particular. Es relevante considerar que los fluidos no tienen rigidez al corte y, por lo tanto, no pueden soportar ondas S (Kramer, 1996).



Figura 2-1 Deformación producida por ondas de cuerpo: (a)Onda-P; (b) Onda-S (Kramer, 1996).

El otro tipo de ondas generadas por los sismos son las de superficie, las cuales resultan de la interacción entre las ondas de cuerpo y la superficie del terreno. Estas pueden viajar a través del suelo con amplitudes que decrecen de acuerdo con la profundidad. Las ondas

de superficie más importantes para propósitos ingenieriles, son las ondas *Rayleigh* y las ondas *Love*. Las primeras son producidas por la interacción de las ondas P y SV con la superficie de la tierra. Las segundas son resultado de la interacción de las ondas SH con la capa superficial suave (no tienen una componente vertical) (Kramer, 1996).

La velocidad de propagación de onda depende solo de las propiedades del material (rigidez y densidad) y es independiente de la amplitud de los esfuerzos de la onda. Asimismo, esta velocidad de onda es una propiedad extremadamente importante que se basa, en gran medida, en la geotecnia sísmica y en la dinámica de suelos (Kramer, 1996).

2.1. Determinación de las propiedades dinámicas del suelo

El comportamiento de los suelos y la determinación de las propiedades dinámicas de los mismos son de suma relevancia en la solución de problemas relacionados con la ingeniería civil, en especial con la ingeniería geotécnica sísmica. Esto se debe a que el estudio del comportamiento de los suelos ante cargas cíclicas o excitaciones permite obtener una caracterización de los mismos. El objetivo de conocer sus propiedades dinámicas es el de poder determinar su respuesta ante el efecto de sismos.

Existe una amplia variedad de técnicas para obtener las propiedades dinámicas de los suelos, tanto en campo como en laboratorio, a bajas o altas deformaciones. Todas estas técnicas presentan diferentes ventajas y/o limitaciones respecto a diferentes problemas. Es evidente que la selección de una técnica o varias para la obtención de estas propiedades requiere de una consideración cuidadosa y del entendimiento específico del problema.

Las propiedades de los suelos que tienen influencia en la propagación de ondas, y en los fenómenos de bajas deformaciones, son la rigidez, amortiguamiento, relación de Poisson y la densidad, de las cuales la rigidez y el amortiguamiento son las más importantes (Kramer, 1996). Debe aclararse que éstas no solamente son importantes a bajas deformaciones, sino también a grandes deformaciones, debido a que los geomateriales son no lineales.

Las pruebas de campo para obtener las propiedades dinámicas tienen las ventajas de no requerir muestras de suelo; algunas pruebas inducen al material a deformaciones que son similares a las que se requieren en el problema de interés; no pierden la consideración de las condiciones del sitio, sin embargo, presentan el inconveniente de que el drenaje no puede ser controlado. En algunas pruebas de campo se cuenta con la desventaja de que la propiedad de interés no se puede medir, aunque se puede determinar indirectamente, por medio de un análisis teórico o una correlación empírica. Pueden ser de gran cobertura, algunas pueden ser solo de superficie y otras pueden requerir de perforaciones. Esto último tiene la ventaja de poder obtener material para analizar algunas características del suelo.

Dentro de las pruebas de campo existen las que se ejecutan a bajas deformaciones, las cuales trabajan dentro del rango lineal de la relación esfuerzo-deformación del suelo, generando deformaciones de corte del orden de 0.001%, y que están basadas en la teoría de propagación de ondas en materiales lineales. Si se consideran bajas deformaciones, la medición de las velocidades de onda de cuerpo son significativas para la determinación de las propiedades de los suelos. Para ello, en estas pruebas es necesario producir un pulso de ondas con las cuales se pueda medir el tiempo de arribo hacia un receptor o receptores, en los cuales se registran el arribo de ondas P o S, al igual que las ondas de superficie.

Una consideración desfavorable de los métodos de campo es el efecto del nivel del agua, ya que es esencial para la interpretación de la prueba, principalmente porque puede afectar las velocidades dependiendo de la temperatura y salinidad. Además, el efecto del agua puede resultar significativo en la sobrestimación de la rigidez del suelo.

Algunos métodos de campo o métodos geofísicos son: la prueba de reflexión sísmica, refracción sísmica, sonda suspendida, *cross-hole, down-hole y* cono sísmico (SCPT, por sus siglas en ingles). Aunado a estas técnicas, se han determinado correlaciones entre métodos estandarizados para la exploración de suelos y las propiedades dinámicas a bajas deformaciones (*e.g.*, prueba de penetración estándar, SPT; prueba de penetración de cono, CPT; prueba de dilatómetro, DMT; prueba de presiometro, PMT). El uso de cada técnica, las ventajas y desventajas, así como procedimientos o los rangos de trabajo pueden consultarse en Kramer (1996).

Por su parte, las pruebas de laboratorio se realizan con especímenes relativamente pequeños, los cuales son asumidos como representativos de un gran cuerpo de suelo. La medición precisa de las propiedades de los suelos depende de la capacidad del equipo a utilizar, específicamente para replicar las condiciones iniciales de campo y la carga a la que será sometida para el problema de interés. Es por ello que existen diferentes pruebas para diferentes problemas.

En el laboratorio, se cuenta con un número limitado de ensayes para determinar las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, como la columna resonante, la prueba de pulso ultrasónico y la prueba con elementos *bender*. A continuación, se hace una breve descripción de la primera prueba (Kramer, 1996). Para el caso del último ensaye descrito, se puede revisar la Sección 2.4 del presente trabajo.
Propagación de ondas sísmicas

Columna resonante, es la prueba más común para la medición de las propiedades del suelo a bajas deformaciones, hasta valores de 0.01%. Las muestras son sometidas a una torsión armónica o carga axial por un sistema de carga electromagnético. La torsión armónica es regulada por la frecuencia y la amplitud. Después de la etapa de saturación y consolidación, la carga cíclica es aplicada. Al inicio es de un valor bajo, y después se incrementa gradualmente hasta que la respuesta llega a un máximo. La frecuencia más baja en la cual la respuesta es máxima se determina como la frecuencia fundamental del espécimen. Esta frecuencia es función de la rigidez a bajas deformaciones del suelo, la geometría, y algunas características de los aparatos de la columna resonante. Dicha frecuencia está relacionada con el módulo de rigidez al corte. Asimismo, a partir de esta se pueden calcular las velocidades de ondas secundarias. La prueba de columna resonante permite medir la rigidez y el amortiguamiento bajo condiciones controladas (el esfuerzo efectivo de confinamiento, la amplitud de deformación, y el tiempo), lo cual es sumamente relevante. Sin embargo, una desventaja de esta prueba es que las mediciones de las propiedades del material se miden a frecuencias superiores a las de la mayoría de los movimientos sísmicos. A partir de la prueba de columna resonante torsional se puede obtener el módulo de corte y la relación del amortiguamiento contra la deformación por corte, mientras que con los elementos bender solo se puede determinar el G_{máx} contra la deformación unitaria axial.

Es relevante considerar que, si bien las pruebas de laboratorio son de ayuda y tienen mucha mayor precisión, las propiedades obtenidas por estos métodos pueden verse influenciadas por múltiples factores, como la densidad, la historia de carga o condición de esfuerzos, la fábrica o estructura del suelo, edad, tiempo de deformación y la cementación. Es por ello que el realizar un set de pruebas, se debe buscar que se complementen los ensayes de laboratorio y de campo, con el propósito de poder tener un mejor estudio de las propiedades de los suelos.

2.2. Evaluación de la rigidez y otras propiedades del suelo

Las propiedades dinámicas de los suelos son un tema relevante dentro de los análisis de comportamiento geo-mecánico ante solicitaciones cíclicas. En el laboratorio, como se explicó, se tiene un especial enfoque a la determinación de estas propiedades a muy pequeñas deformaciones, pero esto depende significativamente del tipo de pruebas. El módulo de cortante máximo ($G_{máx}$) y su determinación en el rango elástico se puede obtener con la Ecuación (3), cuando previamente se conoce la velocidad de onda cortante

(Vs) que se transmite a través de un material determinado (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_S^2 \tag{3}$$

donde ρ es la densidad del suelo.

A partir de las ondas de cuerpo en un espacio infinito, sólido y elástico lineal, las ondas P no generan rotación del material cuando pasan a través de este, mientras que las ondas S no generan un cambio en el volumen a su paso. Ambas velocidades dependen del amortiguamiento del sólido respecto a la deformación inducida por cada onda (Kramer, 1996). En la Ecuación (5) se presenta la relación con la cual es posible calcular la relación de Poisson.

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2 - 2\nu}{1 - 2\nu}} \tag{4}$$

A partir de la Ecuación (4) se puede obtener la Ecuación (5).

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1\right]}$$
(5)

A partir del módulo de corte y de la relación de Poisson es posible obtener la V_P , como se observa en la Ecuación (6).

$$V_{P} = \sqrt{\frac{G(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}}$$
(6)

Con la obtención del módulo de cortante, y la relación de Poisson, es posible determinar el módulo de elasticidad del material con la Ecuación (7).

$$E = 2(1+\nu)G\tag{7}$$

2.3.Piezoelectricidad

La piezoelectricidad es una propiedad natural de algunos cristales (*e.g.*, cuarzo o turmalina), pero también pueden ser fabricados industrialmente. Estos materiales sufren una deformación mecánica cuando se les aplica un voltaje (o producen un voltaje cuando se les aplica una deformación mecánica). Comúnmente, un elemento *bender* (BE, por sus siglas en inglés) consiste en dos placas piezoeléctricas delgadas fuertemente pegadas a una placa central metálica y pueden ser conectados en serie o paralelo. Incluso se podría

tener un arreglo hibrido capaz de generar ondas cortantes y de compresión en una misma trayectoria (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

2.4. Elementos bender o transductores piezoeléctricos

La prueba de elementos *bender* o transductores piezoeléctricos, es un tipo de ensaye que mide la velocidad de onda de corte o de compresión. Estos elementos son construidos por la vinculación de dos placas delgadas de piezo-cerámica con superficies conductivas, en el cual un voltaje al ser aplicado en una de sus caras causa que una de estas se expanda y otra se contraiga, causando que el elemento se flexione como se muestra en la Figura 2-2.



Figura 2-2 Elemento Bender piezoeléctrico. Caso en el que un voltaje positivo causa que el elemento se doble de una manera y el voltaje negativo hace que se doble de otra (Kramer, 1996).

Como se observó en la Figura 2-2, los elementos *bender* son empotrados en las fronteras del espécimen de suelo. Para que estos puedan generar ondas es necesario que se aplique un pulso de voltaje iniciado en el elemento transmisor, el cual causa una onda S, la cual viaja al final u otro extremo del espécimen, provocando una distorsión en el elemento receptor y un pulso de voltaje. La diferencia del tiempo entre estos pulsos es medida con un osciloscopio y dividido entre la distancia de los BE, con lo cual se obtiene la velocidad de onda S para el espécimen. De la misma manera se obtienen las velocidades de onda P.

En la literatura internacional, es común hacer uso de los elementos *bender* para la recepción de ondas S y el uso de *Extender Elements* o *Bending Disks (BD)* para las ondas P. Actualmente es posible hacer arreglos en los cristales para que un solo elemento pueda generar ondas P y S (Leong *et al.*, 2009), en los cuales solo es necesario modificar las frecuencias de excitación del elemento para obtener las velocidades de onda.

En el año 2019, la ASTM implementó una norma para la determinación la velocidad de onda secundaria y el módulo de corte inicial en suelos usando exclusivamente BE. Sin embargo, esta norma excluye el análisis de las ondas P (ASTM D8295-19, 2019).

Como se ha explicado, la obtención de las velocidades de onda de corte permite obtener el módulo de rigidez máximo o inicial ($G_{máx}$ o G_0), razón principal por la cual se han implementado estos transductores en las pruebas de laboratorio y han llegado a ser los más utilizados para ese propósito. Las pruebas con BE, siempre y cuando sean aplicadas e interpretadas correctamente, proporcionan una simple y confiable alternativa para medir G_0 en las pruebas de laboratorio (Viggiani & Atkinson, 1997). Es necesario recordar que con los BE se miden las velocidades de ondas S y, con ellos se determina el módulo de corte inicial, utilizando la Ecuación (3).

Una limitante sobre la obtención del módulo de corte inicial, $G_{máx}$, es que la condición para ser determinado es que los suelos sean sometidos a amplitudes muy bajas de deformación y a condiciones particulares de esfuerzos y de tiempo, donde el módulo de corte parece ser una constante trazada contra el logaritmo de deformación (ASTM D8295-19, 2019).

La realización de pruebas con estos elementos no genera efectos destructivos para los especímenes de suelo, por lo que no afectan la estructura del medio durante el ensaye. Es por ello que esta metodología permite obtener las velocidades de onda en cualquier momento y los números de veces que se requieran o sean necesarios, a la vez que se pueden obtener otras características de los suelos (ASTM D8295-19, 2019).

Los elementos bender tienen una capacidad máxima de deformación de corte que puede ser menor que 10^{-5} (Dyvik & Mashus, 1985; Viggiani & Atkinson, 1995 a). Estos transductores pueden ser usados prácticamente en cualquier tipo de prueba triaxial convencional (Figura 2-3) o en pruebas triaxiales verdaderas. Además, las velocidades de onda de corte pueden ser determinadas en diferentes direcciones (*e.g.*, vertical u horizontal). Es por ello pueden utilizarse prácticamente en cualquier otra aplicación de laboratorio (*e.g.*, pruebas de corte simple directo, odómetros, en especímenes de suelo no confinados o hasta en modelos físicos), permitiendo mayores beneficios de las pruebas. Esta ventaja podría generar la eliminación de pruebas adicionales, como la columna resonante (ASTM D8295-19, 2019).



Figura 2-3 Diagrama esquemático del arreglo de BE (ASTM D8295-19, 2019).

Las pruebas con estos transductores electromecánicos son una técnica poderosa de laboratorio y cada vez más común para determinar las velocidades de onda en los geomateriales. Existen múltiples ventajas de las pruebas con BE, además de que actualmente se han vuelto más populares con su aplicación en la academia y la industria. Sin embargo, aun con la existencia de una norma por parte de la ASTM, es correcto decir que no existe una metodología estándar para los procedimientos de la prueba y la interpretación de los resultados. Esto conduce a un alto grado de incertidumbre y subjetividad en la interpretación de las velocidades de onda, por lo que los resultados pueden variar considerablemente de un usuario a otro. Haciendo que se generen o usen diversas técnicas, bajo diferentes condiciones de prueba de laboratorio o distintos materiales, lo cual ha resultado en varios niveles de confiabilidad, es decir, los BE pueden no ser confiables en algunos materiales (e.g., aquellos extremadamente rígidos). Las causas de las variaciones aún no se comprenden del todo, pero las faltas de resultados consistentes representan un claro obstáculo para la estandarización de la técnica. Por lo tanto, existe la necesidad de alterar o incluso mejorar algunos métodos, mientras se buscan nuevos enfoques (Viana Da Fonseca et al., 2008). Esto no solo compete al ámbito de la investigación, sino también a la industria. Además, la automatización de procedimientos es crucial, así como el propio método de interpretación.

2.5.Estudios previos del análisis de prospección de onda con relación a la presente investigación

En la presente Sección se exponen de manera resumida algunas investigaciones realizadas que tienen una cierta afinidad con la presente investigación, principalmente con respecto al estudio del comportamiento de arenas saturadas en pruebas triaxiales con medición de velocidades de onda. Para ello se exponen los resultados y consideraciones más relevantes de dichos trabajos.

La primera investigación que se menciona es la realizada por Ramos et al. (2019), los cuales estudiaron y compararon cinco arenas aluviales (arenas limpias con menos del 8% de finos) de Portugal. Realizaron pruebas triaxiales en condición drenada (CID), para materiales granulares sueltos y saturados. Utilizaron la técnica de *moist tamping* para la reconstitución de las muestras (conformación con un contenido de agua inicial del 5%). Los esfuerzos efectivos de consolidación isótropa variaron entre 20 y 1000 kPa, con el objetivo de obtener diferentes puntos de la línea de estado crítico; en algunos casos, la fase de consolidación fue realizada en etapas para dar paso a la medición de velocidades de onda de corte a diferentes esfuerzos. La etapa de falla fue realizada con carga monotónica y a deformación constante (utilizaron tazas de deformación que variaron ente 0.007 y 0.020 %/min para garantizar que no se generen excesos de presión de poro). Además, se tomaron velocidades de onda de corte y de compresión al final de la saturación y después de la consolidación, las cuales fueron medidas con el uso de BE. El propósito de su investigación era comprender y caracterizar el comportamiento de estos suelos arenosos aluviales, e identificar las líneas de estado crítico. Encontraron que las CSL de las arenas utilizadas eran paralelas y con pendientes similares entre ellas. Aunque tenían características físicas semejantes, la variación de las CSL es distinta ya que el comportamiento de las arenas es afectado por diversos factores (e.g., fabrica, forma de partícula y mineralogía), Figura 2-4a. A pesar de esto, las muestras resultaron tener un mismo ángulo de fricción crítico, Figura 2-4b.



Figura 2-4 a) Líneas de Estado Crítico de arenas aluviales de Portugal, plano e-log p´; b) puntos en el estado crítico, plano q-p´ (Ramos et al., 2019).

Otro trabajo relevante es el elaborado por Ríos *et al.* (2023), que presenta un compendio de pruebas de compresión triaxial no drenada de diferentes suelos (5 materiales, limos y limos arenosos). En la Tabla 2 se muestran las características de los materiales analizados

(Gs, densidad de sólidos; D50 y D100; Cu, coeficiente de uniformidad; Cc, coeficiente de forma; CF, contenido de finos; e_{máx}, e_{min}, relación de vacíos máxima y mínima). Se realizaron alrededor de 50 pruebas, las cuales exhiben distintos comportamientos, principalmente licuación limitada y licuación verdadera. El propósito de su trabajo era evaluar la aplicabilidad de una correlación que pueda existir entre la velocidad de onda S y el esfuerzo desviador pico para entender el potencial de la licuación estática en diferentes tipos de suelo y poder definir una frontera entre la licuación y la deformación con *softening o hardening*, además de observar el rango de aplicación y las limitaciones de la mismas. También encontraron que puede haber una relación entre el coeficiente de uniformidad (Cu) con los parámetros de estado crítico, con lo cual obtuvieron una correlación empírica.

Material	Gs	D ₅₀	D ₁₀₀	C _u	Cc	CF %	e _{máx}	e _{min}	ASTM clasif.
Jales de oro (Schnaid 2019)	2.94	0.044	0.841	10.00	1.35	70	*	*	Limo con arena
Arena de Osorio	2.65	0.190	0.420	1.90	1.00	4	0.85	0.57	Arena fina uniforme no plastica
Limos	2.65	0.017	0.106	9.60	1.47	99.85	*	*	Limo bien graduado
Mezcla	2.65	0.110	0.425	32.40	2.60	40	*	*	Arena limosa bien graduada
Arena de Algeria	2.69	0.310	0.850	1.76	0.97	0	0.89	0.531	Arena mal graduada
Arena de Coimbra	2.66	0.360	1.000	2.13	1.37	0	0.81	0.48	Arena mal graduada
*Para estos casos la relacion de vacios se considera unitaria, ya que no se pueden obtener máx ni min de acuerdo a la norma de									

Tabla 2	Características	de los	materiales de	(Ríos	et al.,	2023)
				· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		

la ASTM D4254-16, por la cantidad de material fino.

El esquema de trabajo de esta investigación analizó pruebas con diferentes relaciones de vacíos, en las cuales ponderó la reconstitución de muestras sueltas, considerando diferentes presiones de confinamiento con el fin de evaluar la influencia de la susceptibilidad de licuación. El método de reconstitución utilizado es el *moist tamping*, y el contenido de agua inicial empleado para la formación de muestras fue de 5, 8.75 y 11.5%.

Se realizó un gran conjunto de pruebas para el estudio del potencial de licuación estático: 38 pruebas no drenadas isotrópicamente consolidadas en compresión, más 12 realizadas y publicadas en Schnaid *et al.* (2013).

Los elementos *Bender/Extender* utilizados fueron colocados en el pedestal y cabezal de la cámara triaxial utilizada para la medición de velocidades de onda. Para la etapa de corte, las pruebas se sometieron a deformación o esfuerzo controlado, hasta un 20% de la deformación axial de la muestra, lo suficiente para encontrar el fenómeno de licuación "verdadera". Se aplicó una tasa de deformación de 0.05 mm/min. Definieron a la SSL

bajo la consideración de presión de poro y esfuerzo desviador constantes, todo ello a bajas deformaciones de corte. Esto con el objetivo de no generar abarrilamiento o una deformación excesiva de las probetas de muestra.

Estos autores consideran que el parámetro de estado de las muestras identifica diferentes condiciones para diversos suelos y, por lo tanto, indican que presenta limitaciones para utilizarlo como referencia en correlaciones, mientras que la rigidez (obtenida a partir de las velocidades de onda de corte) y el esfuerzo desviador pico en condiciones no drenadas son controlados por la relación de vacíos y el estado de los esfuerzos efectivos. Por esta razón, estos parámetros fueron identificados para predecir el comportamiento del suelo bajo corte (Schnaid *et al.*, 2013).

2.6.Estimación de la porosidad con el método propuesto por Foti *et al.* (2002)

Este método propuesto por Foti *et al.* (2002) ha resultado adecuado para estimar la porosidad. Está basado en la teoría de poro-elasticidad lineal de Biot, la cual está limitada a bajas frecuencias. El medio poroso analizado es considerado saturado con un fluido limitado, lo cual implica que no deba existir ninguna condición de drenaje y, por lo tanto, no hay movimiento relativo entre el fluido y la fase sólida. Con dichas bases, esta propuesta permite determinar la porosidad a partir de velocidades de propagación de ondas de V_S y V_P en medios saturados como se observa en Ecuación 8.

$$[n(\rho^{F} - \rho^{S}) + \rho^{S}] \left[V_{p}^{2} - 2\left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2\nu^{SK}}\right) V_{S}^{2} \right] - \frac{\left\{ 1 - \frac{V_{S}^{2}[n(\rho^{F} - \rho^{S}) + \rho^{S}]\left[2\left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2\nu^{SK}}\right) - \frac{4}{3}\right]\right\}^{2}}{\left\{ \frac{n}{K^{F}} + \frac{(1 - n)}{K^{S}} - \frac{V_{S}^{2}[n(\rho^{F} - \rho^{S}) + \rho^{S}]\left[\alpha\left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2\nu^{SK}}\right) - \frac{4}{3}\right]\right\}} = 0$$
(8)

donde: ρ^F , Densidad del fluido; ρ^S , Densidad de sólidos; K^F , Módulo de compresibilidad del fluido; K^S , Módulo de compresibilidad de las partículas sólidas; ν^{SK} , Relación de Poisson para el suelo seco

Las variables de V_P y V_S son determinadas *in situ* o por medio de elementos *bender* en laboratorio. Las siguientes, ρ^F , ρ^S , K^F , K^S , son constantes físicas con valores estándar. La ecuación no es sensible al valor de ν^{SK} . Dicho parámetro puede variar entre 0.1 a 0.4.

La Ecuación (8) se resuelve para n utilizando algún método numérico, por ejemplo, el método de Newton-Raphson.

Como parte de una simplificación de la Ecuación (8), si se considera que las partículas de suelo son incompresibles, se obtendría lo expuesto en la Ecuación (9):

$$n = \frac{\rho^{S} - \sqrt{(\rho^{S})^{2} - \frac{4(\rho^{S} - \rho^{F})K^{F}}{V_{p}^{2} - 2\left(\frac{1 - \nu^{SK}}{1 - 2\nu^{SK}}\right)V_{S}^{2}}}{2(\rho^{S} - \rho^{F})}$$
(9)

La Ecuación (9), es considerada como una "ecuación reducida". Al comparar esta con la original se mostró que existen diferencias en sus soluciones. Es decir, que la hipótesis de considerar que la deformabilidad de las partículas de suelo es nula puede conducir a una sobreestimación de la porosidad. Sin embargo, los errores obtenidos pueden considerarse aceptables desde un punto de vista práctico.

Considerando lo anterior, este procedimiento solo requiere la medición de V_P y V_S del medio, que son cantidades que se pueden obtener con métodos geofísicos o en laboratorio. A pesar de la variación del valor de ν^{SK} , en este trabajo se considera que la determinación de la porosidad no es sensible a este parámetro.

Para comprobar la validez del método en una arena fina, en este artículo utilizan datos de laboratorio a partir de mediciones realizadas con elementos *bender* y cristales piezoeléctricos para obtener las velocidades de onda V_P y V_S. El material poseía una densidad de solidos de 1.987 g/cm³ y tenía una porosidad estimada de 0.40. De la comparación realizada, se obtuvo que la porosidad evaluada en laboratorio y la estimación resultaron bastante similares. En la Figura 2-5 se muestran los valores calculados de porosidad con barras de error que exponen la confianza para un rango de variabilidad del $v^{SK} = 0.1 - 0.3$. Es interesante notar que la incertidumbre de este parámetro incrementa si se tiene un mayor esfuerzo efectivo.



Figura 2-5 Comparación de la porosidad estimada con el método propuesto vs los datos de laboratorio, (Foti et al., 2002).

También, se presenta un resultado con una prueba de campo, en la cual las mediciones de velocidades de onda de cuerpo se realizan con el método del *cross-hole*. El estudio fue realizado por medio de pozos cruzados a profundidades de 100 m. El perfil del sitio está conformado por 25 m de arena limosa no cementada al inicio, y el resto del perfil era una arena con consistencia de suelta a mediana y arena con grava en cantos cementados. El NAF se registró a los 0.75 m de profundidad.

Para la estimación de la porosidad en este sitio se consideraron que los granos de suelo eran incompresibles (utilizaron la Ecuación 9). Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 2-6, donde las barras de error adjuntas son los valores calculados de la porosidad con un $v^{SK} = 0.1 - 0.35$. Al tener diferentes consistencias de arenas es sumamente complicado extraer muestras inalteradas de suelo para poder comparar los resultados. Por ello solo se presenta la estimación de la porosidad.



Figura 2-6 Porosidad estimada del sitio de Calabria, (Foti et al., 2002).

Foti & Lancellotta (2004), utilizando la Ecuación (8), realizaron más pruebas de su método para estimar la porosidad. En el artículo se centran en tres sitios distintos, pero para el aspecto de arenas, utilizaron datos reportados por Bates (1989) y Tsukamoto *et al.* (2002). La Figura 2-7 muestra la comparación entre la porosidad medida y la porosidad estimada. Para el caso de Bates (1989) se tiene un 4.7% de diferencia y para Tsukamoto *et al.* (2002) un 6.6%. En el círculo en rojo se presentan los resultados de ambos casos de estudio.



Figura 2-7 Grafica de comparación entre la porosidad medida y estimada de la investigación de (Foti & Lancellota, 2004).

Arroyo *et al.* (2006) realizaron un trabajo enfocado únicamente al laboratorio. Su investigación se enfocó en inferir la porosidad durante ensayos triaxiales, utilizando transductores piezoeléctricos en dos materiales: una arcilla y un suelo residual de granito.

A partir de la porosidad buscaron verificar que las velocidades de onda estimadas sean iguales que las medidas, Ecuaciones (10) y (11).

$$V_{S} = \sqrt{\frac{(1 - 2\nu^{SK})}{2(1 - \nu^{SK})}} \left\{ V_{P}^{2} - \frac{K^{F}}{n^{2}(\rho^{F} - \rho^{S}) + n\rho^{S}} \right\}$$
(10)

$$V_P \ge V_F \sqrt{\frac{1}{n^2 + n(1-n)\frac{\rho^S}{\rho^F}}}$$
 (11)

donde V_F es el valor de la velocidad del sonido en el fluido saturado.

En sus resultados exponen primero los valores de velocidad de onda de compresión, V_P, la cual se puede observar en la Figura 2-8. La variación tan amplia del suelo residual se debe a que la saturación del medio no es del todo completa, ya que presentaron valores de la B de Skempton cercanos a 0.9. Si se omiten los resultados no saturados para realizar el cálculo de la Vs, se tiene una menor cantidad de datos tal como se aprecia en la Figura 2-9. Con esta corrección se observa que las velocidades medidas están por debajo de las estimadas, lo cual se justifica debido a que las estimaciones basadas en la porosidad son más sensibles. En este caso utilizaron valores del módulo de Poisson para suelo seco de 0.11 para la arcilla y el suelo residual de 0.2.



Figura 2-8 Comparación de la onda Vp estimada y medida, para la arcilla y el suelo residual, (Arroyo et al., 2006).



Figura 2-9 Comparación de la onda Vs estimada y medida, con $v^{sk} = 0.11$ y 0.2, (Arroyo et al., 2006).

Como se presentó una divergencia en la Figura 2-9, los autores consideraron que la relación de Poisson del suelo seco debía cambiar, por lo cual, en un nuevo cálculo, utilizaron un valor de 0.4, brindando un ajuste de los datos mejor, Figura 2-10.



Figura 2-10 Comparación de la onda Vs estimada y medida, con $v^{sk} = 0.4$, (Arroyo et al., 2006).

De este trabajo se puede observar que existen factores que pueden modificar las estimaciones de la Ecuación (8) y contradecir lo que indica Foti *et al.* (2002), en donde se menciona que el módulo de Poisson del suelo seco no influye de forma significativa

en la estimación de la porosidad. Es por esta razón, que es necesario realizar un análisis adecuado de la estimación de la porosidad con el método y exponerlo para el conocimiento público.

3. Descripción del equipo e instrumentación

A lo largo de la historia de la ingeniería geotécnica los equipos utilizados en el laboratorio han sido parte fundamental en el desarrollo de la disciplina, debido a que en ellos se pueden ensayar los suelos bajo diferentes condiciones para obtener parámetros mecánicos. La cámara triaxial es el equipo más versátil y utilizado en los laboratorios de mecánica de suelos. La versatilidad del equipo permite realizar diferentes tipos de ensayes, y su configuración también permite la adaptación de técnicas no convencionales (*e.g.*, el uso de elementos bender), lo cual ha provocado que se pueda estudiar más que solo el comportamiento mecánico de los suelos.

El desarrollo de la presente investigación utilizó dos equipos triaxiales en los cuales se analizaron muestras de arena procedentes de la Refinería Olmeca de Dos Bocas. El primer equipo utilizado permite realizar pruebas triaxiales convencionales. Particularmente permite la ejecución de ensayes estáticos a deformación o carga controlada, o cíclicos con señales periódicas sinusoidales, bajo consolidación isótropa en condiciones de falla drenada o no drenada. El segundo equipo, además de las características del primero, permite estudiar la propagación de ondas de corte (V_S) y de compresión (V_P) por medio del uso de cristales piezoeléctricos. En ambos equipos se analizó el comportamiento de diferentes muestras de arena por medio de la reconstitución de probetas cilíndricas de suelo. Se realizaron pruebas triaxiales en especímenes con diámetro medio de 3.6 cm y una altura de 8.6 cm, respetando la relación de esbeltez de 2 a 2.6 que especifica la norma ASTM-D-4767-95 (2003). Todo esto con el fin de analizar el comportamiento de arenas sueltas saturadas y el fenómeno de licuación de flujo, y poder relacionarlo con la propagación de ondas sísmicas de cuerpo.

En la Figura 3-1 se muestran los equipos utilizados para la realización de las pruebas. Como se observa, los equipos podrían considerarse gemelos y su única diferencia latente es que uno tiene capacidad de realizar pruebas con los cristales piezoeléctricos.

Descripción del equipo e instrumentación



Figura 3-1 a) Equipo ELE-1-SUR, para pruebas triaxiales convencionales (en etapa de circulación de agua desairada). b) Equipo ELE-1-NOR, Instrumentada con Cristales Piezoeléctricos (Probeta montada, previo a la circulación de CO₂). Instituto de Ingeniería de la UNAM.

3.1.Cámara triaxial

El análisis del comportamiento de arenas en esta investigación propone estudiar un material que será consolidado isótropamente y, posteriormente, será fallado en condiciones no drenadas. Algunas muestras fueron instrumentadas con cristales piezoeléctricos para analizar la propagación de ondas y buscar una relación con el comportamiento del suelo en la prueba. Es relevante mencionar que para realizar lo antes comentado, es necesario brindar las características del equipo utilizado. El sistema se conforma principalmente de la cámara triaxial, el sistema de presión y el sistema de adquisición de datos.

La cámara del equipo posee una camisa de acrílico con una base de aluminio al igual que la tapa. El sistema es asegurado por medio de tres varillas de acero y cuenta con un pistón que se encarga de la aplicación del esfuerzo axial vertical; este está conectado a un sistema servo-neumático. El pedestal de la cámara tiene conexión directa con el sistema de drenaje, al igual que el cabezal. Los BE y BD se localizan en el cabezal y pedestal del equipo.

El sistema de presión que alimenta a la cámara es regulado por una línea de conducción de aire presurizado de 7 kg/cm², y es utilizado para los transductores de esfuerzo de confinamiento y contrapresión. Para el caso del sistema servo-neumático, se tiene la misma alimentación por esta línea de presión de aire; este sistema es el encargado de

regular la presión para que durante la prueba se aplique un esfuerzo axial sobre la muestra de suelo, a carga o deformación controlada.

La adquisición de datos se realiza por medio de los transductores, los cuales son los encargados de medir las condiciones físicas que suceden en la probeta y por medio de señales eléctricas se obtienen los datos de los sensores (*i.e.*, desplazamiento, carga aplicada a la muestra, presión de poro, presión de confinamiento, presión de contrapresión, cambio volumétrico, elementos *bender* y *bending disks*) en las diferentes etapas de la prueba.

3.1.1. Instrumentación del equipo

El uso de transductores en la cámara triaxial permite el monitoreo de los parámetros físicos a los cuales el espécimen de suelo es sometido. La adquisición de dichas lecturas se realiza por medio de los sensores del sistema electrónico, los cuales registran la presión, carga, desplazamiento o señales de ondas. Con ello es que se puede observar el estado de esfuerzos o deformaciones de la muestra de suelo y la cámara. El monitoreo es realizado por medio de un software desarrollado por las coordinaciones de Geotecnia y Electrónica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM).

La organización de los transductores utilizados en estas cámaras se presenta en la Figura 3-2. De acuerdo con el tipo de prueba que se realiza, es necesario considerar el uso de transductores. Para este caso, al realizar pruebas triaxiales CIUC, es necesario contar con el registro de la carga, desplazamiento axial, cambio volumétrico para la saturación y consolidación, regulación de las presiones de confinamiento, poro y contrapresión. Por otra parte, para la adquisición de señales de ondas de cuerpo se desarrolló el inciso 3.1.5. La descripción de las características, marca y modelo de los traductores en la cámara se especifica a continuación:

- Carga axial: LVDT (transductor de desplazamiento variable lineal) marca Schaevitz, modelo E1000, encargado de registrar el desplazamiento en dirección longitudinal de la probeta. Cuenta con una capacidad máxima de 50 mm y se ubica en la parte superior del pistón.
- Carga axial: Celda de carga sumergible hidrostáticamente compensada, marca OMEGADYNE y modelo LCMUW y LCUW, equipo convencional y equipo instrumentado, respectivamente, con capacidad de 150 kg. Se ubica por debajo del pedestal.

- Cambio volumétrico: Transductor de cambio de volumen de 80 cm³ de capacidad, (marca ELE y modelo 27-1641). Soporta una presión máxima de trabajo de 1700 kPa y se encuentra conectado al sistema de drenaje, por lo cual tiene conexión directa con el sensor de presión de poro y contrapresión.
- Presión de poro, confinamiento y contrapresión: elementos con la capacidad de medir presiones de líquidos y gases, marca DRUCK LTD, modelo PDCR 810, con capacidad de 7.5 kg/cm².



Figura 3-2 Ubicación de los transductores en la cámara triaxial ELE-1-SUR.

3.1.2. Calibración y verificación del equipo

La relevancia de los transductores como elementos que permitan monitorear la condición de esfuerzos y deformaciones de la muestra requiere que éstos se encuentren en estado óptimo para realizar la prueba. Los transductores tienen la capacidad de registrar valores físicos y mandar una señal eléctrica al sistema de adquisición de datos por medio de un voltaje. Para que este elemento envié el valor correcto al sistema, es necesario que se realice una calibración del sensor. Para ello, se debe realizar un registro del voltaje asociado a la magnitud física correspondiente medida a partir de un elemento patrón de calibración. En este caso, solo se utilizan cuatro elementos patrones que dependen del uso y medida que nos otorgue el sensor. Dichos elementos son el tornillo micrométrico para la calibración del LVDT, la columna de mercurio para la calibración de sensores de presión, una bureta graduada con capacidad de 10 cm³ para poder tomar mediciones del sensor de cambio volumétrico y un juego de pesas para la calibración para los transductores LVDT, celda de carga, confinamiento, presión de poro, contrapresión y el sistema servo; para ello se recomienda el trabajo realizado por Arredondo (2020). Para el caso del sensor

de cambio volumétrico, se recomienda revisar el manual de ELE (2005), el cual presenta esquemas del sistema, purga y modo de operación.

En este apartado no se menciona la calibración de los elementos *bender* que indica la norma ASTM D8295-19 (2019), pero se encuentra en la Sección 3.1.6.

Una vez que se ha realizado la calibración de los sensores, es necesario revisar la precisión de los mismos por medio de un3a verificación. Esto tiene dos propósitos: el primero es observar cómo trabajan los sensores en tiempo real, haciendo la simulación de una etapa de la prueba, verificando al sensor contra el elemento patrón, con el objetivo de observar sus diferencias en los valores arrojados; el segundo es tener un registro de la precisión del equipo, ya que este valor brinda confianza al usuario y un margen de error.

En la Tabla 3 se muestra las constantes de calibración y verificación de los sensores de las cámaras utilizadas en esta investigación. Es posible observar mucha similitud en los valores de calibración de los sensores homólogos, excepto en la celda de carga. Esto puede deberse a que los modelos utilizados en cada cámara son diferentes. Por su parte, la precisión de los sensores está en rangos razonables de trabajo y guardan una similitud considerable entre ambas cámaras.

Calibración y Verificación de Transductores ELE 1 SUR							
Sensor	Unidades	Capacidad	Consta calibr	ntes de ación	Pendiente de	Precisión	
			Pendiente	Ordenada	verificación		
Celda de carga	kg	40.0	-7.719	-5.554	1.01	0.100	
LVDT	mm	50.0	-3.814	24.671	0.99	0.200	
Confinamiento	kg/cm ²	7.0	1.396	-0.035	1.01	0.040	
Contrapresión	kg/cm ²	7.0	1.401	-0.040	1.00	0.045	
Presión de poro	kg/cm ²	7.0	1.424	1.240	1.00	0.050	
Cambio Volumétrico	cm ³	80.0	-23.420	37.464	1.02	0.250	

Tabla 3 Resumen de las últimas calibraciones y verificaciones realizados a las cámaras ELE-1-SUR y ELE-1-NOR.

Calibración y Verificación de Transductores ELE 1 NOR (BE)							
Sensor	Unidades	Capacidad	Consta calibr	ntes de ación	Pendiente de	Precisión	
Sensor	Cindudos		Pendiente	Ordenada	verificación		
Celda de carga	kg	50.0	-5.669	-0.837	1.00	0.054	
LVDT	mm	50.0	-4.074	28.868	1.00	0.200	
Confinamiento	kg/cm ²	7.0	1.401	0.054	1.00	0.014	
Contrapresión	kg/cm ²	7.0	1.348	0.058	1.00	-0.006	
Presión de poro	kg/cm ²	7.0	1.441	0.106	1.00	0.040	
Cambio Volumé trico	cm ³	80.0	23.231	38.511	0.99	0.300	

3.1.3. *Elementos Bender* y discos piezoeléctricos utilizados

Como se ha explicado a lo largo de este trabajo, el objetivo de realizar las mediciones de las velocidades de onda de cuerpo a través del suelo arenoso saturado se realiza por medio

de transductores piezoeléctricos para obtener la velocidad de onda de corte y compresión. Estos elementos están compuestos por dos placas piezo-cerámicas delgadas y polarizadas transversalmente, unidas entre sí. Tienen la capacidad de proporcionar pequeñas deformaciones angulares ($\gamma < 10^{-5}$ %).

En la literatura internacional, es posible encontrar diferentes tipos de elementos, formas y tamaños de venta, así como de conexiones e instrumentaciones, debido a la diversificación y falta de normalización al respecto de los elementos. Pero el objetivo de todos, independientemente de sus arreglos, es hacer que los elementos vibren y generen ondas de corte o de compresión que viajen a través del suelo por medio de un pulso eléctrico. Los elementos son transductores que se distorsionan o doblan cuando se someten a un cambio de voltaje. La razón del movimiento es debida a los diferenciales que dependen de la polaridad de la carga.

Los elementos utilizados fueron de dos tipos (PIEZO SYSTEMS, 2007). El primero de los cristales piezoeléctricos descritos son los *Bending Disks*. Este elemento tiene una designación ante *Piezo Systems, INC.*, con un número de parte: T216- A4NO-173X. Las características principales del elemento son: 2 capas piezoeléctricas; A4, implica el uso de cristal PSI-5A4E; 173, designación de tamaño (6.4 mm de diámetro, Figura 3-3); X, tipo de polarización (2 polos). Cuenta con un peso de 0.10 gramos, una capacitancia de 1.1 nF, un rango de voltaje de ±180, una deflexión libre de ±4.7 µm. El elemento funciona con una conexión en serie, con dos polos. El cristal piezoeléctrico, con designación PSI-5A4E, está hecho de plomo-zirconio-titanio y puede operar en un amplio rango de temperaturas.



Figura 3-3 Esquema de disco piezoeléctrico, T216-A4NO-173X utilizado (PIEZO SYSTEMS, 2007).

El segundo de los cristales piezoeléctricos son los elementos *bender*. Este elemento de flexión tiene una designación ante *Piezo Systems, INC.*, con número de parte: T215-

H4CL-303X. Las características principales del elemento son: 2 capas piezoeléctricas; H4, implica el uso de cristal PSI-5H4E; 303, designación de tamaño (12.7 mm por 31.8 mm, Figura 3-4); X, tipo de polarización (2 polos). Cuenta con un peso de 1.20 gramos, una capacitancia en paralelo de 128 nF, un rango de voltaje de \pm 40, una deflexión libre de \pm 300 µm. El elemento funciona con una conexión en serie, con dos polos, y las características mencionadas son para un montaje en cantiléver. El cristal piezoeléctrico, con designación PSI-5H4E, está formado principalmente de plomo-zirconio-titanio, tiene un alto movimiento/volt y clasificación de carga/newton que es útil cuando el voltaje o la fuerza son limitados. Puede operar a un rango limitado de temperaturas.



Figura 3-4 Esquema de Bender Elements, tamaño y grosor del elemento T215-H4CL-303X, (PIEZO SYSTEMS, 2007).

El arreglo utilizado para la emisión y recepción de señales requiere el uso de un par de elementos para cada tipo de onda. Para ello los elementos deben ser colocados en la cámara, específicamente en el pedestal y cabezal. En este caso se utilizó la adaptación y acondicionamiento realizado por Flores (2013). Comúnmente, el pedestal y cabezal de las cámaras triaxiales son de aluminio. Sin embargo, para colocar los cristales piezoeléctricos se utilizó nylamid, el cual es un material ligero y fácil de moldear, además de que no presenta reacción química con otros materiales.

El acondicionamiento de Flores (2013), consideró el paso de las conexiones por medio de tuberías dentro del cabezal y pedestal, los cuales, posteriormente, atraviesan unas glándulas (graseras) por las que pasan los cables micro-coaxiales de los elementos (Figura 3-5). Con esta conexión se pasa del interior de la cámara hacia el exterior de la misma y, posteriormente, se conectan a los cables coaxiales, los cuales tienen conexión directa con el generador de funciones y el adquisidor de señales.



Figura 3-5 a) Vista en planta de pedestal y cabezal bajo el diseño de Flores 2013; b) Vista de perfil de pedestal y cabezal, con elementos Bender (Bender Elements y Bender Disks).

3.1.4. Procedimiento de instrumentación

En la presente Sección se brinda una explicación sobre cómo se realiza la instrumentación de los elementos *bender y bending disks* (BE y BD, respectivamente). Se detallan algunos aspectos relevantes para esta investigación. Actualmente, los elementos instrumentados se pueden adquirir en el mercado. Sin embargo, en el caso de la presente investigación, se instrumentaron desde el cristal piezoeléctrico hasta la colocación en la cámara.

Como se observó en la Figura 3-3, Figura 3-4 y Figura 3-5, estas hacen referencia a la constitución de los cristales piezoeléctricos que se tienen en las placas que conforman a los BE y BD. Para el caso de los primeros mencionados, se adquieren elementos de un tamaño estándar de 12.7 por 31.8 mm. En este trabajo, dichas placas debieron ser cortadas a un tamaño de 7 por 10 mm; esto es debido a que al utilizar elementos más largos podría provocar que, durante la penetración del BE en la muestra de suelo, se generen irregularidades en la uniformidad de la muestra (e.g., abultamientos en el área circundanteal elemento). Yamashita et al. (2009), a partir de un compendio muy grande de muestras de suelo (105, en estado seco y saturado) realizadas en diferentes equipos de laboratorio (triaxial, odómetros, columna resonante, corte torsional), en más de 23 instituciones internacionales, determinaron que para hacer pasar una onda a través de la muestra por medio de los BE es necesario que el elemento penetre en la probeta de suelo en ambos extremos. Lo más relevante de ello es que indican que no hay una conclusión clara sobre la longitud de penetración ideal para todos los casos estudiados. Señalan que cuando la penetración es demasiado corta en la muestra de suelo, la fuerza de la onda puede ser muy débil para transmitir o recibir. Además, es posible que el efecto de campo cercano puede verse afectado por los cambios en la longitud de penetración. En su compendio de pruebas, indican que la longitud de penetración de los elementos bender en la muestra de suelo utilizada por todos los laboratorios participantes difiere entre cada institución, teniendo variaciones de 1.2 a 14 mm, con una penetración promedio de 6.0 mm. Si se

excluye la penetración relativa más grande utilizada, el valor promedio de penetración sería de 4.7 mm.

En este trabajo se utilizó una profundidad de penetración para los BE de 6.0 mm. La normativa ASTM D-8295-19 no brinda ninguna especificación sobre el tamaño de los elementos; solo indica que estos deben estar empotrados a un tercio de su altura, un tercio debe estar recubierto con epóxico y el tercio restante debe entrar en el suelo con una fácil penetración.

La metodología para realizar la instrumentación de los elementos conlleva un proceso de fabricación desde el elemento en bruto, previamente cortado a las dimensiones mencionadas anteriormente (Figura 3-6a). Posterior a ello, se sueldan dos cables de cobre en cada lado del elemento que polarizan al mismo (Figura 3-6b). Se coloca una mica auto adherible y se cubre con pintura de plata dieléctrica en ambos lados del elemento (Figura 3-6c). Por último, se coloca una resina fotosensible para encapsular al elemento (Figura 3-6d).

La explicación otorgada anteriormente es general. Para consultar la instrumentación detallada de los elementos es recomendable revisar el anexo A de Martínez (2021).



Figura 3-6 Proceso de Instrumentación de BE y BD; a) Tamaño nominal de elementos; b) Conexión en serie de los elementos y polarización de los mismos; c) Recubrimiento de los elementos con pintura dieléctrica; d) Encapsulado de elementos.

El procedimiento antes expuesto implica que la confección de cada elemento pueda tener variaciones dependientes de la competencia del personal que los realiza, su experiencia, la interacción con el material y las facilidades utilizadas. Si bien los cristales piezoeléctricos son considerados una alternativa útil para la determinación de las velocidades de ondas sísmicas en el rango elasto-dinámico, debido principalmente a su confección, montaje y operación (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019), el autor de este trabajo recomienda tener un amplio cuidado en los detalles de fabricación de los elementos.

Es relevante mencionar que autores como Viana Da Fonseca *et al.* (2008) han resaltado que existen más detalles en discusión al momento de la confección de los BE, como el espesor óptimo de los elementos, la conexión de los mismos (en paralelo o serie; la norma ASTM D-8295-19 indica que el emisor debe ser conectado en paralelo mientras que el receptor debe ser conectado en serie), los detalles del aislamiento, montaje, distancia saliente o de penetración, blindaje y la conexión a tierra para evitar ruido en la señal. Estos últimos detalles no son parte de la presente investigación, pero generan controversia que debe ser resuelta con un mayor número de investigaciones y la implementación de una normativa internacional.

3.1.5. Equipo de laboratorio para medir Vp y Vs

De acuerdo con la norma ASTM D8295-19, los aparatos necesarios para la realización de las pruebas son: un equipo de pruebas triaxiales estandarizado; BE y/o BD para la transmisión y recepción de señal, los cuales deben estar conectados y polarizados, empotrados en las fronteras de la muestra de suelo y sus conexiones tendrán que estar protegidas para reducir el ambiente del ruido eléctrico; generador de funciones, es un dispositivo que debe generar un solo periodo de un pulso de onda sinusoidal, con una frecuencia ajustable típica que aborde los rangos de 1 a 50 kHz, en la cual la amplitud generada debe ser suficiente para que la señal recibida sea claramente reconocida; programa de adquisición de datos y visualizador de señal (osciloscopio), el primer elemento puede ser independiente a un osciloscopio aunque ambos deben estar vinculados a una computadora, con almacenaje digital, el visualizador de señal debe tener la capacidad mínima de una resolución de tiempo de un microsegundo y una relación de amplitud de 10 micro-volts para la señal recibida, debe mostrar las señales del emisor y receptor y, preferiblemente, debe contar con cursores para poder determinar el tiempo de viaje de la onda y una función desencadenante o generadora (trigger) de modo que ejecute el inicio del registro de la señal emisora; amplificadores y filtros de señales, en caso de ser necesario un amplificador de potencia, este deberá ser conectado entre el generador de funciones y el elemento *bender*. El caso del filtro de señales, es una herramienta que debe considerarse por los usuarios ya que podría afectar negativamente (i.e., para la interpretación de la señal en caso de que el receptor contenga ruido).

Lo antes mencionado son los elementos necesarios que se requieren para la adquisición de señales, según la única norma para la realización de pruebas con elementos *bender*. Sin embargo, hay múltiples debates entre investigadores sobre la elección del hardware auxiliar, el generador de funciones, los amplificadores de la señal y potencia, osciloscopios, la forma y el voltaje de excitación de los elementos (Viana Da Fonseca *et al.*, 2008), los cuales no se discutirán en este trabajo, pero es relevante mencionarlo.

El sistema utilizado consta de un generador de funciones, un osciloscopio y una PC con un software que permite la adquisición de datos, Figura 3-7. El funcionamiento y arreglo se describen a continuación. Primero, por medio del software se envía un voltaje y frecuencia determinado al generador de funciones, el cual se encarga de enviar una onda sinusoidal al *BE o BD* emisor. Para poder ver la onda es necesario hacer uso del osciloscopio, el cual tiene una conexión directa al generador de funciones (canal 1) y el cable coaxial del elemento receptor de la señal (canal 2); con esto es posible observar ambas señales en el monitor del osciloscopio en tiempo real. Posteriormente se realiza el ajuste de escalas horizontales y verticales para que se puedan apreciar de manera adecuada y se obtenga el tiempo de viaje de la onda. Una vez ajustada la señal, se procede a adquirir los datos de la misma en el software para después analizarla con diferentes métodos.



Figura 3-7 Hardware para la adquisición de ondas de propagación sísmicas; a) Menú o Interfaz del software utilizado para la adquisición de señales; b) Generador de funciones; c) Osciloscopio.

A continuación, se explica de manera resumida los elementos utilizados, los cuales también pueden revisarse con mayor detalle en otros trabajos (*e.g.*, Flores, 2013; Martínez, 2021).

El generador de funciones tiene la capacidad de producir un tren de ondas sinusoidales (de uno a tres ciclos), con una amplitud de salida de 200 V y una frecuencia máxima de operación de 800 kHz (Flores, 2013). Este sistema también cuenta con un amplificador, ya que las señales sinusoidales requieren amplificadores con un gran ancho de banda. El uso es debido a que el máximo voltaje que puede aplicar el generador de funciones es de 10 V, y con el amplificador el voltaje puede aumentar 10 veces.

La excitación de los cristales piezoeléctricos puede utilizar ondas cuadradas, pero con esta técnica es difícil determinar el instante de arribo de la onda en el elemento receptor (Blewett *et al.*, 2000); esto ha sido demostrado por varios autores (*e.g.*, Dyvik & Madshus, 1985; Brignoli *et al.*, 1996; Viggiani & Atkinson 1995a, 1995b; Nakagawa *et al.*, 1996). Aunado a ello, Blewett *et al.* (2000) explican que la onda de llegada se atenúa y se distorsiona, lo cual provoca que la señal recibida sea más compleja. Es debido a esto que recomiendan las mediciones por medio de ondas sinusoidales, ya que han demostrado ser más confiables en las mediciones en los tiempos de arribo de la señal. Además, el utilizar estas ondas facilita la interpretación de la señal de arribo pues al utilizar esta onda es más factible identificar puntos de similitud entre la forma de la señal de entrada y salida (Viggiani & Atkinson, 1995 a). Además, facilita el uso de técnicas como la correlación cruzada para obtener el tiempo de arribo.

El osciloscopio utilizado es modelo HP HEWLETT PACKARD 54540A, y permite visualizar la señal emisora y la receptora que viaja a través de la muestra de suelo producidas por el generador de funciones. Este elemento permite el ajuste de las amplitudes, escalas y posición de las señales. Las amplitudes pueden variar de acuerdo con la manufactura de los elementos *bender*, pero en este trabajo se priorizó utilizar una amplitud de 1V para el emisor, mientras que el receptor presentó variaciones entre 1 y 8 mV. Las escalas horizontal y vertical permiten ampliar o reducir la visualización de la señal, factor que debe ser cuidado ya que este implica que se realice un buen análisis de la señal por medio de los métodos del dominio del tiempo o frecuencia. La posición permite tener un orden adecuado de las señales, ya que se realiza un barrido por medio de diferentes frecuencias.

El sistema de adquisición de datos consta de un programa realizado en LabVIEW. El programa se encarga de generar, adquirir y guardar las señales registradas. Además, ajusta el voltaje que se administra a los elementos y la frecuencia a analizar. Una vez que la señal se ha visualizado y ajustado en el osciloscopio, el programa permite adquirir la señal

con una capacidad de 500 puntos. Posteriormente, se guarda la señal obtenida y se genera un registro.

3.1.6. Tiempo de retardo para el arribo de las ondas

El contenido de este apartado no solo comprende el tiempo de retardo por parte del sistema, sino que también se añade el proceso adecuado para éste y los arreglos necesarios. Adicionalmente, se comentan las frecuencias de trabajo utilizadas. Este apartado es una continuación de la Sección 3.1.4.

Una vez que los cristales piezoeléctricos ya se encuentran confeccionados, es necesario conectarlos a un cable micro coaxial y, posteriormente, se deben colocar en el pedestal y cabezal. Para ello es necesario que primero se acomoden los BD en su posición, se revise su capacitancia y, posteriormente, se coloque un poco de resina epóxica, la cual evita el filtrado del agua y empotra los elementos. Una vez realizado esto, se proceden a hacer las conexiones pertinentes al hardware de adquisición de señales para poder hacer el arreglo que se muestra en la Figura 3-8 y poder tomar el tiempo de retardo del equipo a diferentes frecuencias.



Figura 3-8 Tiempo de retardo o calibración de los BD; a) Colocación de BD en pedestal y cabezal; b) Arreglo para calibración; c) Toma de tiempo de retardo para una señal con una amplitud de 50V y 40 kHz.

El tiempo de retardo es una corrección para la medición del tiempo de la onda. Este retardo es debido al equipo electrónico, conexiones, cables y cristales piezoeléctricos. Se considera como el lapso que tarda en viajar una señal a través del sistema sin que la onda atraviese un medio. Por lo tanto, que es necesario poner en contacto directo a los BE o BD, lo cual puede ser realizado con presión manual o por peso propio.

De acuerdo con la norma ASTM (D8295-19, 2019), los transductores deben tener una corrección en la medición del tiempo de viaje de la onda, la cual es usualmente pequeña.

Para obtener el tiempo de retardo o hacer la calibración de los elementos, es necesario utilizar el mismo equipo de la prueba para medir el tiempo de viaje de la onda en el espécimen de suelo. Se deben registrar las lecturas usando una señal transmitida con periodo sinusoidal.

Para la medición del tiempo de retardo y su interpretación se puede usar el método de primer arribo. Para verificar esto, es recomendable intercambiar el trasmisor y receptor de la señal por medio de las conexiones; al hacer esto se debe obtener el mismo resultado de tiempo obtenido con el primer arreglo.

Para el caso de los BE, como se mencionó anteriormente, una vez que se han colocado en el pedestal y cabezal (Figura 3-5) es necesario realizar el arreglo que se muestra en la Figura 3-9 para realizar su calibración y obtener el tiempo de retardo.



Figura 3-9 Tiempo de retardo o calibración de los BE; a) Arreglo para calibración; b) Toma de tiempo de retardo para una señal con una amplitud de 50V y 7 kHz.

El barrido de frecuencias utilizadas para realizar la calibración y obtener el tiempo de retardo fueron las siguientes: para el caso de los BE se utilizó un barrido de frecuencias de 3, 4, 5, 6 y 7 kHz, mientras que para los BD se utilizaron de 40, 50, 60, 70 y 80 kHz. La consideración es debida, principalmente, porque las frecuencias menores a 3 kHz se ven influenciadas por el efecto de campo cercano en el caso de los BE, pero lo mismo sucede para los BD al utilizar frecuencias menores de 40 kHz (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2018).

En la Figura 3-10a se expone la señal analizada para obtener el tiempo de retardo a una frecuencia de 50 kHz en los BD. Una vez que se realiza el barrido de las frecuencias para estos elementos, se obtiene un tiempo promedio de retardo, el cual es de 9.6 µs.

En la Figura 3-11a se expone un gráfico con la señal emisora y receptora del tiempo de retardo para los BE, el elemento que genera la señal es el que se encuentra en el pedestal y lo recibe su homólogo en el cabezal. La frecuencia presentada es de 4 kHz y se utilizó un voltaje de 50 V. Ambos elementos fueron colocados en contacto directo, a diferentes frecuencias, donde se obtuvo un promedio de tiempo de retardo de 9.6 µs.



Descripción del equipo e instrumentación

Figura 3-10 a) Tiempo de retardo para BD en la frecuencia de 50 kHz; b) Tiempos de retardo para BD con frecuencias de 40 a 80 kHz.



Figura 3-11 a) Tiempo de retardo para BE en la frecuencia de 4 kHz; b) Tiempos de retardo para BE con frecuencias de 3 a 7 kHz.

3.1.7. Métodos para determinar el tiempo de arribo de las ondas

La estimación de las velocidades de onda de cuerpo a partir de BE o BD en laboratorio requieren de dos valores. El primero es la longitud del tramo viajado por la onda, la cual

es igual a la distancia entre el elemento emisor y receptor de la señal. El segundo es el valor del tiempo de viaje de la onda. La velocidad de onda se puede determinar con la relación $V_{S,P}=L_{tt}/t$. En la actualidad no existe un procedimiento normalizado para la determinación del tiempo de viaje de la onda.

Como se ha mencionado la norma, ASTM (D8295-19 2019) es la única normativa actual en la que se ilustran algunos de los procedimientos para realizar el análisis del tiempo de viaje de la onda. Esta se limita a exponer únicamente los métodos de primera deflexión y pico-pico, técnicas conocidas comúnmente como "métodos visuales". Si bien no establece un marco claro para el análisis del tiempo de viaje de la onda, comenta que existen diversas técnicas, como los métodos en el dominio del tiempo y de la frecuencia para el análisis de las señales.

A pesar de la existencia de múltiples criterios o métodos para la determinación del tiempo de viaje de onda, varios autores han expuesto dificultades para la interpretación de resultados (*e.g.*, Viggiani & Atkinson, 1995; Brignoli *et al.*, 1996; Jovičić *et al.*, 1996; Arulnathan *et al.*, 1998; Greening *et al.*, 2003; Greening & Nash 2004; Leong *et al.*, 2005; Viana da Fonseca *et al.*, 2008; Airey & Mohsin, 2013). Es claro que a partir de la experiencia de múltiples autores se puede decir que la interpretación de los resultados sigue siendo subjetiva y requiere de cierto grado de juicio, y que aún no se ha aceptado ningún método ideal para la interpretación de resultados (Viana Da Fonseca *et al.*, 2008). Sin embargo, el uso combinado de métodos en el dominio del tiempo y el dominio de la frecuencia puede ayudar de manera efectiva en el análisis e interpretación de pruebas de BE. Evidentemente, cada metodología presenta ventajas y desventajas que se han discutido (revisar bibliografía mencionada anteriormente en este párrafo) lo que dificulta la estandarización para el análisis de las señales.

En este trabajo se analizan los datos obtenidos con cinco métodos o criterios diferentes con el objetivo de definir el tiempo de arribo de la señal. Se analizan tres métodos en el dominio del tiempo y dos criterios que utilizan el dominio de la frecuencia. Todo ello con el objetivo de estudiar los diferentes tiempos de arribo y obtener las velocidades de ondas Vs y Vp, y comparar los resultados con las diferentes técnicas, ya que pueden derivar en diversos valores, a fin de generar un panorama más amplio al momento de seleccionar el tiempo de viaje más representativo.

Los métodos en el dominio del tiempo se basan en la medición directa del tiempo en nodos o puntos característicos de la señal emisora y receptora. Este análisis se realiza con la señal en bruto, por medio de las gráficas obtenidas en función del tiempo. Los criterios utilizados son: pico-pico máximo, pico-pico mínimo y primer arribo.

Por su parte, los métodos que utilizan el dominio de la frecuencia requieren de la transformación de las señales obtenidas en el dominio del tiempo. En este trabajo se utilizaron los criterios de correlación cruzada y transformada wavelet continua.

El II-UNAM ha realizado una amplia investigación sobre la propagación de ondas sísmicas en suelos, que abarcan desde el análisis de suelos arcillosos de la CDMX, arcillas marinas y ahora con materiales granulares. También, han comparado los resultados utilizando diferentes métodos para determinar el tiempo de viaje de las ondas. Uno de los trabajos más relevantes es el realizado por Fernández (2020), ya que sus investigaciones se han enfocado en el estudio y desarrollo de métodos para determinar la velocidad del tiempo de onda. En su trabajo de doctorado desarrolló un programa en el software de MATLAB (Fernandez, 2020) que permite al usuario utilizar diferentes criterios para determinar los tiempos de viaje de las ondas. El programa es semi-automatizado, permitiendo al usuario hacer uso de su criterio y experiencia para considerar los tiempos que se obtienen de cada método.

A continuación, se realiza una breve reseña de los métodos utilizados, presentando ventajas y desventajas, así como los aspectos que más los afectan.

3.1.7.1. Primer arribo

Determinado como el primer método empleado para la obtención de tiempos de arribo, se basa en la estimación del tiempo transcurrido entre el inicio del voltaje del pulso emitido y el arribo en la señal receptora. Este método asume la hipótesis de la difusión de ondas planas y la ausencia de ondas reflejadas o refractadas durante la propagación de la señal en la probeta de suelo. La identificación del primer arribo no siempre es fácil, debido a los efectos de campo cercano, reflexión de ondas, señales cruzadas y ruido, entre otras.

De la Figura 3-12, existen múltiples cuestiones para considerar el primer arribo de la señal. Algunos autores toman al primer arribo como el punto A de la señal receptora (Leong *et al.*, 2005); otros consideran el punto A' (Mitariotonna *et al.*, 2010; Diaz-Pardave, 2014); y algunos otros A'' (Lee & Santamarina, 2005; ASTM-D-829519). La sección utilizada en este trabajo para determinar el tiempo con este método es la A-A''.

Descripción del equipo e instrumentación



Figura 3-12 Señal sinusoidal emisora, y receptora de onda Vs. La señal receptora (OUTPUT) es afectada por campo cercano (modificado de Mitariotonna et al., 2010).

3.1.7.2. Pico-pico mínimo y máximo

Esta técnica es una variable del método de la primera deflexión. Se basa en la medición del tiempo entre dos puntos con características similares, tanto en la onda emisora como en la receptora. Asume el mismo principio de difusión plana y ausencia de ondas reflejadas. Además, considera que la señal recibida tiene una gran similitud con la señal transmitida. Los puntos característicos son determinados como picos máximos (B-B) y picos mínimos (D-D) (Figura 3-12). Su principal ventaja es la facilidad con la cual se pueden ubicar los puntos de interés, además de su precisión, lo cual provoca que la subjetividad del usuario disminuya. Sin embargo, la señal puede sufrir distorsiones o diferentes picos que dificulten la identificación de los puntos de interés. Una ventaja de emplear este criterio es su facilidad para poder ser automatizado en la etapa de procesamiento de datos.

Lamentablemente, efectos como el amortiguamiento del material, la atenuación y el diferente contenido de frecuencias de las señales podrían hacer que el método no sea recomendable (Viana Da Fonseca *et al.*, 2008).

3.1.7.3. Transformada de Fourier - paso del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia

Una señal puede observarse en dos dominios, en el dominio del tiempo y el de frecuencia, como se ilustra en la Figura 3-13 (Bonal *et al.*, 2012). El uso de la transformada de Fourier y su inversa conecta estos dominios, y son meramente herramientas matemáticas para el análisis de las señales. La transformada de Fourier es adecuada para señales estacionarias (*i.e.*, su forma no varía con respecto al tiempo) y periódicas o cuasi-periódicas, y provee una descripción global de la distribución de la frecuencia, energía y regularidad general. Sin embargo, esto envuelve una completa pérdida de información de tiempo local, como ubicación de singularidades, correspondientes a variaciones locales conocidas como

suavidades de la señal (Bonal *et al.*, 2012). Cuando la señal es no estacionaria como la mayoría de las señales de origen sísmico, en la transformación de dominio se puede perder información (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).



Figura 3-13 Conexión entre el dominio del tiempo y la frecuencia, (Bonal et al., 2012).

La Ventana (de corto tiempo) de la transformada de Fourier es una herramienta del dominio tiempo-frecuencia. Surge a partir de una falta de capacidad por la propuesta original de Fourier, ya que ésta puede brindar una representación del tiempo-frecuencia de la señal y puede trabajar con menores problemas con una señal no estacionaria. Sin embargo, la resolución de esta herramienta es limitada por el principio de Heisenberg, que indica que, a medida que aumenta la precisión en el dominio del tiempo, la precisión de la información de penderá del tamaño y el tipo de ventana seleccionada para el análisis (Bonal *et al.*, 2012; Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

3.1.7.4. Correlación cruzada

Este método se basa en un análisis espectral de la señal y asume que el tiempo de arribo de la onda es igual al tiempo de desfase entre la señal emisora y receptora. La función de correlación cruzada indica el grado de similitud entre la onda emisora y receptora. El tiempo de arribo de la onda corresponde al tiempo de máxima ordenada en la correlación. Esta técnica es estrictamente aplicable para señales de la misma naturaleza, que requieren que las frecuencias de ambas ondas sean la misma. Al igual que los métodos visuales, se basa en la hipótesis de transmisión de onda plana. Este método fue empleado por primera vez por Viggiani y Atkinson (1995) para la determinación del tiempo de arribo de la onda con el uso de elementos *bender*.

Esta técnica ha sido discutida debido a que existen ocasiones en que las frecuencias transmitidas y recibidas no son compatibles, presentándose el tiempo de arribo en el segundo pico o posterior, necesitándose una persona experimentada para su interpretación

(Airey & Mohsin, 2013). Por otro lado, se pueden obtener lecturas erróneas que dependen del amortiguamiento del suelo, el periodo natural del sistema y el periodo de la onda emisora (Santamarina & Fam, 1997), por lo cual se recomienda que no se emplee este método de manera automática en sistemas de bajo amortiguamiento (Fernandez, 2020).

Wang *et al.* (2007), indican que el método de correlación cruzada es sugerido solamente si el efecto de campo cercano no es pronunciado, y la onda receptora cuenta con una función de transferencia similar a la emisora.

Este método requiere de datos en el dominio del tiempo para descomponerlos en un grupo de ondas harmónicas de frecuencias y amplitudes conocidas. Por lo cual, un algoritmo conveniente es el de la transformada rápida de Fourier (*Fast Fourier Transform*, FFT) (Viggiani & Atkinson, 1995 a).

La función de correlación utilizada, $CC_{xy}(t)$, es una medida del grado de paralelismo de dos señales X(T) y Y(T). La expresión analítica de la función de correlación cruzada es:

$$CC_{xy}(t) = \lim_{Tr \to \infty} \frac{1}{Tr} \int_{Tr} X(T) Y(T+t) dT$$
(12)

donde Tr es el tiempo registrado y t es el tiempo de cambio entre las señales. El espectro lineal $L_x(f)$ de una señal X(T) es una función de frecuencia y está dada por:

$$L_{x}(f) = FFT [X(T)]$$
⁽¹³⁾

El espectro lineal es un vector en el campo complejo; su magnitud y fase son respectivamente la amplitud y la fase de cambio de cada una de las componentes armónicas de la señal. Los espectros lineales tanto de la señal emisora como la receptora se muestran en la Figura 3-14.



Figura 3-14 Espectro lineal para señales, emisora con 10 V a) transmisor, b) receptora con 10 mV de amplitud, (Viggiani & Atkinson, 1995 a).

El análisis de correlación cruzada está basado en la suposición de que el tiempo de viaje es igual al tiempo de cambio correspondiente al máximo obtenido en la Ecuación 12, donde X(T) es la señal que recibe y Y(T) es la señal conductora. El tiempo de viaje de la onda será el aquel punto que se asocie al mayor grado de correlación. En el caso de la Figura 3-15 es de 0.524 ms.



Figura 3-15 Correlación cruzada de las señales mostradas en la Figura 3-14, (Viggiani & Atkinson, 1995 a).

3.1.7.5. Wavelets

De acuerdo con Fernández-Lavín & Ovando-Shelley (2019), el análisis *wavelet* nace como una alternativa para el estudio de la señal tiempo-frecuencia. Es una función matemática usada para dividir una función dada o señal de tiempo continuo en diferentes componentes de frecuencia para estudiar cada una con una resolución que coincida con sus escalas, por medio del uso de intervalos grandes para conocer información detallada de baja frecuencia y regiones cortas para altas frecuencias, es decir, que tiene la capacidad de efectuar un análisis local. A su vez, realiza un estudio tiempo-escala a diferencia de las transformadas de Fourier.

Una *wavelet* es un tipo de onda con limitada duración y promedio de áreas igual a cero. La señal que se analiza es fraccionada a una versión escalada y desplazada (conocida como *wavelet* hija), de una longitud finita o rápida descomposición (*wavelet* denominada como madre), resultando en una serie de coeficientes *wavelet* (C) que representan la correlación existente entre la sección de la señal analizada y la *wavelet*, es decir, que entre más alto C mayor será la similitud con la señal. La transformada *wavelet* continua (TWC) se expresa como:

$$(T^{wav}f)(a,b) = |a|^{-\frac{1}{2}} \int dt f(t)\psi\left(\frac{t-b}{a}\right)$$
(14)

donde la función $\psi(a, b)$ es la denominada wavelet madre, *a* es el factor de escala (normalmente a > 0) y *b* el de traslación en el eje del tiempo. La wavelet se dilata cuando a > 1 y se contrae cuando a < 1. Indirectamente, este factor de escala se encuentra relacionado con la frecuencia de la señal, valores pequeños de *a* corresponden a *wavelets* comprimidas que identifican detalles de cambios rápidos a altas frecuencias. Por otro lado, valores grandes de *a* corresponden a *wavelets* dilatadas e identifican cambios suaves y corresponden a bajas frecuencias. Lo anterior indica que es posible obtener una equivalencia escala-frecuencia.

Una ventaja de las *wavelets* es que identifican discontinuidades o singularidades en una señal. Además, permiten deconstruir y reconstruir con precisión finita señales no periódicas y/o no estacionarias. Esto permite detectar singularidades de una manera más eficiente a pequeñas escalas, debido a que estas son afectadas solo por un pequeño número de coeficientes *wavelets*.

Una *wavelet* madre debe tener un valor promedio de cero y debe decaer su valor de una manera rápida. Una *wavelet* comúnmente utilizada en ingeniería sísmica es la conocida como pulso de Ricker, la cual es una función simétrica en forma de campana (también conocida como sombrero mexicano o marr). Además, es la utilizada en este trabajo ya que se asemeja mucho a la forma inicial de la onda receptora de estudio, onda de corte. Esta *wavelet* no tiene función de escalas y se obtiene a partir de una función que es proporcional a la segunda derivada de una función gaussiana La expresión de la *wavelet* madre es la siguiente:

$$\psi(x) = \frac{2}{\sqrt{3}}\pi^{-\frac{1}{4}}(1-x^2)e^{-\frac{x^2}{2}}$$
(15)

Entonces, una onda madre escalada es trasladada a lo largo del eje del tiempo. En cada una de estas posiciones un coeficiente *wavelet* se calcula e indica la similitud que existe entre la onda trasladada para un tiempo y una escala especifica respecto a la porción de la señal analizada. Esto mismo es repetido para cada nivel analizado, lo cual realiza el cálculo de diferentes coeficientes para diversas escalas en varias secciones de la señal.

La señal de llegada se descompone por la transformada *wavelet* continua con el fin de interpretar el arribo en un diagrama tiempo-escala-coeficiente. El criterio de la primera llegada de la onda cortante consiste en ubicar el primer pico relativo de los coeficientes respeto a la escala de tiempo (Fernandez, 2020).

Dentro de las ventajas más características de esta herramienta es su versatilidad para la interpretación de los tiempos de arribo de onda, especialmente cuando las señales cuentan con presencia de ruido.

Brandenberg *et al.* (2008) usaron las *wavelets* como una manera diferente de demostrar la medida del tiempo de viaje de la señal. Observaron que los tiempos de viaje medidos por la correlación son menos sensibles al ruido y los efectos de campo cercano comparado con el método de picos máximos y mínimos (Bonal *et al.*, 2012).

Esta herramienta matemática es un análisis de escala-tiempo (Figura 3-16) y de multiresolución que permite al usuario superar problemas de incertidumbre descritos por el principio de Heinsenberg por la aplicación de *wavelet* a varias escalas (Bonal *et al.*, 2012).



Figura 3-16 Escalograma obtenido para una señal sin efecto de campo cercano, para una arcilla de la CDMX (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

La aproximación de las *wavelets* no se distorsiona por los efectos de campo cercano, sino que se caracteriza por una singularidad relativamente consistente relacionada con el tiempo de llegada de la onda de corte, en un rango de frecuencias y niveles de ruido.

La razón fundamental de aplicar las *wavelets* a los elementos *bender* es para permitir la detección del punto del primer arribo de la onda, representado por una singularidad en la señal.

Las singularidades de las *wavelets* de la gráfica que se genera indican que el primer pico representa la onda de arribo de la señal (Figura 3-17), o puede ser el segundo. En este trabajo se usa el criterio del primer pico. Aunque esto también puede ser una limitación, ya que no puede ser automatizado y requiere de un usuario para seleccionar apropiadamente las singularidades relacionada con el arribo de la señal.



Figura 3-17 Localización del tiempo de arribo para una arcilla de la CDMX (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

3.1.8. Factores que pueden dificultar la interpretación del tiempo de arribo Múltiples efectos pueden alterar a las señales, como el ruido, el efecto de campo cercano, la señal cruzada, el tamaño de la probeta (lo cual se refleja en los efectos de frontera), la resonancia del transductor, la conexión a tierra y el blindaje (lo cual está relacionado con
el ruido), entre otros (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019). También influyen otros factores, especialmente las condiciones espaciales, como la alineación de los elementos; la refracción de la onda desde los bordes y lados de la muestra; la distancia relativa entre el emisor y el receptor; el contacto deficiente entre los elementos y el suelo que resulta en un mal acoplamiento, especialmente a bajas presiones de confinamiento; y el *overshooting*, ya que a altas frecuencias los BE cambian su período predominante y su respuesta se vuelve compleja (Viana Da Fonseca *et al.*, 2008).

A continuación, se mencionan únicamente los efectos que se presentaron en la investigación, ya que abordar cada uno de los problemas anteriormente comentados podría considerarse como un trabajo adicional. Se comentan porque son parte fundamental del correcto análisis de la señal, y la divulgación de los mismos puede ser de ayuda para las personas interesadas en los análisis de señales con BE y BD.

Señal cruzada (*cross-talk*): Es un acoplamiento electromagnético entre la señal fuente y la receptora. Se manifiesta como una señal de salida cuasi-simultánea a la de entrada (Lee & Santamarina, 2005). El problema puede presentarse debido a una falta de aterrizaje a tierra de los BE o BD, por lo cual es necesario que estén protegidos para minimizar este efecto. En este trabajo, los elementos fueron protegidos con un escudo de forro adhesivo de plástico y pintura dieléctrica que funge como tierra, lo cual genera que se incremente la superficie negativa con pintura conductiva para aterrizar al elemento y evitar ruidos o señal cruzada (Figura 3-6c).

Campo Cercano: Sánchez-Salinero *et al.* (1986) mostraron que la onda de corte siempre viaja acompañada de la propagación de onda de otra señal con opuesta polaridad, que viaja con la velocidad de onda P; este fenómeno es conocido como efecto de campo cercano. El efecto se origina debido a que los BE pueden producir simultáneamente desplazamientos cortantes y otros pequeños de compresión, y estos últimos pueden arribar mucho antes que los primeros (Lee & Santamarina, 2005). En el efecto de campo cercano, las contribuciones de la onda P pueden ser consideradas como un efecto parásito en el movimiento de la onda de corte, resultando en una sobrestimación de la Vs (Arroyo *et al.*, 2003)

El efecto puede ser cuantificado con el parámetro R_D , que está en función de la distancia entre los cristales piezoeléctricos y la longitud de onda, la cual es estimada como $\lambda = V_s/f$, donde f es la frecuencia de la señal recibida. Sánchez-Salinero *et al.* (1986) realizaron un análisis de sensibilidad sistemático de la propagación de un pulso sinusoidal simple en un medio isótropo y elástico. Con ello propusieron un límite para la interpretación de las señales, que es igual a:

$$2 < R_D = \frac{L_{tt}}{\lambda} < 4 \tag{16}$$

donde L_{tt} es la distancia entre los elementos y λ es la longitud de onda. El límite superior implica el efecto de atenuación por amortiguamiento, mientras que el inferior inhibe los efectos de campo cercano. Estos valores han sido utilizados por múltiples investigadores en el uso de BE (*e.g.*, Viggiani, 1992; Brignoli *et al.*, 1996; Jovicic, 1997; Kuwano, 1999; Lo presti *et al.*, 2001; Pennington 1999, por mencionar algunos). Sin embargo, en múltiples casos no se ha podido convertir en un estándar (Arroyo *et al.*, 2003).

Para el caso de las investigaciones precedentes en el II-UNAM, el efecto de campo cercano ha perturbado la señal a bajas frecuencias en BE (1 a 3 kHz). Este fenómeno dificulta la interpretación del tiempo de arribo, debido a que el punto de arribo se encuentra escondido por ondas refractadas. Este efecto se atenúa a medida que se incrementa la frecuencia de excitación, generando una similitud en los tiempos de arribo estimados a partir de los 3 kHz (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2018).

De acuerdo con una revisión de la literatura por Ingale *et al.* (2017), múltiples autores exponen que el valor de R_D para arenas mal graduadas en el que no se presenta campo cercano es mayor que 2.

Directividad: Lee y Santamarina (2005) mostraron que el efecto de directividad transversal de los BE puede afectar la medición de la onda S, ya que cuando se excitan los elementos se produce una onda de compresión (lóbulos laterales de compresión normales al plano del lóbulo frontal de la onda S, Figura 3-18a, lo cual puede interferir con el arribo de la onda S, Figura 3-18b y c. Esta interferencia depende de la geometría de las fronteras (cámara y membrana) y la relación Vp/Vs, la cual está en función de los esfuerzos y las condiciones de saturación. Este fenómeno no tiene relación con el efecto de campo cercano.



Figura 3-18 Directividad de los BE; a) Generación de ondas de corte; b) y c) señales receptoras medidas en especímenes secos y parcialmente saturados (Lee & Santamarina, 2005).

Ruido: La presencia de dicho fenómeno puede deberse a múltiples factores. De acuerdo con Fernández (2020), esta perturbación en la señal puede presentarse debido al equipo periférico que no se encuentre bien conectado a tierra o incluso por la mala soldadura del elemento BE o BD. Este efecto también puede deberse a las altas presiones de trabajo para BE y/o BD, lo que puede reducir la respuesta de los elementos piezoeléctricos, llegando a producir fuertes niveles de ruido. Se puede presentar que, conforme aumenta el confinamiento en la cámara triaxial, se puedan generar diferencias en los tiempos de arribo (Bonal *et al.*, 2012) debido a que la respuesta de los BE puede reducirse y producir ruido, aunque también puede deberse a un retardo inherente en la generación del pulso mecánico y la respuesta del receptor dentro de la probeta, particularidad que puede llegar a incrementarse a medida que aumenta el confinamiento (Fernández-Lavín & Ovando-Shelley, 2019).

Un último par de efectos a mencionar son el de la reflexión y refracción de ondas. Muchas de las pruebas de laboratorio utilizan especímenes de suelo de un tamaño especifico (principalmente, pequeños) donde los efectos de reflexión y refracción de las ondas se pueden generar por las fronteras del espécimen. Esta no es la única cuestión que podría provocar dicho fenómeno, sino también el mal acoplamiento de los elementos y la presencia de burbujas ocluidas en el medio (esto último se presenta principalmente en suelos parcialmente saturados). Este par de problemas son los encargados de generar una interferencia de incidencia y reflexión de las ondas en el elemento receptor de la señal, lo cual afecta fuertemente la interpretación del tiempo de viaje (Arulnathan *et al.*, 1998; Leong *et al.*, 2005; Astuto *et al.*, 2023).

Múltiples investigadores han estudiado la reflexión y refracción de ondas en muestras de suelo con BE con la ayuda de modelado numérico, utilizando métodos de diferencias finitas, elementos finitos y elementos discretos.

A pesar de lo sabido sobre este efecto, en este trabajo se sigue la hipótesis de que la interpretación de las pruebas con BE y BD está basada en que la trasmisión de las ondas es plana entre los elementos, lo cual considera la ausencia de ondas reflejadas o refractadas durante la propagación de estas por el cuerpo de la probeta (Arroyo *et al.,* 2006; Arulnathan *et al.,* 1998; Fernández-Lavín, 2020). Además, esta misma idea es la base de los métodos para determinar el tiempo de arribo, criterios que fueron explicados anteriormente. Dicha hipótesis no se cumple debido a que durante la excitación de los BE se produce un movimiento tridimensional que genera, de manera simultánea, ondas de corte y de compresión (como se observó con el fenómeno de directividad), donde las ondas primarias se reflejan e interfieren con las ondas secundarias (Lee & Santamarina, 2005). Además, el tamaño finito de las probetas y las fronteras (*e.g.,* laterales, cabezal y pedestal; los últimos dos son regularmente de un material más rígido que la probeta) también generan la reflexión y refracción de las ondas (Arroyo, 2001).

Arroyo *et al.* (2006) observaron que las probetas de suelo con diámetros menores se ven mayormente afectadas por la reflexión de las ondas debido a las paredes laterales y el amortiguamiento del material.

Al igual que el ruido, los efectos de reflexión y refracción de las ondas podrían ser considerados y eliminados con el uso de filtros aplicados en el dominio de la frecuencia; sin embargo, en este trabajo no se realiza.

4. Descripción del material y procedimiento del ensaye

4.1.Descripción del material

En este trabajo se presenta la caracterización física y mecánica de una arena mal graduada proveniente de la refinería Olmeca de Dos Bocas, Tabasco. El sitio del cual se obtuvo la muestra de suelo es denominado como "NRDBT-Frente 3". El material fue recibido en costales de lona en condición seca; no se tiene registró de perdida de finos durante el transporte al laboratorio.

El material de estudio fue clasificado de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el material tiene un tamaño nominal de partícula arenosa.

Para obtener la distribución de tamaños de partículas, se realizó una granulometría (ASTM-D2487-17, 2018) por vía húmeda, esto debido a que se tiene un mejor control del material y así se puede evitar la pérdida de partículas finas. En la Figura 4-1 se muestra la curva granulométrica obtenida, donde se puede observar que en el material predominan las arenas, con un 94.45 %, mientras que los finos tienen un porcentaje de 5.55%. En este trabajo no se consideró la distribución de partículas finas a partir del hidrómetro. Es relevante mencionar que el material presentaba una abundante presencia de conchas marinas, las cuales fueron removidas.

Otro aspecto de importancia en esta investigación es que no se abordó el factor de la descripción de partícula del suelo, en la que se describe la angulosidad y forma, principalmente (ASTM D2488-17, 2017).



Figura 4-1 Curva granulométrica del material del sitio "NRDBT-Frente 3".

De la curva granulométrica se obtuvo un coeficiente de curvatura Cc=1.56 y un coeficiente de uniformidad Cu=1.95. Al no cumplir con Cc>6 se determina que es una arena mal graduada, SP. Como tiene un contenido de fino entre 5 y 12%, se debe determinar una doble nomenclatura, para lo cual es necesario obtener sus límites de consistencia.

Para determinar el límite liquido (LL) del material se utilizó el método de cono penetrante, utilizando el cono sueco (60° y 60 g). De acuerdo con Mendoza & Orozco, (1997), el uso del cono presenta una buena correlación respecto al uso de la copa de Casagrande para la determinación del límite líquido. En la Figura 4-2 se muestra la curva de fluidez de la muestra, con su respectivo LL de 37.36% (penetración de 10 mm del cono). De manera adicional, el límite plástico (LP) obtenido es de 25.27%, determinado con base en lo especificado en la norma ASTM-D4318-10 (2010). Con ello se obtiene un índice de plasticidad (IP=LL-LP) de 12.09%.



Figura 4-2 Curva de fluidez para determinar el límite líquido

Considerando el LL y el IP obtenidos, y haciendo uso de la carta de plasticidad, el material fino se clasifica como un limo de baja plasticidad (ML). Con lo cual, el material de acuerdo con el SUCS se determina como SP-SM, arena mal graduada con limo.

Para la densidad de sólidos se utilizó la Norma ASTM-D7263-21 (2021); los valores obtenidos para este material son de 2.68 g/cm

4.2. Preparación de los especímenes

El presente subcapítulo se considera como uno de los más relevantes de esta investigación, ya que en él se explica el método de reconstitución utilizado para la formación de probetas de arena y la justificación de su elección.

En general, es muy complicado obtener muestras inalteradas de materiales granulares como las arenas, más cuando estas se encuentran en estado suelto y saturadas. Si bien es difícil obtener material inalterado, no es imposible, puesto que se pueden obtener mediante la técnica de congelación. Para ello es necesario considerar que el área efectiva de los horizontes obtenidos puede verse afectada, ya que es necesario cortar la periferia de estos para poder formar las probetas de suelo.

Este tipo de muestreo permite obtener muestras saturadas de arenas limpias sin generar alteraciones o desintegración de la estructura de suelo, efectos que se generarían por medio del uso de métodos convencionales. Este procedimiento de congelamiento de la muestra y su respetivo manejo proveen un medio confiable para preservar las características de fábrica (*i.e.*, la estructura del suelo asociada al arreglo de las partículas) de la muestra. Sin embargo, la congelación puede crear condiciones que pueden hacer que el volumen del suelo aumente (Lade, 2016).

El uso de muestras congeladas para obtener especímenes intactos de suelo es limitado debido a sus requerimientos. Por lo tanto, para dar solución a ello, se han utilizado diferentes métodos de reconstitución de muestras en el laboratorio, los cuales poseen particularidades únicas; la diferencia principal entre ellos es la generación de fábricas diversas. A continuación, se mencionan algunos procedimientos de reconstitución (Lade, 2016).

Pluviación (en aire o en agua), se ha determinado como el mejor método para simular la sedimentación. No cuenta con un control de la relación de vacíos ni la estructura de la muestra, por lo que puede crear diferentes densidades.

Disposición por medio de embudo en estado seco, permite que la arena sea depositada en un estado de baja energía. Este método puede generar diferentes densidades por medio de variaciones en la altura de la caída del material y golpeando el embudo.

Disposición por suspensión (*slurry*), es un método diferente al de sedimentación en agua, ya que se realiza una mezcla (agua-suelo) y se vierte en un contenedor cilíndrico seccionado. Una vez que la mezcla se ha vertido en el molde, este debe estar sujeto a una serie de rotaciones para crear una distribución uniforme (generalmente por 1 h). Posteriormente se retira la sección cilíndrica dejando la muestra de suelo en la base.

Apisonamiento húmedo (*moist tamping*), es un método que ha sido usado en múltiples estudios debido a, su capacidad para producir especímenes muy sueltos, particularmente para el estudio de la licuación. Negativamente, se ha mencionado que este método crea especímenes menos homogéneos que con otros métodos (*e.g.*, pluviación).

Para esta investigación, el método utilizado fue el de *moist tamping (MT)*, debido a que se pueden generar variaciones en las condiciones volumétricas (*i.e.*, relación de vacíos), además que se tiene un mayor control en las variables, a diferencia de aquellos que

Descripción del material y procedimiento del ensaye

simulan la disposición del material en campo. De acuerdo con Been y Jefferies (1985), el método de MT puede ser utilizado para obtener muestras sueltas, mientras que los métodos de pluviación siempre resultan en muestras densas. Además, el MT permite preparar especímenes con una mayor rapidez en comparación a los otros métodos de formación de probetas. Sin duda, el MT es una técnica de reconstitución efectiva, sencilla y relativamente rápida, la cual no segrega partículas de suelo, permitiendo al usuario tener el control de la densidad final de una manera muy sencilla.

Un aspecto relevante del método es que puede generar una anisotropía inherente, pero esto no interfiere significativamente en la susceptibilidad a la licuación de arenas (Rios *et al.*, 2023). Pero, se ha estudiado que cuando se tienen muestras inalteradas y reconstituidas de probetas, al ser ensayadas brindan diferentes resultados debido a la fábrica de cada una, aun cuando las densidades y los esfuerzos aplicados sean similares (Fourie *et al.*, 2022).

A continuación, se realiza una descripción del procedimiento de formación de especímenes para esta investigación. Como se comentó previamente, el método consiste en la compactación del suelo por medio de un apisonador, el cual aplica una carga cuasiestática a las capas de suelo que conforman la probeta de suelo.

Para la formación de las probetas se utilizó un molde bipartido o de mediacaña con dimensiones de 3.6 cm de diámetro y 8.6 cm de altura, Figura 4-3. Se propuso el uso de un contenido de agua inicial del 5% y en todos los casos se utilizaron 120 g de material seco para la formación de probetas.



Figura 4-3 Molde utilizado para la formación de probetas

Las probetas fueron formadas por la compactación de cinco capas. Para ello es necesario formar al espécimen dentro del molde. Previo a esto, es necesario saber el peso de material que debe ser vertido a cada capa que conforma la probeta. Se recomienda revisar el Inciso 5.4 de Arredondo (2020), en el cual se expone el procedimiento para obtener el peso de suelo seco y de agua que se utilizarán para la formación de la probeta. Aunado a ello, se debe considerar que deben existir 2 muestras, de por lo menos 10 g, que sirvan como testigos para obtener el contenido de agua inicial de la muestra previo a su montaje.

Para comenzar con la formación de la muestra es necesario pesar el material seco a utilizar, el cual debe ser disgregado para evitar aglomeraciones de suelo. Después, se debe pesar el agua destilada necesaria para la reconstitución. Posteriormente, se hace uso de un recipiente para poder hacer la mezcla del suelo seco y el agua; este paso termina en el momento que se obtiene una mezcla totalmente homogénea. Para evitar pérdidas de humedad, es recomendable utilizar un trapo semi-húmedo que cubra al recipiente que contiene al material. Seguidamente, es necesario repartir el material en las capsulas con el peso necesario para cada capa que conformará al espécimen de suelo reconstituido. Es claro que debe sobrar material para poder corroborar el contenido de agua con el cual se formó la probeta. El proceso previamente descrito se puede observar en la Figura 4-4.



Figura 4-4 Preparación del material para la reconstitución.

El proceso siguiente es la formación de la probeta utilizando la compactación. Para ello es necesario realizar el arreglo del molde con membrana y arosellos, (Figura 4-5a) del cual es necesario registrar su peso. El pisón utilizado para realizar la compactación puede o no tener un peso adicional. Para este trabajo siempre se utilizó peso adicional y así poder generar variaciones en la densidad del espécimen. Asimismo es necesario registrar ese peso (Figura 4-5b) y relacionarlo con la relación de vacíos inicial de la muestra. Para dar paso a la formación de la probeta, es necesario tomar una cápsula con material y disgregarlo. Inmediatamente después se vierte su contenido en el molde y con el uso de una espátula de cuchillo se distribuye de manera uniforme. Posterior a ello, se aplica la compactación cuasi-estática (Figura 4-5c). El tiempo de compactación que se utilizó en las probetas de esta investigación fue de 15 segundos. Una vez que la capa se ha formado, se debe revisar la uniformidad de la misma y escarificar la superficie de esa capa (Figura

4-5d), ya que esto permitirá que la capa siguiente de material genere una adherencia con su antecesora. Cada capa tiene una altura de 1.7 cm, dimensión que se debe respetar al concluir cada compactación de las 5 capas.

Realizado el espécimen, este se debe mantener en el molde (con la base, membrana y aro-sellos) y utilizar un trapo semi-húmedo para proteger a la muestra, ya que es necesario registrar el peso de la muestra.

En la Figura 4-5e, se expone un espécimen formado sin membrana, el cual refleja la homogeneidad en la muestra. Dicha probeta se formó solo con el peso propio del pisón, dando como resultado una relación de vacíos de 1.61; esta es considerada la muestra más suelta que se puede formar.



Figura 4-5 Proceso de compactación de la probeta reconstituida.

Para el siguiente paso de la prueba es necesario realizar el acondicionamiento del equipo triaxial previo al montaje del espécimen en el pedestal de la cámara. Para esto es necesario revisar varios aspectos; de manera resumida se comentan los más relevantes a continuación:

- Verificar que todos los transductores, en especial las líneas de presión, en la cámara triaxial tengan continuidad y registren datos.
- Las líneas de conducción del dren inferior y superior deberán ser vaciadas, ya que después del montaje de la muestra se circulará CO₂.

- Las piedras porosas deben estar colocadas; previamente debieron ser lavadas y su limpieza se realiza por medio de aire presurizado. Antes del montaje deben estar saturadas.
- Se deben colocar los papeles filtro saturados encima de las piedras porosas del cabezal y pedestal.
- Se debe revisar la capacitancia de los BE y BD, además de que no presenten corto circuito.
- Adicionalmente, debe ser programada la prueba.

Antes de proceder con el subcapítulo del montaje de la prueba en la cámara triaxial, es relevante que se comente porque no se usaron fronteras lubricadas. El uso de fronteras lubricadas se recomienda para promover que los esfuerzos radiales sean constantes a lo largo de las probetas de arena. Sin embargo, no se tiene ningún conocimiento sobre alguna investigación que indique que influyen en la CSL resultante. Por el contrario, una investigación sobre la reproducibilidad de la CSL mostró que las fronteras lubricadas no la afectan (Reid *et al.*, 2021).

De acuerdo con Reid et al. (2021), el uso de fronteras lubricadas para promover una deformación más uniforme en la muestra se ha observado desde hace mucho tiempo (Rowe & Barden, 1964; Bishop & Green, 1965; Lee, 1978; Germaine & Ladd, 1988). De hecho, el uso de estas con un sobredimensionamiento se ha argumentado que es crucial para la medición exitosa de la CSL (Jefferies & Been, 2016). Sin embargo, las comparaciones del comportamiento con y sin el uso de los extremos lubricados para la determinación de la CSL son relativamente raras. Una comparación directa es la de los autores, Chen & Van Zyl (1988), quienes mostraron poca diferencia entre los resultados obtenidos con y sin fronteras lubricadas, esto en el contexto de la medición del CSL. Reid et al. (2021) utilizó varios tipos de fronteras lubricadas con diferentes proporciones de tamaño, que van desde disposiciones sin el uso de fronteras, hasta extremos lubricados sobredimensionados. A partir de sus resultados concluyeron que no existe ninguna tendencia aparente basada en el uso de extremos lubricados o en la relación entre los elementos sobredimensionados (cuando se usan éstos) y el diámetro original de la muestra. Esto sugiere que, al menos para la determinación de la CSL, el uso de extremos lubricados puede no ser tan perjudicial. Sin embargo, se enfatiza que esta conclusión es específica de la definición de la CSL y no considera los efectos que los extremos

friccionales pueden tener sobre la uniformidad sobre la muestra, la distribución de los esfuerzos en la muestra y el comportamiento esfuerzo-deformación.

Ante la última idea expuesta por Reid *et al.* (2021), se realizó otra investigación en la que se hace una comparación entre muestras sin fronteras lubricadas y con estas, dando como resultado que, en especímenes contractivos, cuando se usan las fronteras lubricadas su fragilidad es más pronunciada, es decir que, la curva esfuerzo deformación tiene un pico más pronunciado respecto al esfuerzo residual. En el caso de muestras dilatantes, al no tener fronteras lubricadas su resistencia es mayor que cuando se tienen (Sottile *et al.*, 2023).

Evidentemente, no se ha generado un argumento sólido sobre el uso de las fronteras lubricadas debido a que pueden tener múltiples variaciones en su arreglo y forma. Si bien no afectan a la CSL, sí tienen un efecto en la curva esfuerzo-deformación del espécimen, por lo cual es recomendable estudiar más sobre el tema.

En este trabajo no se utilizaron fronteras lubricadas debido, principalmente, a que el arreglo utilizado en el cabezal y pedestal de las muestras (lo cual incluye a las líneas de drenaje y BE, Figura 3-5) no permiten el uso de un tipo de frontera adecuado, es decir, no hay algún arreglo preexistente que permita el uso de las fronteras lubricadas, al menos para este trabajo.

4.3.Montaje de muestras

La etapa de montaje es otro de los apartados más relevantes del presente trabajo. El autor siente el compromiso de explicar con el mayor detalle posible cómo se realiza el montaje de los especímenes en la cámara triaxial. Para dar comienzo, es necesario aclarar que el procedimiento detallado es únicamente para probetas que utilizan transductores piezoeléctricos, pero el método es bastante similar para el caso de las pruebas convencionales.

Una vez que la probeta ha sido reconstituida, es necesario retirar la base que utiliza el arreglo para la compactación, ya que la muestra será colocada en el pedestal de la cámara, Figura 4-6a. Previo a esto, se realiza una mezcla de caolín con agua para formar una pasta de alta fluidez la cual es colocada sobre los BE y BD, con el propósito de generar contacto entre éstos y el suelo. Después que ha sido colocado el espécimen, se utiliza un anillo anti-estrangulante con los arosellos que serán colocados en la parte superior de la membrana. Posteriormente, se realiza un arreglo en el cual el pistón de la cámara y el cabezal se conectan utilizando una presión negativa (vacío). Este conjunto será

desplazado lentamente hacia la parte superior de la probeta lo cual incrustará al elemento *bender* del cabezal en la muestra de suelo; este proceso de penetración debe ser muy lento. Durante todo el desarrollo del montaje es necesario monitorear los transductores, en específico los de desplazamiento y de carga, ya que indicarán si la probeta sufre algún efecto (*i.e.*, sobrecarga o cambio de la altura).

Colocada la probeta, es necesario que la membrana de la muestra sea acomodada debidamente en el cabezal y pedestal (entre estos es recomendable colocar una delgada capa de grasa de silicón que impida que la membrana se deslice). Posteriormente, se deben acomodar los arosellos de la parte inferior y con el anillo anti-estrangulante se colocan los de la parte superior. Una vez hecho esto, es necesario que la probeta sea sostenida con vacío (0.15 kg/cm²) para que no sufra modificaciones de forma una vez que se retire el molde. Este vacío debe ser conectado a través del dren inferior de la muestra. Una vez que se retira el molde bipartido, lo único que se queda junto a la probeta es el anillo anti-estrangulante. Acto seguido, se procede a tomar las dimensiones de la muestra y obtener las relaciones volumétricas iniciales del espécimen. En este punto es relevante que el pistón siga en contacto con el cabezal, ya que esto permitirá que no se generen alteraciones en la muestra (Figura 4-6b). Una vez que las dimensiones han sido registradas se puede retirar el pistón, Figura 4-6c.

Cuando la probeta queda dispuesta en el equipo triaxial, el siguiente paso es la colocación del pistón, la tapa y la camisa de la cámara triaxial; todo en conjunto es acomodado, cuidando en extremo no dañar al espécimen. Una vez que se ha colocado este conjunto, es necesario ajustar la tapa de la cámara para que las barras de acero que sujetan al equipo se encuentren en la posición correcta, ya que en este punto se puede corregir su colocación. Realizado ese ajuste, es necesario conectar nuevamente el pistón al cabezal, por lo cual se debe buscar el contacto entre ambos cuidando que la probeta no sufra ninguna alteración por este movimiento. Para conectarlos lo ideal es utilizar vacío y así poder verificar que no se pierda el contacto, para esta investigación solo se procuró su unión sin el uso de una presión de sujeción entre ambos elementos, Figura 4-6d.

Para ajustar la tapa de la cámara triaxial con su base se utilizan las barras de acero, y habiendo conectado el pistón con el cabezal, lo siguiente es asegurar los soportes para que la cámara quede aislada, Figura 4-6e. Después se procede a llenar el equipo con agua destilada hasta que esta cubra a la probeta, Figura 4-6f. En este punto el vacío que sostiene a la muestra sigue en uso. Con esto concluido, se considera que el montaje ha terminado y se procede con la etapa de percolación.

Descripción del material y procedimiento del ensaye



Figura 4-6 Procedimiento de montaje de muestras para muestras convencionales y pruebas con transductores piezoeléctricos.

4.4. Método de saturación de las muestras

Una vez que la probeta ha sido montada y se ha llenado con agua la cámara, se requiere que se utilice un esfuerzo confinante en el líquido (para este caso se utilizó 0.2 kg/cm^2) con el propósito de que la probeta no sufra cambios en su estructura. Hasta este punto, aún no se retira el vacío existente en la muestra.

El proceso de percolación procede con la circulación de CO_2 . Se utiliza este gas ya que el aire que se encuentra en la muestra puede ser desplazado con el dióxido de carbono a presiones bajas a través de las muestras. Este proceso asegura una rápida y más completa saturación debido a la alta solubilidad del CO_2 en el agua (Been & Jefferies, 1985). El rango de burbujas es variado. Sin embargo, Been y Jefferies (2016) recomiendan que sean de una a cinco por segundo, con una duración de entre 1 y 2 horas. Es relevante regular la cantidad de CO_2 ya que un gran flujo puede generar canales a través de la arena.

Para proceder con la circulación de CO_2 , se requiere de un contenedor que será conectado al dren inferior de la probeta. Para ello es necesario regular la presión con la que se inyectará el gas. En este caso se utilizó una presión de 0.16 kg/cm^2 y se conectó al dren inferior, Figura 4-7. En este punto es donde el vacío que tenía la probeta es retirado y se intercambia por la circulación de gas, el cual tendrá salida por el dren superior. El tiempo utilizado en esta investigación fue de 45 minutos a una hora. Es relevante verificar la existencia de un flujo constante de gas, para lo cual es recomendable tener un recipiente

con agua en la línea de salida para poder revisar que el fluido salga de manera constante. Asimismo, es recomendable revisar la celda de carga durante la circulación ya que esta debe registrar un valor constante; de no ser así, se considera que algo se encuentra impidiendo el flujo del gas y esto podría comprometer la estructura de la muestra y su comportamiento.



Figura 4-7 Circulación de CO₂ y agua desairada a través de la probeta de suelo.

Al concluir el tiempo en el que transcurre el gas, es necesario hacer el cambio de fluido a agua desairada y destilada, la cual debe ser conectada por el dren inferior con una presión de 0.11 kg/cm² y debe circular de abajo hacia arriba del espécimen. La conclusión del proceso de circulación de agua termina en el momento en que circulan dos veces el volumen de la probeta. El tiempo de este proceso puede variar debido a la permeabilidad de las diferentes densidades del espécimen.

Posteriormente, se utiliza el sistema de contrapresión para la saturación total de la muestra. Aunque la circulación de agua es un proceso que permite la expulsión del gas de la probeta, este no asegura la saturación de la misma, por lo cual se debe inyectar agua a presión en la probeta por medio de la contrapresión. Para este caso, los esfuerzos efectivos utilizados fueron de 0.1 hasta 0.05 kg/cm². Debido a que el material utilizado presentó múltiples problemas para lograr la saturación, los incrementos utilizados entre cada etapa de saturación fueron de 0.4 kg/cm².

Esta etapa demostró ser bastante prolongada para los ensayes, ya que tuvo una variación de entre 7 y 12 días (específicamente del sistema de saturación por contrapresión). Este tiempo pudo deberse a las altas relaciones de vacíos, eventualmente

se entiende que esto implica una mayor cantidad de vacíos que deben ser "llenados" con agua.

Los esfuerzos utilizados para alcanzar la condición de saturación fueron variados, pero se tienen valores mínimos de esfuerzo de confinamiento de 2.5 kg/cm² y máximos de 4.5 kg/cm², la variación de los esfuerzos se debe principalmente a las compacidades de las muestras, aunque también esto puede tener una relación intrínseca con la cantidad de airegas presente en las mismas. Es por ello que no se puede indicar un margen de presiones (esfuerzo de contrapresión y confinamiento) que precise el punto en que las muestras ya se encuentren saturadas.

Es evidente que el proceso de saturación se puede realizar en tiempos más cortos, ya que hay investigaciones en las que se ha expuesto que logran la saturación de los especímenes hasta en 2 días (*e.g.*, Murthy, et al., 2007) pero esto puede implicar varias cuestiones (*e.g.*, que los equipos usen presiones considerablemente altas) aunque también es necesario considerar el criterio del usuario, el número de incrementos de saturación por día, el rango del esfuerzo efectivo a utilizar (el cual está en función de la precisión de los transductores y los equipos triaxiales) y la sensibilidad que se tenga con el material de estudio.

4.5. Procedimiento del ensaye y obtención de señales

De acuerdo con la norma ASTM-D 4767 95 es necesario revisar la B de Skempton para determinar si el espécimen se encuentra saturado. Para ello dicho valor tiene que ser igual o mayor a 0.95. Para la revisión de este parámetro, se utilizó un incremento confinante de 1.0 kg/cm². Previo a esto, cuando las muestras de estudio contaban con transductores piezoeléctricos, era necesario revisar las velocidades de onda de corte y de compresión; es bien sabido que la velocidad de onda de compresión tiene un valor mayor de 1500 m/s en materiales saturados, lo cual indica de manera indirecta la saturación total del espécimen.

El procedimiento inmediato al tener una muestra totalmente saturada es el de consolidación isótropa. Para ello es necesario imponer un esfuerzo efectivo de consolidación, lo cual genera un exceso de presión de poro que necesitará disiparse. Con este proceso se busca analizar a la muestra bajo el régimen de esfuerzos efectivos. El proceso permite que la muestra alcance una condición de equilibrio bajo una condición drenada, con la aplicación de un esfuerzo efectivo de consolidación, el cual se define como la diferencia entre el esfuerzo confinante y el esfuerzo de contrapresión. El proceso

Descripción del material y procedimiento del ensaye

termina en el momento en que la presión de poro en exceso se ha disipado y la curva de consolidación ha generado una asíntota respecto al tiempo. Para el caso de los materiales arenosos, este proceso es realmente rápido debido a su alta permeabilidad; el tiempo en que un material arenoso puede consolidar puede ser de segundos. Sin embargo, para esta investigación se dejaban a las muestras consolidando un tiempo aproximado de 30 minutos.

Los esfuerzos efectivos de consolidación aplicados en cada muestra fueron determinados a criterio del autor con el propósito principal de generar diferentes puntos que conformaran la línea de estado crítico. La etapa de consolidación fue realizada con la aplicación de un incremento de esfuerzo efectivo de consolidación o de varios, esto último fue realizado ya que permitía generar pequeñas curvas de compresibilidad de los ensayes, y porque en algunos casos el volumen de agua expulsado de las probetas generaba una deformación axial que podría hacer que el cabezal de la muestra y el pistón del equipo triaxial se desacoplaran, lo cual tiene consecuencias en la etapa de falla.

La consolidación fue realizada utilizando únicamente el dren superior, esto con el objetivo de poder tener la cantidad de volumen expulsado y poder tomar la disipación del exceso de presión de poro en la base de la muestra.

Una vez que la consolidación ha finalizado, lo siguiente es aplicar una carga monotónica, lo cual provoca una compresión al espécimen, en el cual no debe existir drenaje alguno. La deformación utilizada en un principio fue de 40 mm en 8 horas, lo cual corresponde a una tasa de velocidad de desplazamiento de 0.083 mm/min. El proceso de falla se ilustra en la Figura 4-8.

Para una descripción más detallada del proceso de ejecución del ensaye es recomendable revisar el trabajo de Arredondo (2020).



Figura 4-8 Proceso de falla de muestra TX-CIUC.

5. Resultados experimentales

En este Capítulo se presentan los resultados de las pruebas triaxiales realizadas. Se exponen tres incisos. El primero de ellos aborda la presentación de todos los ensayes realizados y el análisis de los datos obtenidos de las pruebas triaxiales. El subcapítulo segundo expone el análisis de lo relacionado con el estudio de la propagación de ondas sísmicas en arenas; indica cómo se comportaron las velocidades de onda en el desarrollo de las pruebas mediante el uso de los elementos *bender*. Por último, se estudia la validez de la metodología para estimar la porosidad propuesta por Foti *et al.* (2002).

5.1. Análisis de pruebas triaxiales

Este apartado presenta los resultados de la etapa de falla de las probetas, en la cual se exponen las curvas de esfuerzo desviador-deformación unitaria axial (ϵ -q); algunas normalizaciones de curvas; trayectorias de esfuerzos (p'-q); línea de inestabilidad (η_{IL}); línea de estado crítico (p'-e); parámetro de estado de las muestras (ψ) y el índice de fragilidad de Bishop (I_B). Todo ello se explica en conjunto en este subcapítulo con el objetivo de exponer el comportamiento mecánico de todas las pruebas realizadas, ya que se podría pensar que el uso de dos cámaras triaxiales podría generar disparidades, o que la implementación de los BE en los ensayes podría generar alguna influencia significativa en los resultados.

5.1.1. Descripción de las pruebas realizadas

Se realizaron 13 pruebas en total, de las cuales 8 fueron realizadas en una cámara convencional para pruebas triaxiales, mientras que las 5 muestras restantes fueron ensayadas utilizando elementos *bender*.

En la Tabla 4 se da un resumen de las pruebas realizadas. Se presenta el identificador de cada prueba, la cámara triaxial en la que se realizó el ensaye, el uso de BE en la probeta, el contenido de agua inicial ($w_{inicial}$), la relación de vacíos inicial ($e_{inicial}$) y el grado de saturación (G_w). Es relevante recordar que el método de reconstitución es único para todas las pruebas, el método de *moist tamping*.

En resumen, las pruebas presentan un contenido de agua inicial entre 3.89 y 6.89 %, un peso de probeta entre 102.1 y 109.8 g y una relación de vacíos inicial entre 1.168 y 1.357. Por otra parte, el grado de saturación en todos los casos es menor al 15.50%.

Condiciones iniciales										
Prueba			Contenido de agua inicial	Peso de	Relación vacíos	Grado de saturación				
	Cámara triaxial	Bender Elements	W inicial	Probeta	(e _{inicial})) (Gw)				
			%	gj	-	%				
29	ELE 1 NORTE	SI	4.84	108.6	1.290	10.05				
16	ELE 1 SUR	NO	4.72	103.0	1.357	9.32				
28	ELE 1 NORTE	SI	5.44	109.2	1.280	11.39				
17	ELE 1 SUR	NO	4.12	102.1	1.304	8.47				
4	ELE 1 SUR	NO	4.36	106.8	1.264	9.23				
11	ELE 2 SUR	NO	4.00	104.1	1.257	8.53				
15 R	ELE 1 SUR	NO	5.48	107.9	1.214	12.09				
23	ELE 2 SUR	NO	4.58	109.8	1.185	10.36				
24	ELE 1 NORTE	SI	4.44	109.8	1.189	10.01				
30	ELE 1 NORTE	SI	5.17	110.4	1.168	11.85				
25	ELE 1 NORTE	SI	6.89	109.5	1.192	15.50				
21	ELE 1 SUR	NO	4.69	102.3	1.211	10.37				
19	ELE 1 SUR	NO	3.89	104.9	1.212	8.60				

Tabla 4 Sumario de pruebas realizadas en condiciones iniciales.

5.1.2. Saturación y consolidación de ensayes

Las consideraciones utilizadas en estas etapas de la prueba se indican en el inciso 4.4 y 4.5. En la Tabla 5 se presenta un resumen de las condiciones de saturación y consolidación de las pruebas realizadas. Para el caso de la saturación únicamente se expone el valor de la B de Skempton, el cual es mayor a 0.95 en todos los casos excepto en las muestras 23 y 30. Es relevante mencionar que la prueba 30 no pudo llegar a lo especificado en la norma, ya que el equipo triaxial utilizado se vio restringido por las presiones, lo cual impidió seguir aplicando incrementos de saturación debido a que el esfuerzo efectivo de consolidación que sería aplicado (2.0 kg/cm²) llevaría al equipo a presiones más altas que las que se permiten en el laboratorio. Además, aunado a ésto, la muestra ya presentaba varios días de saturación (más de 12). A pesar de todos los problemas expuestos, el espécimen se utilizó en este compendio ya que su comportamiento mecánico tuvo similitudes con todos los demás ensayes expuestos.

Por su parte, para la etapa de consolidación, se presenta el esfuerzo efectivo de consolidación aplicado a las muestras, se expone si la aplicación de ese esfuerzo fue realizada por etapas, y sí así lo fue, también se comenta el número de etapas realizadas y, se presenta el volumen de agua expulsado por cada muestra.

	Condiciones de prueba										
Drucho		Consolidación									
Flueda	B de Skempton	σ΄	Etapas	Número de etapas	Volumen de agua expulsado						
		kg/cm ²	-	-	cm ³						
29	0.97	0.5	NO	1	0.411						
16	0.96	1.0	NO	1	2.138						
28	0.97	1.0	SI	3	1.072						
17	0.96	1.3	NO	1	2.457						
4	0.96	1.5	NO	1	2.142						
11	0.96	2.0	NO	1	3.495						
15 R	0.95	1.5	NO	1	2.119						
23	0.94	1.5	NO	1	1.882						
24	0.96	1.5	SI	3	1.630						
30	0.91	2.0	SI	3	1.550						
25	0.97	2.5	SI	3	2.809						
21	0.95	2.5	SI	3	3.582						
19	0.99	3.0	SI	3	4.296						

Tabla 5 Saturación y consolidación de las pruebas realizadas.

5.1.3. Etapa de falla de las muestras

El presente apartado es sin duda uno de los más relevantes de este trabajo. En este se expone el comportamiento de las muestras ante la deformación axial. En la Tabla 6 se condensa la lista de pruebas triaxiales y algunas particularidades sobre los ensayos. El contenido de cada columna se explicará con mayor detalle en los siguientes párrafos.

		Condiciones finales														
Prueba	Falla		Relación de vacíos	Grado de saturación		Línea de inestabilidad	Punto en la Fase de Transformación (PT)			Punto en el estado critico (CSL)			Parámetro de estado		Índice de fragilidad	
	ε _{pico}	q_{pico}	p´pico	e _{final}	Gw _{final}	Comportamiento de la muestra	$\eta_{I\!L}$	8PT	qрт	р'рт	€ _{CSL}	qcsl	p'csl	e _{CSL}	ψ = e _{final} - e _{CSL}	I _B
	mm/mm	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%		-	mm/mm	kg/cm ²	kg/cm ²	mm/mm	kg/cm ²	kg/cm ²	-	-	-
29	0.014	0.385	0.399	1.280	100.0	Contractivo	0.965	0.168	0.008	0.050	0.328	0.015	0.046	1.163	0.117	0.961
16	0.015	0.524	0.619	1.298	100.0	Contractivo	0.847	0.155	0.000	0.011	0.459	0.021	0.023	1.133	0.165	0.960
28	0.020	0.596	0.647	1.253	100.0	Contractivo	0.921	0.220	0.026	0.045	0.312	0.045	0.049	1.133	0.119	0.924
17	0.022	0.739	0.792	1.236	100.0	Contractivo	0.934	0.220	0.138	0.081	0.435	0.225	0.146	1.122	0.115	0.696
4	0.031	0.878	0.870	1.208	100.0	Contractivo	1.009	0.262	0.201	0.121	0.427	0.309	0.195	1.114	0.094	0.648
11	0.032	1.078	1.243	1.163	100.0	QSS	0.867	0.170	0.478	0.378	0.445	0.734	0.604	1.103	0.060	0.319
15 R	0.021	0.965	0.945	1.159	100.0	QSS	1.021	0.133	0.485	0.375	0.424	0.782	0.597	1.115	0.044	0.190
23	0.028	1.076	1.159	1.137	100.0	Contractivo	0.929	0.155	0.652	0.608	0.407	0.891	0.81	1.112	0.025	0.172
24	0.023	1.004	1.037	1.148	100.0	QSS	0.968	0.094	0.649	0.587	0.404	1.111	0.97	1.115	0.033	-0.107
30	0.020	1.318	1.221	1.128	100.0	QSS	1.080	0.128	0.868	0.643	0.339	1.184	0.927	1.102	0.026	0.102
25	0.026	1.507	1.634	1.118	100.0	QSS	0.922	0.125	1.102	0.961	0.376	1.474	1.307	1.092	0.026	0.022
21	0.026	1.462	1.625	1.113	100.0	QSS	0.899	0.090	1.207	0.988	0.322	1.76	1.444	1.092	0.020	-0.204
19	0.026	1.723	1.718	1.098	100.0	QSS	1.003	0.059	1.600	1.300	0.281	2.236	1.784	1.084	0.014	-0.298

Tabla 6 Resumen del comportamiento de las pruebas en la falla.

5.1.3.1. Curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria axial

El comportamiento de todas las muestras ante deformación axial se presenta en la Figura 5-1. En líneas continuas se exponen las muestras que fueron realizadas en el equipo triaxial convencional, mientras que en líneas punteadas se aprecian las pruebas que fueron realizadas con la implementación de elementos *bender*.

En resumen, se observa que las muestras 29, 16, 28, 17 y 4 exponen un comportamiento puramente contractivo, mientras que el resto de las muestras tienen un cambio de fase o transición en su comportamiento. Los especímenes 29, 16 y 28, presentan claramente el fenómeno de licuación verdadera.

En la Figura 5-1 es relevante mencionar que la resistencia pico de todas las muestras tiene una tendencia lineal (línea negra punteada). Esto se presenta en un rango de deformación unitaria axial entre 0.014 y 0.032 (mm/mm), con un rango de esfuerzo desviador entre 0.385 y 1.723 (kg/cm²). Las muestras 4, 11 y 23, exponen un desfase de esa tendencia lineal ya que al inicio de la deformación axial el cabezal y el pistón del equipo se desacoplaron debido al efecto de la consolidación.

Como se observa, la deformación a la que llegan todas las muestras no es la misma. En el Capítulo 4.5 se comentó que la deformación aplicada estaba planteada como 40 mm en 8 horas. Lamentablemente, el rango de deformación se vio afectado en las muestras con los BE, ya que los elementos de flexión acortaron ese valor de deformación total. Sin embargo, eso no fue un impedimento ya que al tener pruebas a deformación controlada la tasa de deformación aplicada para todas las muestras fue exactamente la misma (0.083 mm/min).



Figura 5-1 Curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria axial de todas las muestras.

5.1.3.2. Normalizaciones de curvas

En este apartado se exponen algunas gráficas normalizadas de las pruebas. El parámetro de normalización fue la presión de confinamiento alcanzada al final de la etapa de consolidación. En la Figura 5-2 se presenta la normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo mencionado. La presión de poro normalizada varía entre 0.60 y 0.98. La relevancia de esta gráfica radica en que, si la presión de poro normalizada es cercana a 1, se dice que el material presenta licuación total. Asimismo, permite representar el comportamiento de la presión de poro, el cual es constante en algunas pruebas (29, 16, 28), mientras que en los demás ensayes se aprecia el efecto de transformación de fase hacia la dilatancia.



Figura 5-2 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

En la Figura 5-3, se muestra la gráfica del esfuerzo desviador normalizado con respecto al esfuerzo confinante vs. la deformación unitaria. El esfuerzo pico normalizado varió entre 0.52 y 0.72. Esta gráfica permite mostrar si alguna prueba tuvo una sobre-resistencia durante la falla que pudiera ser causada por una densificación en la muestra. En esta gráfica es posible observar que, a partir del 0.10 de la deformación unitaria axial, las muestras comienzan a exhibir diferentes comportamientos. En algunas tienden a ser constantes mientras que otras exponen variaciones, efecto de la deformación de las muestras.



Figura 5-3 Normalización del esfuerzo desviador respecto al esfuerzo efectivo de consolidación.

La última normalización que se expondrá es la del esfuerzo desviador respecto al esfuerzo medio, Figura 5-4. En esta gráfica se observa que las muestras exponen un rango en la normalización entre 1.0 y 1.4. Por otra parte, las pruebas 29, 16, 28, 17 y 4 fueron cortadas ya que su comportamiento se ve afectado por el efecto de la licuación de flujo que ocurrió durante la falla. Por ello sólo se dejó únicamente el rango de deformación del inicio al esfuerzo pico.



Figura 5-4 Normalización del esfuerzo desviador respecto al esfuerzo medio.

5.1.3.3. Línea de inestabilidad y trayectorias de esfuerzos

Como se ve en la Figura 5-5, la línea de inestabilidad para la licuación de flujo comienza en el origen del gráfico y pasa por el esfuerzo desviador pico de cada ensaye (señalados con cruces en negro). Como se observó en la Tabla 6, los valores de η_{IL} no son los mismos

ya que cada prueba expone un valor diferente, esto puede deberse principalmente a variabilidades de las muestras por el proceso de reconstitución; Yang (2002) indica que la variación en la línea de licuación de flujo puede deberse al nivel de esfuerzos. Ante la variación de los resultados es necesario señalar los límites entre los que se encuentran dichos valores. El menor valor registrado de la línea de inestabilidad es de 0.847, lo cual se asocia con un ángulo de fricción ϕ '=21.7°. Por otra parte, el mayor valor de η_{IL} es de 1.080, que se traduce en un ϕ '=27.2°. Estos datos son presentados como las fronteras, las cuales se pueden observar en líneas negras punteadas. Sin embargo, la línea roja punteada representa el valor promedio de la línea de inestabilidad para todas las pruebas, con una pendiente de 0.94 y un ángulo ϕ '=23.98°.

Como se puede observar, las trayectorias de las pruebas presentan una pendiente M con un valor de 1.225, lo cual está asociado con un ángulo ϕ ' igual a 30.58°. Al comparar los ángulos de fricción interna obtenidos de las pendiente M y por la línea de inestabilidad promedio se puede observar una diferencia de 7°.



Figura 5-5 Línea de inestabilidad en el plano p'-q.

Como se observó en la figura anterior, algunas trayectorias de esfuerzos presentan un estado cuasi estable, que como se mencionó en los Capítulos iniciales de este trabajo, es determinado como un estado de transición. Este comportamiento genera un conflicto para poder determinar el estado crítico de las muestras. Por ejemplo, si se observa la trayectoria de la muestra 19 en la Figura 5-5, se puede apreciar con mucha nitidez que su trayectoria pasa por dos puntos sobre la pendiente M. En el siguiente inciso, se explica cómo se determina el estado crítico de las muestras.

5.1.3.4. Determinación del estado crítico

El estado cuasi-estable, depende fuertemente del punto de transición de comportamiento contractivo a dilatante, denominado como punto de transformación de fase (PT).

La teoría de estado crítico de mecánica de suelos (CSSM, por sus siglas en inglés) establece que el estado crítico se alcanza cuando

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial u}{\partial \varepsilon_s} = 0$$
(17)

Esta derivada parcial indica que la derivada parcial del esfuerzo medio con respecto a las deformaciones por corte es constante o igual a cero, la derivada parcial del esfuerzo desviador con respecto a las deformaciones por corte es constante o igual a cero y, para la derivada parcial de la presión de poro con respecto a las deformaciones por corte es constante o igual a cero, todo ello para el caso de pruebas con falla no drenada.

Entonces, con el fin de comprobar la ubicación del estado crítico de las muestras, se utilizó la derivada parcial del esfuerzo medio respecto a las deformaciones por corte. Una forma de resolver esa derivada parcial es utilizando el método de diferencias finitas. Esta solución muestra que el punto de transformación de fase (PT) solo da cero en ese punto, mientras que, la segunda intersección que se observa de la trayectoria de esfuerzos y la pendiente M es donde se encuentra el estado crítico, ya que la solución a la derivada parcial genera una asíntota respecto al eje horizontal. La explicación brindada coincide con lo realizado en el trabajo de Murthy *et al.* (2007).

El estado crítico para todas las muestras se presenta en las gráficas de la Figura 5-6 y Figura 5-1, donde con rombos rojos se observa el punto donde se presenta la transformación de fase de las muestras y con puntos negros se presenta el punto de estado crítico.



Figura 5-6 Determinación del estado crítico en el plano p'-q.

De acuerdo con la figura, las muestras 19, 21 y 25 exponen un decremento del esfuerzo desviador una vez que superan el estado crítico. Esto se puede deber a heterogeneidades de las muestras por esfuerzos cortantes en las fronteras a causa de las altas deformaciones.

5.1.3.5. Determinación de la línea de estado crítico

La Figura 5-7 muestra la línea de estado crítico en el plano p'-e, en donde el eje del esfuerzo medio se encuentra en escala aritmética. En rombos rojos se presenta los puntos de la transformación de fase y en círculos negros se presentan los estados últimos donde se alcanza el estado crítico. La tendencia de los puntos negros expone una hipérbola. Utilizando una escala logarítmica, la línea de estado crítico deviene en una recta, como se muestra en la Figura 5-8.



Figura 5-7 Línea de estado crítico del material.



Figura 5-8 Línea de estado crítico del material (log10 p'-e).

La ecuación de la línea de estado crítico en la escala \log_{10} p'-e, está dada por la Ecuación 18.

$$e_{cs} = \Gamma - \lambda \ln(p'_{c}) \tag{18}$$

donde e_{cs} , es la relación de vacíos en el estado crítico; Γ , es un parámetro intrínseco de los suelos, y corresponde a la relación de vacíos en el estado crítico para una presión de referencia, usualmente de 1kPa=0.001 kg/cm²; λ es la pendiente de la línea de estado crítico; y p'_{c} , es el esfuerzo medio en el estado crítico.

Considerando los datos de la Figura 5-8, la ecuación de la línea de estado crítico del material está dado por:

$$e_{cs} = 1.34 + (-0.103338) \log_{10}(p'_{c})$$

Es importante mencionar que, de acuerdo con Jefferies & Been (2016), el usar log_{10} tiene un mejor ajuste con los datos de pruebas de laboratorio, mientras que el uso de logaritmos naturales tiene mejor ajuste en modelos numéricos (esto debido a que hace más sencilla la derivación de los modelos).

5.1.3.6. Parámetro de estado (ψ) e índice de fragilidad (I_B)

Para todas las muestras ψ resultó en valores positivos, Tabla 6, lo cual las cataloga como muestras contractivas, exponiendo un rango de 0.117 a 0.014, donde el límite inferior es muy cercano a cero. Esto indica que a esa relación de vacíos y con un esfuerzo efectivo de consolidación más bajo que el utilizado se podría presentar un comportamiento dilatante.

Por otra parte, el índice de fragilidad de Bishop (1973), evalúa el ablandamiento entre las muestras contractivas. De la Tabla 6 se observa que solo 3 muestras exponen valores

negativos (24, 21 y 19), mientras que los valores positivos más altos se encuentran en un rango de 0.64 a 0.96, pertenecientes a las muestras 29, 16, 18, 17 y 4, las cuales se habían comentado anteriormente que tenían un comportamiento puramente contractivo y que tres de ellas alcanzaban el fenómeno de licuación verdadera.

5.2. Análisis de la propagación de ondas sísmicas

En este inciso se ilustran algunos resultados de las señales obtenidas con los cristales piezoeléctricos, así como la evaluación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas aplicando diferentes criterios. Posterior a ello, se exponen los efectos que se hicieron presentes en las señales y las consideraciones para evaluarlos. Una vez que se han expuesto los métodos y los efectos, se argumentan los criterios utilizados para asignar la velocidad obtenida en cada etapa de las pruebas. Por último, se exponen las relaciones encontradas en las etapas del ensaye y los resultados obtenidos.

Al igual que en este trabajo, otros investigadores han estudiado la propagación de ondas en diferentes materiales en equipos triaxiales. Algunos de ellos son Bates (1989), Brignoli *et al.* (1996), Pennington *et al.* (2001), Valle-Molina (2006), Flores (2013) y Martínez (2021), por mencionar sólo algunos. La experiencia de los autores mencionados indica que la interpretación de los resultados sigue siendo sesgada por la subjetividad y requiere de un cierto grado de juicio. El desarrollo de múltiples técnicas y recomendaciones sobre las consideraciones para obtener el tiempo de viaje de la onda han generado una brecha más grande hacia un criterio estandarizado, ya que a pesar de la basta información aún no se ha aceptado ningún método ideal para la interpretación de las señales.

A pesar de ello, se ha encontrado que el uso combinado de métodos en el dominio del tiempo y el dominio de la frecuencia puede ayudar de manera efectiva en el análisis e interpretación de pruebas con BE (Viana Da Fonseca *et al.*, 2008). Evidentemente, cada metodología presenta ventajas y desventajas que se han discutido. En este trabajo el objetivo no es brindar una metodología absoluta para el análisis de las señales con el uso de cristales piezoeléctricos. Sin embargo, el análisis realizado tiene algunos argumentos que podrían ayudar en ello.

5.2.1. Análisis de las señales con los diferentes criterios utilizados

Para la evaluación de las señales con el uso de los métodos visuales se asignaron los puntos característicos tal como se exponen en las gráficas de la Figura 5-9 (puntos rojos), en las cuales se exponen dos señales: la primera de compresión y la segunda de corte.

Para la primera señal a), de compresión, esta se tomó durante la etapa de saturación de la prueba 24 con una B=0.86 y una frecuencia de 40 kHz. Los resultados obtenidos con los tres criterios comentados son: para primer arribo se obtuvo una velocidad de 801 m/s, por su parte picos máximos dio una Vp=809 m/s y picos mínimos una velocidad Vp=810 m/s. Dichos resultados son bastante similares.

Para la segunda señal b), de corte, esta se tomó de la prueba 24 durante la consolidación, a un esfuerzo efectivo de σ '=1.5 kg/cm² a una frecuencia de 4 kHz. Al analizar la señal con los diferentes criterios se obtuvieron valores de Vs=181 m/s con primer arribo, Vs=177 m/s con picos máximos y Vs=176 m/s con picos mínimos. La diferencia entre los resultados es despreciable, no mayor a 5 m/s.

Como se observa, los valores que se presentaron con los métodos visuales son muy similares. Sin embargo, esto sucede exclusivamente cuando las señales están muy bien definidas en el dominio del tiempo y sin efectos que alteren su comportamiento.



Figura 5-9 Señales receptoras en las cuales se exponen los puntos característicos para obtener el tiempo de arribo de la señal por medio de métodos visuales. a) onda de compresión para la etapa de saturación de la prueba 24; b) onda de corte para la etapa de consolidación de la prueba 24.

Santamarina y Fam (1997), indican que la determinación del tiempo utilizando el método de correlación cruzada solamente es válida si ambas señales, entrada y salida, son de la misma naturaleza (*i.e.*, que la forma de la onda de entrada y salida se mantengan sin cambios, además, los espectros lineales de la onda emisora y receptora deben tener la misma frecuencia pico). Si esto no se cumple, el método puede producir resultados incorrectos.

De acuerdo con ello, en este trabajo se considera que para obtener resultados razonables hay dos aspectos a considerar. Primero, los espectros lineales de la onda emisora y receptora deben tener una frecuencia pico muy similar. Segundo, el pico máximo de la onda receptora debe estar al inicio de la señal, de lo contario no se cumplirá el criterio y no se obtendrán valores razonables.

Al utilizar el método en este trabajo, este no funcionó en las ondas de compresión. Lo cual sugiere que solo puede ser utilizado para ondas de corte.

En la Figura 5-10 se exponen los espectros lineales de la onda receptora y emisora para dos ondas de corte diferentes. El punto rojo indica el valor de máxima correlación entre los espectros, y es el que se considera para asignar la velocidad. La figura a) es una señal analizada de la prueba 25 tomada en la etapa de consolidación, a un σ '=0.625 kg/cm² y a una frecuencia de 7 kHz, donde se obtuvieron velocidades de Vs=123.92 m/s con correlación cruzada, Vs= 138.72 m/s con primer arribo, Vs=122.17 m/s con picos máximos y Vs=125.98 m/s con picos mínimos. Se observa que existe una mayor diferencia en la velocidad obtenida con el primer arribo con respecto a con los demás métodos.

Para el caso de la señal b), esta se tomó de la Prueba 24 durante la etapa de consolidación, con σ '=1.5 kg/cm² y a una frecuencia de 4 kHz, donde se obtuvo una velocidad Vs=180.96 m/s con correlación cruzada, Vs=181.51 m/s con primer arribo, Vs=177 m/s con picos máximos y Vs=176 m/s con picos mínimos. En este caso, la variación entre los métodos es mucho menor.



Figura 5-10 Señales analizadas con el método de correlación cruzada, se exponen los espectros lineales y la correlación obtenida únicamente para ondas de corte, en etapa de consolidación a) prueba 25; b) prueba 24.

Como se mencionó, los espectros lineales son parte fundamental del método. En los de la prueba 25 (etapa de consolidación con σ '=0.625 kg/cm² y frecuencia de 7 kHz) se observa que estos no tienen su pico máximo a la misma frecuencia, lo cual descartaría el método de inmediato. Sin embargo, la velocidad que se obtiene con el criterio de correlación cruzada es muy similar a la obtenida con los otros métodos.

Por su parte, el análisis de la prueba 24 (etapa de consolidación con σ '=1.5 kg/cm² y frecuencia de 4 kHz) muestra que los picos de máxima frecuencia de los espectros lineales son muy similares. Aunado a ello, se obtuvo una velocidad muy parecida entre los métodos.

Para el análisis de las señales con el método de las wavelets, se siguió lo indicado en el Inciso 3.1.7.5. El criterio que se utilizó fue seleccionar el primer pico de coeficiente de wavelets, tal como se observa en la Figura 5-11; con la flecha en rojo se señala el punto seleccionado del escalograma, donde se determina el tiempo de arribo de cada señal. El escalograma a) muestra el punto tomado para obtener el tiempo de viaje de la onda P para la prueba 24 (etapa de saturación con B=0.86 y frecuencia de 40 kHz), donde se obtuvo una velocidad de Vp=852.7 m/s con wavelet, Vp=801 m/s con primer arribo, Vp=809 m/s con picos máximos y Vp=810 m/s con picos mínimos.

El escalograma b), expone a la señal de corte receptora para la prueba 25 (etapa de consolidación con σ '=0.625 kg/cm² y frecuencia de 7 kHz), en donde se obtuvo una Vs=159.97 m/s con wavelet, Vs=138.72 m/s con primer arribo, Vs=122.17 m/s con picos máximos, Vs=125.98 m/s con picos mínimos y Vs=123.92 m/s con correlación cruzada.

Como se observa, los valores obtenidos con el método de las wavelets son más grandes que con los otros criterios. Esto se debe al efecto de campo cercano. Por otra parte, aunque las wavelets se crearon exclusivamente para ondas de corte, en algunos casos sirven para estimar el tiempo de arribo en las ondas de compresión.



Figura 5-11 Punto asignado para el tiempo de arribo de la señal con el método de las wavelets en el escalograma, a) onda de compresión, b) onda de corte.

5.2.2. Efectos en el análisis de las señales

El efecto de *cross talk* o señal cruzada resulta del acoplamiento electromagnético entre la señal emisora y receptora. Este efecto sólo se presentó en algunos casos, debido a la falta de aterrizaje a tierra del sistema de adquisición de datos, lo cual no permitió que los equipos liberaran de manera adecuada la sobrecarga acumulada en ellos. En la Figura 5-12 se expone el fenómeno para una onda de compresión de la prueba 24 (etapa de saturación con B=0.53 y frecuencia de 70 kHz). En la figura también se presentan los puntos considerados para la toma del primer arribo, el pico máximo y mínimo en presencia de ruido.



El efecto de *cross talk* solo se obtuvo en algunas ondas de compresión aunque, como se observa, este fenómeno fue acompañado de una gran cantidad de ruido.

Figura 5-12 Señal receptora afectad por Cross talk, en onda de compresión. Se expone el punto considerado como el de primer arribo en presencia de ruido.

La presencia del efecto de campo cercano en las ondas S se presentó en múltiples casos de las señales analizadas del presente trabajo. Este efecto se ilustra únicamente con las señales obtenidas de la etapa de consolidación.

El parámetro para cuantificar el efecto de campo cercano es definido como, R_D , y depende de dos variables: la distancia entre los BE y la longitud de onda, tal como se explicó en el inciso 3.1.8. Al hacer el análisis de las señales de la etapa de consolidación, la distancia entre elementos *bender* es similar entre todas las muestras, lo cual implica que el parámetro R_D depende, principalmente, de la frecuencia.

En la Figura 5-13 se exponen las señales de la última etapa de consolidación de la prueba 24, con un rango de frecuencias de 4 a 7 kHz. Se presentan las velocidades obtenidas con los diferentes métodos (Pa: Primer arribo; Pmáx: Picos máximos; Pmin: Picos mínimos; CC: Correlación cruzada; Wavelet), la velocidad de onda de corte promedio obtenida con los métodos de picos máximos, picos mínimos y correlación cruzada; la distancia entre los elementos *bender* de punta a punta (L_{TT}) y el valor de R_D obtenido.

Como se observa, la velocidad promedio oscila entre 174.85 y 178.56 m/s para el rango de frecuencias de 4 a 7 kHz, y se registra un R_D entre 1.64 a 2.87. A pesar de tener un aumento gradual en el R_D , y superior a 2, el efecto de campo cercano no desaparece (esto se aprecia en un círculo en rojo). Esto indica que es necesario aumentar el rango de frecuencias, lo cual provocaría que el valor de R_D incremente y podría hacer que el efecto de campo cercano que se presenta desaparezca.



Resultados experimentales

Si se consideran los valores obtenidos anteriormente de R_D y su respectiva frecuencia, se obtiene una gráfica como la que se observa en la Figura 5-14 (puntos en gris).



Figura 5-14 Valores de R_D para la prueba 24 en función de la frecuencia y señalando el esfuerzo de confinamiento utilizado en cada barrido.

Figura 5-13 Variación del parámetro RD ante la variación de la frecuencia de excitación en ondas de corte.

De la Figura 5-15 se concluye que es necesario trabajar con un rango más grande de frecuencias para inhibir el efecto de campo cercano, con el objetivo de poder observar hacia donde se podría ampliar la elipse roja (señales que no presentaron visualmente el efecto, con un valor de R_D mayor a 2). También, se observa que el esfuerzo de confinamiento influye en la aparición del efecto de campo cercano.



Figura 5-15 Valores del parámetro de R_D en todas las etapas de consolidación de las pruebas con BE en función de su velocidad de onda de corte, frecuencia y esfuerzo efectivo.

El efecto de directividad se observó en la etapa de saturación, únicamente en las ondas de corte. Este efecto resulta de una onda de compresión que puede interferir con el arribo de la onda S. En la Figura 5-16 se expone el efecto en una señal de la prueba 24, cuando la muestra presentaba una B=0.54. Este problema tiene un mayor impacto en condiciones parcialmente saturadas, aunque también se pueden presentar en materiales saturados. Es un problema que no desaparece ante el aumento de las frecuencias, pero se atenúa ante el aumento en el grado de saturación, tal como se observa en la Figura 5-17. El problema principal con este efecto es que genera múltiples complicaciones al determinar el punto del primer arribo, picos máximos y mínimos, e inhabilita por completo los métodos de correlación cruzada y wavelet. La directividad puede ser considerada como uno de los efectos más complicados que se pueden presentar en el análisis de señales.



Figura 5-16 Caso de directividad en muestra 24 parcialmente saturada.


Aumenta B de Skempton

Figura 5-17 Comportamiento de onda de corte ante el efecto de directividad, ante el cambio de la frecuencia de excitación y B de Skempton.

El ruido es sin duda uno de los efectos que más inciden en el análisis de las señales, ya que altera la señal y puede llegar a inhabilitar totalmente los métodos matemáticos y complicar los puntos a considerar en los métodos visuales (Figura 5-12). Fernández (2020) indica que el ruido puede ser eliminado con procedimientos en el dominio del tiempo o de la frecuencia. Sin embargo, estas técnicas podrían eliminar accidentalmente información relevante de la señal.

El efecto de reflexión y refracción de ondas se comentó que no se consideró ya que la interpretación de las pruebas con BE y BD está basada en la suposición de que la transmisión de las ondas es plana entre los elementos, lo cual considera la ausencia de estos efectos.

A continuación, se expone un caso del efecto de refracción y reflexión de ondas durante la saturación de las muestras. Se observa el comportamiento de la onda de compresión ante la variación de frecuencias de excitación (40 a 80 kHz), la medición de la B de Skempton que se presentó durante la toma de señales fue de 0.86. Es relevante mencionar que la velocidad de onda de compresión en agua tiene un valor aproximado de 1482 m/s (Kokusho, 2000).

Resultados experimentales

En la Figura 5-18 se observa el comportamiento de la onda de compresión de la prueba 28 ante diferentes frecuencias en un material parcialmente saturado. Se aprecia en un cuadro con línea punteada la existencia de una señal que aumenta su amplitud conforme incrementa la frecuencia de excitación del elemento; esta señal es considerada como una onda refractada/reflejada. ¿Cómo se determina la presencia de estos efectos? Para responder esta pregunta es necesario considerar que si se obtiene la velocidad de la onda en el punto azul por medio del método de primer arribo se tendrá un valor entre 1440 y 1490 m/s (para el barrido de frecuencias utilizado), lo cual haría que el material analizado se consideré saturado. Sin embargo, eso no es posible ya que, como se comentó, el valor de la B de Skempton que se registró al momento de tomar las señales era de 0.86. Ahora bien, si se considera el punto rojo y se obtienen las velocidades tomando esta nueva referencia (es un nodo a partir del cual la señal no expone un cambio ante la variación de frecuencias), se obtienen valores en un rango de 850 y 870 m/s, lo cual tiene más congruencia con el valor obtenido de la B de Skempton. Sin embargo, no se puede asegurar que el valor sea del todo correcto, ya que el efecto puede enmascarar el verdadero arribo de la señal, aunque al considerar la valoración de los métodos en el punto rojo los valores obtenidos con los métodos visuales son muy similares. Los métodos matemáticos quedan totalmente inhabilitados ante la reflexión y refracción de las ondas.

Resultados experimentales



Figura 5-18 Presencia de reflexión y refracción de onda de compresión en muestra parcialmente saturada.

Lo anterior se puede corroborar con lo encontrado por Astuto *et al.* (2023), los cuales consideran que es necesario hacer una corrección del primer arribo por los efectos de las ondas P reflejadas por las fronteras laterales (cámara triaxial y membrana) y la refracción de las ondas por las burbujas ocluidas en los materiales parcialmente saturados (como se observa en el esquema de la Figura 5-19c). La corrección que exponen dichos autores no se aborda en este trabajo, pero se explicará. La corrección requiere del uso de la

Resultados experimentales

transformada rápida de Fourier (FFT), la cual permite trabajar en el dominio de la frecuencia, con lo cual se busca hacer que los espectros lineales entrada y salida se empaten en sus picos máximos, ya que la diferencia existente entre estos se interpreta como la refracción y reflexión de las ondas propagadas por las fronteras o por el posible acoplamiento de las burbujas de aire que obstruyen el paso de la onda por los caminos saturados. Ellos indican que si no se realiza una corrección de la señal, se obtiene una gráfica como la señalada en la Figura 5-19a, la cual expone resultados incongruentes en los que se indica que el material se encuentra saturado con una B menor a 0.90. Una vez realizada la corrección, se puede obtener una correlación como la que se observa en la Figura 5-19b.



Figura 5-19 a) Relación entre Vp y B sin hacer la corrección de la señal; b) Correlación entre Vp y B después de hacer la corrección en el dominio de la frecuencia; C) Esquema de viaje de la ondas en un medio parcialmente saturado, (Astuto et al., 2023)

5.2.3. Velocidades de onda en cada etapa del ensaye triaxial

En este inciso se exponen los criterios utilizados para la selección de las velocidades de onda que se utilizaron en los resultados finales de cada etapa de la prueba. Se observó, que existe una gran dependencia al grado de saturación de la muestra más que de la etapa del ensaye.

Una de las bases principales para obtener los valores de velocidad fue apegarse fielmente a lo que se indica en cada método. Como se observó anteriormente, no todos los criterios utilizados brindan resultados similares entre ellos, debido principalmente a los efectos que se pueden presentar, el grado de saturación y el tipo de onda. Para las ondas de compresión el efecto que generó más complicaciones fue el de refracción y reflexión de ondas, tanto para muestras parcialmente saturadas como saturadas. Este efecto dificulta la identificación correcta de los puntos característicos del primer arribo, picos máximos y picos mínimos, siendo los últimos dos métodos los más confiables. En la Figura 5-18, con base en los tres métodos mencionados, se obtuvo una velocidad promedio y con ello se determinó la velocidad de onda de compresión.

El rango máximo de variación respecto al método del primer arribo fue del 4.5%, para el método de picos máximos se tuvo un 5.8% y para picos mínimos fue del 4.8%. Los métodos de correlación cruzada y wavelet no se consideraron ya que no brindan resultados fiables en este caso.

Debe destacarse que los picos máximos y mínimos podrían presentar variaciones en el valor de las velocidades por el efecto de dispersión causado por la geometría de la muestra y la absorción de energía por parte del suelo (*i.e.*, atenuación y amortiguamiento) por lo cual la señal receptora se distorsiona y no siempre es fácil determinar los picos correctos (Chamorro-Zurita & Ovando-Shelley, 2018). Dicha distorsión depende de múltiples variables. En caso de ocurrir esto, se debe recurrir únicamente al método de primer arribo. Sin embargo, este puede verse afectado por el ruido y por las ondas reflejadas/refractadas. No obstante, el escenario de que los tres métodos queden inhabilitados es muy poco probable. Por lo tanto, es recomendable obtener las velocidades de onda de compresión con los métodos de picos máximos, picos mínimos y primer arribo.

Al trabajar únicamente con resultados obtenidos por métodos visuales, lo recomendable es verificar que la señal no presenté variaciones en su forma y que las velocidades entre cada frecuencia analizada sean consistentes. Respecto al barrido de frecuencias, se observó que, en algunos casos el uso de 70 y 80 kHz presentó ruido en la señal. Por ello se recomienda un rango de trabajo más bajo, proponiendo un barrido de 40 a 60 kHz.

Al realizar el análisis de velocidades de las ondas de compresión se puede llegar a tener una dispersión de los datos. Algunos autores han encontrado valores hasta de 1800 m/s, cuando se ha indicado que la velocidad de onda de compresión tiene un valor que ronda los 1500 m/s en materiales totalmente saturados. En este caso, dicha variación se debe a las ondas reflejadas/refractadas y a la subjetividad en la selección de los puntos característicos en los criterios visuales. Respecto a las ondas de corte, es relevante enfatizar que estas son afectadas, principalmente, por las ondas de compresión generadas durante la excitación de los BE, Figura 3-18a, provocando directividad y campo cercano en las señales.

Para las muestras parcialmente saturadas y con efecto de directividad, los métodos adecuados son únicamente los del primer arribo, picos máximos, picos mínimos y el criterio del usuario. Tal como se expuso en la Figura 5-17, es evidente que los métodos de correlación cruzada y wavelet no otorgan resultados coherentes. En este caso, no existe una metodología de aceptación general para eliminar las ondas de compresión que afectan la señal. Sin embargo, con los resultados de este trabajo, se encontró que al usar la velocidad promedio con los métodos recomendados existe una consistencia en los valores. Con base en el valor promedio obtenido, se determinó una variación máxima de velocidad del 6.7% respecto a lo obtenido con el método de primer arribo, 6.9% para picos mínimos y 7.0% para picos máximos.

Para el caso de las muestras saturadas, estas pueden tener efecto de campo cercano. Los métodos que menos variación tienen entre ellos son los de picos máximos, picos mínimos y correlación cruzada, mientras que los métodos de wavelet y primer arribo se ven afectados por el efecto de campo cercano. En este caso se pudieron comparar las velocidades entre los cinco métodos utilizados, el rango de variación máxima respecto a la velocidad promedio fue de 12.4% para primer arribo, 7.7% picos máximos, 5.8% picos mínimos, 3.32% correlación cruzada y 23% wavelet.

Particularmente, el método de correlación cruzada solo brinda valores comparables con los otros métodos cuando las señales son claras (*i.e.*, sin presencia de ruido, *cross talk* y directividad), pues de no ser así los valores obtenidos podrían ser erróneos. Además, el efecto de campo cercano no afectó los resultados obtenidos con este método.

Como se comentó anteriormente, el método de picos máximos y mínimos podría presentar variaciones en el valor de las velocidades por la atenuación y amortiguamiento del suelo, que podrían provocar que la señal receptora se distorsione afectando su forma. Excluido el caso anterior, el método de picos mínimos arroja resultados más consistentes que el de picos máximos, debido principalmente, a que la primera deflexión de la señal emitida tiene una mejor forma que la segunda.

Si bien el método de las wavelets no se ve fuertemente afectado por el ruido, si lo afecta el efecto de campo cercano, lo cual sobrestima los valores obtenidos con este método. Este mismo efecto también genera las mismas consecuencias en el método de primer arribo.

Dentro del rango de evaluación de frecuencias, la de 4 kHz se ve mucho más afectada por el efecto de campo cercano que las demás. Por lo tanto, se recomienda que se trabaje con frecuencias mayores a 5 kHz y que el límite superior sea el punto donde el efecto de campo cercano no se aprecie. Este límite puede variar; algunos investigadores han utilizado frecuencias hasta de 25 kHz (Pennington *et al.*, 1999; Viana da Fonseca *et al.*, 2008). Eventualmente se presentará una atenuación de la señal, pero eso dependerá del material.

El efecto de *cross talk* es un problema que se presentó indistintamente de la prueba, el tipo de onda y la condición de saturación de la muestra, además de siempre estar acompañada de ruido. El ruido, por su parte, se expuso como un efecto que hace subjetivo el análisis, ya que su presencia altera la señal afectando a los puntos característicos en cada método, generando que la selección de nodos se vea influenciada por el criterio del usuario. Sin embargo, ante la presencia de dicho efecto, es relevante revisar las conexiones de los BE y BD (*i.e.*, sulfatación en las conexiones o el aterrizaje del equipo de adquisición de datos), aunque el ruido puede ser inherente en la señal aun cuando las conexiones se encuentren en buen estado. Ante este último caso, es necesario recurrir al filtrado de señales, pero esto es un tema que no está dentro de los alcances de esta investigación.

Ante lo expuesto, en el presente inciso se concluye que es necesario evaluar las velocidades con diferentes métodos en el dominio de la frecuencia y el tiempo, con lo cual se obtiene una evaluación más rigurosa. No es recomendable manejar únicamente un método, a menos que el usuario tenga la experiencia adecuada sobre la onda a analizar y los posibles efectos que se puedan presentar. En este trabajo no se evaluaron los métodos de intersección de ondas y correlación cruzada discreta, los cuales quedan aún a discusión.

5.2.4. Vp y Vs respecto a la B de Skempton en la etapa de saturación.

El uso de los *bending disks* para determinar la velocidad de las ondas de compresión no se ha generalizado, aunque los resultados son más confiables que con BE. En los suelos parcialmente saturados, la Vp puede ser importante para evaluar el grado de saturación, así como la porosidad del espécimen del suelo (Leong *et al.*, 2009; Astuto *et al.*, 2023; Yang, 2002; Tsukamoto *et al.*, 2002; Eseller *et al.*, 2013).

En la Figura 5-20 se observa la relación de la velocidad de compresión respecto a los valores obtenidos de la B de Skempton. Para valores mayores al 0.95, se obtuvo una velocidad entre 1473.15 y 1552.62 m/s (para el caso de la prueba 30 se tuvo una B máxima de 0.92, asociada a una Vp de 1351m/s). De acuerdo con Kokusho (2000), después de

aplicar la teoría de poro-elasticidad de Biot (*i.e.*, cuando los vacíos del suelo están completamente saturados) la Vp puede ser igual a la velocidad de propagación en el agua, la cual tiene un valor aproximado de 1482 m/s. En la misma gráfica es posible observar que, en el rango de 0.78 a 0.86, existe una amplia variación de la Vp, debido a la reflexión/refracción de las ondas.

Por su parte, en la Figura 5-21 se expone el comportamiento de la velocidad de onda de corte ante la variación de la B de Skempton. Se tiene un valor máximo de 90 m/s y mínimo de 43.71 m/s. La prueba que presentó la disminución más grande de la Vs durante el proceso de saturación fue la muestra 28, con una variación de 30.5 m/s. Como se observa, en todas las pruebas se presentó una disminución de la Vs durante la etapa de saturación, debido a la reducción de los esfuerzos efectivos al acercarse el suelo a una condición de saturación total.

La Figura 5-22 expone la relación de la Vp y la Vs, en donde se observa que un valor mayor a 25 indica que el material se encuentra totalmente saturado. De acuerdo con Gu *et al.* (2021), valores mayores a 10 muestran la saturación total de la muestra. En dicho trabajo, todas las muestras expuestas son consideradas densas, por lo cual ninguno de los casos expone velocidades de corte menores a 100 m/s, y muchas de las mediciones de la Vp se ven fuertemente afectadas por el efecto de refracción de ondas. A pesar de la diferencia en los resultados, el comportamiento de la curva expuesta por Gu *et al.* (2021) y el presente trabajo tienen un comportamiento similar.



Figura 5-20 Variación de la velocidad de la onda de compresión en función de la B de Skemtpon.



Figura 5-21 Variación de la onda de corte en función de la B de Skempton.



Figura 5-22 Relación de la velocidad de onda de corte y de compresión con respecto a la B de Skempton.

5.2.5. Vp y Vs en la etapa de consolidación

En la gráfica de la Figura 5-23 se observan las velocidades obtenidas para las cinco pruebas realizadas con BE y BD. Para las ondas de corte (en línea continua) se tiene un rango de variación de 99.16 a 202.17 m/s, en función del esfuerzo efectivo de consolidación de 0.25 a 2.5 kg/cm². Por otra parte, se observa que las velocidades de compresión (línea discontinua) se encuentran alrededor de 1500 m/s; las muestras con una B de Skempton mayor a 0.96 tiene un valor mínimo de 1454.65 m/s y un máximo de 1608.61 m/s.



Figura 5-23 Valores de velocidad de onda de compresión y de corte en etapa de consolidación.

En las gráficas de la Figura 5-24 se presenta la relación entre las ondas de corte y la relación de vacíos, ambas en función del esfuerzo efectivo de consolidación. En la gráfica a) y c) se aprecia que la velocidad de onda de corte depende del esfuerzo efectivo de consolidación. En la gráfica c), al utilizar una escala semi-log para σ' , se genera una línea de tendencia para la variación de las velocidades de onda de corte, siendo $V_S = 45.054 \ln(\sigma') + 154.19$. Por su parte, en la gráfica b) se ilustra el cambio de la relación de vacíos con el estado de esfuerzos al que fue sometido cada prueba.

De las gráficas se puede concluir que la velocidad de onda de corte aumenta en función del incremento del esfuerzo efectivo de consolidación y la disminución de la relación de vacíos. Esto tiene sentido, puesto que la Vs viaja a través de las partículas de suelo, lo cual indica que en su comportamiento influye el empaquetamiento de los granos de arena.



Figura 5-24 Comportamiento de las velocidades de onda de corte y la relación de vacíos ante el esfuerzo efectivo de consolidación.

En la gráfica de la Figura 5-25 se exponen los módulos de rigidez al corte obtenidos a partir de la Ecuación (3) y los resultados de las Vs expuestas anteriormente. Se observa que el valor de *G* es linealmente dependiente del esfuerzo efectivo de consolidación. Se presenta un valor mínimo de 268.63 kg/cm² y un máximo de 1116.59 kg/cm². El módulo de rigidez al corte del suelo a muy pequeñas deformaciones es de gran relevancia en el análisis del comportamiento dinámico y diseño de estructuras sujetas a vibración; es un parámetro propio del rango elástico. Con los resultados se obtuvo una ecuación de dependencia lineal del módulo de corte respecto al esfuerzo de confinamiento, igual a $G = 376.74 (\sigma') + 218.95$.



Figura 5-25 Relación del módulo de rigidez al corte y el esfuerzo efectivo de consolidación.

En la gráfica de la Figura 5-26 se normalizó el módulo de rigidez al corte con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación. Los datos expuestos tienen un valor máximo de 1074.2 y un mínimo de 446.63, con un ajuste logarítmico dado por $G/_{\sigma'} = -259.7 \ln(\sigma') + 624.91$.



Figura 5-26 Normalización del módulo de rigidez entre el esfuerzo efectivo de consolidación.

Utilizando la Ecuación (5) se obtuvo la relación de Poisson, con valores muy cercanos a 0.5 en todos los casos. En la gráfica de la Figura 5-27 se observa que la tendencia de ν disminuye ligeramente conforme incrementa el esfuerzo efectivo de consolidación.

La relación de Poisson está estrechamente relacionada con la partícula del suelo y la presión de agua en los poros. Este parámetro indica que si es menor a 0.45 significa que el suelo está en estado no saturado. Asimismo, esta relación es asumida a veces como 0.5 para una condición de suelo totalmente (Yoshida, 2015).

Nakagawa *et al.* (1997) midieron ondas P y S en arenas secas y saturadas de tres muestras con el método de pulso ultrasónico. Para el caso de muestras saturadas, encontraron que la velocidad de onda P es constante y que la velocidad de onda de corte es dependiente del esfuerzo de confinamiento, tal como lo que se observó en la Figura 5-23. La relación de Poisson depende de las velocidades de onda, el valor de ν dependerá del esfuerzo de confinamiento, efecto que se puede observar en la Figura 5-27.



Figura 5-27 Relación de Poisson en función del esfuerzo efectivo de consolidación.

En la Figura 5-28, del lado izquierdo se presenta la relación de vacíos graficada contra la velocidad de onda de corte, mostrando que si *e* disminuye la Vs aumenta. Por otra parte, de la gráfica del lado derecho se observa que la velocidad de onda de compresión presenta un ligero aumento conforme disminuye la relación de vacíos (el aumento máximo es de 50 m/s, lo cual representa un 3.3% de la velocidad total). En la prueba 25 no se observa la tendencia antes mencionada, debido a que durante la realización del ensaye los BD tuvieron un corto circuito. Por lo cual, para el tercer esfuerzo de consolidación, se obtuvieron las velocidades de onda de compresión con los BE.

Chamorro-Zurita & Ovando-Shelley (2019) indican que es posible obtener la velocidad de onda de corte y compresión con BE polarizados en X y conectados en serie, siempre y cuando las Vp que se tomen sean mayores a 40 kHz. De acuerdo con Leong *et al.* (2009), también se puede emitir y recibir ondas de corte y compresión solo con un par de

elementos. Ante lo expuesto por ambos trabajos, la razón por la cual se puede indicar que los BE de este caso no pudieron obtener el mismo valor de Vp se atribuye a una baja cantidad energía con la cual se generó la onda P (*i.e.*, se debió aplicar un voltaje mucho mayor para emitir la señal, en este trabajo se utilizó como estándar un voltaje de emisión de 50V). La variación expuesta de la Vp entre el segundo y tercer incremento de esfuerzo efectivo de consolidación fue de 1542.46 a 1471.41 m/s, respectivamente, lo cual indica una diferencia 70 m/s, que es menos del 5 % de variación.



Figura 5-28 Relación entre las velocidades de propagación de onda en consolidación respecto a la variación en la relación de vacíos de las muestras.

5.2.6. Vs en la etapa de falla

En la bibliografía internacional pocos trabajos han evaluado el comportamiento de la velocidad de onda de corte en la falla. Algunos lo han hecho en materiales como la Arcilla de la CDMX en pruebas triaxiales (Martínez, 2021; Cervantes & Ovando ,2016). Por su parte, algunos otros investigadores lo han hecho en arena, como Chaudhary *et al.* (2004), Styler & Howie (2014) y Dutta *et al.* (2020). A continuación, se presenta un breve resumen de lo encontrado en sus trabajos.

Chaudhary *et al.* (2004) presentaron resultados de la Vs medidas en arena de Toyoura con BE en pruebas CID, a esfuerzo efectivo constante. Los resultados obtenidos mostraron que la Vs prácticamente se mantiene constante durante el comportamiento contractivo. Sin embargo, esta comenzaba a decrecer conforme la muestra se dilataba, siguiendo la transformación de fase del espécimen.

Styler & Howie (2014) evaluaron la variación de la Vs a bajas deformaciones con el cambio de la relación de vacíos para una arena de río, sometiendo a los especímenes a una consolidación anisótropa ($\sigma_{axial}/\sigma_{confinamiento} = 2$). Los resultados de este trabajo mostraron que la Vs incrementa conforme la relación de vacíos disminuye durante la etapa de contracción. Durante la transformación de fase, es decir, ante el cambio de comportamiento hacia la dilatancia, la Vs decrecía conforme la relación de vacíos

incrementaba. Ellos mostraron que la relación del incremento de la Vs durante la etapa de contracción no tenía la misma relación que cuando la Vs disminuía en la etapa de dilatancia.

Por otro lado, Dutta *et al.* (2020), al usar transductores en forma de disco para la prospección de ondas, encontraron que la variación de la Vs estaba en función de las deformaciones volumétricas para pruebas triaxiales consolidadas isótropamente y con falla drenada. Su investigación confirma que la Vs incrementa durante la etapa de contracción de la muestra y después empieza a decrecer después de la fase de transformación en la etapa dilatante.

Estos estudios indican que la velocidad de onda de corte se ve afectada, principalmente, por la variación en la relación de vacíos y no por el nivel de deformación de las muestras (Khalil *et al.*, 2023).

Para el caso del presente trabajo, al tener pruebas no drenadas en la falla, se carece de un cambio en la relación de vacíos. En la Figura 5-29 se exponen en líneas solidas las curvas esfuerzo deformación de las muestras y en líneas punteadas el comportamiento de la Vs en función de la deformación axial. En este último caso, únicamente se formaron dichas curvas con cinco puntos tomados en el rango elástico, el pico máximo, el post pico y el esfuerzo residual. Se aprecia que en todos los casos la Vs tiene su valor más alto en el rango elástico, y a partir de este comienza a disminuir siguiendo el comportamiento de la curva esfuerzo deformación.



Figura 5-29 Comportamiento de la Velocidad de onda de corte en la falla asociada a la curva esfuerzo deformación de cada muestra.

En las investigaciones antes expuestas, el comportamiento contractivo y dilatante de las muestras se asocia a la relación de vacíos. En el presente trabajo al tener ensayes triaxiales CIUC, la relación de vacíos es constante, pero se genera un cambio en la presión de poro durante la falla de la muestra. En la Figura 5-30 se observan las trayectorias de esfuerzos de los ensayes junto con el comportamiento de la velocidad de onda de corte. En dichas graficas es posible observar un punto adicional en la trayectoria de la Vs, el cual está asociado a la velocidad obtenida en la última etapa de consolidación. De las gráficas de los ensayes 28 y 29 es posible observar que, ante un comportamiento puramente contractivo, la Vs tiende a disminuir. Por otra parte, de las gráficas de los ensayes 24, 25 y 30, al presentar una transformación de fase existe una variación en la velocidad de onda de corte, en la cual la Vs en la fase contractiva presenta una tendencia a disminuir su valor y, una vez que comienza la transformación de fase, la Vs aumenta. Exponiendo que el comportamiento de la velocidad de onda de corte tiene el mismo recorrido que las trayectorias de esfuerzo. Por lo tanto, la velocidad de onda de corte presenta una dependencia directa de la presión de poro (esfuerzo efectivo) durante la etapa de falla, y no por las deformaciones axiales.



Figura 5-30 Trayectorias de esfuerzo y de la velocidad de onda de corte.

5.3. Determinación de la porosidad con el método de Foti et al., 2002

En el Inciso 2.6 se presentó la base teórica del método propuesto por Foti *et al.* (2002) para estimar la porosidad a partir de las velocidades de ondas en medios saturados. En lo que sigue, se utiliza la Ecuación (9) para obtener la estimación de las porosidades a partir de las velocidades de onda obtenidas con los cristales piezoeléctricos. De acuerdo con Foti *et al.* (2002), esta ecuación reducida es una simplificación de la Ecuación (8), la cual considera que las partículas de suelo son incompresibles. Además, en los trabajos de Foti *et al.* (2002) y Foti & Lancellota (2004), se indica que los valores que se obtienen con la ecuación simplificada son aceptables desde el punto de vista práctico.

Para el análisis se utilizaron como constantes los valores de la densidad del fluido, $\rho^F =$ 1000 kg/m³ y densidad de sólidos, $\rho^S = 2680$ kg/m³.

Como el método sólo es aplicable a materiales saturados, con un fluido inmóvil o limitado, se utilizan únicamente los datos recabados de la etapa de consolidación de todas las muestras con BE y BD para realizar la estimación de la porosidad con el método. A partir de ello, se hizo un análisis de sensibilidad en el cual se evaluó la influencia de la relación de Poisson para el suelo seco, v^{SK} . Posterior a ello, se evaluó la influencia que podría tener en los resultados el módulo de compresibilidad del fluido, K^F . Después, se obtuvo la comparación de la porosidad calculada con el método de Foti *et al.* (2002) y la medida en laboratorio. Por último, para verificar la posibilidad del uso del método en los análisis de potencial de licuación, se obtuvo un parámetro de estado con la estimación de la relación de vacíos estimada (ψ^*) y se comparó con el parámetro de estado obtenido en laboratorio (ψ).

De acuerdo con Foti *et al.* (2002), la ecuación simplificada para la estimación de la porosidad no es sensible al valor de v^{SK} , ya que es una propiedad intrínseca de las partículas de suelo, la cual puede variar entre 0.1 y 0.4. Para poder evaluar esto se utilizaron los datos obtenidos de la prueba 24 en sus tres etapas de consolidación. En la gráfica de la Figura 5-31 se observa que existe una influencia por el valor de la v^{SK} al obtener la porosidad estimada, n*, la cual varía considerablemente cuando el parámetro toma el valor de 0.3 y 0.4, ya que los resultados que se obtienen son muy parecidos entre ellos, a pesar de que las condiciones de cada etapa evaluada son diferentes. De acuerdo con Yoshida (2015), este parámetro tiene un valor de alrededor de 0.3 o menor. Con los resultados expuestos en la gráfica, se obtuvo que los valores de porosidad estimada con

un mejor comportamiento se encuentran entre 0.1 y 0.2. Por lo cual, el valor utilizado de v^{SK} en este trabajo para la estimación de la porosidad será de 0.2.



Figura 5-31 Variación de la porosidad estimada en función de v^{SK} , para los datos de la prueba 24.

El módulo de compresibilidad del fluido ha sido un parámetro que ha tenido variaciones en las diversas investigaciones que han utilizado el método. Los valores de este parámetro utilizados en otras investigaciones han variado entre 2.15 y 2.25 GPa (Arroyo *et al.*, 2006; Foti *et al.*, 2002; Foti & Lancellota, 2004;). Yoshida (2015) indica que este parámetro puede tener valores que oscilan entre 2.22 y 2.3 GPa. Debido a la variación de información sobre el valor del parámetro, se realizó una gráfica con los valores de 2.15 y 2.25 GPa, Figura 5-32. Para este ejercicio se estimó la porosidad con los datos de la prueba 25, los cuales también se presentan en la gráfica. Como se observa la variación del parámetro es relevante.

Entre los datos utilizados para la estimación de la porosidad se tiene una Vp=1471.42 m/s, valor para el cual solo se pudo estimar un solo punto de porosidad. En este caso, cuando se realizó el cálculo para n* con $K^F = 2.15 \ GPa$, el valor obtenido presenta un error respecto a la porosidad real de 28.85%, mientras que en el caso en el que se utiliza $K^F = 2.25 \ GPa$ la ecuación se indeterminó, por lo cual no se pudo estimar la porosidad. Esto indica que el uso de velocidades de compresión menores a 1471.42 m/s genera variaciones en la estimación de la porosidad o provoca que la ecuación reducida se indetermine.

Al utilizar los valores de $K^F = 2.15 y 2.25 GPa$ con velocidades de onda de compresión mayores a 1500 m/s, se obtuvieron resultados de n* similares, aunque con el valor de $K^F = 2.25 GPa$ se presentó una menor diferencia respecto a la porosidad medida en laboratorio (menos del 5%), por lo cual se utiliza este último para realizar las estimaciones de la porosidad en este trabajo.



Figura 5-32 Variación de la porosidad estimada en función de K^F, para los datos de la prueba 25.

En la Tabla 7 se presenta un resumen de los datos utilizados para estimar la porosidad con el método de Foti *et al.* (2002) y los resultados obtenidos a partir de las mediciones en laboratorio.

En la gráfica de la Figura 5-33 se expone la relación entre la porosidad estimada y la obtenida en laboratorio. Solo fue posible utilizar seis conjuntos de datos para estimar la porosidad y compararla con la real, debido a que el cálculo con la ecuación reducida se indeterminó en todos los casos donde la velocidad de onda de compresión fue menor a 1471.42 m/s. Sin embargo, con los datos con los que se pudo realizar la estimación de la porosidad se obtuvo una variación máxima de 10.34% respecto a la porosidad real. No obstante, la variación en los resultados para la relación de vacíos alcanzó un valor máximo de 19.86%.

(2002).										
Prueba	Esfuerzo	e	n	Vs	Vs Vp		e*	Error de la e		
	(kg/cm ²)	-	-	(m/s)	(m/s)	-	-	%		
	0.33	1.179	0.541	103.89	1572.58	0.501	1.002	14.99		
24	0.75	1.168	0.539	138.39	1586.43	0.493	0.971	16.88		

176.75

124.66

159.86

202.17

99.16

121.86

149.76

123.96

126.78

151.19

186.65

1608.61

1538.70

1542.46

1471.42

1454.65

1458.77

1459.46

1527.94

1313.22

1327.13

1351.49

0.479

0.552

0.560

/

/

0.569

/

0.920

1.231

1.270

_

-

1.320

_

19.86

5.93

11.05

_

-

3.13

-

_

Tabla 7 Conjunto de datos de laboratorio con los que se estimó la porosidad utilizando el método de Foti et al. (2002).

e*, relación de vacios estimada; n*, porosidad estimada

1.148

1.162

1.144

1.118

1.273

1.266

1.253

1.280

1.159

1.147

1.128

0.534

0.537

0.534

0.528

0.560

0.559

0.556

0.561

0.537

0.534

0.530

/ el cálculo se indeterminó por la $V_{\rm P}$

1.50

0.63

1.25

2.50

0.25

0.50

1.00

0.50

0.50

1.00

2.00

25

28

29

30



Figura 5-33 Comparación de la porosidad estimada con el método de Foti et al. (2002) y la porosidad medida en laboratorio.

Con los resultados expuestos anteriormente, se puede considerar que un 10% de diferencia entre la porosidad estimada y la calculada es un buen resultado. Sin embargo, si el usuario requiere aplicar esta metodología es necesario que se tengan mediciones de ondas sísmicas de muy buena calidad para poder obtener la porosidad del material y, de ser posible, poseer aquellos parámetros que se consideran como constantes físicas (*i. e.*, v^{SK}, K^F).

Es evidente que la aplicación del método es muy atractiva. Sin embargo, es necesario recordar que es un método de estimación, el cual no sustituye la realización de ensayos o pruebas de campo para complementar los resultados. La ventaja principal del método radica en que podría ser utilizado para estimar la porosidad de aquellos materiales en los cuales es muy complicado obtener muestras de campo, a menos que se utilicen técnicas sofisticadas. De ser aplicada la metodología, esta podría ser de gran ayuda en la descripción del estado natural del depósito de suelo y, sobre todo, tendría una gran utilidad en la evaluación de la susceptibilidad del fenómeno de licuación de flujo.

Con el propósito de exponer la relevancia que podría tener la estimación de la porosidad con el método de Foti *et al.* (2002) en el análisis del comportamiento de arenas, se realizó una comparación entre el parámetro de estado que se obtuvo de las muestras medidas en laboratorio (ψ) y el parámetro de estado que se determinó a partir de la estimación de la porosidad (ψ *). Para ello solo fue necesario realizar la comparación de las relaciones de vacíos medidas en laboratorio (e) y las estimadas con el método (e*), respecto a la relación de vacíos en el estado crítico (e_{CSL}).

Los resultados obtenidos se exponen en la Tabla 8. Se observa que el ψ^* y el ψ presentan variaciones, ya que en algunos casos las muestras presentan comportamientos diferentes. El parámetro de estado real en la mayoría de los especímenes indica un comportamiento contractivo, mientras que con el parámetro de estado estimado en algunos casos no se obtiene un resultado, debido la indeterminación de la Ecuación (9) al tener velocidades de onda de compresión menores a 1471.42 m/s. En los casos donde se logró obtener el parámetro de estado estimado, se obtiene un resultado sumamente diferente a lo indicado con el parámetro de estado real. Lo último comentado, se puede comprender de mejor manera con el uso de la Figura 5-34, que presenta las relaciones de vacíos medidas en laboratorio (cuadros rojos) y las estimadas (círculos azules). En la gráfica se dibujan flechas en las relaciones de vacíos obtenidas que tienden hacia la e_{CSL} con el objetivo de exponer el parámetro de estado y su tendencia en cada uno de los casos.

Drueba	Esfuerzo	e	e _{CSL}	e*	ψ=e-e _{CSL}	$\psi^*=e^*-e_{CSL}$	
Tueba	(kg/cm ²)	-	-	-	-	-	
	0.33	1.179	1.183	1.002	-0.004	-0.181	
24	0.75	1.168	1.146	0.971	0.022	-0.175	
	1.50	1.148	1.115	0.920	0.033	-0.195	
25	0.63	1.162	1.154	1.231	0.008	0.077	
	1.25	1.144	1.123	1.270	0.021	0.147	
	2.50	1.118	1.092	-	0.026	-	
	0.25	1.273	1.196	-	0.077	-	
28	0.50	1.266	1.164	-	0.102	-	
	1.00	1.253	1.133	-	0.120	-	
29	0.50	1.280	1.164	1.320	0.116	0.156	
	0.50	1.159	1.164	-	-0.005	-	
30	1.00	1.147	1.133	-	0.014	-	
	2.00	1.128	1.102	-	0.026	-	

Tabla 8 Estimación de	l parámetro de	estado utilizando	los datos de	Vp obtenidas	con los BD.
-----------------------	----------------	-------------------	--------------	--------------	-------------

 e_{CSL} , relación de vacíos en el estado crítico.

ψ, parámetro de estado obtenido con los datos de laboratorio.

 ψ^* , parámetro de estado obtenido con la estimación de Foti *et al.*, (2002)



Figura 5-34 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp obtenida de BD) y relaciones de vacíos medida en laboratorio

De los resultados obtenidos anteriormente, y con el antecedente de que la estimación de la porosidad es sensible al valor de la velocidad de onda de compresión, se consideró la propuesta de utilizar una Vp constante para los ensayes utilizados, pero sólo en aquellos que se registraron totalmente saturados (*i.e.*, B de Skempton mayor o igual a 0.95). Bajo esta condición sólo se analizan las muestras 24, 25, 28, 29.

Para asignar la velocidad de onda de compresión fue necesario realizar un análisis de sensibilidad, en el cual se utilizó una variación de la Vp entre 1500 y 1600 m/s. A partir de dicho análisis se obtuvo que la velocidad de onda de compresión de 1555 m/s brindaba la menor diferencia entre la porosidad estimada y la medida en laboratorio, con una variación inferior al 7%. Eventualmente, con el ajuste en la Vp se obtuvo una menor diferencia entre la relación de vacíos medida en laboratorio y la estimada, dicha variación fue menor al 15%. Los datos antes mencionados se pueden corroborar con la información de la Tabla 9

Respecto a los parámetros de estado, se observa que se tienen variaciones entre lo estimado y lo obtenido en laboratorio, ya que presentan comportamientos diferentes, es decir, el ψ en la mayoría de las muestras indica un comportamiento contractivo, mientras que con el ψ^* se indica que más de la mitad de las muestras exponen un comportamiento dilatante.

	Esfuerzo	e	n	Vs	Vp	n*	e*	Diferencia entre n y n*	Diferencia entre e y e*	e _{CSL}	ψ	ψ*
Prueba	(kg/cm ²)	-	-	(m/s)	(m/s)	-	-	%	%	-	-	-
	0.33	1.179	0.541	103.89	1555.00	0.523	1.095	3.41	7.15	1.183	-0.004	-0.089
24	0.75	1.168	0.539	138.39	1555.00	0.532	1.138	1.19	2.54	1.146	0.022	-0.008
	1.50	1.148	0.534	176.75	1555.00	0.548	1.210	2.44	5.40	1.115	0.033	0.095
	0.63	1.162	0.537	124.66	1555.00	0.528	1.119	1.75	3.71	1.154	0.008	-0.036
25	1.25	1.144	0.534	159.86	1555.00	0.540	1.175	1.24	2.70	1.123	0.021	0.052
	2.50	1.118	0.528	202.17	1555.00	0.561	1.276	6.20	14.12	1.092	0.026	0.184
	0.25	1.273	0.560	99.16	1555.00	0.521	1.090	6.89	14.39	1.196	0.077	-0.106
28	0.50	1.266	0.559	121.86	1555.00	0.527	1.115	5.63	11.90	1.164	0.102	-0.049
	1.00	1.253	0.556	149.76	1555.00	0.536	1.157	3.56	7.69	1.133	0.120	0.023
29	0.50	1.280	0.561	123.96	1555.00	0.528	1.118	5.98	12.66	1.164	0.116	-0.046

Tabla 9 Resultados de la comparación del parámetro de estado real, ψ , y el estimado, ψ^* . Utilizando una Vp de 1555 m/s en los especímenes de estudio.

Los datos obtenidos de las relaciones de vacíos reales y estimadas se presentan en la gráfica de la Figura 5-35. Se observa que el comportamiento de la e* expone un aumento en función del incremento del esfuerzo de efectivo. Esto es debido, principalmente, a la consideración de usar una velocidad de onda de compresión constante en el cálculo para estimar la porosidad de las muestras. Este efecto se debe a que la propuesta no es correcta, ya que la Vp, al igual que la Vs, tienen una dependencia al esfuerzo efectivo, en donde si σ' incrementa también lo harán las velocidades Vp y Vs. Esto se puede verificar con lo observado en la Figura 5-28.



Figura 5-35 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp de 1555 m/s) y relaciones de vacíos medida en laboratorio

Como corrección a la propuesta anterior, se realiza un ajuste que considera la variación de la Vp en función del esfuerzo efectivo. Para esto, fue necesario recurrir al mismo análisis de sensibilidad mencionado anteriormente, en el que se utilizaron valores de Vp

de 1500 y 1600 m/s. A partir de ello, se analizó con qué velocidad se obtenía la variación más pequeña entre la porosidad estimada y la real para los casos con mayor y menor esfuerzo efectivo de las muestras. De dicho análisis se obtuvo que, para el esfuerzo de confinamiento de 0.25 kg/cm², la Vp de 1530 m/s brindó la menor variación entre la porosidad estimada y la real, con 0.43% de diferencia, mientras que, para el esfuerzo de confinamiento más grande, de 2.5 kg/cm², se encontró que la velocidad de compresión de 1580 m/s otorgó la menor variación, con una diferencia de 0.85%. Con esto se obtuvo una ecuación lineal de la Vp en función del esfuerzo efectivo, $V_P = 22.222(\sigma') + 1524.4$.

Considerando esta ecuación, se estimó nuevamente la porosidad; los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 10. De esto, se obtuvo una diferencia máxima del 3% entre la n y n*. La variación entre la relación de vacíos estimada y la medida en laboratorio fue inferior al 7%. Respecto al comportamiento de los parámetros de estado, se considera que los resultados entre ψ y ψ * son muy similares, en el sentido que ambos exponen en su mayoría comportamientos contractivos. Además, esto último se confirma con lo expuesto en la gráfica de la Figura 5-36, donde se observa que existe un mejor comportamiento entre las relaciones de vacíos estimadas con el método y las obtenidas en laboratorio para la mayoría de los casos.

Prueba	Esfuerzo	e	n	Vs	Vp	n*	e*	Diferencia entre n y n*	Diferencia entre e y e*	e _{CSL}	ψ	ψ*
	(kg/cm ²)	-	-	(m/s)	(m/s)	-	-	%	%	-	-	-
	0.33	1.179	0.541	103.89	1531.73	0.556	1.253	2.80	6.31	1.183	-0.004	0.070
24	0.75	1.168	0.539	138.39	1541.07	0.553	1.237	2.64	5.90	1.146	0.022	0.091
	1.50	1.148	0.534	176.75	1557.73	0.543	1.190	1.67	3.66	1.115	0.033	0.075
	0.63	1.162	0.537	124.66	1538.29	0.552	1.234	2.78	6.21	1.154	0.008	0.080
25	1.25	1.144	0.534	159.86	1552.18	0.544	1.195	2.03	4.45	1.123	0.021	0.072
	2.50	1.118	0.528	202.17	1579.96	0.523	1.098	0.84	1.76	1.092	0.026	0.006
	0.25	1.273	0.560	99.16	1529.96	0.558	1.261	0.42	0.95	1.196	0.077	0.065
28	0.50	1.266	0.559	121.86	1535.51	0.556	1.251	0.51	1.16	1.164	0.102	0.087
	1.00	1.253	0.556	149.76	1546.62	0.549	1.216	1.33	2.96	1.133	0.120	0.083
29	0.50	1 280	0 561	123.96	1535 51	0 557	1 255	0.87	1 96	1 164	0.116	0.091

Tabla 10 Resultados de la comparación del $\psi y \psi^*$. Utilizando una Vp en función del esfuerzo efectivo en los especímenes de estudio.



Figura 5-36 Comparación de las relaciones de vacíos estimadas (Vp en función del esfuerzo efectivo) y relaciones de vacíos medidas en laboratorio.

De lo presentado anteriormente se concluye que la velocidad de onda de compresión tiene una fuerte influencia sobre los valores que se pueden obtener en la estimación de la porosidad con el método de Foti *et al.* (2002), tal como se observó en la Tabla 7, Tabla 9 y Tabla 10, lo cual afecta principalmente a la relación de vacíos estimada y, por ende, al parámetro de estado estimado. Se determinó que la Vp guarda una dependencia al esfuerzo efectivo, y que al considerar esto se puede obtener un parámetro de estado estimado similar al real.

Conclusiones

6. Conclusiones

La investigación presentada logró analizar el comportamiento de una arena uniforme en condición suelta y saturada en pruebas triaxiales CIUC. Los ensayes presentaron diferentes relaciones de vacíos iniciales y esfuerzos efectivos de consolidación.

En el apartado de resultados, se expuso un compendio de 13 ensayes, de los cuales 5 fueron instrumentadas con cristales piezoeléctricos. Seis muestras presentaron un comportamiento contractivo y las restantes exhibieron licuación limitada. Al analizar las curvas esfuerzo-deformación, se encontró que el esfuerzo pico se presentó en un rango de deformación entre 0.014 y 0.032 (mm/mm). La línea de inestabilidad promedio mostró una pendiente de 0.94, la cual está asociada a un ángulo ϕ '=23.98°, mientras que la pendiente M de las trayectorias de esfuerzo fue de 1.225, asociada a un ϕ '=30.58°. Respecto a la línea de estado crítico del material, la ecuación obtenida fue, $e_{cs} = 1.34 + (-0.103338)log_{10}(p'_c)$. Además, el parámetro de estado en todas las muestras presentó un valor positivo, desde 0.165 a 0.014, por lo que bajo esta teoría todas las muestras se asocian a un comportamiento contractivo.

Respecto al análisis del comportamiento de la propagación de ondas sísmicas en las diferentes etapas de la prueba, se encontró que el uso de métodos en el dominio del tiempo y de la frecuencia es necesario para obtener el tiempo de viaje de la onda, así como también lo es saber sobre los diferentes efectos que podrían alterarla. Una vez que se ha analizado dicho aspecto, en el trabajo se encontró que en las ondas de compresión el efecto que genera mayor subjetividad y problemas para estimar el tiempo de arribo de la señal es el de reflexión y refracción de ondas, tanto para muestras saturadas como para las parcialmente saturadas. Se encontró que lo recomendable para obtener los tiempos de viaje es utilizar los métodos de picos máximos, picos mínimos y primer arribo, con los cuales es posible obtener una mayor consistencia para el valor de la Vp. Por su parte, las ondas de compresión que se generan durante la excitación de los BE afectan fuertemente los valores estimados de la velocidad de las ondas de corte. En caso de trabajar con muestras parcialmente saturadas, es preciso considerar la presencia de directividad; este problema en la señal inhabilita a los métodos en el dominio de la frecuencia y exige que el usuario utilice su experiencia, además de los métodos de primer arribo, picos máximos y picos mínimos, para poder obtener el tiempo de viaje de la onda. En el caso de las muestras saturadas, se observó que las ondas son afectadas, principalmente, por el efecto de campo cercano y, ante dicho problema, los criterios que resultan ser más adecuados

para calcular el tiempo de arribo de la onda son el de correlación cruzada seguido por el de picos mínimos, aunque en este caso es relevante considerar que el rango de frecuencias que se utilice otorgue un R_D mayor a 2.

La relación existente entre el comportamiento de las velocidades de onda y las etapas de la prueba triaxial indicó que, para la etapa de saturación, la Vp guarda una fuerte relación con la B de Skempton. De la etapa de consolidación, se observó que la Vp puede tener variaciones muy pequeñas una vez que la muestra ya está saturada, debido a la variación de los esfuerzos efectivos de consolidación. Sin embargo, en la Vs no sucede lo mismo, ya que esta depende fuertemente del σ' . Por su parte, de la falla se obtuvo que la velocidad de onda de corte presentó una dependencia directa del comportamiento de la presión de poro, es decir, de los esfuerzos efectivos, debido a que la trayectoria de la p'-Vs sigue el mismo camino que los esfuerzos en la gráfica p'-q.

Por último, se evaluó el método propuesto por Foti *et al.* (2002) para comprobar la efectividad del mismo en la estimación de la porosidad. Al evaluar el criterio, se encontró que los valores estándar de algunos parámetros (ν^{SK}, K^F) pueden generar variaciones en los resultados. Además, el criterio demostró ser muy sensible al valor de la Vp, ya que velocidades menores a 1471 m/s indeterminan la ecuación simplificada del método. De los resultados en los que se pudo estimar la porosidad con este criterio, utilizando las velocidades de onda de los BE y BD se obtuvo un máximo de 10% de diferencia respecto a la porosidad obtenida en laboratorio.

La aplicación de esta metodología podría ser de gran ayuda en la descripción del estado natural de un depósito de suelo, pero sobre todo tendría una gran utilidad en la evaluación de la susceptibilidad del fenómeno de licuación de flujo. Es por ello que se realizó la comparación entre el parámetro de estado estimado con el método y el parámetro de estado real. Se encontró que al hacer un ajuste de la velocidad de onda de compresión en función del esfuerzo efectivo se obtienen resultados similares entre el valor estimado y real del material.

Es relevante recordar que la propuesta de Foti *et al.* (2002) es un método de estimación, y en este trabajo se utilizó para obtener el parámetro de estado de las arenas en estudio, donde se tuvieron condiciones controladas. Lo consiguiente será comparar los resultados obtenidos con otras metodologías para estimar el parámetro de estado en campo.

Conclusiones

6.1. Recomendaciones

Es claro que con el desarrollo de la presente investigación no se puede abordar el estudio de múltiples variables que pueden afectar el comportamiento de los materiales granulares o el comportamiento de las ondas sísmicas en el suelo. Es por ello que se recomienda que se realicen estudios adicionales, como:

Comportamiento mecánico:

- Estudiar la influencia de la forma de partícula, considerando la redondez, esfericidad y angulosidad en el comportamiento de los materiales granulares.
- Evaluar el comportamiento mecánico de muestras parcialmente saturadas, con el objetivo de estudiar el potencial de licuación en estados no saturados de las muestras.
- Estudiar el comportamiento mecánico de arenas ante efectos de anisotropía, así como ante cargas y descargas. Lo cual deberá ser complementado con el análisis de las velocidades de onda y modelado numérico (en especial, modelado de elemento discreto).

Prospección de ondas sísmica:

- Analizar la influencia del amortiguamiento del material en la propagación de ondas.
- Estudiar el comportamiento de las ondas refractadas y reflejadas por las fronteras de la muestra con el uso de modelado numérico, en muestras con dimensiones variadas.
- Analizar el tiempo de arribo de la onda con métodos complementarios como el método de potencia cruzado, la correlación cruzada discreta y el método de intersección de ondas.
- Estudiar el uso de otros tipos de wavelets madres para analizar el tiempo de arribo de la señal.
- Realizar el filtrado de señales de las ondas de compresión para obtener el tiempo de arribo de la onda correcto (descartando el efecto de refracción y reflexión de ondas) y con ello poder obtener una correlación que pueda estimar el grado de saturación de las muestras en función de las velocidades de ondas.

Estudiar la propuesta de Ríos *et al.* (2023), que propone relaciones entre la velocidad de onda de corte y el esfuerzo desviador pico para la evaluación del fenómeno de licuación estática.

Referencias bibliográficas

- Airey, D., & Mohsin, K. (2013). Evaluation of shear wave velocity from bender elements using Cross-Correlation. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, 1-9.
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A., & Chameau, J. L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(10), 1089-1109.
- Alberro, A. J., & Hernández, H. R. (2004). Comportamiento post-sismo de estratos granulares sueltos y saturados. Ciudad de México: Serie Investigación y desarrollo del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Andresen, A., & Bjerrum, L. (1967). Slides in subaqueous slopes in loose sand and silt . In marine geotechnique. Edited by A. F. Richards. University of illinois Press, Urbana, Ill., 221-239.
- Arredondo, U. (2020). Comportamiento esfuerzo-deformación en ensayes triaxiales tipo CU de muestras de jal inalteradas y reconstituidas. Ciudad de México, México: Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Arroyo, M. (2001). Pulse tests in soil samples. United Kingdom: Thesis of the degree of Doctor of Philosophy in the faculty of Engineering.
- Arroyo, M., Ferreira, C., & Sukolrat, J. (2006). Dynamic measurements and porosity in saturated triaxial specimens. *Solid mechanics and its Applications*.
- Arroyo, M., Muir Wood, D., Greening, P., Medina, L., & Rio, J. (2006). Effects of sample size on benderbased axial G0 measurements. *Géotechnique* 56, 39-52.
- Arroyo, Wood, M., & Greening. (2003). Source near field effects and pulse tests in soils samples. Géotechnique, 337-345.
- Arulnathan, R., Boulanger, R., & Riemer, M. (1998). Analyses of bender element tests. *Geotechnical Testing Journal*, 120-131.
- ASTM D8295-19. (2019). Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity an Initial Shear Modulus in Soil Specimens using Bender Elements. En ASTM, *Annual Book of Standards*. West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D2488-17. (2017). Standard practice for Description and Identification of soils (Visual-Manual Procedures). En ASTM, *Annual book of ASTM* (pág. 13). United States: ASTM International.
- ASTM-D2487-17. (2018). Standard Practice for Classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification system). En ASTM, *Anual Book of ASTM Standards* (pág. 10).
- ASTM-D4318-10. (2010). Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. En ASTM, *Annual Book of ASTM* (pág. 15). United States: ASTM International.
- ASTM-D-4767-95. (2003). Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. En ASTM, *Annual Book of ASTM Standards* (págs. 924-934).
- ASTM-D7263-21. (2021). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density and Unit Weight of Soil specimens. En ASTM, *Annual Book of Standards* (pág. 7). United States : ASTM International .

- Astuto, Molina-Gómez, Bilotta, Fonseca, V. d., & Flora. (2023). Some remarks on the assessment of P-Wave in laboratory tests for evaluating the degree of saturation. Acta Geotechnica 18, Springer, 777-790.
- Bates, C. R. (1989). Dynamic soil property measurements during triaxial testing. Géotechnique 39(4), 721-726.
- Been, Jefferies, & Hachey. (1991). The critical state of sands. Géotechnique, 365-381.
- Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. Géotechnique, 99-112.
- Bishop, A. W. (1973). The stability of tips and spoil heaps. *Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol.* 6, 335-376.
- Bishop, A. W., & Green, G. E. (1965). The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. *Géotechnique 15(3)*, 243-266.
- Blewett, J., Blewett, I., & Woodward, P. (2000). Phase and amplitude responses associated with the measurement of shear-wave velocity in sand by bender elements. *Canadian Geotechnical Journal* 37: 1348-1357, 10.
- Bolton Seed, H., & L. Lee, K. (1966). Liquefaction of satured sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 105-134.
- Bonal, J., Donohue, S., & McNally, C. (2012). Wavelet analyses of bender element signals. *Géotecnique*, No. 3, 243-252.
- Brandenberg, S. J., Kutter, B. L., & Wilson, D. W. (2008). Fast stacking and phase corrections of shear wave signals in a noisy environment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8), 1154-1165.
- Brignoli, E. G., Gotti, M., & Stokoe, K. H. (1996). Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical testing journal*, 19(4), 384-397.
- Bui, M., Clayton, C., & Priest, J. (2007). Effects of particle shape on Gmax of geomaterials. 4th International Conference on Eathquake Geotechnical Engineering.
- Carrera, A., Coop, M., & Lancellota, R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Géotechnique*, 935-946.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Journal Boston Society of Civil Engineers* 23(1), 13-32.
- Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review. *Proceedings of the fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, 79-133.
- Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph. D. Thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge.
- Cervantes R., J. M., & Ovando S., E. (2016). Velocidades de transmisión de onda en arcillas sujetas a diferentes condiciones de esfuerzo. XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. Merida, Yucatán.
- Chamorro-Zurita, C., & Ovando-Shelley, E. (2018). Análisis de señales: Aplicación de la correlación cruzada discreta para la determinación del primer arribo de la onda cortante. XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica. León, Guanajuato.

- Chamorro-Zurita, C., & Ovando-Shelley, E. (2019). Uso de Cristales Piezo-electricos (de flexión) en la medición de la Velocidad de Ondas de Corte y de Compresión. XVI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, 89-96.
- Chaudhary, S. K., Kuwano, J., & Hayano, Y. (2004). Measurement of quasi-elastic stiffness parameters of dense Toyoura sand in hollow cylinder apparatus and triaxial apparatus with bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, 23-35.
- Chen, H. W., & Van Zyl, D. V. (1988). Shear strength and volume-change behavior of copper tailings under saturated conditions. In Proceedings of hydraulic fill structures (eds D. V. Van Zyl and S. G. Vick), 430-451.
- Cho, G., Dodds, J., & Santamarina, C. (2006). Particle shape effects on packing density. stiffness, and strength: natural and crushed sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *Vol. 132, No. 5, ASCE*.
- D8295-19, A. (2019). Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Moduls in Soolis Specimens using Bender Elements. *ASTM INTERNATIONAL*, 8.
- Diaz-Pardave, M. (2014). *Medición de las ondas sísmicas en pruebas de consolidación usando cristales piezo-eléctricos*. Ciudad de México: Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería de la UNAM.
- Dutta, T. T., Otsubo, M., Kuwano, R., & O'Sullivan, C. (2020). Evolution of shear wave velocity during triaxial compression. Soils and Foundations, Elsevier, 1357-1370.
- Dyvik, R., & Madshus, C. (1985). Laboratory measurements of Gmax, using bender elements. *Proceedings* American Society of Civil Engineers Convention, Detroit. New York.
- ELE, I. (2005). Operating Instructions Volume change transducer.
- Eseller-Bayat, E., Yegian, M. K., Alshawabkeh, A., & Gokyer, S. (2013). Liquefaction response of partially satured sands, I: Experimental results . *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering* 139(6), 863-871.
- Fernandez, A. (2020). Interpretación de señales: uso de la transformada WAVELET para obtener parámetros dinámicos en suelos. Ciudad de México: Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Fernández-Lavín, & Ovando-Shelley. (2019). Interpretación de señales usando transformadas Wavelet continuas. *Geotechnical Engineering in the XXI century: Lessons learned and future challenges*.
- Fernández-Lavín, A., & Ovando-Shelley, E. (2018). Interpretación de señales en muestras del ex lago Texcoco, usando métodos en el dominio del tiempo y de la frecuencia. XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica.
- Flores, M. (2013). *Micro-prospección de ondas dinámicas en muestras de suelo en una cámara triaxial*. Distrito Federal, Ciudad de México: Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- Foti, Lai, & Lancellota. (2002). Porosity of fluid-satured porous media from measured seismic wave velocities. *Géotecnique*, 359-373.
- Foti, S., & Lancellota, R. (2004). Soil porosity from seismic velocities. Géotechnique, 551-554.
- Fourie, A., Verdugo, R., Bjelkevik, A., Torres-Cruz, L. A., & Znidarcic, D. (2022). Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the Art. *Proceedings of the 20th ICSMGE, Australian Geomechanics Society*, 64.

- Gens, A. (2019). Hydraulic fills with special focus on liquefaction. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 31.
- Germaine, J. T., & Ladd, C. C. (1988). State-of-the-art paper: triaxial testing of saturated cohesive soils. In Advanced triaxial testing of soil and rock (eds R. T. Donaghe, R. C. Chaney and M. L. Silver), STP 977, 421-459.
- Greening, P. D., & Nash, D. F. (2004). Frequency domain determination of G using bender elements. Geotechnical testing journal, 27(3), 288-294.
- Greening, P. D., Nash, D. F., Benahmed, N., Ferreira, C., & Viana da Fonseca, A. (2003). Comparison of shear wave velocity measurements in different materials using time and frequency domain techniques. *Proceedings of deformation characteristics of geomaterials, Lyon, France*, 381-386.
- Gu, Zuo, Tessari, & Gao. (2021). Effect of saturation on the characteristics of P-wave and S-wave propagation in nearly saturated soils using bender elements. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*.
- Hazen, A. (1918). A study of the slip in the Calaveras Dam . Engineering News Record, 81(26), 1158-1164.
- Ingale, Patel, & Mandal. (2017). Performance analyses of piezo-ceramic elements in soil: A review. *Sensor* And Actuator, Elsevier.
- Jefferies, M., & Been, K. (2016). Soil liquefaction A Critical State Approach Second Edition. U.S.A: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Jovičić, V., Coop, M. R., & Simić, M. (1996). Objective criteria for determining Gmax from bender element tests. Géotechnique 46(2), 357-362.
- Khalil, A., Khan, Z., Attom, M., Fattah, K., Ali, T., & Mortula, M. (2023). Continuous evaluation of shear wave velocity from bender elements during monotonic triaxial loading. *Materials*.
- Kokusho, T. (2000). Correaltion of pore-pressure B-value with P-Wave velocity and poisson's ratio for imperfectly saturated sand or gravel . Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 95-102.
- Konrad, J., & Watts, B. D. (1995). Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis. *Canadian Geotechnical Journal.*, 32, 783-794.
- Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Kuwano, R. (1999). The stiffness and yielding anisotropy of sand. . *PhD thesis, Imperial College of Science, Technology & Medicine, London.*
- Lade. (2016). Triaxial Testing of Soils. West Sussex, United Kingdom: John Wiley & Sons, Ltd.
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (2011). Evaluation of static liquefaction of silty sand slopes. Canadian Geotechnical Journal 48(2), 247-264.
- Lee, J.-S., & Santamarina, J. C. (2005). Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal Geotechnical and Geoenviromental Engineering, Vol. 131, No. 9*, 8.
- Lee, K. L. (1978). End restraint effects on undrained static triaxial strength of sand. . *Journal Geotechnical Engineering Division 104, No. 6*, 687-704.
- Leong, E. C., Cahyadi, J., & Rahardjo, H. (2009). Measuring shear and compression wave velocities of soil using bender-extender elements. *Canadian Geotechnical, Journal* 46, 792-812.

- Leong, Yeo, & Rahardjo. (2005). Measuring shear wave velocity using Bender elements. Geotechnical Testing Journal. Vol. 28, No, 5, 488-298.
- Li, Y., Otsubo, M., & Kuwano, R. (2023). Evaluation of soil fabric using elastic waves during load-unload. Journal of rock mechanics ang geotechnical engineering 15.
- Liu, X., Huang, L., Xu, X., Wei, X., & Chen, J. (2023). On unified characterization of wave velocity of sand: A focus on effect of particle shape. *Soils Dynamics and Earthquake engineering*.
- Lo Presti, D. C., Shibuya, S., & Rix, G. J. (2001). Innovation in soil testing. Pre-failure deformation characteristics of geomaterials. *Proc. IS Torino 99 (eds M. Jamiolkowski, R. Lancellotta & D. Lo Presti). Swets and Zeitlinger, Lisse, 2,*, 1027-1076.
- Martínez, M. d. (2021). *Mediciones de velocidades de ondas sísmicas en arcillas del Ex Lago de Texcoco medidas en laboratorio*. Ciudad de México, México: Tesis de Maestría, Posgrado en Ciencias de la tierra, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mendoza L., M. J., & Orozco C., M. (1997). Técnicas alternativas para la determinación del límite líquido de suelos. Ciudad de México: Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Mitariotonna, G., Amorosi, A., & Cotecchia, F. (2010). Multidirectional Bender element measurement in the triaxial cell: equipment set-up and signal interpretation. *Rivista Italiana di Geotecnica*.
- Mittal, H. K., & Hardy, R. M. (1977). Geotechnical aspects of a Tar Island Dyke . *ASCE Geotechnical practice of diposal of solid waste materials.*, 327-347.
- Molina-Gómez, F., & Viana da Fonseca, A. (2021). Key geomechanical properties of the historically liquefiable TP- Lisbon sand. *Soils and Foundations, Elsevier*.
- Murthy, Loukidis, Carraro, Prezzi, & Salgado. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. *Géotechnique 57*, 273-288.
- Nakagawa, K., Soga, K., & Mitchell, J. (1996). Pulse transmission system for measuring wave propagation in soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 122(4), 302-308.
- Nakagawa, K., Soga, K., & Mitchell, K. (1997). Observation of Biot compressional wave of the second kind in granular soils. *Géotechnique* 47, 133-147.
- Olson, S. M., Stark, T. D., Walton, W. H., & Castro, G. (2000). 1907 static liquefaction flow failure of the north dike of Wachusett dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(12), 1184-1193.
- Pennington, D. S. (1999). The anisotropic small-strain stiffness of Cambridge Gault clay. *PhD thesis,* University of Bristol.
- Pennington, D. S., Nash, D. F., & Lings, M. L. (2001). Horizontally mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens. *Geotechnical testing journal*, 24(2), 133-144.
- PIEZO SYSTEMS, I. (2007). *CATALOG #7B*. Recuperado el 18 de 07 de 2023, de Piezo Systems, INC: https://waki-bg.jp/pdf-nano/piezo.pdf
- Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1988). Closure to discussion: Liquefaction evaluation procedure. Journal Geotechnical Engineering American Society Civil Engineers 114, 251-259.
- Poulus, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 553-562.

- Ramos, C., Ferreira, C., Molina-Gómez, F., & Viana da Fonseca, A. (2019). Critical state lines of Portuguese liquefiable sands. 7th International Symposium of deformation characteristics of geomaterials (IS-Glaslow 2019), Volume 92.
- Reid, D., Fourie, A., Ayala, J., Dickinson, S., Ochoa-Cornejo, F., Fanni, R., . . . Suazo, G. (2021). Results of a critical state line testing round robin programme. *Géotechnique*, 15.
- Rios, S., Soares, M., Viana da Fonseca, A., & Ferreira, C. (2023). Static liquefaction assessment combining shear wave velocity, peak strength and soil grading. *Preprints.org*, 22.
- Roscoe, Schofield, & Wroth. (1958). On the yielding of soils. Géotechnique, 22-53.
- Rowe, P. W., & Barden, L. (1964). Importance of free ends in triaxial testing. *Journal of the Soil Mechanics* and Foundations Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 27.
- Sánchez-Salinero, Roesset, J., & Stokoe, K. (1986). Analytical studies of body wave propagation and attenuation. *Geotechnical Engineering Report, Civil Engineering Department, The university of Texas at Austin.*
- Santamarina, J. C., & Fam, M. A. (1997). Discussion: Interpretation of bender elements tests. *Géotechnique*, 873-877.
- Schnaid, F., Bedin, J., Viana da Fonseca, A., & Costa-Filho, L. (2013). Stiffness and strength governing the static liquefaction of tailings. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 2136-2144.
- Seed, H. B., & Lee, K. L. (1966). Liquefaction of satured sands during cyclic loading . Journal of th Soil Mechanics and foundations division 92, No. 6, 105-134.
- Sladen, J. A., D'hollander, R. D., Krahn, J., & Mitchell, D. E. (1985). Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 579-588.
- Sottile, M. G., Labanda, N. A., Cier, R. J., Reid, D., & Fourie, A. (2023). Numerical study of moist tamping and end platens lubrication effect on undrained triaxial test of sand. 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 6.
- Styler, M. A., & Howie, J. A. (2014). Continuous Monitoring of Bender Element Shear Wave Velocities During Triaxial Testing. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 218-229.
- Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada, K., & Huang, Y. (2002). Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities. *Soils and Foundations* 42(6), 93-104.
- Valle, M. C. (2006). Measurements pf Vp and Vs in dry, unsatured and satured sand specimens with piezoelectric transducers. *PhD thesis of university of Texas at Austin*.
- Verdugo. (2024). Static liquefaction in the context of steady state/critical state and its application in the stability of tailing dams. *Soil Dynamics and Eartquake Engineering*.
- Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The steady state of sandy soils. Soils and Foundations 36(2)., 81-91.
- Viana Da Fonseca, A., Ferreira, C., & Fahey, M. (2008). A framework interpreting Bender Elements, Combining time-domain and frequency-domain methods. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, No. 2.
- Viggiani, G. (1992). Small strain stiffness of fine grained soils. *Doctoral dissertation, City University* London.

- Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995 a). Technical note Interpretation of Bender Elements. *Géotecnique*, 45, No. 1, 149-154.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995 b). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 249-265.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1997). Discussion Interpretation of Bender Elements tests. *Géotecnique*, 47, No. 4, 873-877.
- Wang, Lo, Yan, & Dong. (2007). Measurement biases in the bender element test. Journal of geotechnical and geoenviromental engineering, 564-574.
- Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S. (2009). Interpretation of international Parallel test on the measurements of G-max using bender elements. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society Vol. 49, No. 4, 631-650, 20.*
- Yang. (2002). Liquefaction resistance of sand in relation to P wave velocity. Géotechnique 52 (4), 295-298.
- Yang, J. (2002). Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. Géotechnique, 757-760.
- Yoshida, N. (2015). *Seismic Ground Response Analyses*. New York-London: Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 36. Springer.
- Zhang, H., & Garga, V. K. (1997). Quasi-steady state: a real behaviour? Canadian Geotechnical Journal N.34, 749-761.