



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

EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL MÓDULO DINÁMICO Y RESILIENTE EN LAS  
ARCILLAS DEL EX LAGO DE TEXCOCO

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

PRESENTA:  
TOMÁS ROMERO OLÁN

TUTOR PRINCIPAL  
DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ INSTITUTO DE INGENIERÍA  
COTUTOR  
DR. MARIO FLORES GUZMÁN  
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, Enero 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: **Dr. Efraín Ovando Shelley**

Secretario: **Dr. Rigoberto Rivera Constantino**

1<sup>er.</sup> Vocal: **Dra. Alexandra Ossa López**

2<sup>do.</sup> Vocal: **Dr. Osvaldo Flores Castrellón**

3<sup>er.</sup> Vocal: **Dr. Mario Flores Guzmán**

Lugar donde se realizó la tesis: **Instituto de ingeniería, UNAM, Ciudad de México, México**

**TUTOR DE TESIS:**

**Dra. Alexandra Ossa López**

-----  
**FIRMA**

A mi **Dios**, por guiarme a tomar las mejores decisiones.

A mi padre, **Tomás Romero Báez**, por ser mí ejemplo de superación de vida a seguir.

A mi madre, **Rosa I. Olán Hernández**, por estar para mí, sin importar si son buenos o malos momentos.

A mi hermana, **Kahory Romero Olán**, por creer siempre en mí.

A **Huicsin K. López Abitia**, por hacerme ser mejor persona.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primera instancia, a mis tutores de tesis, la Dra. Alexandra Ossa López y el Dr. Mario Flores Guzmán, por sus contribuciones, opiniones y tiempo invertido, a fin de sacar adelante este trabajo de investigación.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, por los recursos destinados a mi formación académica, y al Instituto de Ingeniería, por facilitarme, a través de sus instalaciones, realizar cada uno de los ensayos de laboratorio que conforman esta investigación.

Agradezco al CONACYT por el estímulo económico brindado, con el cual, pude concluir una parte clave de mi formación académica.

A los miembros del jurado, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Osvaldo Flores Castrellón, por la revisión de este trabajo y por sus observaciones concretas y acertadas, las cuales, enriquecieron de manera notoria esta investigación.

A mi familia, por alentarme a seguir en búsqueda de mis sueños y de mi felicidad.

A mis compañeros y amigos geotecnistas, por sus aportaciones a mi formación profesional y personal. Muchas gracias por ser parte de mi vida.

A mis compañeros de arriendo, Alan, Rogelio y Roberto, por apoyarme y estar conmigo durante estos años de estudio. Muchas gracias por ser como mi familia.

A mis amigos de toda la vida, Mario, Héctor y Yared, por siempre escucharme y nunca dejarme solo.

A todas aquellas personas que se han cruzado en mi camino y, que de una forma u otra, han hecho esto posible.

## RESUMEN

Con el objetivo de conocer la existencia de una relación entre el módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ) de suelos arcillosos blandos, se realizaron pruebas triaxiales cíclicas, en probetas de 71 mm de diámetro aproximadamente, cumpliendo con una altura que satisface una relación de esbeltez de 2, marcada por las normas correspondientes.

El procedimiento de prueba empleado para la ejecución de los ensayos triaxiales cíclicos, está basado en la Norma ASTM D 3999 – 91, “Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus”, y en la Norma AASTHO T 307 – 99, “Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials”.

Las muestras ensayadas en esta investigación, provienen de la zona del ex lago de Texcoco y se obtuvieron empleando un muestreador de aluminio de pared delgada tipo Shelby, a una profundidad de entre 1.50 m a 2.30 m.

Con la intención de observar la evolución de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , durante el proceso de consolidación, los ensayos se realizaron a esfuerzo controlado con pulso de carga senoidal y haversiano, en condiciones consolidadas no drenadas (CU), a distintos niveles de esfuerzo efectivo medio y desviador correspondiente.

Para determinar del módulo dinámico y resiliente, en cada etapa de ensaye (cada punto de la curva de compresibilidad), se aplicaron series de veinte cíclicos de periódicos de tipo senoidal, seguido de series de cien ciclos de tipo haversiano, ambas pruebas a los mismos niveles de carga cíclica axial incremental. En ambos casos, se aseguró que los esfuerzos inducidos no provocaran daños a la muestra de suelo y se utilizó una frecuencia de excitación de 1 Hz.

De los resultados obtenidos, se trazaron curvas esfuerzo desviador cíclico - deformación unitaria axial, obteniéndose los valores correspondientes de  $E_{eq}$  y  $M_r$ ; se analizó la relación entre dichos valores, la variación que presentan con los parámetros señalados por la literatura, su evolución con la consolidación, el exceso de presión de poro y el amortiguamiento del suelo asociado a cada tipo de ensaye y, por último, el comportamiento viscoelástico que se presenta.

# EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL MÓDULO DINÁMICO Y RESILIENTE EN LAS ARCILLAS DEL EX LAGO DE TEXCOCO

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	<b>I</b>
<b>SÍMBOLOS Y NOTACIÓN</b> .....	<b>IV</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b> .....	<b>IX</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. ANTECEDENTES .....	1
1.2. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.1. Objetivos particulares.....	3
1.3. ALCANCES.....	3
<b>CAPÍTULO 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS</b> .....	<b>4</b>
2.1. ARCILLA DEL EX LAGO DE TEXCOCO .....	4
2.2. EFECTO DE CARGA CÍCLICA .....	6
2.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS .....	7
2.3.1. Módulo dinámico equivalente de Young, $E_{eq}$ .....	9
2.3.2. Módulo de rigidez al cortante dinámico, $G$ .....	9
2.3.3. Determinación de las propiedades dinámicas en laboratorio .....	10
2.3.4. Características dinámicas de las arcillas.....	13
2.3.5. Experiencia local .....	14
2.4. PROPIEDADES RESILIENTES DE LOS SUELOS .....	16
2.4.1. Concepto de resiliencia, $M_r$ .....	16
2.4.2. Determinación de las propiedades resilientes en laboratorio .....	18
2.4.3. Características resilientes de las arcillas.....	20
2.5. COMPORTAMIENTO VISCOELÁSTICO.....	23
2.5.1. Parámetros viscoelásticos complejos.....	23
<b>CAPÍTULO 3. ETAPA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>26</b>
3.1. MATERIALES EMPLEADOS .....	26
3.2. FORMACIÓN DE LAS PROBETAS .....	29

3.3.	MONTAJE DE LA PROBETA .....	31
3.4.	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO .....	32
3.4.1.	Automatización del equipo.....	33
3.4.2.	Instrumentación del Equipo – Transductores .....	36
3.5.	PROCEDIMIENTO DE ENSAYE .....	37
3.5.1.	Características especiales de los ensayos realizados .....	38
3.5.2.	Etapa de saturación y medición de B de Skempton .....	39
3.5.3.	Etapa de consolidación.....	40
3.6.	PROCESAMIENTO DE DATOS Y CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS.....	43
3.6.1.	Revisión de esfuerzos máximos aplicados.....	43
3.6.2.	Cálculo de los módulos $E_{eq}$ y $M_r$ .....	45
3.6.3.	Cálculo aproximado del ángulo de fase, $\delta$ .....	47
3.6.4.	Cálculo de los coeficientes de amortiguamiento, $\lambda$ .....	49
<b>CAPÍTULO 4.</b>	<b>PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>50</b>
4.1.	CURVAS DE COMPRESIBILIDAD RESULTANTES DE LA CONSOLIDACIÓN.....	50
4.2.	EFFECTO DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL, $\epsilon$ .....	51
4.3.	EFFECTO DEL ESFUERZO DESVIADOR CÍCLICO, $\sigma_d$ .....	56
4.4.	COMPARATIVA DE LOS MÓDULOS $E_{eq}$ Y $M_r$ RESULTANTES DE LOS ENSAYES .....	60
4.5.	EFFECTO DEL ESFUERZO EFECTIVO MEDIO DE CONSOLIDACIÓN, $\sigma'$ .....	61
4.6.	EFFECTO DE LA RELACIÓN DE VACÍOS, $e$ .....	65
4.7.	EFFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD, $I_p$ .....	69
4.8.	EFFECTO DEL ÍNDICE DE LIQUIDEZ, $I_L$ .....	71
4.9.	EFFECTO DEL ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN, $\sigma'_p$ .....	73
4.10.	EFFECTO DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS, $G_s$ .....	75
4.11.	EXCESO DE PRESIÓN DE PORO GENERADO, $\Delta u$ .....	77
4.12.	ÁNGULOS DE FASE RESULTANTES, $\delta$ .....	83
4.13.	COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO, $\lambda$ .....	85
<b>CAPÍTULO 5.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>89</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>92</b>
	<b>ANEXO – A: EVIDENCIAS FOTOGRÁFICAS.....</b>	<b>97</b>
	<b>ANEXO – B: TABLAS DE RESULTADOS .....</b>	<b>101</b>
	<b>ANEXO – C: ÁNGULOS DE FASE RESULTANTES.....</b>	<b>109</b>

## SÍMBOLOS Y NOTACIÓN

B	Parámetro B de Skempton
CH	Arcilla de alta plasticidad
CD	Ensayo triaxial consolidado – drenado
CU	Ensayo triaxial consolidado – no drenado
$\delta$	Ángulo de fase, °
$\Delta\sigma_c$	Incremento de presión confinante, kPa
$\Delta\sigma'$	Incremento de esfuerzo efectivo medio, kPa
$\Delta t$	Desfase en tiempo, s
$\Delta u$	Incremento o exceso de presión de poro, kPa
$\Delta W$	Energía disipada, kPa
$E_{eq}$	Módulo dinámico equivalente de Young, MPa
e	Relación de vacíos
e	Relación de vacíos inicial
$\epsilon$	Deformación unitaria axial
$\epsilon_r$	Deformación unitaria axial elástica o resiliente
$\epsilon_{pl}$	Deformación unitaria axial plástica o permanente
f	Frecuencia de excitación, Hz
FFT	Transformada rápida de Fourier
G	Módulo de rigidez al cortante dinámico, MPa
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de rigidez al cortante dinámico máximo, MPa
$G_s$	Densidad relativa de sólidos
$G'$	Módulo de almacenamiento, MPa
$G''$	Módulo de pérdida o disipación, MPa
$G^*$	Módulo complejo, MPa
$\gamma$	Deformación angular, %
$\gamma_d$	Amplitud de deformación
$\gamma_c$	Deformación crítica, %
$\gamma_m$	Peso volumétrico, g/cm <sup>3</sup>
Hz	Hertz
$I_L$	Índice de liquidez, %
$I_p$	Índice de plasticidad, %
$I_r$	Consistencia relativa o índice de rigidez
kPa	Kilopascales
$K_0$	Coefficiente de empuje de tierra en reposo
$K_1, K_2$ y $K_3$	Constantes del material e iguales a una regresión lineal
$\lambda$	Coefficiente de amortiguamiento, %
$L_p$	Límite plástico, %
$L_w$	Límite líquido, %
MH	Limo de alta plasticidad
MPa	Megapascales
$M_r$	Módulo resiliente, MPa
N	Número de ciclos
$\nu$	Relación de Poisson
$\theta$	Esfuerzo volumétrico, kPa
OCR	Relación de preconsolidación
P	Carga axial, kg
P	Onda de compresión
$P_a$	Presión atmosférica, 100 kPa
$R_0$	Relación de preconsolidación
$R^2$	Coefficiente de determinación

s	Segundos
S	Onda de corte
$S_r$	Grado de saturación, %
$\sigma$	Esfuerzo total medio, kPa
$\sigma_d$	Esfuerzo desviador, kPa
$\sigma'$	Esfuerzo efectivo medio, kPa
$\sigma'_0$	Esfuerzo efectivo inicial medio, kPa
$\sigma'_0$	Esfuerzo efectivo medio actuante o de campo, kPa
$\sigma'_c$	Esfuerzo efectivo de confinamiento, kPa
$\sigma'_p$	Esfuerzo efectivo de preconsolidación, kPa
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor, kPa
$\sigma_2$	Esfuerzo principal menor, kPa
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor, kPa
t	Tiempo, s
$\tau$	Esfuerzo cortante, kPa
$\tau_d$	Amplitud de esfuerzo cortante, kPa
$\tau_{oct}$	Esfuerzo cortante octaédrico, kPa
u	Presión de poro, kPa
UU	Ensaye triaxial no consolidado – no drenado
W	Energía almacenada o energía potencial, kPa
$\omega$	Contenido de agua, %
$\omega$	Frecuencia circular

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Geología y morfología de la Cuenca del Valle de México, (Santoyo-Villa E. et al., 2005) .....	4
<b>Figura 2.2.</b> Comportamiento de deformación en carga dinámica (Romo, 1990) .....	6
<b>Figura 2.3.</b> Esfuerzo en campo inducido por vibraciones sísmicas en las capas de suelo, (Chuan Gu, et al., 2012) .....	7
<b>Figura 2.4.</b> Pruebas de campo y laboratorio para determinar parámetros dinámicos en los suelos, (Tomado de Jaime, 1980; Rangel, 1990; Ishihara, K., 1996; Flores y Romo, 2005; Díaz – Rodríguez, J. A., 2007) .....	8
<b>Figura 2.5.</b> Variación del módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) con la amplitud de deformación .....	9
<b>Figura 2.6.</b> Relación histerética de esfuerzo-deformación a diferentes amplitudes de deformación .....	10
<b>Figura 2.7.</b> Esquema ilustrativo de registros de deformación y esfuerzo controlado en ensayos de carga cíclica uniforme, (Dobry, R. y Vucetic M., 1987) .....	11
<b>Figura 2.8.</b> Cálculo de parámetros, prueba triaxial cíclica, (Flores, C. O., 2008).....	12
<b>Figura 2.9.</b> Esquema de una cámara triaxial cíclica, (Díaz – Rodríguez, J. A., 2007) .....	12
<b>Figura 2.10.</b> Módulos G para arcillas de la Ciudad de México (Romo, M.P., 1990) .....	15
<b>Figura 2.11.</b> Efecto de $\sigma'_c$ y $(I_p - I_r)$ en el $G_{m\acute{a}x}$ (Romo, M. P. y Ovando, E., 1995) .....	15
<b>Figura 2.12.</b> Pulsos de carga originadas por cargas de tránsito, (Modificada de Brown, S. F., 1996) .....	16
<b>Figura 2.13.</b> Deformaciones durante la aplicación de carga cíclica, (Modificado de Osorio, R., 2002) .....	17
<b>Figura 2.14.</b> Definición del módulo resiliente $M_r$ .....	17
<b>Figura 2.15.</b> Esfuerzo desviador y deformación axial correspondiente a un pulso haversiano.....	20
<b>Figura 2.16.</b> Relación general entre el módulo resiliente y esfuerzo desviador para suelos finos, (Terrel y Award, 1972).....	21
<b>Figura 2.17.</b> Respuesta oscilatoria esfuerzo-deformación-tiempo, (Krizek, R. J. y Franklin, A. G., 1967) .....	24
<b>Figura 3.1.</b> Ubicación de los sondeos en el predio del NAICIM.....	27
<b>Figura 3.2.</b> Clasificación de muestras ensayadas de acuerdo al SUCS .....	28
<b>Figura 3.3.</b> Método de extracción de las muestras de suelo utilizadas .....	30
<b>Figura 3.4.</b> Método de labrado aplicado a las muestras de suelo .....	30
<b>Figura 3.5.</b> Arreglo del montaje de la probeta de suelo en la cámara triaxial .....	32
<b>Figura 3.6.</b> Esquema general del equipo triaxial cíclico MTS .....	33
<b>Figura 3.7.</b> Pantalla de configuración del patrón de excitación dinámico senoidal.....	34
<b>Figura 3.8.</b> Pantalla de configuración del patrón de excitación haversiano .....	35
<b>Figura 3.9.</b> Pantalla de ejecución del patrón senoidal .....	35
<b>Figura 3.10.</b> Pantalla de ejecución del patrón haversiano .....	36
<b>Figura 3.11.</b> Pulsos de carga aplicados en los ensayos .....	38
<b>Figura 3.12.</b> Pantalla de medición de B de Skempton.....	40
<b>Figura 3.13.</b> Pantalla de medición etapa de consolidación.....	41
<b>Figura 3.14.</b> Determinación del esfuerzo efectivo de preconsolidación.....	42

<b>Figura 3.15.</b> Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico, (Modificado de Díaz – Rodríguez, J. A., 2007) .....	44
<b>Figura 3.16.</b> Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico – PCA-84 M-1 .....	44
<b>Figura 3.17.</b> Lazos de histéresis tipos de las muestras ensayadas, (a) senoidales – (b) haversianos .....	45
<b>Figura 3.18.</b> Curva esfuerzo desviador - deformación unitaria correspondiente a un ensaye triaxial cíclico .....	46
<b>Figura 3.19.</b> Curva esfuerzo desviador - deformación unitaria correspondiente a un ensaye de módulo resiliente .....	46
<b>Figura 3.20.</b> Filtrado de pulso senoidal, (a) señal de entrada – (b) señal de salida .....	48
<b>Figura 3.21.</b> Filtrado de pulso haversiano, (a) señal de entrada – (b) señal de salida .....	48
<b>Figura 3.22.</b> Determinación del coeficiente de amortiguamiento crítico en lazo de histéresis ....	49
<b>Figura 4.1.</b> Curvas de compresibilidad resultantes de cada ensaye realizado .....	50
<b>Figura 4.2.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1 .....	52
<b>Figura 4.3.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1 .....	52
<b>Figura 4.4.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1 .....	53
<b>Figura 4.5.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2 .....	53
<b>Figura 4.6.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3 .....	54
<b>Figura 4.7.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3 .....	54
<b>Figura 4.8.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4 .....	55
<b>Figura 4.9.</b> Curva $\varepsilon$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4 .....	55
<b>Figura 4.10.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1 .....	56
<b>Figura 4.11.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1 .....	57
<b>Figura 4.12.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1 .....	57
<b>Figura 4.13.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2 .....	58
<b>Figura 4.14.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3 .....	58
<b>Figura 4.15.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3 .....	59
<b>Figura 4.16.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4 .....	59
<b>Figura 4.17.</b> Curva $\sigma_d$ vs $E_{eq}$ - $M_r$ correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4 .....	60
<b>Figura 4.18.</b> Curva comparativa $E_{eq}$ vs $M_r$ correspondiente al tramo de carga .....	61
<b>Figura 4.19.</b> Curva comparativa $E_{eq}$ vs $M_r$ correspondiente al tramo de descarga .....	61
<b>Figura 4.20.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1 .....	62
<b>Figura 4.21.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1 .....	62
<b>Figura 4.22.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1 .....	63
<b>Figura 4.23.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2 .....	63
<b>Figura 4.24.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3 .....	63
<b>Figura 4.25.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3 .....	64
<b>Figura 4.26.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4 .....	64
<b>Figura 4.27.</b> a) Curva $\sigma'$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $\sigma'$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4 .....	64
<b>Figura 4.28.</b> a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1 .....	66
<b>Figura 4.29.</b> a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1 .....	66
<b>Figura 4.30.</b> a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1 .....	66
<b>Figura 4.31.</b> a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2 .....	67
<b>Figura 4.32.</b> a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3 .....	67

<b>Figura 4.33.</b>	a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3.....	67
<b>Figura 4.34.</b>	a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4.....	68
<b>Figura 4.35.</b>	a) Curva $e$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $e$ vs $M_r$ ; correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4.....	68
<b>Figura 4.36.</b>	Curvas $I_p$ vs $E_{eq}$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa .....	69
<b>Figura 4.37.</b>	Curvas $I_p$ vs $M_r$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa.....	70
<b>Figura 4.38.</b>	a) Curva $I_p$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $I_p$ vs $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2 .....	71
<b>Figura 4.39.</b>	Curvas $I_L$ vs $E_{eq}$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa.....	71
<b>Figura 4.40.</b>	Curvas $I_L$ vs $M_r$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa .....	72
<b>Figura 4.41.</b>	a) Curva $I_L$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $I_L$ vs $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2.....	72
<b>Figura 4.42.</b>	Curvas $\epsilon$ vs $E_{eq}$ a un esfuerzo efectivo medio de 15 kPa .....	73
<b>Figura 4.43.</b>	Curvas $\epsilon$ vs $M_r$ a un esfuerzo efectivo medio de 15 kPa .....	74
<b>Figura 4.44.</b>	Curvas $\sigma'_p$ vs $E_{eq}$ a distintitos niveles de esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ .....	74
<b>Figura 4.45.</b>	Curvas $\sigma'_p$ vs $M_r$ a distintitos niveles de esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ .....	75
<b>Figura 4.46.</b>	Curvas $G_S$ vs $E_{eq}$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa .....	76
<b>Figura 4.47.</b>	Curvas $G_S$ vs $M_r$ correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa .....	76
<b>Figura 4.48.</b>	a) Curva $G_S$ vs $E_{eq}$ ; b) Curva $G_S$ vs $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2 .....	77
<b>Figura 4.49.</b>	Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial dinámico - PCA-2.3 M-2	78
<b>Figura 4.50.</b>	Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial resiliente - PCA-2.3 M-2	80
<b>Figura 4.51.</b>	Exceso de presión de poro o presión de poro residual, $\Delta u$ .....	82
<b>Figura 4.52.</b>	Presión de poro generada por la señal de carga resiliente.....	83
<b>Figura 4.53.</b>	Comportamiento viscoelástico de las muestras ensayadas - señal senoidal.....	84
<b>Figura 4.54.</b>	Comportamiento viscoelástico de las muestras ensayadas - señal haversiana.....	84
<b>Figura 4.55.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1...	85
<b>Figura 4.56.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1...	86
<b>Figura 4.57.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1...	86
<b>Figura 4.58.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2...	86
<b>Figura 4.59.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3...	87
<b>Figura 4.60.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3....	87
<b>Figura 4.61.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4 ....	87
<b>Figura 4.62.</b>	Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4...	88
<b>Figura A - 1.</b>	Extracción y labrado de las probetas de suelo.....	97
<b>Figura A - 2.</b>	Equipo MTS utilizado y montaje de las probetas en la cámara triaxial .....	97
<b>Figura A - 3.</b>	Ensaye 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m .....	98
<b>Figura A - 4.</b>	Ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m .....	98
<b>Figura A - 5.</b>	Ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m .....	98
<b>Figura A - 6.</b>	Ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m .....	99
<b>Figura A - 7.</b>	Ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.50 – 2.00 m .....	99
<b>Figura A - 8.</b>	Ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m.....	99
<b>Figura A - 9.</b>	Ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m.....	100
<b>Figura A - 10.</b>	Ensaye 8: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m.....	100
<b>Figura A - 11.</b>	Evidencia de sales en las muestras de suelo ensayadas .....	100

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2.1.</b>	Factores que afectan a los valores de $G_{m\acute{a}x}$ , $G/G_{m\acute{a}x}$ , y coeficiente de amortiguamiento $\lambda$ de arcillas normalmente consolidadas y moderadamente preconsolidadas, (Dobry y Vucetic, 1987)	14
<b>Tabla 2.2.</b>	Secuencia de ensaye para suelos subrasantes, (AASHTO T 307-99, 2007)	19
<b>Tabla 2.3.</b>	Secuencia de carga para los suelos del ex Lago de Texcoco, (Lerma, 2016)	22
<b>Tabla 3.1.</b>	Ubicación de las muestras ensayadas	26
<b>Tabla 3.2.</b>	Límites de consistencia y clasificación SUCS	28
<b>Tabla 3.3.</b>	Propiedades índice y relaciones volumétricas	28
<b>Tabla 3.4.</b>	Constantes de calibración de los transductores utilizados	37
<b>Tabla 3.5.</b>	Propiedades índice y relaciones volumétricas – PCA-84 M-1	43
<b>Tabla 4.1.</b>	Valores de $\sigma'_o$ , $\sigma'_p$ y $R_0$ aproximados de las muestras ensayadas	51
<b>Tabla B - 1.</b>	Resultados del ensaye 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	101
<b>Tabla B - 2.</b>	Resultados del ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	101
<b>Tabla B - 3.</b>	Resultados del ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m	102
<b>Tabla B - 4.</b>	Resultados del ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	103
<b>Tabla B - 5.</b>	Resultados del ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.50 – 2.00 m	104
<b>Tabla B - 6.</b>	Resultados del ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m	105
<b>Tabla B - 7.</b>	Resultados del ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m	106
<b>Tabla B - 8.</b>	Resultados del ensaye 7: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m	107
<b>Tabla C - 1.</b>	Ángulos de fase del ensaye 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	109
<b>Tabla C - 2.</b>	Ángulos de fase del ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	109
<b>Tabla C - 3.</b>	Ángulos de fase del ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m	109
<b>Tabla C - 4.</b>	Ángulos de fase del ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m	109
<b>Tabla C - 5.</b>	Ángulos de fase del ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.90 – 2.10 m	110
<b>Tabla C - 6.</b>	Ángulos de fase del ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m	110
<b>Tabla C - 7.</b>	Ángulos de fase del ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m	110
<b>Tabla C - 8.</b>	Ángulos de fase del ensaye 8: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m	110



# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. ANTECEDENTES

Existen áreas de la mecánica de suelos que tienen aspectos en común, como es la ingeniería de pavimentos, la ingeniería sísmica, la ingeniería de cimentaciones fuera de las costas, y el diseño de cimentaciones de maquinaria. Todas convergen en el tema de cargas repetidas o carga cíclicas.

Uno de los problemas de la mecánica de suelos, se refiere a la respuesta que tienen los suelos y materiales granulares a las cargas repetidas provocadas por diferentes factores y cómo aplicar estos conocimientos al diseño de estructuras terreas con base a las teorías de análisis del comportamiento y a los mecanismos de falla del suelo.

Un temblor principal durante la ocurrencia de un sismo aplica de 10 a 20 repeticiones de carga con diferentes amplitudes. Mientras que la carga sísmica es irregular en la historia del tiempo, el período de cada impulso, está dentro del rango de 0.1 s a 0.3 s, dando el correspondiente tiempo de carga en el orden de 0.02 s a 1.0 s.

Por otra parte, las capas granulares (base y sub-base), así como el suelo que funge como subrasante de las vías de un tren o de un pavimento de carretera o aeropista, están sometidas a gran número de cargas durante el lapso de vida de su servicio. Aunque variable, en gran medida, el tiempo de carga puede ser considerado en el orden de 0.1 segundos a pocos segundos. Este tipo de carga es caracterizado por un alto número de repeticiones y, aunque la intensidad puede ser baja, el efecto acumulado de las deformaciones que ocurren en los materiales puede ser significativo. En este caso donde el número de repeticiones es considerablemente largo, el problema necesita ser entendido como un fenómeno de fatiga, (Ishihara, K., 1996).

Cuando se induce al suelo una carga cíclica como las mencionadas anteriormente, se provocan cambios en el estado de esfuerzos del material, lo cual puede causar incrementos en la deformación y en la presión de poro. Una masa de suelo bajo condiciones estáticas, cuenta con propiedades mecánicas definidas, las cuales bajo acciones dinámicas llegan a modificarse dependiendo del nivel de deformación alcanzado.

Los suelos exhiben comportamiento esfuerzo-deformación no lineal y bajo cargas cíclicas, muestran un comportamiento histerético. En consecuencia, los valores numéricos de los parámetros pseudoelásticos que se determinan mediante las pruebas dinámicas de laboratorio o de campo, dependen de la magnitud de los esfuerzos o deformaciones inducidas durante el ensaye, (Romo y Jaime, 1986).

La aplicación de cargas repetidas en las capas de suelo superficiales inducidas por fuentes vibratorias puede conducir a esfuerzos complejos de campo, en el que todas las componentes del esfuerzo en

el elemento de suelo pueden variar con el tiempo; sin embargo, en las pruebas convencionales de laboratorio, sola una componente del esfuerzo es usualmente empleada para simular las condiciones de carga in situ (Seed e Idriss, 1977).

En el diseño de pavimentos, el parámetro primordial es el módulo resiliente ( $M_r$ ), el cual, es un parámetro dinámico que caracteriza la deformabilidad de las capas granulares y de suelo de subrasante. Este parámetro es utilizado para el diseño de los espesores de las capas propias de la estructura del pavimento.

Por su parte, la respuesta dinámica de los suelos está dada principalmente por el módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ), el módulo de rigidez al cortante dinámico ( $G$ ), el coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ), y la relación de Poisson ( $\nu$ ).

Muchos investigadores han llegado a establecer ecuaciones empíricas entre el módulo resiliente y otros parámetros; sin embargo, a pesar de los avances en los estudios, no se han adentrado en el estudio de correlaciones para predecir el  $M_r$  utilizando parámetros dinámicos provenientes de pruebas triaxiales cíclicas, como lo es el módulo  $E_{eq}$  y  $G$ .

Los problemas en los pavimentos son tan significativos, que investigadores como Seed, Chan y Lee (1955), quienes contribuyeron en el estudio del comportamiento de los suelos bajo cargas sísmicas, llegaron a interesarse por los problemas generados por las cargas repetidas en pavimentos.

En la ingeniería de pavimentos, excepto en situaciones de pavimentos con muy baja rigidez, el suelo es sujeto a un entorno de esfuerzo controlado. Esto significa, que la deformación que se desarrolla en el suelo depende del esfuerzo aplicado y de la rigidez de suelo.

En la ingeniería sísmica a partir del uso de deformación cortante que se origina de la variable independiente, el problema es de deformación controlada. Esto surge porque el depósito de suelo está siendo deformado por el movimiento sísmico de la roca que lo subyace y, en ese caso, el nivel de esfuerzo es función de la deformación aplicada y la rigidez del suelo, (Brown, S., 1996).

## 1.2. OBJETIVO GENERAL

Este trabajo tiene como objetivo determinar y comparar el módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ) de los suelos compresibles del ex lago de Texcoco, mediante pruebas dinámicas triaxiales cíclicas a carga controlada en condiciones no drenadas.

### 1.2.1. Objetivos particulares

Como objetivos particulares se tienen:

- Evaluar la influencia de la deformación unitaria axial ( $\epsilon$ ), el esfuerzo desviador ( $\sigma_d$ ), el esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ), la relación de vacíos ( $e$ ), el índice de plasticidad ( $I_p$ ), el índice de liquidez ( $I_L$ ), el esfuerzo efectivo de preconsolidación ( $\sigma'_{p0}$ ) y la densidad de sólidos ( $G_s$ ), en los valores del módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ).
- Estudiar el comportamiento del exceso de presión de poro ( $\Delta u$ ) generado en los dos tipos de ensayos (triaxial cíclico y resiliente).
- Estudiar el comportamiento viscoelástico (ángulo de fase) que las muestras de suelo presentan durante la aplicación del esfuerzo cíclico.
- Determinar la diferencia entre los coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) resultantes de ambas pruebas triaxiales.

## 1.3. ALCANCES

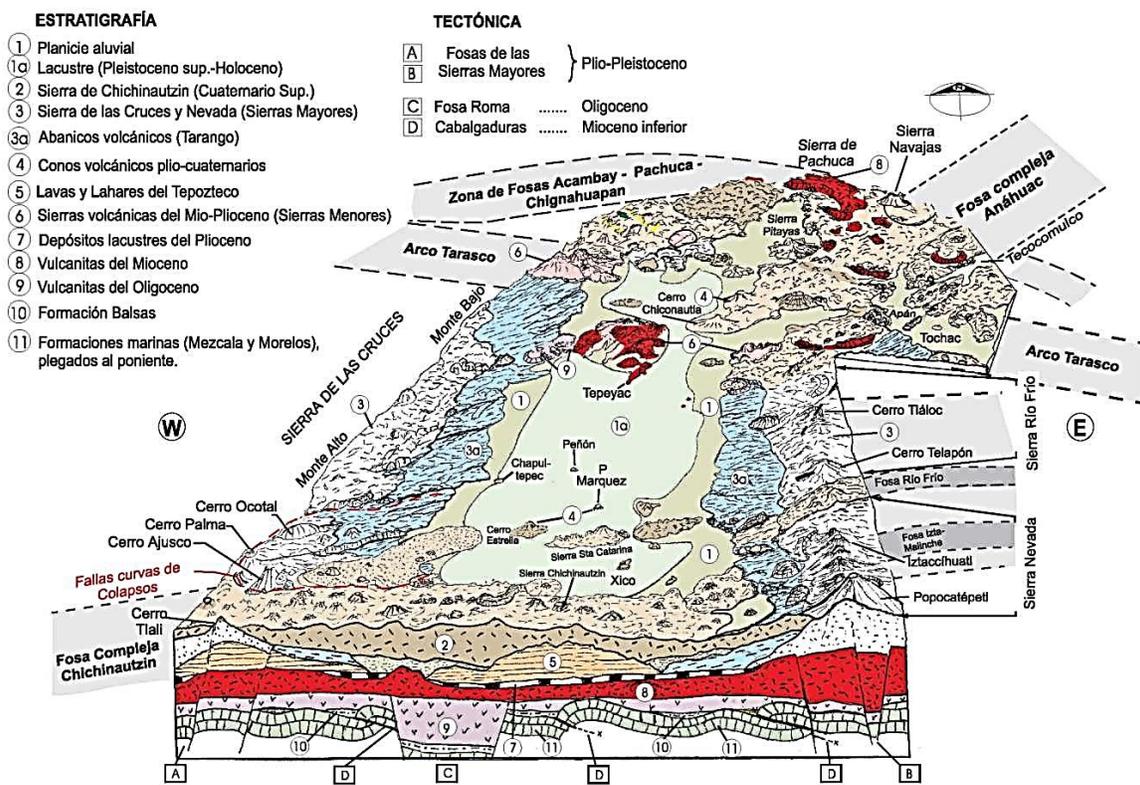
Para lograr los objetivos planteados, se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- Obtención de muestras inalteradas provenientes del ex lago de Texcoco, hincando un tubo de aluminio de pared delgada de tipo Shelby a una profundidad de 1.50 m a 2.30 m, de las cuales, se labraron probetas de 71 mm de diámetro aproximadamente, con una altura a razón 2:1.
- Ejecución de pruebas triaxiales cíclicas a esfuerzo controlado en condiciones consolidadas no drenadas (CU), induciendo un pulso senoidal y haversiano, en cada nivel de esfuerzo efectivo medio de la curva de compresibilidad resultante y a distintos niveles de esfuerzo desviador.
- Determinación de los módulos dinámicos ( $E_{eq}$ ) y resilientes ( $M_r$ ) resultantes de las muestras de suelo ensayadas, mediante el trazó de curvas de relación histerética esfuerzo desviador-deformación unitaria.
- Filtrado de la señal digital de entrada y salida, de esfuerzo y deformación, de cada una de las muestras ensayadas, para la determinación del ángulo de fase ( $\delta$ ) y el coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ).
- Interpretación de los resultados obtenidos y formulación de conclusiones.

## CAPÍTULO 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

### 2.1. ARCILLA DEL EX LAGO DE TEXCOCO

El lago de Texcoco y otros lagos del complejo lacustre de la cuenca del Valle de México fueron formados por el recinto de una depresión debido a la formación montañas volcánicas (Alcocer J., 1996). Tal como se muestra en la Figura 2.1, el Valle de México está delimitado hacia el Norte por las Sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique, Tepozán, formadas a fines del Mioceno. Subsecuentemente, durante el Plioceno Inferior se crearon las elevadas Sierras al Este y al Oeste, la de Las Cruces y Nevada, (Mooser, F. 1978).



**Figura 2.1.** Geología y morfología de la Cuenca del Valle de México, (Santoyo-Villa E. et al., 2005)

Uno de los primeros productos de este vulcanismo a finales de Plioceno, fue el Cerro del Ajusto, y posteriormente, en el Cuaternario, dio acceso a grandes efusiones de basalto que construyeron la Sierra de Chichinautzin, ambas formaciones ubicadas al Sur de la cuenca de Valle de México.

Los eventos cuaternarios, entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala, transformaron el Valle de México, cerrando el drenaje hacia el Sur y creando una cuenca cerrada, (Marsal, R. J., 1978). Por esa razón, se almacenó el agua en varios lagos y los ríos que descendían de las sierras circundantes, depositaron en él potentes abanicos aluviales. Simultáneamente, los lagos de las regiones bajas, se

fueron llenando con acarreo limo-arenoso los cuales se interestratificaron con emisiones de cenizas y pómez, transportadas por aire o por corrientes de agua, provenientes de los volcanes del Sur. Finalmente, en la época glacial de los últimos 100,000 años, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago, (Mooser, F., 1978).

La transformación del antiguo Lago a la zona desértica actual, se debe en gran parte al drenado de la cuenca con fines de urbanización. El drenaje artificial y la evolución topográfica debida al hundimiento regional transformaron el gran lago original, en una serie de lagos menores cuya extensión fue variando, con el paso de los años (Jaime, A., et al., 1989).

La cuenca de México, está dividida en varias subcuencas, entre ellas, las de Teotihuacán, Texcoco, ciudad de México y Chalco. La subcuenca de Texcoco se sitúa en la porción nororiental de la mitad sur de la cuenca de México, corresponde a una planicie cubierta por arcillas lacustres de espesores variables, los que cubren a materiales aluviales.

Los suelos encontrados en la zona se deben a que el ex lago de Texcoco, se formó en las partes más bajas de la cuenca, el cual construyó un vaso de evaporación y por ese motivo fue un lago salobre; debido a las aportaciones de aguas lodosas, no fue posible que se desarrollaran turbas, y por el contrario, se depositaron en él, arcillas floculadas ricas en agua.

Con base a los estudios realizados a partir de los años sesenta, de los cuales destacan el Proyecto Texcoco (SHCP), el de la Comisión del Lago de Texcoco (SARH), y desde el 2001, las investigaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería con el fin de proyectar el nuevo aeropuerto, se ha concluido que las formaciones del subsuelo en la parte superior de la zona del ex vaso de Texcoco, cuentan con similitud en su origen y propiedades a las que se encuentran bajo la Ciudad de México. Se ha observado que la mayor parte del antiguo Lago de Texcoco exhibe dos formaciones compresibles separadas por una capa dura, aunque, debe tenerse en cuenta que la historia de carga (construcciones y bombeo) es muy diferente; aun así, las propiedades de los suelos del antiguo lago y de las zonas casi vírgenes en la ciudad son comparables (Marsal, R. J. y Graue, R., 1969).

En general, el modelo estratigráfico de la ciudad está definido por una capa o manto superficial de arcillas consolidadas por secado solar, arenas limosas y limos arcillosos; una formación arcillosa superior (FAS), la cual es una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles; una capa dura limo arenosa cementada de espesor variable (CD); una formación arcillosa inferior (FAI), de consistencia media a dura y compresibilidad menor; y finalmente los conocidos depósitos profundos, formados por interestratificaciones de limos, arenas finas y limosas muy compactadas (DP).

Gran parte de la actual Ciudad de México se encuentra ubicada sobre la zona que fue ocupada por el ex lago de Texcoco, por lo que el subsuelo de esta zona lacustre está conformado, como se ha mencionado, en su mayoría por arcillas con características excepcionales, que basadas en un punto de vista geotécnico, presentan una gran compresibilidad y una baja resistencia al esfuerzo cortante.

2.2. EFECTO DE CARGA CÍCLICA

Si un ciclo de carga y descarga se repite varias veces a una misma frecuencia y amplitud, se puede considerar que una muestra de suelo está sometida a una acción de carga cíclica. Cuando se aplican estas cargas, se provocan dos tipos de deformaciones, una recuperable que varía cíclicamente con la carga aplicada y permanece constante durante cada ciclo, y otra permanente que se va acumulando después de cada ciclo de esfuerzo, (Figura 2.2).

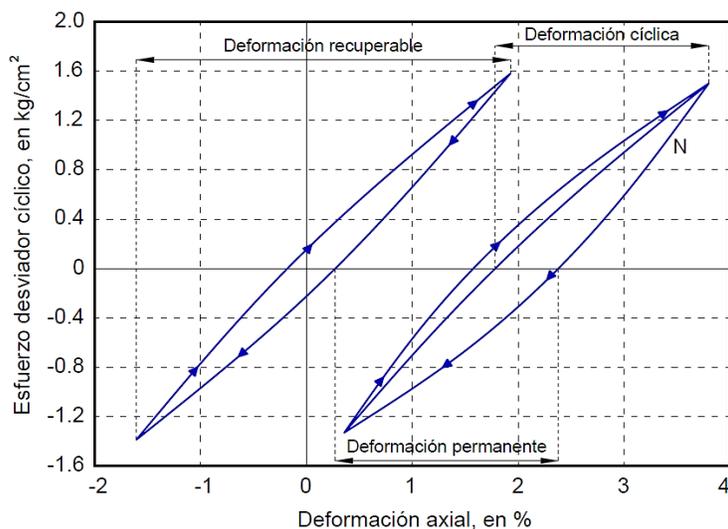


Figura 2.2. Comportamiento de deformación en carga dinámica (Romo, 1990)

La deformación recuperable, es utilizada para obtener parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, mientras que la deformación permanente, es empleada para estimar los desplazamientos ocasionados por acciones sísmicas en las cimentaciones. Además, se ha observado que las deformaciones permanentes de los suelos bajo carga cíclica son dependientes de la historia de esfuerzos, (Brown, Lashine y Hyde, 1975).

Los efectos que la carga cíclica produce en los suelos finos plásticos son menos importantes que los producidos en suelos granulares; sin embargo, esto no significa que no se deban estudiar. Algunos investigadores concluyen lo siguiente:

Thiers y Seed (1968), encontraron a partir de pruebas triaxiales cíclicas y de corte simple cíclico con esfuerzos controlados, que la resistencia a la compresión en las arcillas limosas, crece con la frecuencia de aplicación de la carga cíclica. Por su parte, Seed y Chan (1966), observaron, que la resistencia a la compresión de las arcillas tiende a disminuir al incrementarse el número de ciclos de carga.

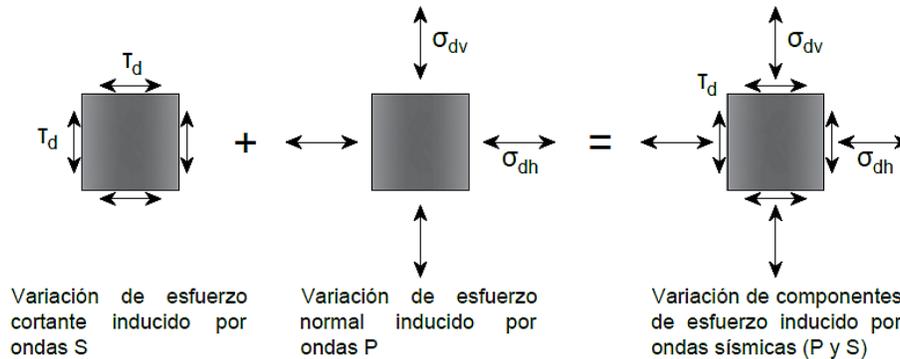
Sangrey et al. (1969), concluyeron que el comportamiento de los suelos sometidos a carga cíclica debe interpretarse en términos de esfuerzos efectivos, ya que el aspecto crítico depende de la presión de poro generada por la carga repetida.

Andersen (1976) concluyó que el efecto de la carga cíclica se incrementa al aumentar el nivel de esfuerzos cíclicos y el número de ciclos. Señaló la existencia de un nivel de esfuerzos cíclicos por debajo del cual la carga tiene un efecto poco importante, y encontró que, para un mismo nivel de esfuerzos, las arcillas normalmente consolidadas resisten más que las arcillas preconsolidadas.

### 2.3. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

Uno de los principales movimientos vibratorios que son inducidos al suelo, son los movimientos sísmicos, los cuales están compuestos por una combinación compleja de ondas de cuerpo (ondas de compresión, P y ondas transversales o de corte, S) a diversos ángulos de incidencia, y de ondas superficiales (Rayleigh y Love).

Schroeder y Schuster (1968), indicaron que la propagación de ondas P, induce en las capas de suelo, una variación del esfuerzo normal, mientras que la propagación de la onda S, induce una variación del esfuerzo cortante, tal como se muestra en la Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Esfuerzo en campo inducido por vibraciones sísmicas en las capas de suelo, (Chuan Gu, et al., 2012)

Cuando estas capas están compuestas por formaciones arcillosas como las encontradas en la zona del ex lago de Texcoco, las ondas P, no se propagan de forma efectiva debido a la saturación del suelo y no es posible que cambie de volumen de manera instantánea. Por lo tanto, sólo se transmiten las ondas S, las cuales, generan esfuerzos cortantes en los planos verticales y horizontales del elemento, que al invertir su dirección varias veces durante el sismo, producen el efecto de una carga cíclica, condición que puede reproducirse de manera aproximada en el laboratorio, mediante ciclos de carga con forma senoidal.

Los parámetros dinámicos  $E_{eq}$ ,  $G$ , y  $\lambda$ , y su variación con la deformación angular ( $\gamma$ ), son los más importantes para un análisis dinámico de depósitos de suelo y sistemas suelo - estructura.

Los modelos analíticos y numéricos con los cuales es posible hacer un análisis del comportamiento dinámico de los suelos, deben ser alimentados con las propiedades dinámicas de estos, las cuales pueden determinarse con base en los resultados de pruebas de laboratorio o de campo (Figura 2.4).

## CAPÍTULO 2.

Debido a que no existe un ensaye único que cubra todo el intervalo de deformaciones requerido para el análisis de problemas de dinámica de suelos, se debe tener cuidado al considerar el método a emplear para la determinación de dichas propiedades.

Magnitud de la deformación angular (%)		10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-1</sup>	1	10	
Pruebas de campo	Métodos Geofísicos	■								
	Pruebas de vibración in situ	■								
	Pruebas de carga repetida				■					
Pruebas de Laboratorio	Cristales piezoeléctricos	■								
	Elementos laminares	■								
	Columna resonante	■								
	Torsión cíclica						■			
	Triaxial cíclica				■					
	Corte simple cíclico				■					
Fenómeno físico		Propagación de onda		Asentamientos diferenciales			Sismos			
		Movimientos vibratorios					Deslizamientos / Licuación			

**Figura 2.4.** Pruebas de campo y laboratorio para determinar parámetros dinámicos en los suelos, (Tomado de Jaime, 1980; Rangel, 1990; Ishihara, K., 1996; Flores y Romo, 2005; Díaz – Rodríguez, J. A., 2007)

En el laboratorio se realizan pruebas a carga o desplazamiento controlado, utilizando generalmente una señal periódica senoidal como fuerza de excitación. Los equipos que con frecuencia se utilizan son, la columna resonante, que genera deformaciones angulares entre 10<sup>-6</sup>% y 10<sup>-1</sup>%, y la cámara triaxial cíclica y el corte simple cíclico, que inducen deformaciones angulares entre 10<sup>-4</sup>% y 10%.

En suelos cohesivos se ha visto que el comportamiento en deformaciones angulares bajas (menores a 10<sup>-4</sup>%) es casi perfectamente lineal, en cuanto a que el módulo de rigidez, se mantiene constante. Para deformaciones altas, el módulo de rigidez decrece al crecer éstas, (Hardin y Drnevich, 1972).

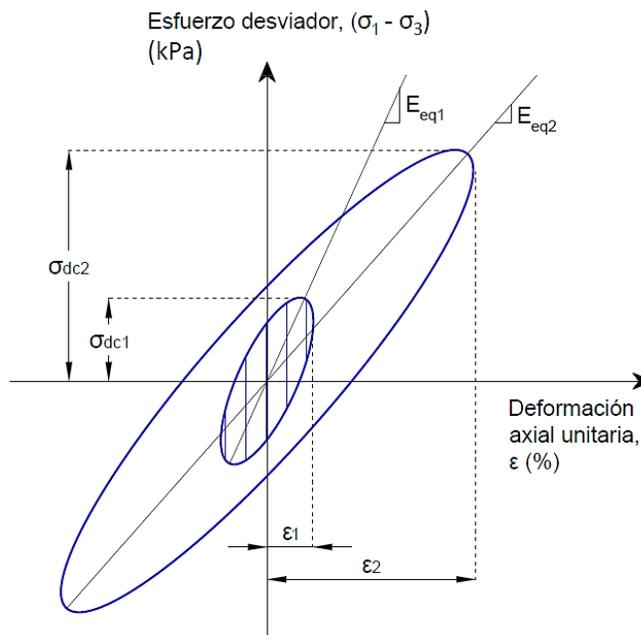
Las investigaciones experimentales han mostrado que los factores de mayor influencia en el comportamiento dinámico de suelos cohesivos son el esfuerzo efectivo de confinamiento ( $\sigma'_c$ ) y el índice de plasticidad ( $I_p$ ). En cuanto a los suelos granulares, los dominantes son, el esfuerzo efectivo, y la compacidad relativa ( $C_r$ ), (Seed e Idriss, 1967). A estos pueden agregarse, el método para formar la muestra y la distribución granulométrica (Hardin y Richart, 1963).

Por otra parte, se ha observado que otros factores que afectan los valores de  $E_{eq}$ ,  $G$  y  $\lambda$  son, la magnitud de la deformación angular ( $\gamma$ ), la relación de vacíos ( $e$ ), el grado de saturación ( $S_r$ ), y el número de ciclos de carga ( $N$ ). También se encontró, aunque en menor medida, que los parámetros de resistencia, ángulo de fricción y cohesión ( $\phi$  y  $c$ ), la relación de preconsolidación (OCR), y el tiempo de consolidación a que se somete el suelo, también son influyentes (Hardin y Drnevich, 1972).

**2.3.1. Módulo dinámico equivalente de Young,  $E_{eq}$**

El módulo dinámico equivalente ( $E_{eq}$ ), se define como la pendiente media del ciclo histórico encontrado en el comportamiento esfuerzo-deformación axial de las muestras sometidas a carga o deformación cíclica. Este parámetro varía con el esfuerzo desviador y con la deformación unitaria axial, (Córdoba, C. G., 1986).

Si se obtiene el valor de  $E_{eq}$  para distintos esfuerzos desviadores, entre cada ciclo de pruebas dinámicas, se determinará la influencia que la aplicación de la carga cíclica tiene sobre el material. La Figura 2.5, muestra la variación de  $E_{eq}$  en dos pruebas con ciclos distintos. Se puede concluir que el valor del módulo es menor cuando se produce una mayor deformación axial unitaria.



**Figura 2.5.** Variación del módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) con la amplitud de deformación

**2.3.2. Módulo de rigidez al cortante dinámico, G**

El módulo de rigidez al cortante dinámico (G), se define como la pendiente de la recta secante entre dos puntos de la curva histérisica de esfuerzo cortante - deformación angular. Dicha pendiente, al igual que  $E_{eq}$ , disminuye a medida que el nivel de deformación aumenta, tal como se muestra en la Figura 2.6.

Haciendo la hipótesis de que el material presenta un comportamiento elástico no-lineal, para un intervalo amplio de valores del esfuerzo desviador, hasta cerca del 70% de la resistencia obtenida

## CAPÍTULO 2.

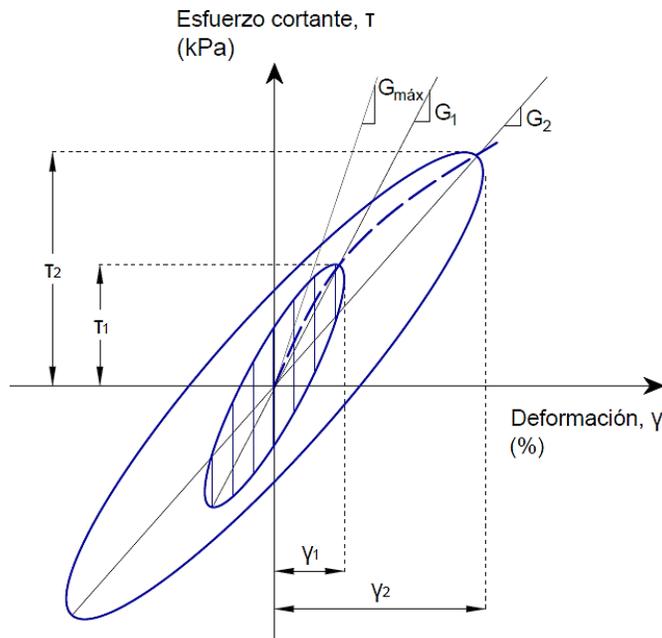
en condiciones estáticas, (Córdoba, C. G., 1986); el valor de G se puede obtener indirectamente para cada incremento de carga, mediante la siguiente expresión.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots [2.1]$$

Donde

- E      Módulo dinámico equivalente de Young
- $\nu$     Relación de Poisson; definida como 0.50 para el caso de arcillas saturadas

Por lo general sólo se determina uno de los módulos (E o G), ya que conocido uno se puede estimar el otro, a través de la teoría de elasticidad.



**Figura 2.6.** Relación histerética de esfuerzo-deformación a diferentes amplitudes de deformación

El módulo cortante decrece en suelos cohesivos e incrementa ligeramente en suelos no cohesivos con el número de ciclos de carga. Por otra parte, se ha visto que la velocidad a la que el módulo decrece no es la misma para todos los suelos, esta velocidad depende principalmente del valor de  $G_{máx}$  (valor del módulo a muy bajas deformaciones) y de la resistencia al corte de los suelos.

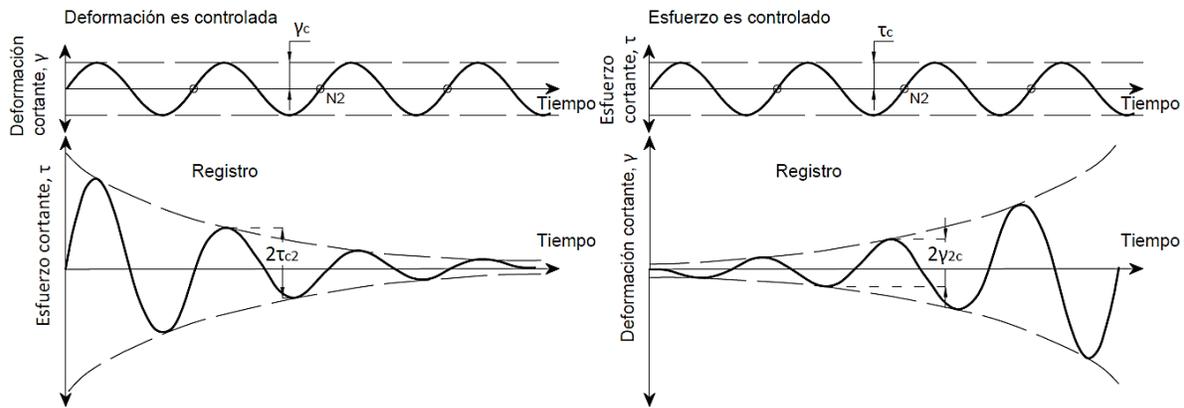
### 2.3.3. Determinación de las propiedades dinámicas en laboratorio

Los ensayos de laboratorio en arenas y finos normalmente son realizados en especímenes pequeños, asumiendo que, debido al tamaño de las partículas, son representativos de la masa de suelo.

Las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas del suelo pueden llevarse a cabo a niveles de deformación bajos o altos. A grandes amplitudes de deformación cortante, los suelos generalmente muestran tendencias de cambios volumétricos; bajo condiciones drenadas, estas tendencias pueden manifestarse en forma de deformación volumétrica y bajo condiciones no drenadas, el resultado es el cambio en la presión de poro.

**Ensaye triaxial cíclico**

Consiste en llevar el espécimen de suelo a la relación de esfuerzos principales deseada, y a continuación, aplicar un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), o una deformación axial cíclica (deformación controlada) (Figura 2.7), con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada, (Jaime, 1987).



**Figura 2.7.** Esquema ilustrativo de registros de deformación y esfuerzo controlado en ensayos de carga cíclica uniforme, (Dobry, R. y Vucetic M., 1987)

Se define el número de ciclos, la frecuencia de excitación ( $f$ ), dentro del rango de 0.1 a 2 Hz (Se recomienda utilizar una frecuencia de 1 Hz), y la semiamplitud de la señal ( $SA$ ), (Flores, C. O., 2008; ASTM D 3999-91).

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo, se selecciona el mismo número de ciclos y frecuencia para todas las amplitudes de señal aplicadas hasta la falla. Con los resultados obtenidos, se definen los vectores de carga y desplazamiento versus tiempo y, junto con las características volumétricas de la probeta, se determinan los vectores de esfuerzo cortante y distorsión angular (Figura 2.8).

En las pruebas triaxiales cíclicas no es posible determinar de forma directa el valor del módulo de rigidez al cortante ( $G$ ) como puede hacerse con otros equipos de acción cíclica, por esto, para cuantificar el efecto que produce la carga cíclica en el comportamiento de una muestra de arcilla ensayada en la cámara triaxial, es necesario determinar el módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ).

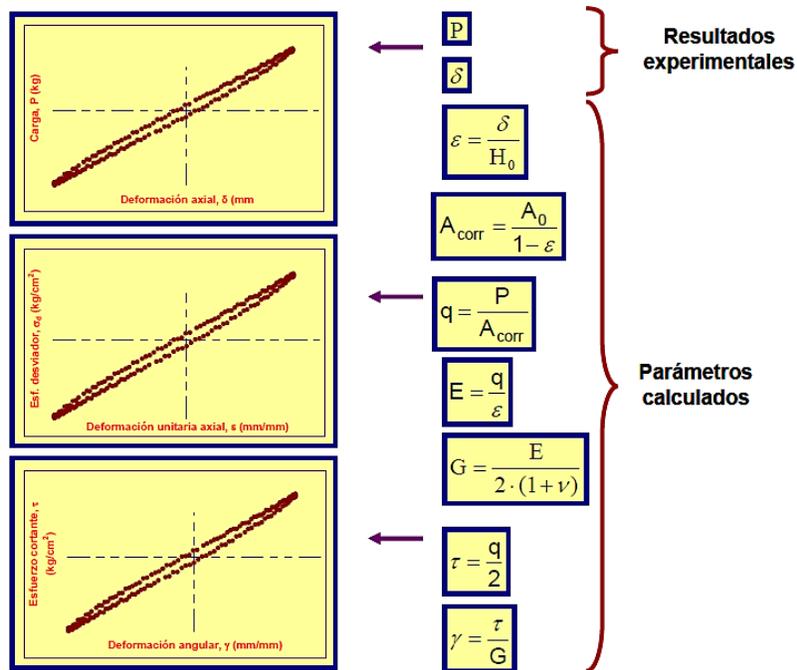


Figura 2.8. Cálculo de parámetros, prueba triaxial cíclica, (Flores, C. O., 2008)

Cuando se realiza el ensaye cíclico con esfuerzo controlado, con los datos obtenidos de fuerza y desplazamiento se pueden hacer gráficas esfuerzo desviador - deformación unitaria. De esta curva se determina el módulo  $E_{eq}$  para cada incremento de carga.

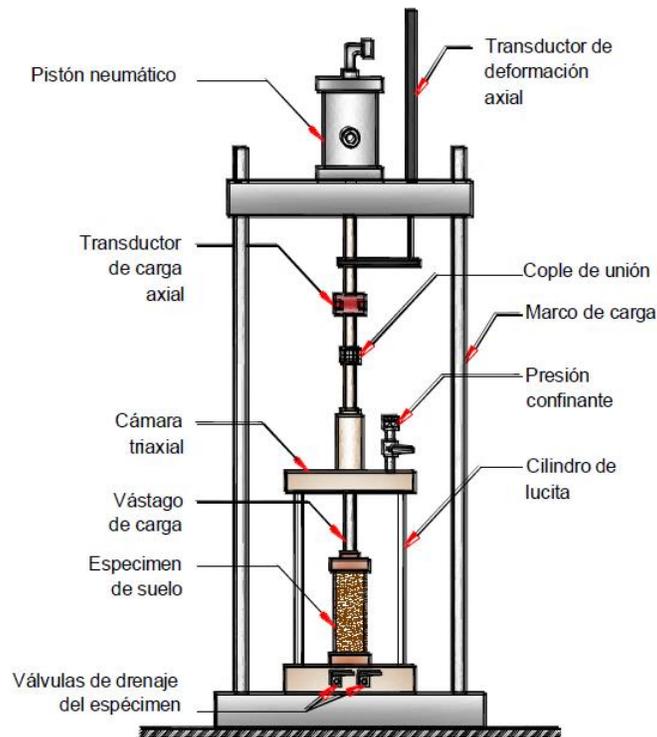


Figura 2.9. Esquema de una cámara triaxial cíclica, (Díaz – Rodríguez, J. A., 2007)

La Figura 2.9, indica un esquema típico de una cámara triaxial cíclica, la cual consiste en una cámara de confinamiento, un marco de carga con pistón neumático para aplicación de esfuerzo cíclico, y transductores para medir esfuerzos aplicados, deformación axial y presión de poro generada durante el ensaye.

#### **2.3.4. Características dinámicas de las arcillas**

Las cargas dinámicas en arcilla blandas saturadas ocurren normalmente sin drenar, debido a que las fuerzas de excitación se aplican muy rápidamente y no se tiene tiempo suficiente para que el exceso de presión de poro se pueda disipar. Por lo tanto, durante este tipo de cargas, la arcilla es sometida a esfuerzos de compresión y cortante.

Debido a que el agua no tiene resistencia al corte, el esfuerzo cortante cíclico es tomado completamente por el esqueleto sólido, dando como resultado, un comportamiento no lineal e inelástico o histerético, que está asociado a energía de disipación y degradación de la rigidez durante cargas cíclicas.

En 1968, Thiers y Seed, encontraron que, a mayor deformación angular en el suelo, la generación de presión de poro es mayor y más rápido se produce la falla. Estos autores concluyeron además que, es la deformación a la falla y no el grado de sensibilidad, el factor clave para definir la resistencia de un suelo cohesivo.

Humphries y Wahls (1968), concluyeron de estudios realizados en suelos cohesivos, que el módulo de rigidez al cortante dinámico ( $G$ ), incrementa con el aumento del esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) y decrece con el aumento de la relación de vacíos ( $e$ ).

El producto de investigaciones realizadas por Hardin y Black (1968), Marcuson y Wahls (1972), y posteriormente por Kokusho, Yoshida y Esashi (1982), confirmaron que el módulo  $G$  se incrementa al aumentar el tiempo de confinamiento. Se puede decir, que cuando se tengan relaciones de preconsolidación (OCR) mayores a uno, la tasa de incremento del valor de  $G$  es mayor en las arcillas de alta plasticidad que en las de baja plasticidad.

Kokusho et al. (1982); Romo y Jaime (1986); Jaime (1987), encontraron que, en las arcillas, existe una tendencia de reducción del coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ) al aumentar la relación de vacíos y el índice de plasticidad ( $I_p$ ); además, que este parámetro permanece casi constante en un amplio intervalo de deformaciones angulares ( $\gamma$ ). De estas investigaciones también se desprende que las arcillas preconsolidadas tienen un mayor valor de  $\lambda$  que las normalmente consolidadas.

En general, se puede decir, que el comportamiento dinámico de las arcillas se caracteriza por contar con las siguientes propiedades: la variación del módulo  $G$  y el amortiguamiento  $\lambda$  con la magnitud de la deformación  $\gamma$ , la relación esfuerzo - deformación - presión de poro, y la resistencia a la falla dinámica.

## CAPÍTULO 2.

En la Tabla 2.1, se muestra la variación de los parámetros dinámicos en arcillas con el incremento de diversos factores.

**Tabla 2.1.** Factores que afectan a los valores de  $G_{m\acute{a}x}$ ,  $G/G_{m\acute{a}x}$ , y coeficiente de amortiguamiento  $\lambda$  de arcillas normalmente consolidadas y moderadamente preconsolidadas, (Dobry y Vucetic, 1987)

FACTOR	$G_{m\acute{a}x}$	$G/G_{m\acute{a}x}$	$\lambda$
Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$	Incrementa	Se mantiene constante o incrementa	Se mantiene constante o decrece
Relación de vacíos, $e$	Decrece	Incrementa	Decrece
Relación de preconsolidación, OCR	Incrementa	No afecta	No afecta
Índice de plasticidad, $I_p$	+Incrementa si $OCR > 1$ +Se mantiene constante si $OCR = 1$	Incrementa	Decrece
Deformación angular, $\gamma$	-----	Decrece	Incrementa
Velocidad de deformación	Incrementa	Probablemente no afecte si $G$ y $G_{m\acute{a}x}$ son medidos con la misma deformación	Se mantiene constante o tal vez incrementa
Número de ciclos de carga, $N$	Decrece después de $N$ ciclos de grandes deformaciones pero se recupera con el tiempo	Decrece después de $N$ ciclos de grandes deformaciones ( $G_{m\acute{a}x}$ medido antes de $N$ ciclos)	No es significativa para moderadas deformaciones y $N$

### 2.3.5. Experiencia local

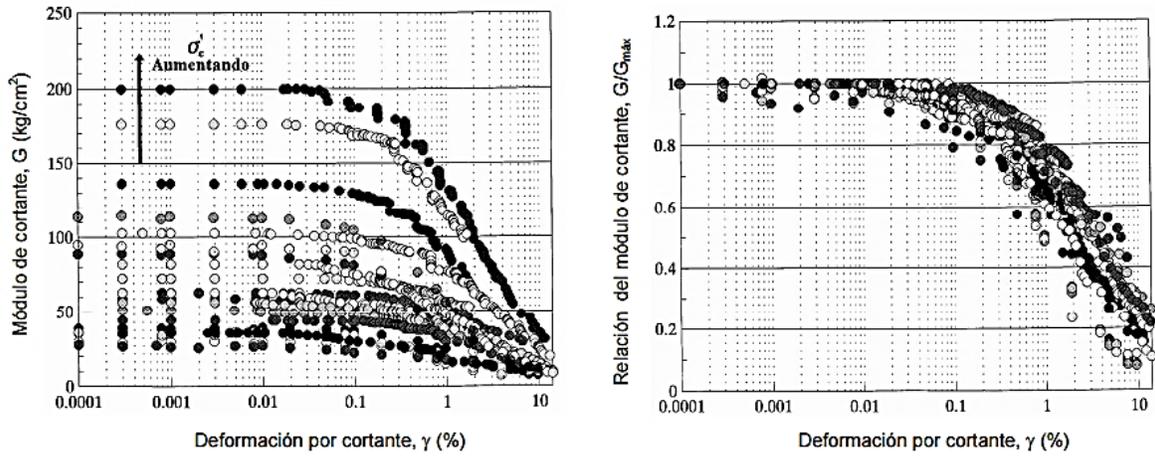
Zeevaert (1973), publicó los resultados obtenidos con pruebas de péndulo en torsión libre, realizados en una cámara triaxial modificada para aplicar torsión al espécimen de suelo. Concluyó que el módulo  $G$  es una función creciente de la presión confinante.

Romo, M. P., y Jaime, A. (1986), mencionan que el módulo de rigidez de las arcillas del Valle de México es menos sensible a la deformación angular que en otros suelos, sobre todo para deformaciones menores a  $10^{-1}\%$ . Esto es un hecho notable, dado que las arcillas del Valle tienen relaciones de vacíos altas y grados de sensibilidad muy grandes.

Romo, M. P. (1990), concluyó de investigaciones en arcillas de la Ciudad de México, que las muestras de arcilla consolidadas anisotrópicamente presentan mayor módulo de rigidez que las consolidadas isotrópicamente. También encontró que en estos suelos, la rigidez máxima prácticamente no decrece con el número de ciclos de carga y el amortiguamiento histerético se mantiene prácticamente constante, las deformaciones permanentes son pequeñas y la presión de poro dinámica que se acumula es despreciable.

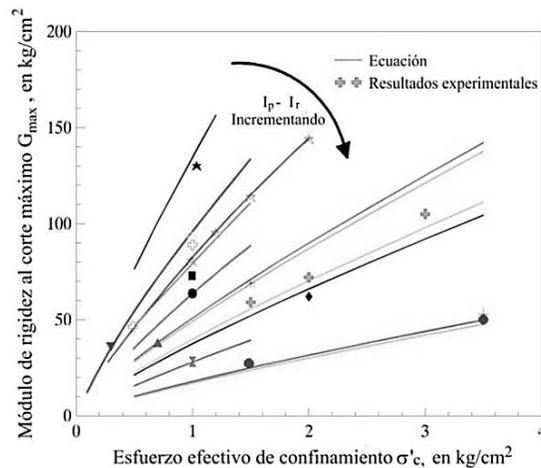
Por otra parte, indicó que la deformación angular crítica ( $\gamma_c$ ) en las arcillas varía entre 0.01% y 0.5%, y que esto depende del índice de plasticidad ( $I_p$ ). Sin embargo, Vega, L. (2003), observó en arcillas del ex lago de Texcoco, que el valor crítico de deformación, a partir del cual el suelo pasa de una condición casi elástico-lineal hacia un visible comportamiento no lineal, se encuentra en un rango de deformación entre  $0.0032\% \leq \gamma_c \leq 0.02\%$ .

Romo y Ovando (1993), de estudios experimentales realizados en arcillas de la ciudad de México y otras arcillas más consistentes, observaron que el índice de plasticidad y su consistencia relativa o índice de rigidez ( $I_r$ ), son parámetros clave en el comportamiento dinámico de materiales arcillosos. Mencionan que el comportamiento dinámico de las arcillas depende de la magnitud de la deformación inducida por la aplicación de esfuerzos; a deformaciones del orden de  $10^{-4}\%$ , las arcillas se comportan como sólidos viscoelásticos; a deformaciones de hasta aproximadamente  $10^{-1}\%$ , la rigidez y resistencia de las arcillas, dependen del historial y estado de esfuerzo.



**Figura 2.10.** Módulos  $G$  para arcillas de la Ciudad de México (Romo, M.P., 1990)

Posteriormente, Romo y Ovando (1995), a partir de resultados de una serie de ensayos de columna resonante en muestras de suelo extraídas de diferentes sitios y profundidades de la Ciudad de México, encontraron que el valor de  $G_{m\acute{a}x}$  depende del esfuerzo efectivo de confinamiento ( $\sigma'_c$ ), y reiteran la influencia del valor de  $I_p$  y de  $I_r$ . La Figura 2.11, muestra como al aumentar la magnitud de  $\sigma'_c$  y disminuir la diferencia  $I_p - I_r$ , la rigidez máxima del suelo aumenta; así mismo, se observa como el  $G_{m\acute{a}x}$  tiene una relación prácticamente lineal con  $\sigma'_c$ , exhibiendo una mínima dispersión.



**Figura 2.11.** Efecto de  $\sigma'_c$  y  $(I_p - I_r)$  en el  $G_{m\acute{a}x}$  (Romo, M. P. y Ovando, E., 1995)

**2.4. PROPIEDADES RESILIENTES DE LOS SUELOS**

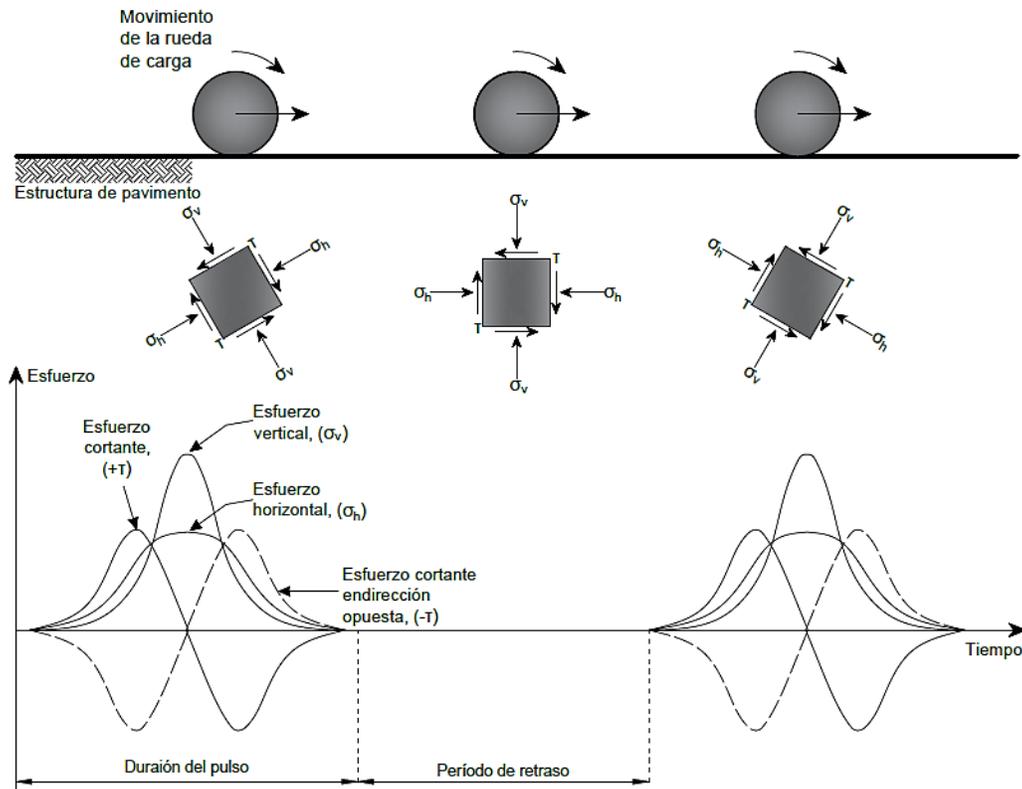
La respuesta resiliente y la deformabilidad del suelo natural subrasante, son requerimientos básicos para el diseño de los pavimentos, principalmente para el dimensionamiento de las capas que conforman la estructura, así como para definir las características de los materiales a utilizar en cada una de ellas.

Existen varias herramientas utilizadas para el cálculo del módulo resiliente en la ingeniería de pavimentos, en las que se incluyen, análisis teóricos, correlaciones empíricas, pruebas de laboratorio y campo, y ensayos a escala con el uso de instrumentación.

Debajo de una simple aplicación de carga debida al paso de un neumático, el suelo responde de una manera esencialmente resiliente. Sin embargo, las deformaciones permanentes, plásticas y viscosas pueden acumularse posterior a la aplicación de cargas repetidas.

**2.4.1. Concepto de resiliencia,  $M_r$**

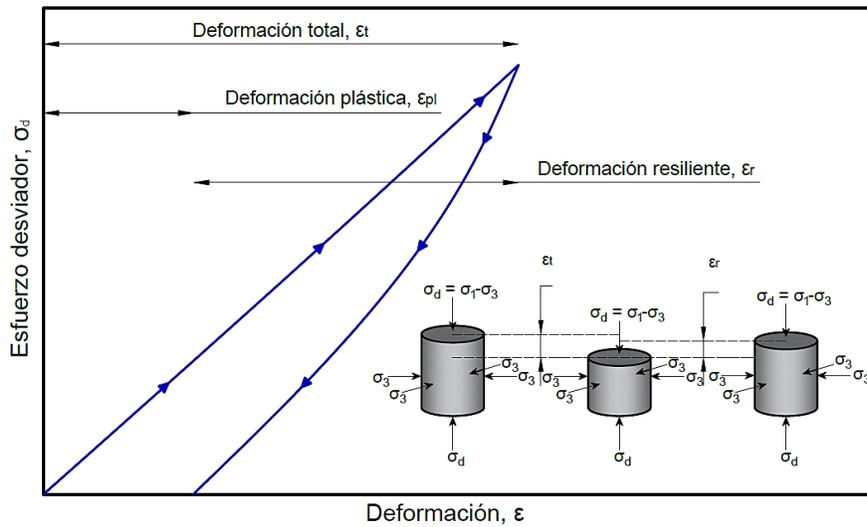
El patrón de esfuerzos que es inducido en una estructura de pavimento debido a una carga de tránsito, consiste en pulsos de esfuerzo con componentes vertical, horizontal y cortante (Figura 2.12). En una capa de suelo no confinada el esfuerzo vertical y horizontal son positivos, mientras que el esfuerzo cortante es invertido al paso de la carga, (Dawson, et al., 2000).



**Figura 2.12.** Pulsos de carga originadas por cargas de tránsito, (Modificada de Brown, S. F., 1996)

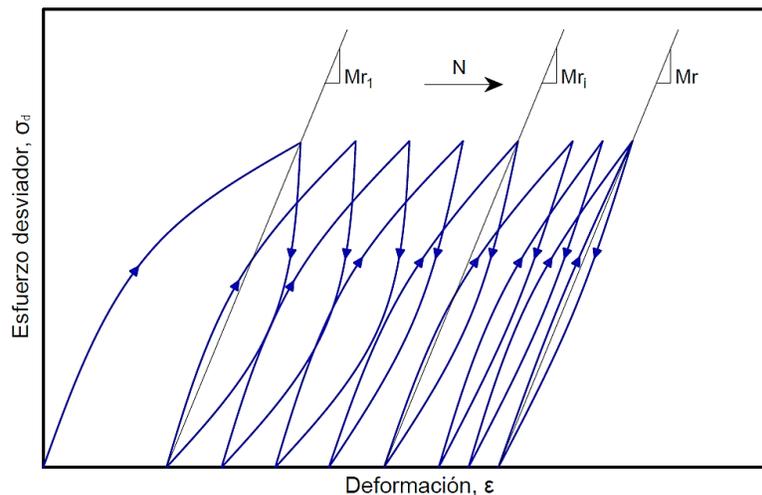
Cuando un material está sometida a cargas repetidas, este reacciona recuperando parte de la deformación inducida ( $\epsilon_r$ ) (Figura 2.13); la capacidad de recuperación de dicho material es lo que comúnmente se denomina la resiliencia de los materiales.

Al ser aplicada una carga creciente se incrementa con ella la deformación; cuando la carga se reduce, la deformación de igual manera se reduce; sin embargo, no toda se recupera. La deformación total estará compuesta de dos partes, una plástica o permanente ( $\epsilon_{pl}$ ) y una elástica o resiliente ( $\epsilon_r$ ).



**Figura 2.13.** Deformaciones durante la aplicación de carga cíclica, (Modificado de Osorio, R., 2002)

La deformación elástica repetida es una condición de interés en materiales sometidos a tensión, en los que se puede llegar a producir una falla por fatiga, degradándose la rigidez del material, si el número de repeticiones es importante y los materiales son susceptibles a estos efectos.



**Figura 2.14.** Definición del módulo resiliente  $M_r$

Brown (1996), observó que la deformación máxima del suelo, se presenta donde el esfuerzo aplicado tiene mayor magnitud; la magnitud y duración de esfuerzo que genera el paso del vehículo en el pavimento, depende tanto de la velocidad como del tránsito promedio diario que circula en la vía. Dichos parámetros permitieron establecer el ciclo haversiano de 0.1 segundos para la aplicación de esfuerzos en el equipo triaxial.

Durante un ensaye de carga repetida, se ha observado que posterior a un cierto número de ciclos de carga (N), el módulo bajo condiciones cíclicas llega a ser aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede ser asumida como elástica, (Drumm, C. et al., 1989). El módulo en la respuesta estable del suelo (Figura 2.14), es definido como el módulo resiliente ( $M_r$ ) y de acuerdo con Yoder y Witczar (1975), y Barksdale et al., (1975), puede ser calculado después de 100 a 200 esfuerzos desviadores repetidos.

El concepto de módulo resiliente, fue introducido por primera vez por Seed et al., (1962) y definido como la relación entre el esfuerzo desviador ( $\sigma_d$ ) repetido y la deformación axial recuperable o resiliente ( $\epsilon_r$ ) en una prueba triaxial. Es una medida de las propiedades elásticas de los suelos reconociendo una cierta característica no lineal, por lo que es similar al módulo dinámico ( $E_{eq}$ ).

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \dots\dots\dots [2.2]$$

Donde

- $M_r$       Módulo resiliente
- $\sigma_d$      Esfuerzo desviador
- $\sigma_1$      Esfuerzo principal mayor
- $\sigma_3$      Esfuerzo principal menor
- $\epsilon_r$       Deformación axial recuperable

#### **2.4.2. Determinación de las propiedades resilientes en laboratorio**

El módulo resiliente es otra de las propiedades determinada con el equipo triaxial cíclico, los ensayes se realizan con métodos destructivos y no destructivos a carga controlada.

En 1986, la AASHTO publicó un método de diseño para estructuras de pavimentos en el que se implementó por primera vez el uso del módulo resiliente para caracterizar las propiedades dinámicas de los materiales componentes de estas estructuras terreas. Se planteó que el  $M_r$ , se obtiene de ensayes triaxiales dinámicos de carga repetida y es basado solo en la deformación recuperable.

Actualmente, el módulo resiliente se determina con base a la norma AASHTO T 307-99 (2007): “Determinación del Módulo Resiliente de Materiales de Suelos y Agregados”, el cual, fue actualizado de la norma AASHTO T 294-94 y la AASHTO T 274. Consiste básicamente en someter a una probeta

de material a un estado de esfuerzo compuesto por una presión de confinamiento y un esfuerzo desviador dinámico.

El estado de esfuerzo pretende reproducir el estado al que se encuentra el suelo de cimentación o los materiales que conforman las capas granulares de un pavimento, cuando éste es solicitado por una carga de tránsito. Las condiciones de tránsito son simuladas mediante la aplicación de una serie repetida de esfuerzo desviador, separados por períodos de descanso, y las condiciones de campo son simuladas por acondicionamiento y post-condicionamiento de la probeta.

La norma clasifica el suelo en materiales granulares y cohesivos, tipo 1 y tipo 2, respectivamente. Las secuencias de carga aplicada dependen del tipo de material a ensayar, ya sea un suelo para subrasante, o para conformar las capas de base o sub-base.

El acondicionamiento de la probeta de un suelo para subrasante, consiste en la aplicación de 500 a 1000 ciclos de carga aplicados con un esfuerzo de confinamiento de 41.4 kPa (6 psi) y un esfuerzo desviador de 27.6 kPa (4 psi). El propósito de este proceso, es estabilizar las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo el estado de esfuerzo inducido, dando como resultado, un comportamiento de tipo constante que puede representarse a través del valor del módulo resiliente.

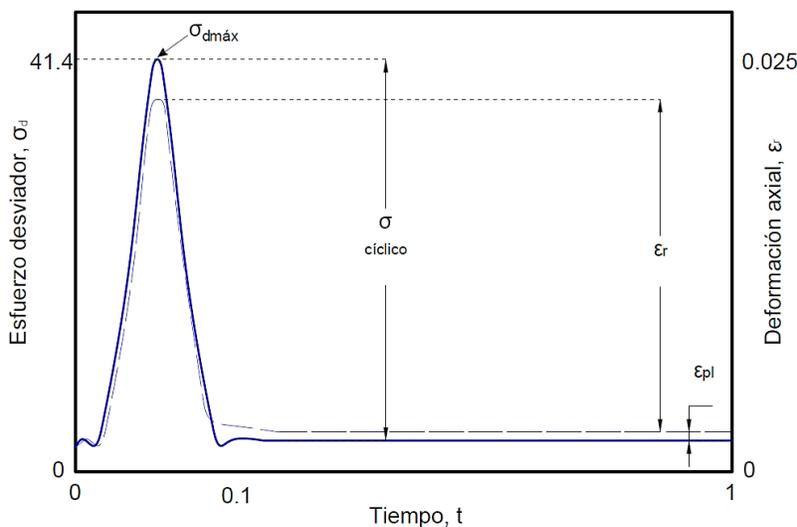
Posterior al acondicionamiento, la prueba se realiza a tres niveles de esfuerzos de confinamiento (41.4, 27.6 y 13.8 kPa) con cinco amplitudes de esfuerzo desviador (12.4, 24.8, 37.3, 49.7, 62.0 kPa), resultando en total, quince etapas de carga aplicadas (Tabla 2.2).

**Tabla 2.2.** *Secuencia de ensaye para suelos subrasantes, (AASHTO T 307-99, 2007)*

No. De Secuencia	Presión de confinamiento, $\sigma_3$		Esfuerzo Axial Máx., $\sigma_{max}$		Esfuerzo Cíclico, $\sigma_{ciclico}$		Esfuerzo Constante, $0.1\sigma_{max}$		No. de ciclos de carga - Módulo resiliente
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	500-1000
1	41.4	6	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
2	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
3	41.4	6	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
4	41.4	6	55.2	8	49.7	7.2	5.4	0.8	100
5	41.4	6	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
6	27.6	4	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
7	27.6	4	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
8	27.6	4	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
9	27.6	4	55.2	8	49.7	7.2	5.4	0.8	100
10	27.6	4	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
11	13.8	2	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
12	13.8	2	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
13	13.8	2	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
14	13.8	2	55.2	8	49.7	7.2	5.4	0.8	100
15	13.8	2	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100

El procedimiento de ensaye es el mismo para ambos tipos de suelo y es realizado solo bajo condiciones drenadas. Sin embargo, debido a que cada secuencia de carga es de 1.0 s (tiempo de aplicación de carga de 0.1 s y tiempo de reposo de 0.9 s), la aplicación de cargas rápidas y repetidas, puede conducir a condiciones no drenadas o parcialmente no drenadas, especialmente en suelos cohesivos.

El esfuerzo desviador corresponderá a un pulso dinámico de tipo haversiano con las características indicadas en la Figura 2.15, mostrada a continuación.



**Figura 2.15.** Esfuerzo desviador y deformación axial correspondiente a un pulso haversiano

En general el módulo resiliente de un suelo determinado de pruebas de laboratorio, depende de muchos factores incluyendo, el contenido de agua, el peso volumétrico seco, el esfuerzo desviador y de confinamiento, el tamaño y preparación del espécimen, la forma del pulso, duración, frecuencia y secuencia de los niveles de esfuerzo, el equipo de ensaye y el método de acondicionamiento, (Mohammad et al., 2003).

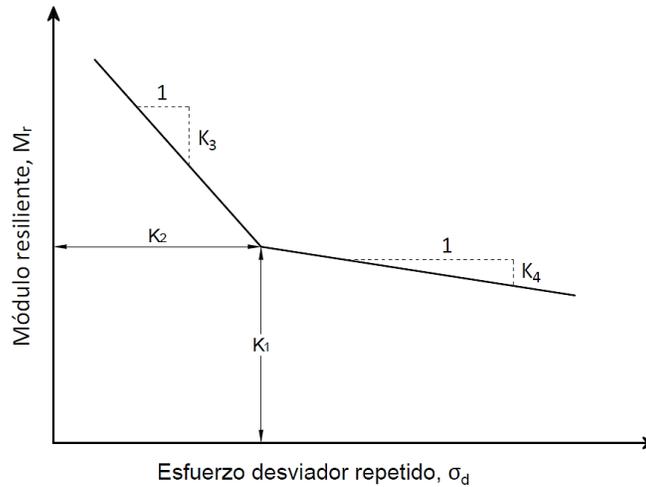
### 2.4.3. Características resilientes de las arcillas

En suelos cohesivos compactados, para un estado de esfuerzo dado, el módulo resiliente decrece con el incremento de esfuerzo desviador, (Brodsky, N. S., 1989) y es, en general, poco sensible a la magnitud del esfuerzo de confinamiento bajo condiciones no consolidadas. También depende de las condiciones de compactación, del número de ciclos aplicado y es afectado por el fenómeno de tixotropía.

El módulo resiliente en suelos cohesivos no es solo sensitivo a el estado de esfuerzo del suelo, también es a la presencia de agua y a la succión capilar, cuando se encuentra en un estado parcialmente saturado, (Dehlen 1969; Finn et al., 1972).

Algunos investigadores han desarrollado modelos constitutivos para el entendimiento del módulo resiliente de los suelos finos. Seed et al. (1967), los cuales, propusieron una relación en donde el módulo resiliente ( $M_r$ ) es una función del esfuerzo volumétrico ( $\theta$ ).

Terrel y Award (1972), representaron el comportamiento no lineal de los suelos cohesivos bajo carga repetida por un modelo bilineal, en el que la respuesta no lineal es definida en términos de dos relaciones lineales y un punto de falla. Este modelo (Figura 2.16), se refiere al punto en el que ocurre un significativo cambio en la pendiente y ha sido identificado que ocurre, para muchos suelos, a un esfuerzo desviador de entre 41 kPa y cero esfuerzo de confinamiento, (Thompson y Robnett, 1976).



**Figura 2.16.** Relación general entre el módulo resiliente y esfuerzo desviador para suelos finos, (Terrel y Award, 1972)

La relación no lineal de forma está dada por:

$$M_r = K_1 (\sigma_d)^{K_2} \dots\dots\dots [2.3]$$

En donde  $K_1$  y  $K_2$ , son constantes del material y se obtienen de un análisis de regresión lineal. Este mismo modelo ha sido sugerido por Moossazadeh y Witczak (1981), conocido como modelo de esfuerzo desviador para suelos cohesivos; la diferencia radica en la relación  $\sigma_d/P_a$ , en donde  $P_a$ , es la presión atmosférica.

El primer intento en laboratorio de relacionar el módulo resiliente con el esfuerzo efectivo, fue reportado por Brown et al., (1977), quienes trabajaron con muestras reconstituidas de arcilla limosa. Teniendo como resultado la siguiente expresión:

$$M_r = K \left( \frac{\sigma'_o}{\sigma_d} \right)^n \dots\dots\dots [2.4]$$

Donde

**CAPÍTULO 2.**

---

- K y n Son valores que dependen del tipo de suelo
- $\sigma'_o$  Esfuerzo efectivo inicial medio
- $\sigma_d$  Esfuerzo desviador repetido

Witczak y Uzan (1988), presentaron lo que nombraron modelo universal, el cual, permite predecir el comportamiento resiliente de los suelos cohesivos y granulares, tal como se indica a continuación.

$$Mr = K_1 P_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{K_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{K_3} \dots\dots\dots [2.5]$$

Donde

- $\tau_{oct}$  Es el esfuerzo cortante octaédrico, que en condiciones triaxiales es,  $\tau_{oct} = \sqrt{2}/3 (\sigma_1 - \sigma_2)$
- $\theta$  Esfuerzo volumétrico,  $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ;  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 =$  esfuerzos principales
- $P_a$  Presión atmosférica

El modelo generalizado adoptado por la Guía empírica-mecánica de diseño de pavimentos, por sus siglas en el inglés MEPDG, usada para suelos finos y granulares es:

$$Mr = K_1 P_a \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{K_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{K_3} \dots\dots\dots [2.6]$$

En donde los coeficientes  $K_1$ ,  $K_2$ , y  $K_3$  son iguales a una regresión constante.

Rahin y George (2005), desarrollaron un modelo para predecir el módulo resiliente, basado en diferentes estados de esfuerzos y propiedades básicas. Consideraron dos relaciones de esfuerzo que fueron graficadas contra el  $M_r$ ,  $(\sigma_d/\sigma'_c)$  y  $(\theta/\sigma_d)$ , para suelos finos y suelos granulares respectivamente. En donde  $\sigma'_c$ , es el esfuerzo efectivo medio o de consolidación.

$$Mr = K_1 P_a \left( 1 + \frac{\sigma_d}{1 + \sigma'_c} \right)^{K_2} \dots\dots\dots [2.7]$$

$$Mr = K_1 P_a \left( 1 + \frac{\theta}{1 + \sigma_d} \right)^{K_2} \dots\dots\dots [2.8]$$

En cuanto a la experiencia local, se tiene únicamente la investigación hecha por Lerma (2016), el cual, realizó pruebas triaxiales cíclicas para la determinación del módulo resiliente en las arcillas del ex lago de Texcoco. Haciendo una modificación a la Norma AASHTO T 307 – 99 (Tabla 2.3), obtuvo módulos  $M_r$  de pruebas UU y CU en muestras superficiales de aproximadamente, 0.50 a 10.8 MPa y de 4.8 a 16.2 MPa, respectivamente.

**Tabla 2.3.** *Secuencia de carga para los suelos del ex Lago de Texcoco, (Lerma, 2016)*

No. De Secuencia	Presión de confinamiento, $\sigma_3$		Esfuerzo Axial Máx., $\sigma_{max}$		Esfuerzo Cíclico, $\sigma_{ciclico}$		Esfuerzo Constante, $0.1\sigma_{max}$		No. de ciclos de carga - Módulo resiliente
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	41.4	6	5.10	0.74	4.59	0.67	0.51	0.07	1000
1	41.4	6	2.55	0.37	2.29	0.33	0.26	0.04	100
2	41.4	6	5.10	0.74	4.59	0.67	0.51	0.07	100
3	41.4	6	7.65	1.11	6.88	1.00	0.77	0.11	100
4	41.4	6	10.20	1.48	9.18	1.33	1.02	0.15	100
5	41.4	6	12.75	1.85	11.47	1.66	1.28	0.19	100
6	27.6	4	2.55	0.37	2.29	0.33	0.26	0.04	100
7	27.6	4	5.10	0.74	4.59	0.67	0.51	0.07	100
8	27.6	4	7.65	1.11	6.88	1.00	0.77	0.11	100
9	27.6	4	10.20	1.48	9.18	1.33	1.02	0.15	100
10	27.6	4	12.75	1.85	11.47	1.66	1.28	0.19	100
11	13.8	2	2.55	0.37	2.29	0.33	0.26	0.04	100
12	13.8	2	5.10	0.74	4.59	0.67	0.51	0.07	100
13	13.8	2	7.65	1.11	6.88	1.00	0.77	0.11	100
14	13.8	2	10.20	1.48	9.18	1.33	1.02	0.15	100
15	13.8	2	12.75	1.85	11.47	1.66	1.28	0.19	100

## 2.5. COMPORTAMIENTO VISCOELÁSTICO

La viscoelasticidad es una propiedad que exhiben algunos materiales al presentar tanto un comportamiento viscoso como elástico y en donde su relación esfuerzo-deformación es dependiente del tiempo. En el caso de los materiales elásticos, su relación entre la carga o esfuerzo y la deformación resultante (definida como la ley de Hooke), establece que la deformación es instantánea y proporcional al esfuerzo aplicado; en el caso de los materiales viscosos, dicha relación, establece que el esfuerzo es proporcional a la tasa de deformación y el desplazamiento depende de la historia de cargas, (Hermosillo, A. A., 2013).

Los materiales viscoelásticos, presentan las siguientes características:

- Disipación de energía conocida como histéresis.
- Relajación de esfuerzos, en donde si la deformación es constante, los esfuerzos se reducen con el tiempo.
- Fluencia o Creep, en donde manteniendo un esfuerzo constante, las deformaciones producidas aumentan de manera línea con el tiempo de aplicación.

La teoría de la viscoelasticidad es una generalización de las teorías clásicas de la elasticidad y de la viscosidad; supone que la deformación de un material bajo un estado de esfuerzo, incluye componentes de almacenamiento de energía que son elásticamente reversibles y componentes viscosos que son irreversibles y disipan energía.

### 2.5.1. Parámetros viscoelásticos complejos

Para describir el comportamiento mecánico de las arcillas se ha utilizado la teoría viscoelástica ya que se ha observado que estos materiales presentan una respuesta tanto viscosa como elástica;

**CAPÍTULO 2.**

bajo cargas cíclicas presentan histéresis y, a carga o deformación sostenida, exhiben las propiedades reológicas de creep y relajación, respectivamente.

Las características de almacenamiento y disipación de energía de los suelos cohesivos son de mucha importancia en el entendimiento de los fenómenos vibratorios, y como se ha mencionado anteriormente, han sido estudiados en un estado vibratorio en compresión axial. La respuesta es representada en términos de parámetros viscoelásticos y muestran un comportamiento no lineal definido, incluso en valores pequeños de deformación dinámica, (Krizek, R. J. y Franklin, A. G., 1967).

Para la caracterización dinámica de los suelos, los ensayos más comunes son los dinámicos u oscilatorios basados en la viscoelasticidad lineal, en los cuales, se asume que hay una única relación entre incrementos de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y deformación angular ( $\gamma$ ) en cualquier lapso de tiempo ( $t$ ), y que esta relación es independiente del nivel de esfuerzo.

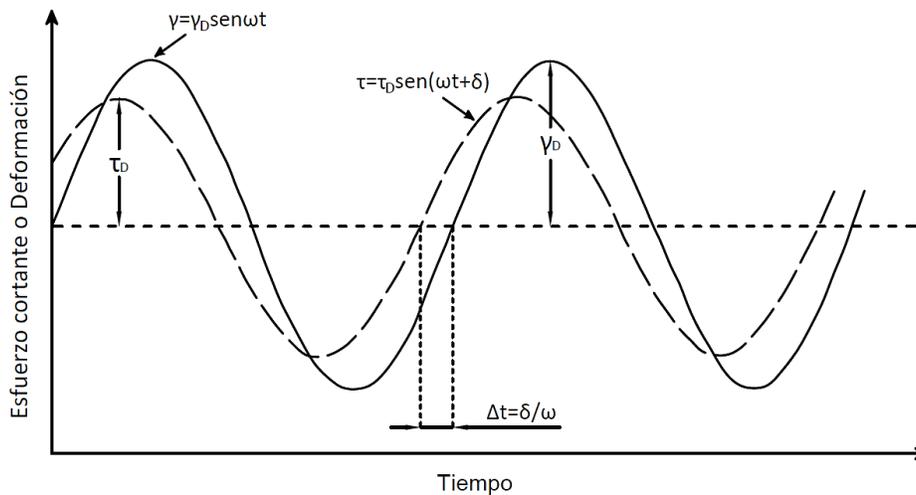
En este tipo de ensayos, la deformación aplicada (o esfuerzo) varía sinusoidalmente y con el tiempo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\gamma = \gamma_D \text{sen} \omega t \dots\dots\dots [2.9]$$

Mientras que el esfuerzo (o deformación) varía con la misma frecuencia ( $\omega$ ) pero presentando un desfase ( $\delta$ ) con respecto a la deformación, conocido como ángulo de fase:

$$\tau = \tau_D \text{sen}(\omega t + \delta) \dots\dots\dots [2.10]$$

En la Figura 2.17, se muestra la respuesta oscilatoria esfuerzo-deformación-tiempo resultante de un ensayo oscilatorio.



**Figura 2.17.** Respuesta oscilatoria esfuerzo-deformación-tiempo, (Krizek, R. J. y Franklin, A. G., 1967)

El ángulo de fase es una medida de disipación de energía y es un valor dependiente de la frecuencia, (Krizek, R. J. y Franklin, A. G., 1967). Si se trata de un material viscoelástico,  $\delta$  tendrá valores entre 0 y 90°.

La existencia de un ángulo de fase nos lleva a considerar componentes de esfuerzo en fase y fuera de fase con la deformación aplicada. La componente de esfuerzo en fase con la deformación dividida por la deformación es llamada módulo de almacenamiento ( $G'$ ).

$$G' = \frac{\tau_D}{\gamma_D} \cos \delta \dots\dots\dots [2.11]$$

Por su parte, la componente de esfuerzo en cuadratura (90° fuera de fase) con la deformación dividida por la deformación es llamado módulo de pérdida o disipación ( $G''$ ).

$$G'' = \frac{\tau_D}{\gamma_D} \text{sen} \delta \dots\dots\dots [2.12]$$

El módulo de pérdida está asociado a la energía de disipación, mientras que el módulo de almacenamiento está relacionado a la energía almacenada y completamente recuperada; ambos, para un único ciclo de deformación.  $G'$  y  $G''$ , pueden ser añadidos vectorialmente en el plano complejo dando un módulo complejo  $G^*$ , escrito como:

$$G^* = G' + iG'' \dots\dots\dots [2.13]$$

Donde  $i^2 = -1$ . Si  $G'$  y  $G''$  son reales, el valor absoluto del módulo complejo puede ser escrito como:

$$|G^*| = \sqrt{(G')^2 + (G'')^2} = \frac{\tau_D}{\gamma_D} \dots\dots\dots [2.14]$$

Así, la magnitud absoluta del módulo complejo es igual a la relación entre la amplitud de esfuerzo cortante ( $\tau_D$ ) y la amplitud de la deformación ( $\gamma_D$ ), es decir, es la relación entre el esfuerzo máximo y la deformación máxima (Konder, R. L. y Krizek, R. J., 1965).

Por otra parte, en una prueba de módulo resiliente, no se tiene presencia de un ángulo de fase debido a que existe un período de relajación en el suelo; sin embargo, es posible observar la viscoelasticidad en el suelo debido a que posterior a la aplicación de un bajo nivel de carga o esfuerzo, la deformación no se recupera completamente; es decir, durante la secuencia de carga se registran dos deformaciones, una al finalizar el pulso de carga (deformación instantánea recuperable) y la otra al terminar el período de relajación (deformación total plástica). Dichas deformaciones se refieren a la componente de almacenamiento y disipación de energía, respectivamente.

## CAPÍTULO 3. ETAPA EXPERIMENTAL

En este capítulo se presenta la información descriptiva de la etapa experimental, detallando los materiales empleados, la formación de las probetas y su montaje en la cámara triaxial, la descripción del equipo, la descripción de los ensayos y, por último, el procesamiento de datos y cálculo de los parámetros obtenidos durante este estudio. Se describen las características especiales de los ensayos realizados, la previa etapa de saturación, el diseño de las etapas de consolidación y el diseño de las cargas axiales cíclicas aplicadas en cada una de ellas.

Todos los ensayos presentados, se realizaron en el Laboratorio de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

### 3.1. MATERIALES EMPLEADOS

Las muestras de suelo inalteradas empleadas en el programa de laboratorio de esta investigación, fueron extraídas por medio de un tubo de aluminio de pared delgada tipo Shelby, hincado a una profundidad de 1.5 m a 2.30 m. Son muestras de suelo recuperadas en la campaña de exploración de la zona en donde se construye el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) en las inmediaciones del ex Lago de Texcoco.

Las coordenadas de ubicación de los sondeos, así como la profundidad de extracción de las ocho muestras, se presentan en la Tabla 3.1.

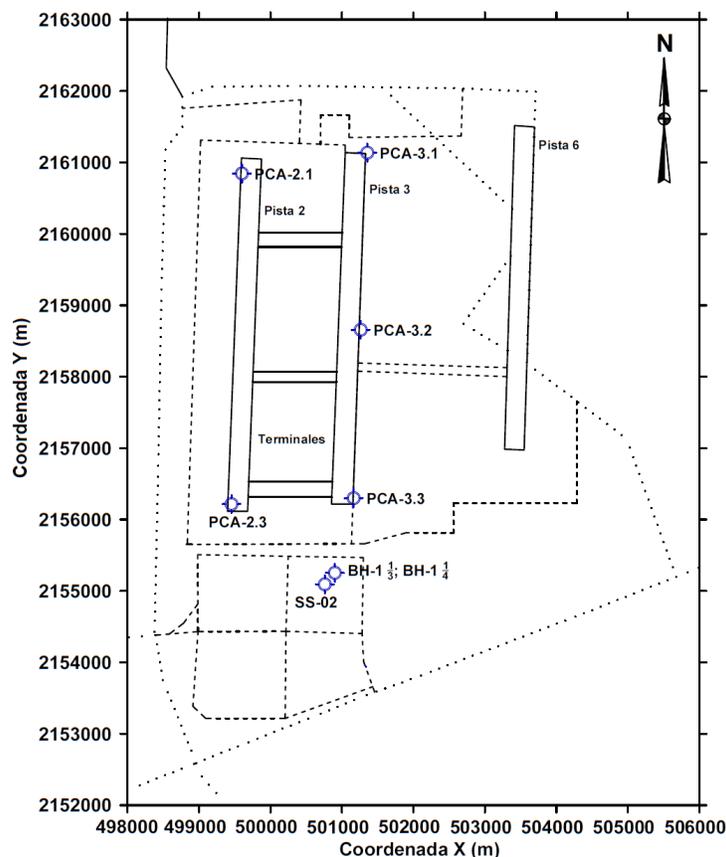
**Tabla 3.1.** Ubicación de las muestras ensayadas

Sondeo	Muestra	Profundidad	Coordenadas UTM	
			X	Y
PCA-3.3	M-1	1.50-2.00 m	501149.83	2156336.42
PCA-3.1	M-1	1.50-2.00 m	501318.10	2161126.01
PCA-2.3	M-2	1.50-2.00 m	499414.04	2156252.89
PCA-3.2	M-1	1.50-2.00 m	501234.45	2158724.89
PCA-2.1	M-3	1.50-2.00 m	499571.67	2160832.00
BH-1	M-1/3	1.90-2.10 m	500984.87	2155392.60
BH-1	M-1/4	2.10-2.30 m	500984.87	2155392.60
SS-02	M-1/4	2.10-2.30 m	500820.84	2155385.31

En la Figura 3.1, se muestra la ubicación de los sondeos en el sitio de estudio; así mismo, en el ANEXO – A, se pueden observar físicamente las muestras de suelo ensayadas.

Durante la realización de los ensayos triaxiales, se determinó de cada una de las muestras de suelo, las relaciones volumétricas y gravimétricas, y las propiedades índices siguientes:

- Contenido natural de agua,  $\omega$
- Peso volumétrico natural de la muestra,  $\gamma_m$
- Grado de saturación,  $S_r$
- Densidad relativa de sólidos,  $G_s$
- Límites de consistencia o de Atterberg
  - Límite líquido,  $L_w$
  - Límite plástico,  $L_p$
  - Índice de plasticidad,  $I_p$
  - Índice de liquidez,  $I_L$
- Relación de vacíos,  $e$



**Figura 3.1.** Ubicación de los sondeos en el predio del NAICIM

Para el cálculo de  $\omega$ ,  $G_s$ , y los límites de consistencia, se tomaron como referencia las Normas ASTM D 2216 – 98, D 854 – 02, y D 4318 – 00, respectivamente. La clasificación en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se hizo de acuerdo a lo indicado en la Norma ASTM D 2487 – 00. Las características de las muestras de arcilla utilizadas, se presentan en la Tabla 3.2 y 3.3, mostradas a continuación.

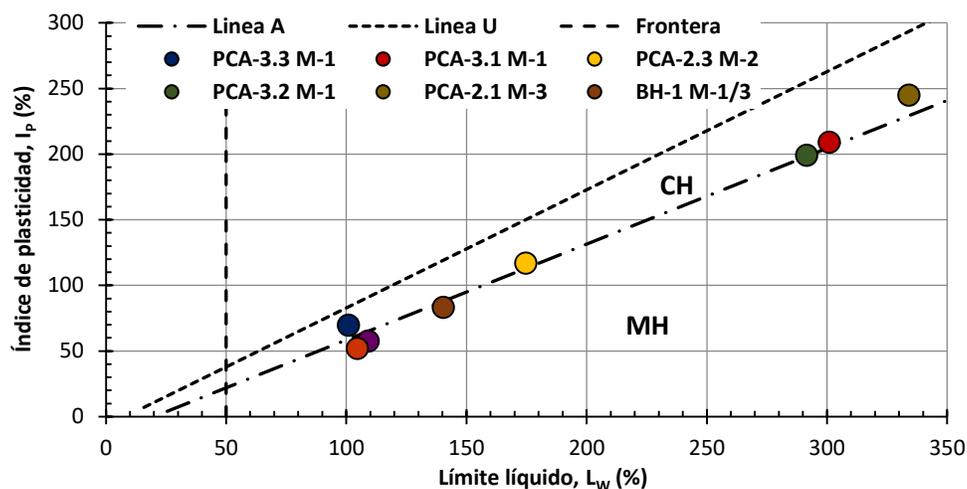
La mayoría de las muestras se localiza por arriba de la línea A y a la derecha de la línea Frontera de la carta de plasticidad, esto significa que se trata de arcillas de alta compresibilidad (CH); sin embargo, las muestra BH-1 M-1/43, BH-1 M-1/4 y SS-02 M-1/4, se clasifica como limo de alta plasticidad (MH), (Figura 3.2).

**Tabla 3.2.** Límites de consistencia y clasificación SUCS

Sondeo	Contenido de agua, $\omega$ (%)	Límite líquido, $L_w$ (%)	Límite plástico, $L_p$ (%)	Índice de plasticidad, $I_p$ (%)	Índice de liquidez, $I_L$ (%)	Clasificación SUCS
PCA-3.3	144.106	100.873	31.189	69.684	1.620	CH
PCA-3.1	295.806	300.950	91.696	209.254	0.975	CH
PCA-2.3	198.985	174.638	57.519	117.118	1.208	CH
PCA-3.2	267.443	291.507	92.177	199.329	0.879	CH
PCA-2.1	289.905	334.074	88.966	245.108	0.820	CH
BH-1 1/3	116.722	140.351	56.957	83.385	0.717	MH
BH-1 1/4	97.849	109.122	51.442	57.679	0.805	MH
SS-02	99.178	104.608	52.611	51.997	0.896	MH

**Tabla 3.3.** Propiedades índice y relaciones volumétricas

Sondeo	Peso volumétrico, $\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad relativa de sólidos, $G_s$	Relación de vacíos inicial, $e_0$	Grado de saturación, $S_r$ (%)
PCA-3.3	1.342	2.847	4.180	98.143
PCA-3.1	1.158	3.006	9.274	95.889
PCA-2.3	1.253	2.841	5.778	97.836
PCA-3.2	1.124	2.836	8.273	91.672
PCA-2.1	1.175	3.106	9.310	96.720
BH-1 1/3	1.339	2.783	3.502	92.730
BH-1 1/4	1.413	2.784	2.898	94.024
SS-02	1.429	2.789	2.887	95.816



**Figura 3.2.** Clasificación de muestras ensayadas de acuerdo al SUCS

Las muestras utilizadas, fueron conservadas y transportadas conforme lo indica la Norma ASTM D 4220 – 14, “Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples”, grupo C, para muestras que son requeridas intactas e inalteradas. Por su parte, el control y manejo de las muestras previo a la realización de los ensayos, se realizó de acuerdo a lo establecido por la Norma ASTM D 4767 – 95, “Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils”.

### **3.2. FORMACIÓN DE LAS PROBETAS**

Las probetas de suelo se formaron utilizando un método de labrado convencional, que consiste en la extracción de la muestra del tubo Shelby, seguido por un previo careado y colocación en un torno de labrado, en donde se le dio la forma cilíndrica con el diámetro deseado.

Se labraron probetas de 71 mm de diámetro aproximadamente con una relación de esbeltez mínima de dos (altura entre 140 y 150 mm), tomando en cuenta los siguientes aspectos:

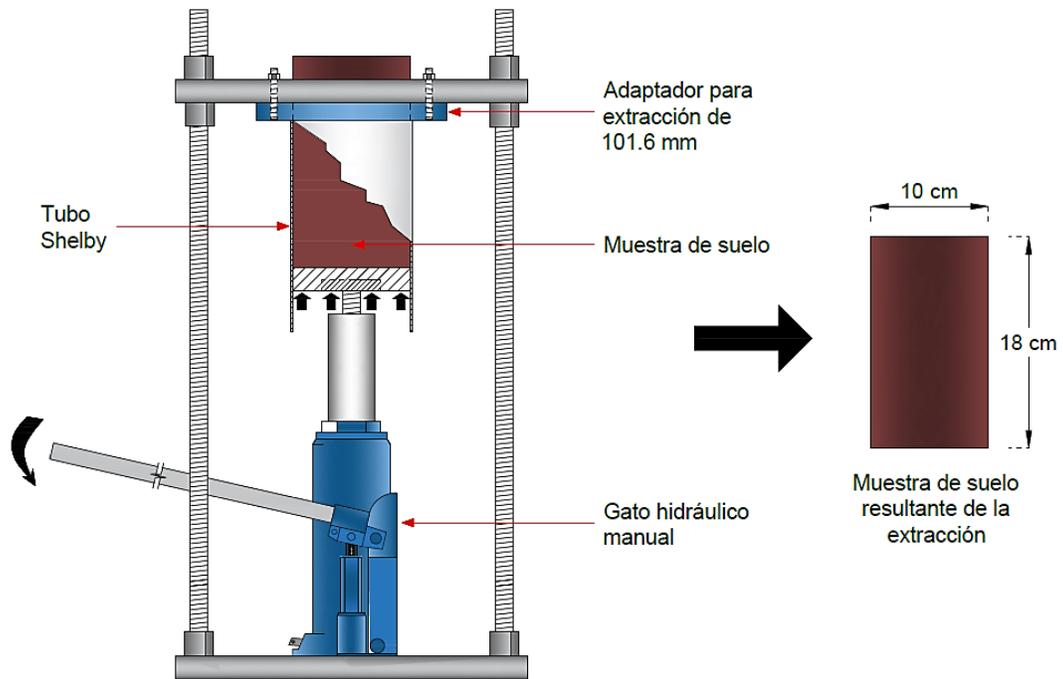
- La Norma ASTM D 3999 – 91, propone para ensayos triaxiales cíclicos, utilizar un diámetro mínimo de 36 mm.
- La Norma AASHTO T 307 – 99, indica que el diámetro a usar para pruebas de módulo resiliente, deben ser de 71 mm o de 86 mm.
- Ambas Normas, sugieren una altura de al menos dos veces el diámetro.

Para la extracción de la muestra del tubo, se cortó el tubo a la medida deseada (aproximadamente 18 cm), se quitó la adherencia del suelo con la pared interior del tubo, se colocó en un extractor universal apoyado sobre una placa metálica, y se extrajo, empujándola manualmente con un gato hidráulico (Figura 3.3). En seguida, se careó por ambos lados para tener un apoyo plano y poder colocar en el torno de labrado.

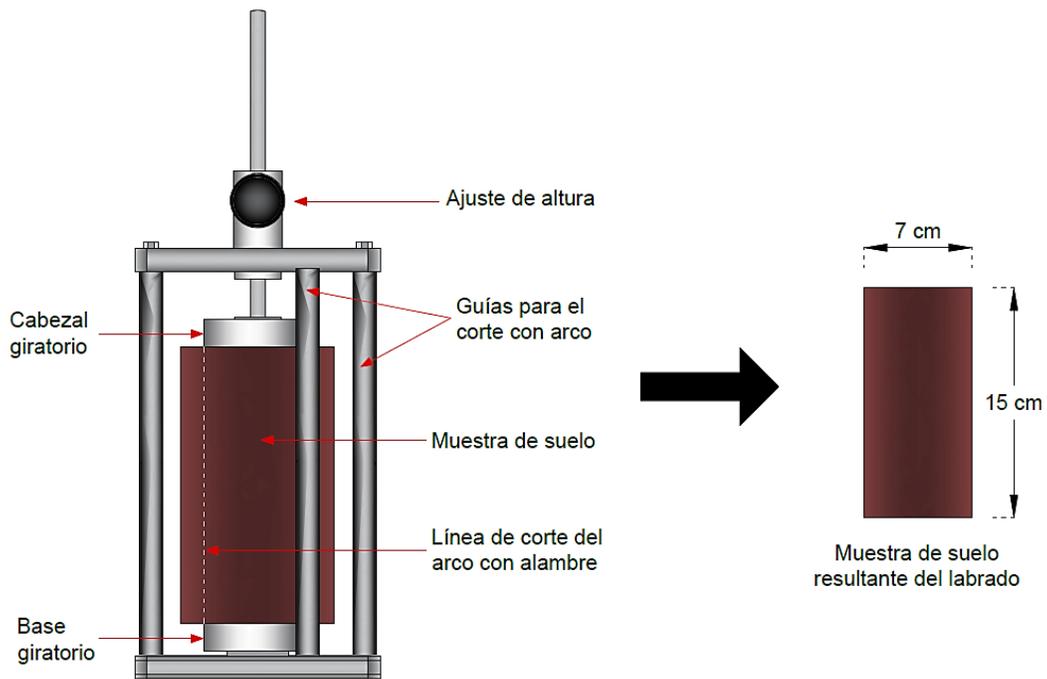
Las muestras se manejaron cuidadosamente para minimizar las posibles perturbaciones ocasionadas por el corte previo del tubo. La colocación del suelo en el torno de labrado se hizo conforme la orientación de extracción de la muestra.

El labrado consistió en quitar gradualmente el exceso de suelo con una sierra de alambre fino para corte de muestras de suelo hasta tener un diámetro cercano al deseado. Después, con una regleta metálica, se le dio el acabado final removiendo cualquier excedente de suelo, dándole una forma cilíndrica y el diámetro ideal (Figura 3.4). Al finalizar, careamos nuevamente ambos lados para darle la altura esperada.

El suelo excedente del careado final y de labrado, se utilizó para obtener del contenido natural de agua, y para determinar los límites de consistencia y densidad relativa de sólidos, respectivamente.



**Figura 3.3.** Método de extracción de las muestras de suelo utilizadas



**Figura 3.4.** Método de labrado aplicado a las muestras de suelo

Finalmente, se registró la masa y las dimensiones iniciales de las probetas, altura y diámetro, en al menos tres posiciones, para conocer las propiedades volumétricas y gravimétricas previas al ensaye.

Una vez se tengan los datos necesarios, se inicia el procedimiento correspondiente para el montaje en la cámara triaxial.

Se debe mencionar que, debido a la falta de un cuarto húmedo, en la extracción y en el labrado, se utilizaron paños húmedos para evitar la pérdida de humedad de las muestras.

### **3.3. MONTAJE DE LA PROBETA**

Previo al montaje de las probetas, se verificó que las líneas de drenaje y las piedras porosas en el cabezal y pedestal de la cámara estuvieran totalmente saturadas, con la finalidad de eliminar la existencia de burbujas de aire durante la etapa de saturación. Así mismo, se ajustó la lectura inicial de la carga, colocando la probeta sobre el pedestal ubicado sobre la celda de carga sumergible y llevando la lectura a cero; el objetivo es tener un correcto taraje y no incluir la masa de la probeta en las lecturas de carga aplicada durante los ensayos.

El montaje se inició con la colocación del papel filtro previamente saturado, en la parte superior, inferior y en la periferia de la probeta de suelo; su finalidad es disminuir el tiempo de saturación y consolidación de la muestra. El papel filtro empleado cumple con los requerimientos necesarios, el coeficiente de permeabilidad es el ideal y no supera más del 50% del área perimetral de la muestra.

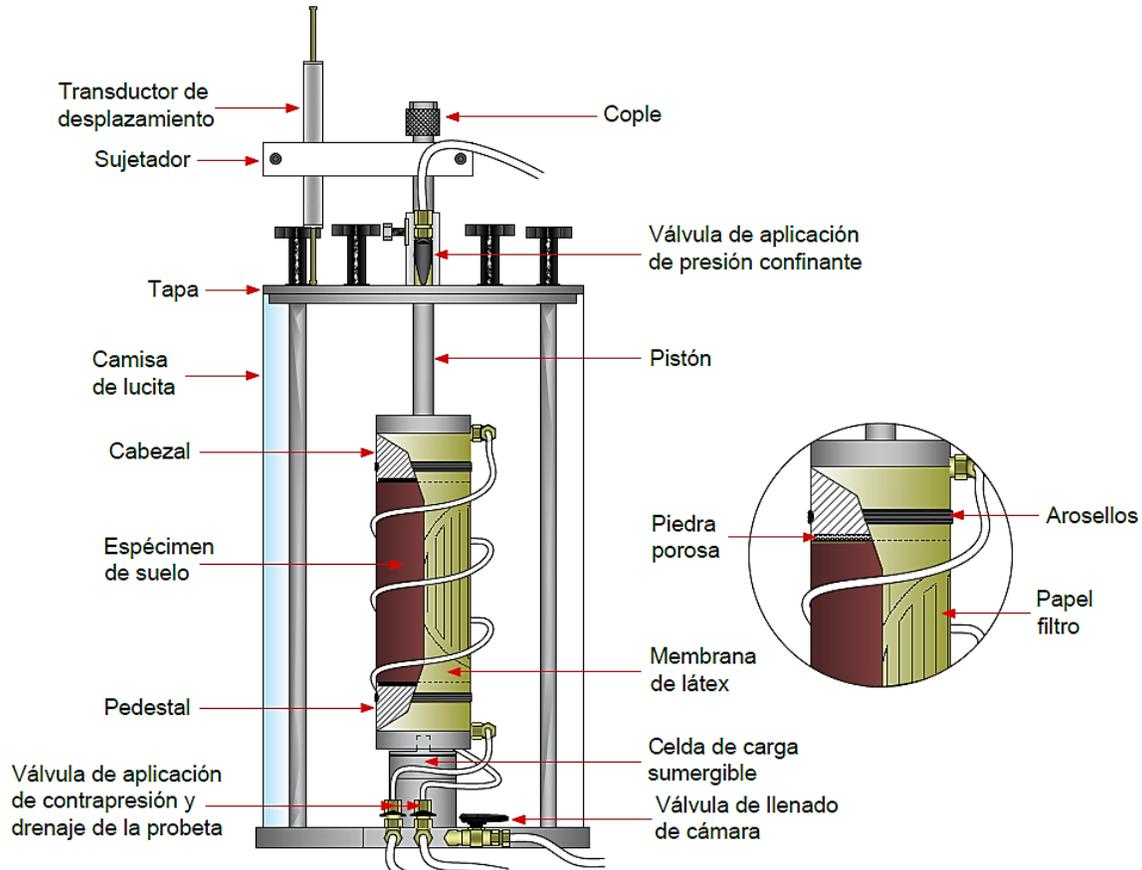
Para evitar la posible pérdida de presión dentro de la cámara, se utilizó grasa de silicón en todas las juntas de la base y tapa de la cámara triaxial.

Acto seguido, se protegió la probeta de suelo con una membrana de látex de 200 mm de alto, la cual, garantiza una mínima sujeción al espécimen, ya que cuenta con un diámetro sin estirar que se encuentra entre el 90% y 95% del diámetro de la muestra; además, el grosor no supera el 1% del diámetro de la misma. Se debe mencionar, que previo a la colocación de la membrana, esta fue inspeccionada cuidadosamente antes de su uso, verificando que no existieran defectos o pinchazos, que proporcionen una incorrecta interfaz entre la muestra y el elemento confinante.

Para la integración de la membrana a la muestra, se introdujo la probeta dentro de un molde partido, se trasladó el conjunto al pedestal de la cámara, se bajó el pistón hasta que se tuvo contacto entre el cabezal y la muestra, se extendió la membrana y se selló con arosellos en la parte superior e inferior. Los arosellos cuentan con un diámetro sin tensor de entre 75% y 85% el diámetro del cabezal y pedestal.

Una vez montada la probeta, se retiró el molde partido, se conectó la línea de drenaje al cabezal, se colocó la camisa de acrílico y se selló la cámara con la tapa metálica. Posteriormente, haciendo uso de un sujetador hecho a la medida, se colocó el sensor de desplazamiento sobre la tapa de la cámara; se debe verificar que se tenga la carrera necesaria para la realización de los ensayos y que se encuentre trabajando en un rango del 50% de su carrera total.

Por último, se verificó el funcionamiento de los transductores y se llenó la cámara con agua destilada hasta un nivel en el que la muestra se encuentra inmersa. En la Figura 3.5, se muestra el aspecto de la probeta en la cámara triaxial después del montaje.

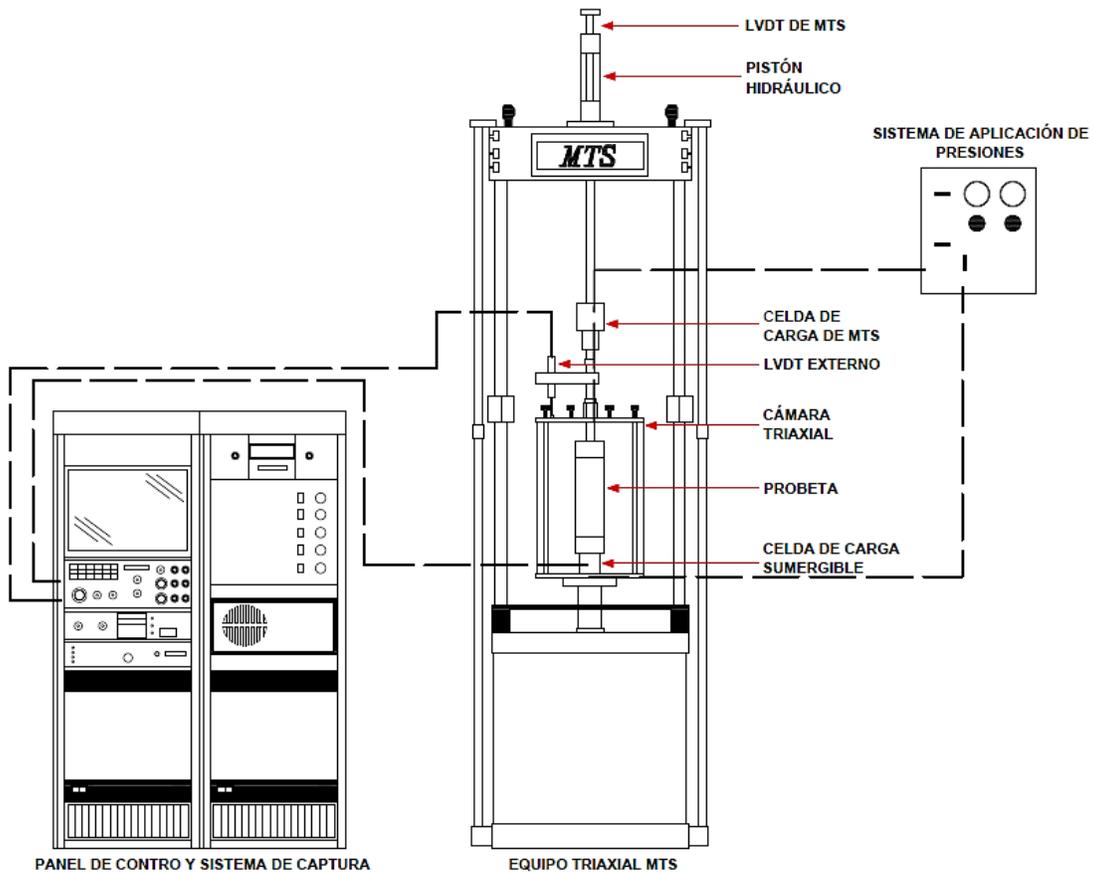


**Figura 3.5.** Arreglo del montaje de la probeta de suelo en la cámara triaxial

### 3.4. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

Para la ejecución de las pruebas triaxiales dinámicas, se utilizó un marco de carga MTS (Material Testing System) y una cámara triaxial, integrados a un sistema de aplicación de carga hidráulico, un panel de control, un sistema de captura y procesamiento de datos, y de un sistema de aplicación de presión para confinamiento y contrapresión, (Figura 3.6).

El equipo triaxial funciona a carga cíclica y monotónica, y a carga o desplazamiento controlado, según se requiera; se encuentra instrumentado con una celda de carga sumergible, transductor de presión diferencial y bureta graduada para la medición de cambio volumétrico, transductores de presión para medir el esfuerzo confinante y contrapresión o presión de poro, y un transductor de desplazamiento para medir las deformaciones axiales provocadas.



**Figura 3.6.** Esquema general del equipo triaxial cíclico MTS

El equipo trabaja a carga controlada en porcentajes del 10, 20, 50 o 100%, tomando como base el valor de carga máxima al que trabaja la celda sumergible instalada en la cámara triaxial (150 kg). A desplazamiento controlado, trabaja a los mismos porcentajes para un rango de desplazamiento de 150 mm, si se controla el LVDT de la MTS, y un rango de 5 cm, si se utiliza el LVDT montado sobre la tapa metálica.

La cámara triaxial, está conformada por un cilindro de lucita; conexiones, mangueras y válvulas para drenaje de la muestra, aplicación de la presión confinante, aplicación de contrapresión, y llenado o vaciado de la cámara; cabezal y pedestal de aluminio de 70 mm de diámetro, con piedras porosas integradas, que permiten el libre flujo del agua en el interior de la probeta (Figura 3.5).

#### 3.4.1. Automatización del equipo

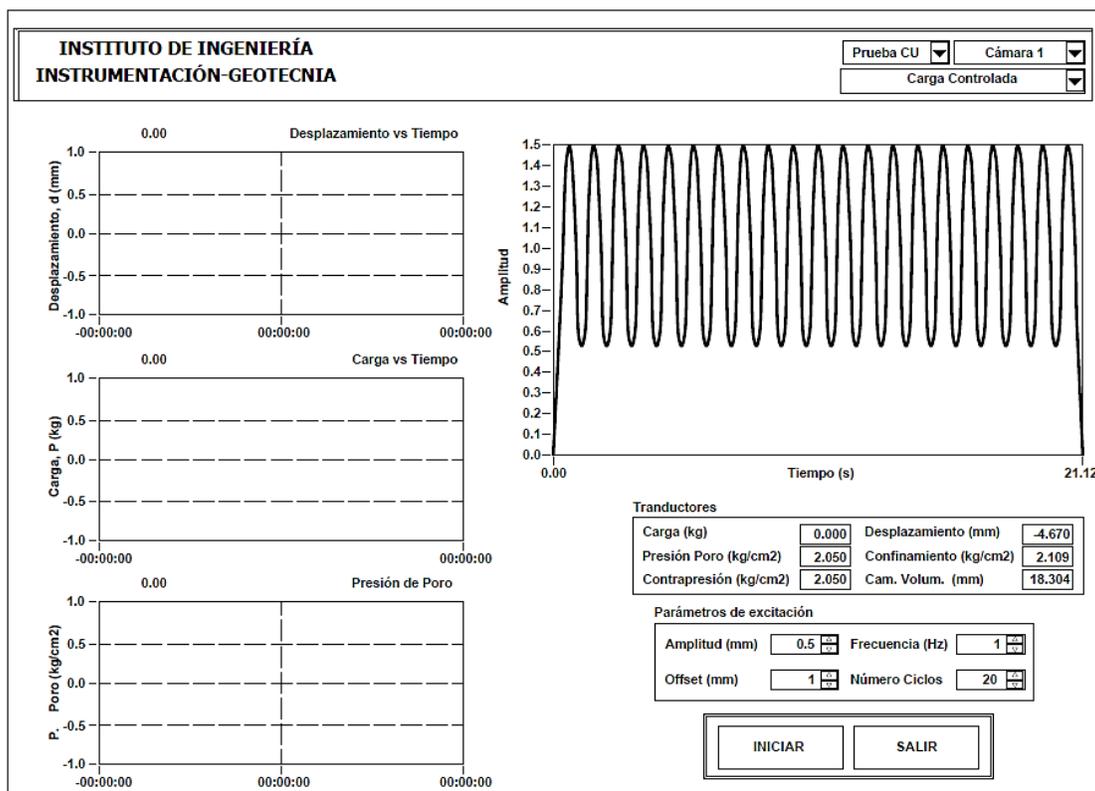
El sistema permite configurar y ejecutar tres distintos tipos de prueba; pruebas estáticas, aplicando un patrón de carga en rampa a una tasa de aplicación constante, entre valores inicial y final definidos; pruebas dinámicas senoidales, aplicando una excitación armónica senoidal, en carga o desplazamiento controlado, en la que se puede definir la amplitud, frecuencia y número de ciclos

### CAPÍTULO 3.

de carga; pruebas dinámicas haversianas, aplicando un pulso de esfuerzo de tipo haversiano con recesos, en los que se puede definir de igual forma la amplitud, frecuencia y número de ciclos.

Al iniciar una nueva prueba, se ingresan las dimensiones de la probeta, así como su masa y el tipo de suelo; se definen las condiciones de trabajo, carga o deformación controlada, se elige el tipo de prueba a realizar (UU, CU o CD), y el pulso de esfuerzo a aplicar.

En las Figuras 3.7 y 3.8, se muestran las pantallas de configuración de pruebas, patrón senoidal y haversiano, respectivamente.



**Figura 3.7.** Pantalla de configuración del patrón de excitación dinámico senoidal

Durante la etapa de ensaye aparecen cuatro gráficas en la pantalla de ejecución, tres del lado izquierdo y una del lado derecho. En la parte izquierda de arriba hacia abajo, se pueden observar las señales de desplazamiento, carga y presión de poro vs tiempo. Al lado derecho, si el patrón de excitación es dinámico senoidal, se puede observar el laso histerético de carga vs desplazamiento; si el patrón es haversiano, se puede observar la secuencia de carga axial cíclica aplicada en intervalos de 10 ciclos.

En las Figuras 3.9 y Figura 3.10, se muestran las pantallas del programa durante el ensaye de cada uno de los pulsos, respectivamente.

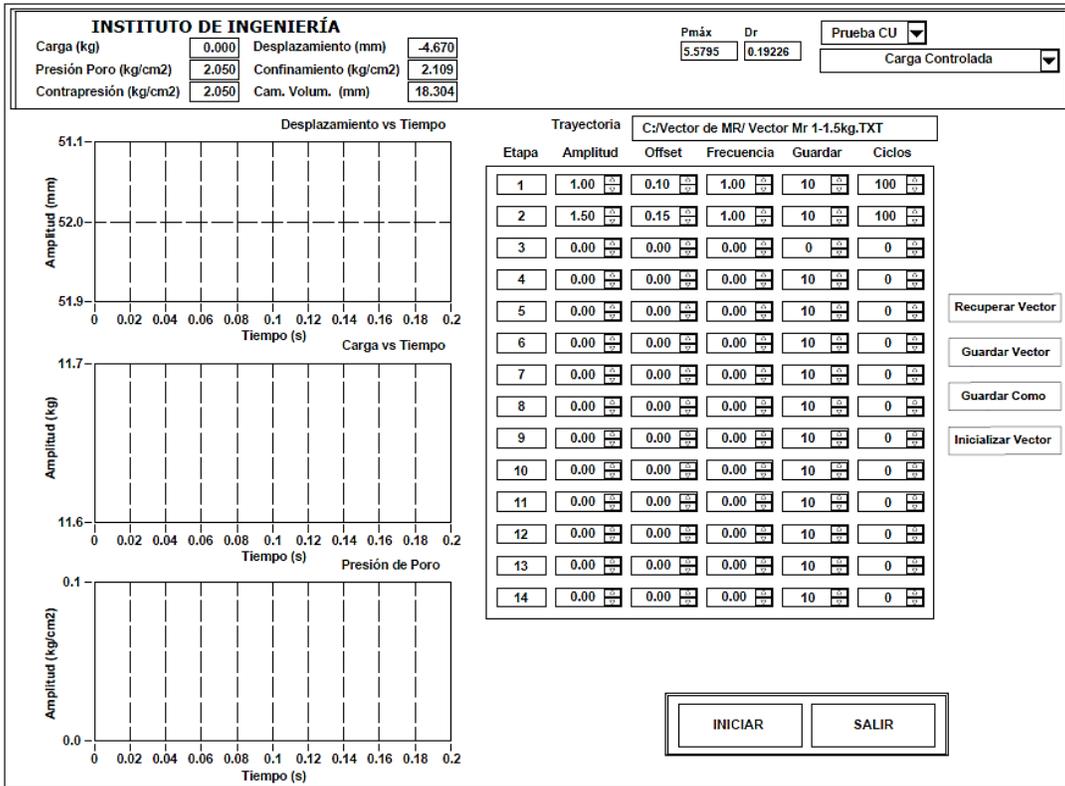


Figura 3.8. Pantalla de configuración del patrón de excitación haversiano

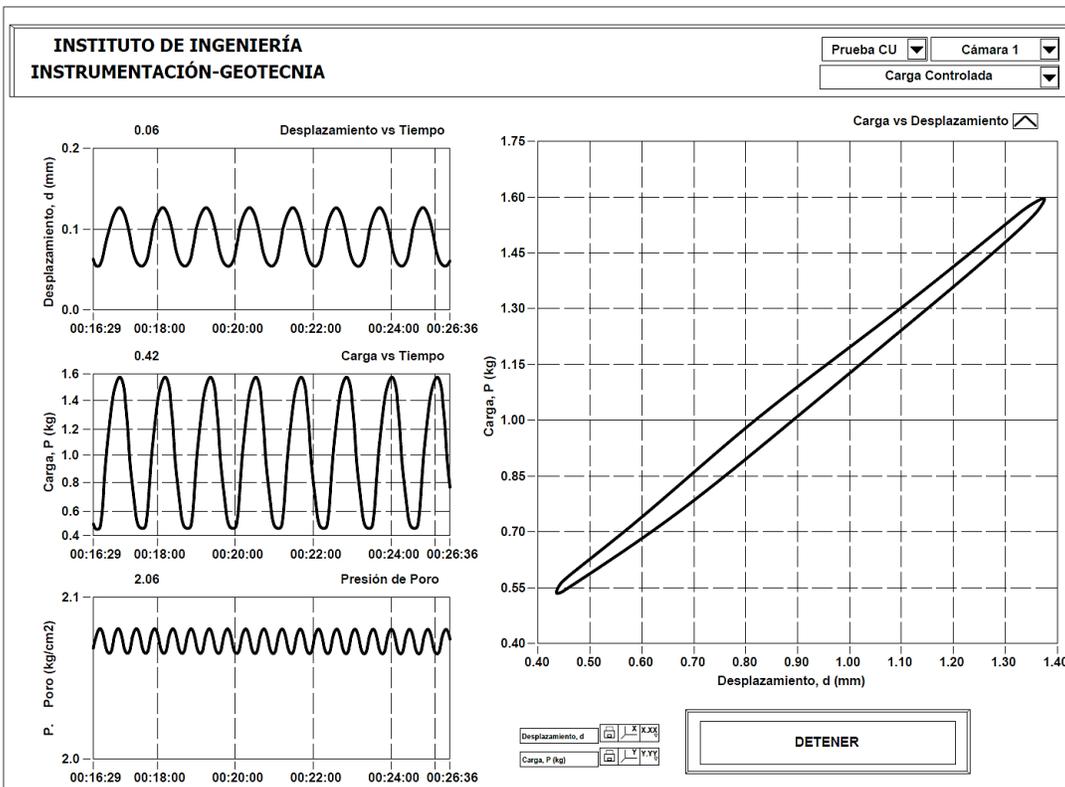


Figura 3.9. Pantalla de ejecución del patrón senoidal

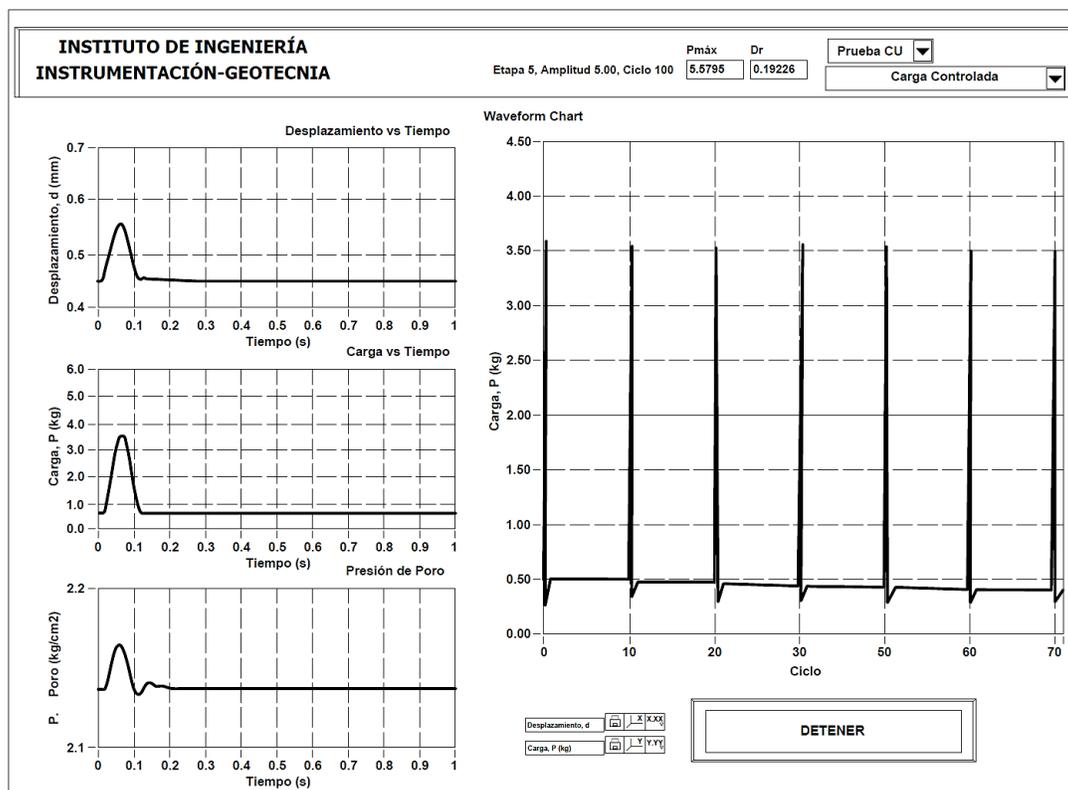


Figura 3.10. Pantalla de ejecución del patrón haversiano

### 3.4.2. Instrumentación del Equipo – Transductores

Los sensores instalados en el equipo empleado, son los descritos a continuación:

- Sensor de desplazamiento axial de tipo LVDT con un rango de carrera de 150 mm, localizado en la parte superior del marco de carga de la MTS.
- Sensor de desplazamiento axial de tipo LVDT MEAS E1000, con un rango de carrera de 50 mm, ubicado en la tapa metálica de la cámara triaxial.
- Celda de carga externa de 5000 kg de capacidad colocada bajo el marco de carga.
- Celda de carga sumergible hidrostáticamente compensada OMEGADYNE, modelo LCMUW – 150, de acero inoxidable con capacidad de 150 kg, colocada en la base de la cámara triaxial.
- Dos transductores de presión MEAS, modelo MSP-300-100-P-2-N-1, con rango de 100 PSI (7 kg/cm<sup>2</sup>), donde se registran las presiones de confinamiento y contrapresión que son aplicadas a la probeta, así como la presión de poro desarrollada durante la etapa de consolidación y la aplicación de cargas dinámicas.
- Una celda de presión diferencial VALIDYNE, modelo DP15 – 28, con rango de 30 cm de columna de agua integrada a una doble bureta graduada para el registro de los cambios volumétricos durante la prueba de consolidación, ubicado a un costado del marco de carga.

Se tiene un módulo para calibrar los transductores, el cual permite obtener las constantes de calibración de todo los sensores instalados y los propios del equipo triaxial MTS en cada uno de los porcentajes de trabajo. En la Tabla 3.4, se muestran los parámetros de calibración de los transductores utilizados en el estudio.

**Tabla 3.4.** Constantes de calibración de los transductores utilizados

Sensor	Unidades de calibración	Pendiente, (m)	Ordenada, (b)
LVDT externo	mm	-3.8624	0.1898
LVDT interno	mm	-1.3403	12.7303
Celda de carga externa	kg	-283.6299	-9.8979
Celda de carga sumergible	kg	-3.5679	0.0108
Presión de confinante	kg/cm <sup>2</sup>	0.7003	0.0566
Contrapresión	kg/cm <sup>2</sup>	0.7091	-0.0319
Presión de poro	kg/cm <sup>2</sup>	0.7091	-0.0319
Cambio volumétrico	cm <sup>3</sup>	14.2282	69.7090

### 3.5. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

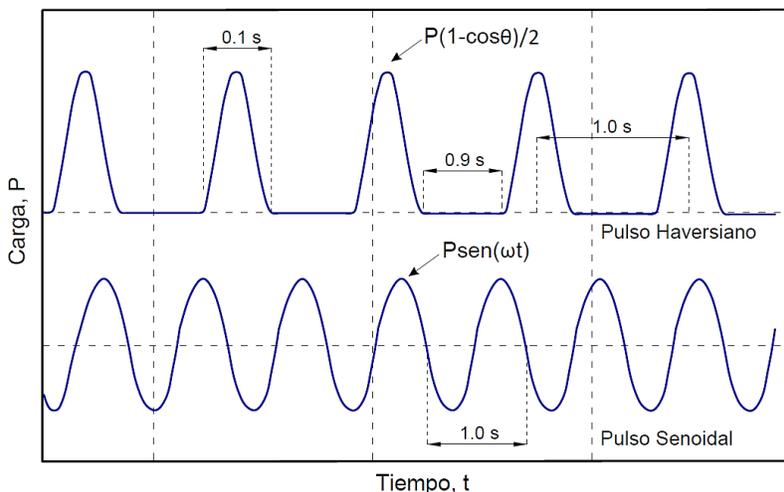
El trabajo experimental está conformado por ocho pruebas; en cada una de ellas, se incluye una previa saturación, y posteriormente, varias etapas de consolidación a diferentes niveles de esfuerzo efectivo medio. En cada incremento de esfuerzo efectivo, se realizaron pruebas triaxiales cíclicas seguidas de resilientes, a carga controlada y a distintos niveles de esfuerzo desviador.

El objetivo de estos ensayos fue calcular del módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ) de las muestras de suelo y posteriormente determinar la relación que existe entre ambos, su variación con el proceso de consolidación y la tendencia que muestran ante algunos parámetros, así como analizar el comportamiento viscoelástico del suelo que se presenta bajo condiciones de carga cíclica.

Los ensayos realizados en esta investigación, se basaron en las siguientes Normas:

- ASTM D 3999 – 91 (2003), “Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus” - Método A, Carga controlada (ASTM D 5311 – 92).
- AASTHO T 307 – 99 (2007), “Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials”.

Ambas pruebas realizadas, se tratan de ensayos triaxiales cíclicos, la diferencia radica en el pulso de carga inducido, uno se trata de una onda de tipo senoidal y la otra de una de tipo haversiana (Figura 3.11).



**Figura 3.11.** Pulsos de carga aplicados en los ensayos

En la primera, se aplica como excitación en carga controlada, un patrón dinámico senoidal, variando la amplitud de la señal de carga con un número de 20 ciclos por etapa; en la segunda, se aplica un patrón haversiano con recesos en el que se varía la amplitud de la señal de carga con un número de ciclos de 100 por etapa; de los últimos cíclicos inducidos, se determinó el módulo  $E_{eq}$  y  $M_r$ , respectivamente.

Como consecuencia de la consolidación de la muestra de suelo y a que previo a la ejecución del ensayo de módulo resiliente, se realizó el ciclado senoidal, no se aplicaron los 1000 ciclos de la etapa de acondicionamiento requeridos por la Norma AASHTO T 307 – 9.

### 3.5.1. Características especiales de los ensayos realizados

Debido a las propiedades mecánicas características de las arcillas del ex Lago de Texcoco y a los objetivos específicos planteados en esta investigación, se realizaron modificaciones a las Normas antes mencionadas.

A pesar que la Norma AASHTO T 307 – 99 indica que las pruebas de módulo de resiliente deben ser en condiciones no consolidadas drenadas, la baja permeabilidad de la arcilla del ex lago de Texcoco, aunada a la inquietud de conocer la influencia que ejerce el cambio de esfuerzos efectivos en la determinación de los módulos, y la necesidad de conocer la generación de presión de poro durante la aplicación de la carga, requerida por la Norma ASTM D 3999 – 91, condujo a realizar pruebas bajo condiciones no drenadas únicamente a largo plazo (pruebas consolidadas no drenadas - CU).

Se diseñó un procedimiento especial para el cálculo de los parámetros  $E_{eq}$  y  $M_r$ , considerando que la magnitud de la secuencia de los esfuerzos axiales cíclicos aplicados no debe generar deformaciones permanentes significativas, o en su caso, que la probeta llegue a la falla. Esto debido a las siguientes razones:

- La Norma AASHTO T 307 – 99 no está diseñada para evaluar el módulo resiliente en suelos con características como las que presentan las arcillas en estudio, ya que la secuencia de carga descrita rebasa la capacidad de carga del material.
- La Norma ASTM D 3999 – 91, considera que, en una prueba con confinamiento isotrópico, el esfuerzo axial máximo cíclico que puede ser aplicado al espécimen no debe sobrepasar el esfuerzo efectivo de confinamiento.

Como consecuencia, considerando el esfuerzo efectivo medio actuante representativo que las muestras tienen en campo y su probable esfuerzo efectivo medio de preconsolidación, las pruebas se realizaron a diferente esfuerzo efectivo y a niveles de esfuerzo desviador diseñados para cada etapa. En cada etapa se aplicaron de dos a cinco amplitudes de carga axial cíclica en orden ascendente a una frecuencia dada y se determinaron los módulos en cada una de ellas.

En el ANEXO – B, se muestran los esfuerzos efectivos aplicados en las etapas de consolidación y su respectiva serie de carga axial cíclica, para cada ensaye realizado.

Se debe mencionar que, el diseño de carga cíclica inducida se hizo respecto a pruebas de resistencia estáticas realizadas previamente; debido a que el nivel de esfuerzo cortante cíclico inducido es menor que la resistencia cortante estática, no se produce un estado de falla o un proceso de ablandamiento cíclico, únicamente pueden desarrollarse excesos de presión de poro altos.

Los pulsos son aplicados mediante un generador de señales y las señales digitales se obtienen con un sistema de adquisición de datos instalado en el computador. Usando una salida analógica, es posible aplicar ambas excitaciones, a la frecuencia deseable, en nuestro caso de 1 Hz. La frecuencia adoptada está asociado a una velocidad de onda de corte de 70 km/hr.

### **3.5.2. Etapa de saturación y medición de B de Skempton**

El objetivo de la consolidación en una prueba CU, es permitir que el espécimen de suelo, alcance el equilibrio en un estado drenado bajo condiciones de esfuerzo efectivo de consolidación. Para ello, antes de empezar dicha etapa, se debe pasar por un proceso de saturación de la muestra con el objetivo de llenar los vacíos con agua sin permitir un pretensado o que el espécimen se hinche.

La saturación consiste en aplicar incrementos de presión confinante y contrapresión, sin que el esfuerzo efectivo exceda  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  (9.81 kPa). Se aplicarán los incrementos necesarios por un tiempo aproximado de 30 minutos.

Para medir el parámetro B de Skempton, se aplica un incremento en el esfuerzo confinante ( $\Delta\sigma_c$ ), sin permitir el drenaje del espécimen de suelo; el aumento en la presión aplicada, provoca en consecuencia un incremento en la presión de poro del suelo ( $\Delta u$ ). El parámetro de presión de poro B, es definido por la siguiente expresión:



incrementos seguidos, se dieron pensando en definir curvas de compresibilidad claras, donde se observara la presión o esfuerzo efectivo medio de preconsolidación del suelo ( $\sigma'_p$ ).

Por lo tanto, en todas las pruebas, se buscó tener tres incrementos de esfuerzo efectivo en el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad, tres o cuatro incrementos sobre el tramo virgen, y dos más pertenecientes al tramo de descarga.

Al término de la consolidación primaria, en cada uno de los incrementos de esfuerzo efectivo (de acuerdo al criterio de Taylor (1948) y a la disipación total del exceso de presión de poro generado), se realizaron los ensayos para determinar la magnitud de  $E_{eq}$  y  $M_r$ , tal como se ha descrito anteriormente. La Figura 3.13, muestra la pantalla del programa correspondiente a una etapa de consolidación.

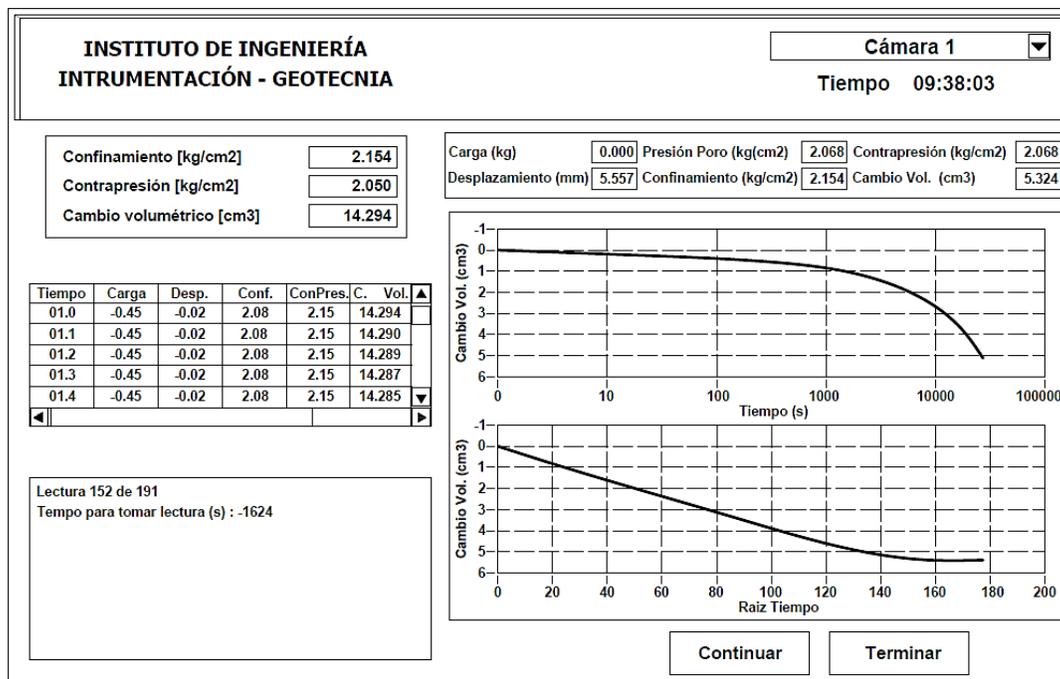


Figura 3.13. Pantalla de medición etapa de consolidación

**Cálculo del esfuerzo efectivo medio de campo ( $\sigma'_o$ )**

Para diseñar los primeros incrementos de esfuerzos (tramo de recompresión), se calculó aproximadamente el esfuerzo efectivo medio de campo ( $\sigma'_o$ ) tomando en cuenta la profundidad a la que fue recuperada la muestra y la posible posición del nivel freático con base a los datos obtenidos en la exploración geotécnica realizada previamente en la zona.

El valor de  $\sigma'_o$  de cada una de las muestras recuperadas, se calculó como la diferencia entre el esfuerzo total medio ( $\sigma$ ) y la presión de poro estática a la profundidad de extracción ( $u$ ).

$$\sigma' = \sigma - u \dots\dots\dots [3.2]$$

El valor de  $\sigma$  se calculó tomando en cuenta el peso volumétrico del suelo ( $\gamma_m$ ) hasta la profundidad media de extracción. Se consideró una costra superficial con peso volumétrico igual al de la muestra a ensayar y un coeficiente de empuje de tierra en reposo ( $K_0$ ) de 0.37, sugerido para las arcillas de la Ciudad de México, (Ovando, López y Trigo, 2007).

La presión de poro estática se calculó adoptando un peso volumétrico del agua de  $1 \text{ g/cm}^3$ .

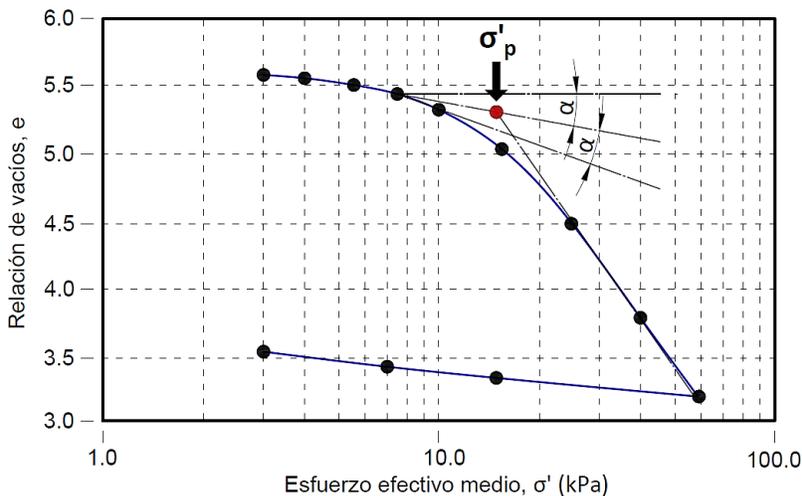
***Determinación del esfuerzo efectivo medio de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) y relación de preconsolidación ( $R_0$ )***

El esfuerzo efectivo de preconsolidación se define como el esfuerzo efectivo máximo al que el suelo ha sido sometido a lo largo de su historia. Es de gran importancia debido a que indica el límite de grandes deformaciones, haciendo una separación entre las deformaciones elásticas e inelásticas.

Casagrande (1936), Pacheco Silva (1970), Juárez y Rico (1976), Tavenas et al., (1979), Gregory et al. (2006), entre otros autores, han propuesto métodos para la determinación del esfuerzo efectivo de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) de una muestra de suelo; sin embargo, el más detallado, es el método gráfico de Casagrande que consiste en lo siguiente:

- De manera aproximada, se elige el punto de mayor curvatura de la curva de compresibilidad (esfuerzo efectivo vs relación de vacíos), en la zona de transición entre el tramo de recompresión y el virgen.
- Se dibuja una línea horizontal y una tangente que pasen por el punto de máxima curvatura seleccionado.
- Se traza una bisectriz con ángulo  $\alpha$ , formado por ambas líneas.
- Se prolonga el tramo virgen hacia arriba hasta interceptar a la bisectriz; ese punto de intersección tiene como abscisa el esfuerzo efectivo de preconsolidación, aproximadamente.

En la Figura 3.14, se describe de manera gráfica el método descrito anteriormente.



**Figura 3.14.** Determinación del esfuerzo efectivo de preconsolidación

La relación de preconsolidación (OCR) en una prueba de consolidación uniaxial, se define como el cociente entre el esfuerzo efectivo de preconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo aplicado en campo. Sin embargo, en una prueba triaxial, usando los invariantes de esfuerzo, está dada por la relación entre el esfuerzo efectivo medio de preconsolidación y el esfuerzo efectivo medio actual, y se representa como  $R_0$ .

$$R_0 = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \dots\dots\dots [3.3]$$

Donde

- $\sigma'_p$       Esfuerzo efectivo medio de preconsolidación
- $\sigma'_0$       Esfuerzo efectivo medio actuante o de campo

El valor de  $R_0$  no es igual al OCR del suelo, excepto para suelos que han sido isotrópicamente consolidados, (Budhu, M., 2011).

### 3.6. PROCESAMIENTO DE DATOS Y CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS

#### 3.6.1. Revisión de esfuerzos máximos aplicados

Con la finalidad de verificar si los niveles de esfuerzos axiales inducidos en las muestras de suelo se encuentran por debajo de la resistencia cortante estática, además de los ensayos de resistencia estática en probetas de suelo provenientes de la misma zona de estudio, se realizó un ensayo triaxial cíclico a una muestra de suelo con características similares a la de los suelos ensayados (Tabla 3.5).

Se debe mencionar que, debido a las dimensiones de las probetas de suelo ensayadas en esta investigación, no fue posible tener probetas gemelas con las que se pudieran obtener los parámetros de resistencia dinámica y estática representativos de cada muestra de suelo.

**Tabla 3.5.** Propiedades índice y relaciones volumétricas – PCA-84 M-1

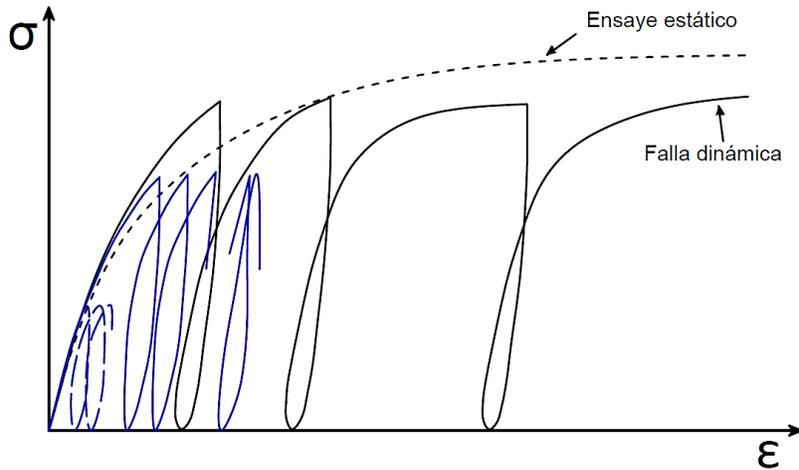
Sondeo	Peso volumétrico, $\gamma_m$ (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad relativa de sólidos, $G_s$	Relación de vacíos inicial, $e_0$	Grado de saturación, $S_r$ (%)	Contenido de agua, $\omega$ (%)	Límite líquido, $L_w$ (%)	Límite plástico, $L_p$ (%)	Índice de plasticidad, $I_p$ (%)
PCA-84	1.195	2.820	4.180	98.238	225.699	233.641	76.262	157.379

Para tener un parámetro conservador de la resistencia del suelo, el ensayo triaxial cíclico, se realizó en condiciones no consolidadas no drenada (UU) a un esfuerzo efectivo confinante de 40 kPa.

La carga axial cíclica se fue incrementando hasta alcanzar la falla dinámica; se incluyó una carga de contacto de igual magnitud, con la finalidad de llegar más rápido a la falla.

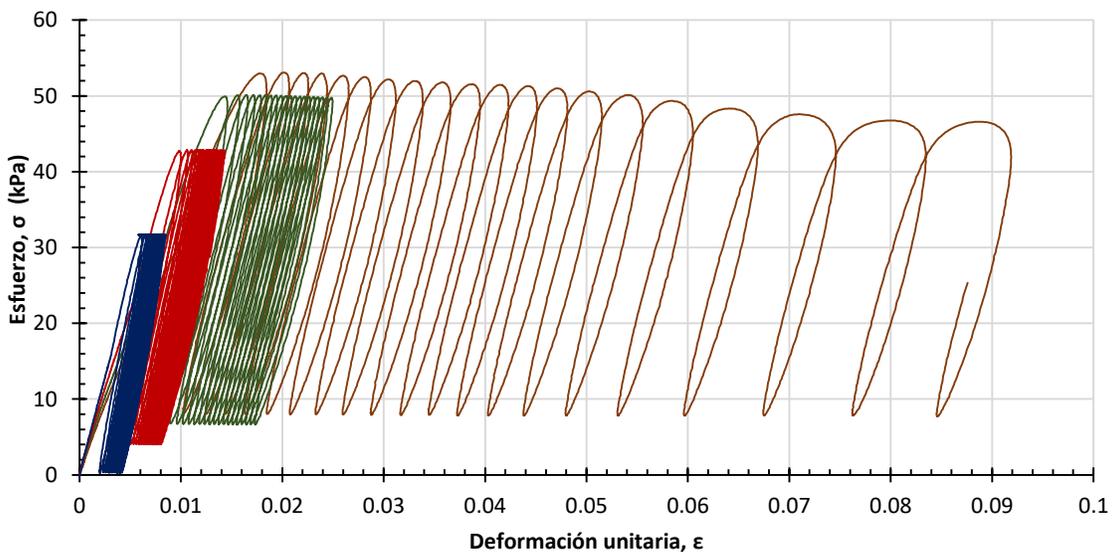
### CAPÍTULO 3.

Para analizar los resultados, se tomó en consideración lo descrito por Díaz – Rodríguez (2007); si la suma del esfuerzo estático (carga de contacto) y el esfuerzo cíclico inducido, es muy pequeña comparada con la resistencia estática, la deformación del suelo, después de un número de ciclos, se aproximará a un estado de equilibrio y la deformación no se incrementará más. Por otro lado, si la suma de esfuerzos es cercana a la resistencia estática, la deformación se incrementará ciclo a ciclo y ocurrirá a la falla por carga cíclica (Figura 3.15)



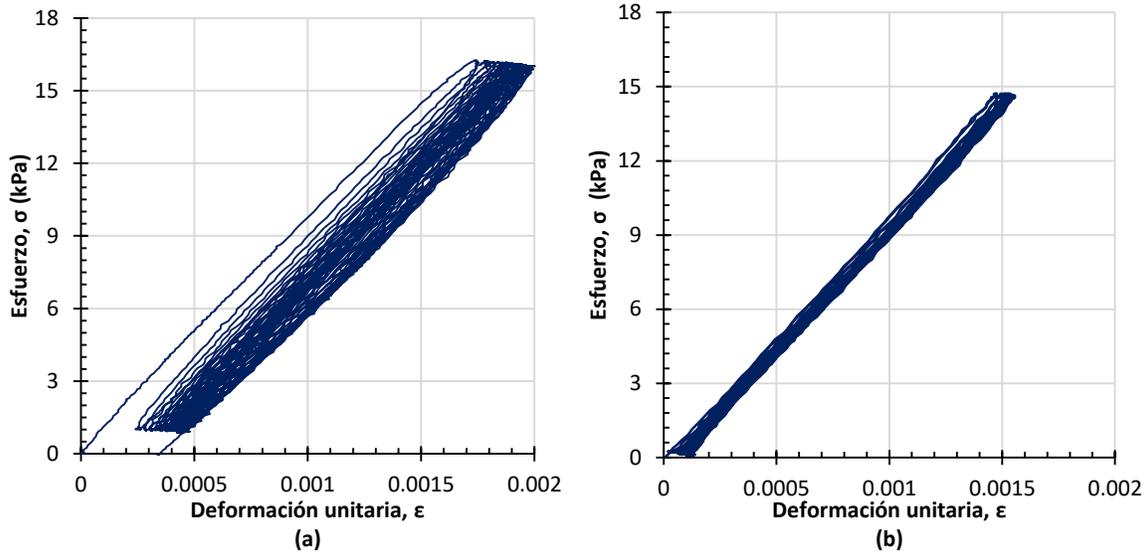
**Figura 3.15.** Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico, (Modificado de Díaz – Rodríguez, J. A., 2007)

En la Figura 3.16, se puede observar claramente el efecto que tiene la amplitud del esfuerzo cíclico conforme se acerca a la línea de resistencia estática, y se demuestra lo descrito en el párrafo anterior.



**Figura 3.16.** Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico – PCA-84 M-1

El esfuerzo axial cíclico máximo soportado por la muestra de suelo ensayada fue de 53 kPa aproximadamente. Comparando esta magnitud con las máximas inducidas en esta investigación (17 kPa aproximadamente), y observando que la amplitud de deformación producida, efectivamente se aproxima a un estado de equilibrio (Figura 3.17), se puede concluir, que los esfuerzos cíclicos inducidos, diseñados para esta investigación, garantizan un estado estable en donde se puede determinar de manera correcta la magnitud de los módulos dinámicos  $E_{eq}$  y  $M_r$ .



**Figura 3.17.** Lazos de histéresis tipos de las muestras ensayadas, (a) senoidales – (b) haversianos

### 3.6.2. Cálculo de los módulos $E_{eq}$ y $M_r$

De los resultados obtenidos de carga y desplazamiento del ciclo seleccionado (ciclo 20 para triaxial cíclica y ciclo 100 para módulo resiliente), y a partir de las dimensiones de a probeta (diámetro y altura), se definió el ciclo de histéresis esfuerzo desviador contra deformación axial unitaria. De este ciclo se obtuvo la pendiente determinada por el punto máximo y mínimo, la cual, sea el caso, resulta ser el valor del módulo dinámico equivalente ( $E_{eq}$ ) o el módulo de resiliencia ( $M_r$ ).

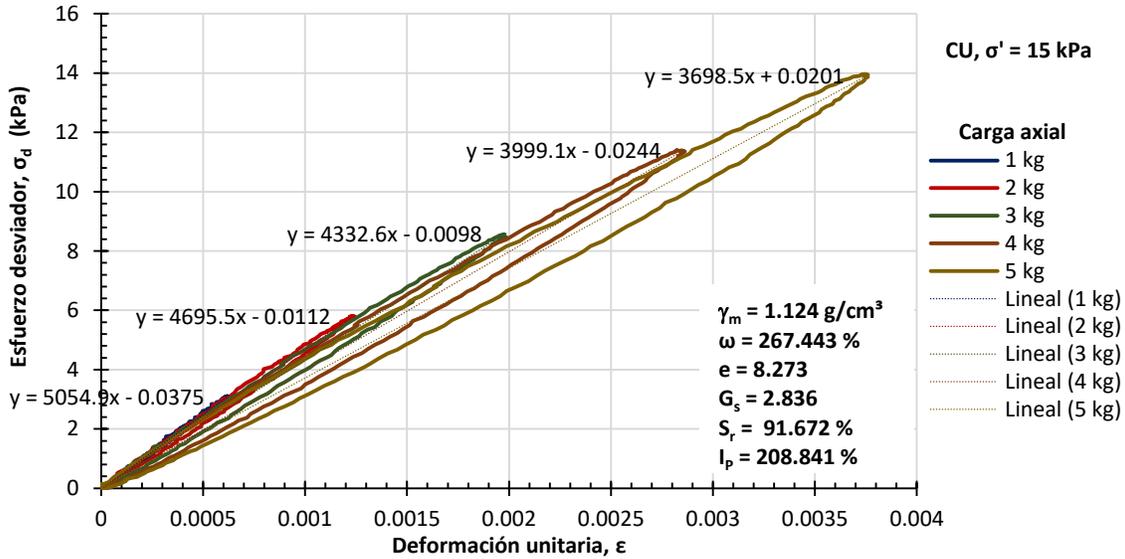
Basados en las investigaciones previas referentes a la obtención de los módulos dinámicos en las arcillas de la Ciudad de México, en principio, se consideró conveniente calcular el módulo  $E_{eq}$  en el ciclo 10; sin embargo, con el afán de obtener la mejor comparativa entre ambos módulos ( $E_{eq}$  y  $M_r$ ), y debido a que por Norma (AASHTO T 307 – 99) el módulo resiliente se determina en el último ciclo de cada una de las secuencias de carga, se decidió calcular de igual manera, el valor de  $E_{eq}$  en el ciclo número 20 de excitación senoidal.

Se debe mencionar que, aunque se tiene la certeza que entre el ciclo 10 y 20, no existe diferencia significativa entre los valores de  $E_{eq}$ , se revisó a detalle el ciclo en el cual los lazos histeréticos se vuelven cerrados (error máximo de cierre menor a 0.00254 mm - ASTM D 3999 – 91). Además, se

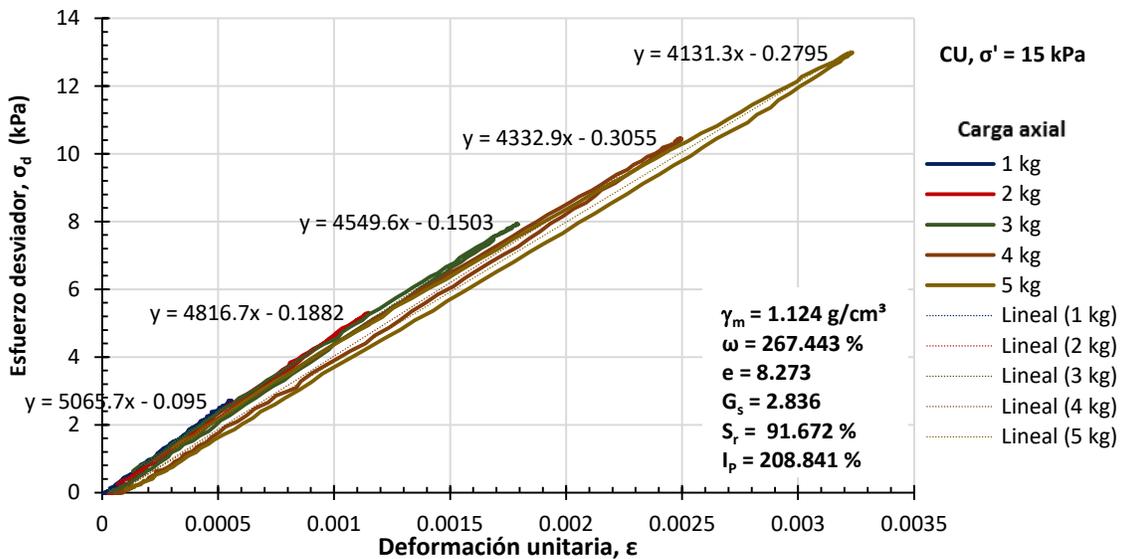
### CAPÍTULO 3.

aseguró que los datos registrados por el programa de adquisición de datos fueran correspondientes a un ciclo completo.

Las Figuras 3.18 y 3.19, presentan un ejemplo del comportamiento esfuerzo-deformación de una muestra de suelo durante un ensaye triaxial cíclico y de módulo resiliente, en condiciones consolidadas no drenadas (CU). A simple vista, se observa una diferencia entre la magnitud de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , así como en el coeficiente de amortiguamiento crítico ( $\lambda$ ) que genera cada una de las señales; lo anterior se detalla en el apartado siguiente.



**Figura 3.18.** Curva esfuerzo desviador - deformación unitaria correspondiente a un ensaye triaxial cíclico



**Figura 3.19.** Curva esfuerzo desviador - deformación unitaria correspondiente a un ensaye de módulo resiliente

**3.6.3. Cálculo aproximado del ángulo de fase,  $\delta$**

Debido a la complejidad que se tiene al obtener ángulos de fase precisos, se recurrió a un método aproximado basado en un análisis de Fourier. Haciendo uso de la herramienta de análisis de datos, análisis de Fourier del programa de Office Excel, y utilizando el conjunto de datos obtenidos de los ensayos realizados (esfuerzo desviador y deformación unitaria en porcentajes), se determinó el contenido de armónicas (espectro) correspondiente al ciclo seleccionado en cada etapa de ensaye.

En Excel, se dan los datos de entrada (número de muestras por ciclo) y se elige un rango de salida en donde los resultados del análisis (coeficientes complejos de la serie de Fourier) serán escritos. Los coeficientes que entrega el programa son números complejos expresados en forma polar, por lo cual, utilizando las funciones de Excel IM.ABS e IM.ANGULO, se tienen las componentes de frecuencia de salida, magnitud y ángulo o fase en radianes del número complejo.

En palabras sencillas, lo que se hace es una transformada rápida de Fourier (FFT), en donde se descompone la serie de tiempo de entrada en un conjunto de funciones de coseno.

$$x_m = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N A_k \cos(\omega km + \phi_k) \dots\dots\dots [3.4]$$

Entonces la serie de tiempo de entrada puede ser expresada, ya sea como una secuencia de tiempo de valores, o como una secuencia de frecuencias pares. Por lo tanto, conociendo el conjunto de magnitudes y fases, nosotros podemos recuperar las entradas exactas de la serie de tiempo.

Acto seguido, se procede a calcular la serie de tiempo de salida usando un subconjunto de la secuencia de frecuencias, siguiendo la forma:

$$x_{(t)} = \frac{1}{N} \left[ A_0 + \sum_{i=1}^N A_i \cos(\omega it + \phi_i) \right] \dots\dots\dots [3.5]$$

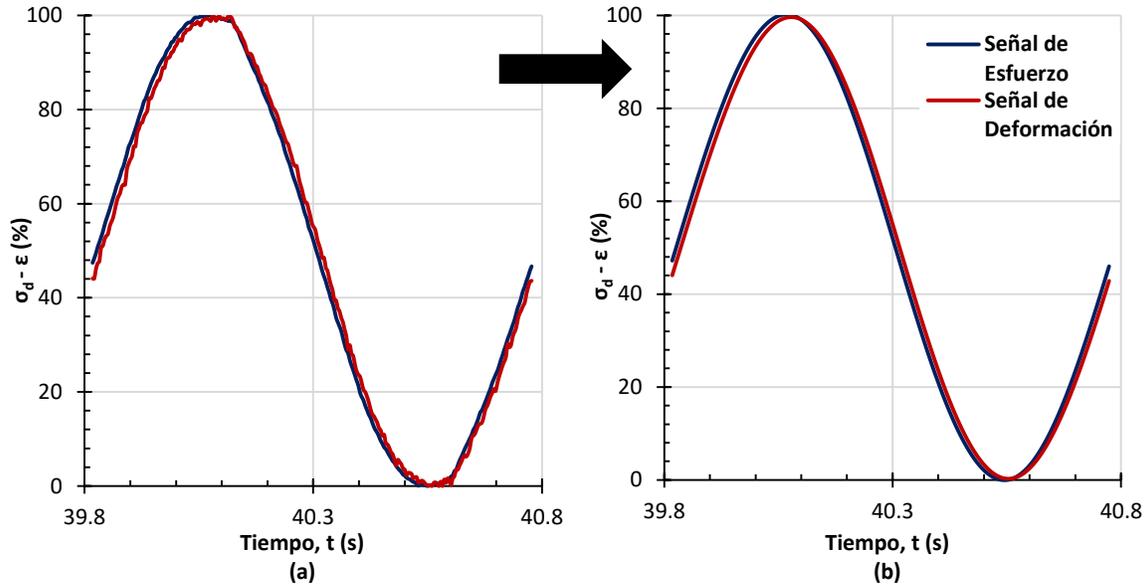
Debido a que la amplitud de la serie es simétrica alrededor de N/2 componentes, se tendrá:

$$x_{(t)} = \frac{1}{N} \left[ A_0 + 2 \sum_{i=1}^{N/2} A_i \cos(\omega it + \phi_i) \right] \dots\dots\dots [3.6]$$

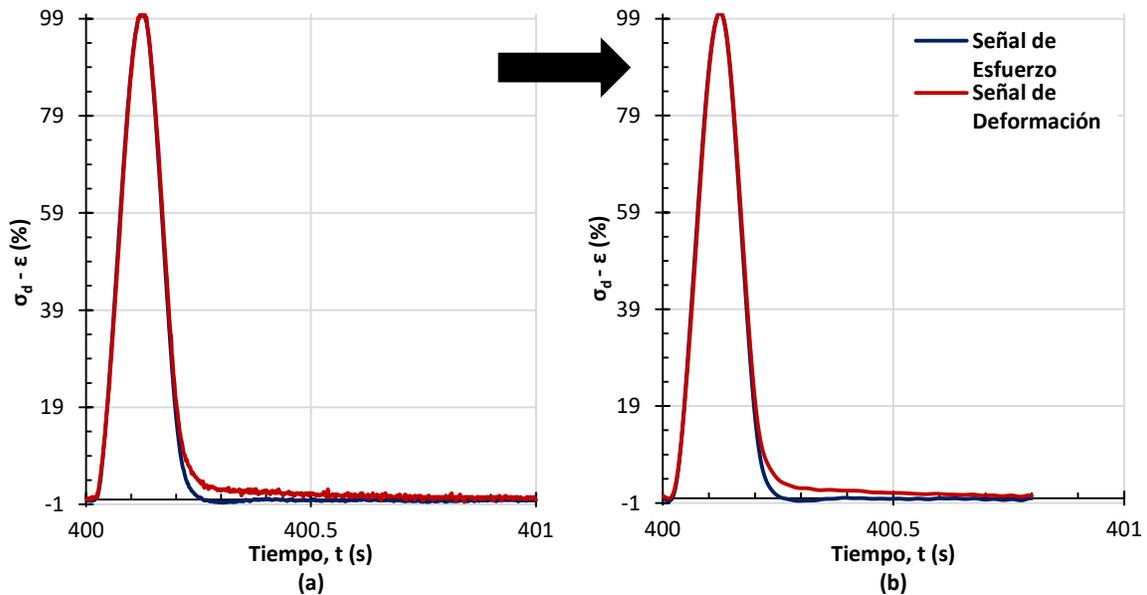
Para reproducir la señal senoidal y haversiana de salida filtrada, se utilizaron tres y veinte puntos de la FFT (componentes de frecuencia), respectivamente. Esta decisión se tomó debido a que estas componentes de frecuencia, reproducen de manera acertada la señal de salida esperada; entre más componentes de frecuencia se utilices más se asemeja la señal de entrada.

En resumen, por la descomposición de la serie de tiempo de entrada en función coseno, podemos separar los componentes atribuidos al ruido (alta frecuencia), definir la periodicidad, y encontrar los

valores de salida ideales. En las Figuras 3.20 y 3.21, se muestran las señales de entrada y de salida, senoidal y haversiana, respectivamente.



**Figura 3.20.** Filtrado de pulso senoidal, (a) señal de entrada – (b) señal de salida



**Figura 3.21.** Filtrado de pulso haversiano, (a) señal de entrada – (b) señal de salida

Finalmente, de los datos resultantes de las series de tiempo filtradas (senoidales y haversianas), se obtuvo el desfase en tiempo ( $\Delta t$ ) entre los puntos máximos de ambas señales (esfuerzo y deformación), el cual, multiplicándolo por la frecuencia circular ( $\omega = 2\pi$ ), nos da como resultado el ángulo de fase en radianes.

**3.6.4. Cálculo de los coeficientes de amortiguamiento,  $\lambda$**

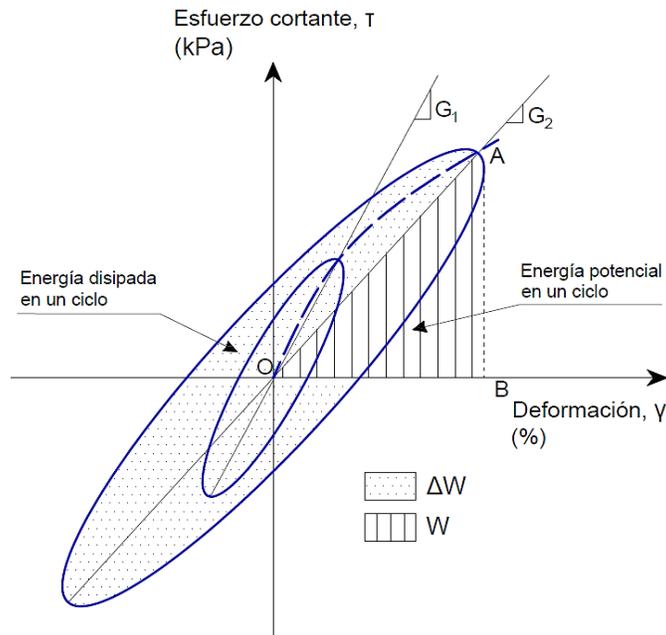
El amortiguamiento histerético es la relación entre la energía disipada durante un ciclo y la energía que se almacena debida a la rigidez del suelo. A mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento.

Con el mismo método de filtrado mencionado anteriormente, se procesaron los conjuntos de datos de carga y desplazamiento obtenidos de los ensayos y, con ellos, se pudieron obtener ciclos histeréticos mejor definidos, con los que se determinaron de forma más precisa los coeficientes de amortiguamiento correspondientes de cada incremento de esfuerzo desviador en cada etapa de esfuerzo efectivo medio.

La energía disipada en cada ciclo es representada por el área encerrada del lazo de histéresis ( $\Delta W$ ) (Figura 3.22); por tanto, análogamente la ecuación (3.7), representa la definición del coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ).

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots [3.7]$$

Donde  $W$  es la máxima energía almacenada o energía potencial en un ciclo. Para el caso no lineal, hay varias maneras de definir la energía almacenada, una de ellas, es suponer que es igual al área del triángulo limitado por una línea recta que define el módulo secante (Área OAB).



**Figura 3.22.** Determinación del coeficiente de amortiguamiento crítico en lazo de histéresis

## CAPÍTULO 4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

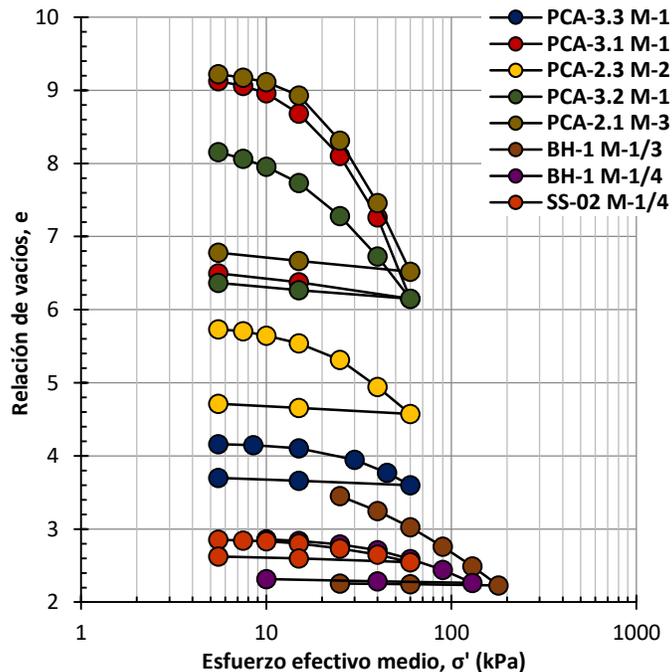
En este capítulo se presentan los resultados experimentales obtenidos de los ensayos triaxiales cíclicos y resilientes, así como un análisis detallado de cada uno de ellos.

Inicialmente se presentan las curvas de compresibilidad resultantes de las ocho pruebas realizadas en esta investigación, seguido de un análisis en donde se plantea la relación existente entre los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , y el efecto que tienen en ellos algunos parámetros, tales como, la deformación unitaria generada ( $\epsilon$ ), el esfuerzo desviador cíclico inducido ( $\sigma_d$ ), el esfuerzo efectivo medio o de consolidación ( $\sigma'$ ), la relación de vacíos ( $e$ ), los índice de plasticidad ( $I_p$ ) y liquidez ( $I_L$ ), el esfuerzo efectivo de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ), y la densidad de sólidos ( $G_s$ ).

Por último, se muestra un análisis del incremento de presión de poro generado ( $\Delta u$ ), el comportamiento viscoelástico (ángulos de fase) que se presenta en las muestras de suelo durante la aplicación de las cargas cíclicas, y la diferencia en el coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ) generado por ambas señales de carga.

### 4.1. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD RESULTANTES DE LA CONSOLIDACIÓN

De las etapas de consolidación de cada uno de los ensayos, se obtuvo la curva de compresibilidad en términos de la relación de vacíos y los esfuerzos efectivos medios aplicados a la probeta. En la Figura 4.1, se presentan las curvas de compresibilidad resultantes de cada ensayo realizado.



**Figura 4.1.** Curvas de compresibilidad resultantes de cada ensayo realizado

De cada curva de compresibilidad, mediante el criterio de Casagrande (1936), se determinó el esfuerzo efectivo medio de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) y, con el esfuerzo efectivo medio de campo ( $\sigma'_0$ ), se determinó la relación de preconsolidación del suelo ( $R_0$ ), tal como se describió en el apartado anterior. En la Tabla 4.1, se muestran los valores de  $\sigma'_0$ ,  $\sigma'_p$  y  $R_0$  aproximados de cada una de las muestras ensayadas.

**Tabla 4.1.** Valores de  $\sigma'_0$ ,  $\sigma'_p$  y  $R_0$  aproximados de las muestras ensayadas

Sondeo	Profundidad de la muestra	Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$	Esfuerzo efectivo de preconsolidación, $\sigma'_p$	Relación de preconsolidación, $R_0$
	(m)	(kPa)	(kPa)	
PCA-3.3	1.50-2.00	9.09	21.50	2.37
PCA-3.1	1.50-2.00	7.27	20.00	2.75
PCA-2.3	1.50-2.00	8.21	17.50	2.13
PCA-3.2	1.50-2.00	6.92	14.00	2.02
PCA-2.1	1.50-2.00	7.43	20.50	2.76
BH-1 1/3	1.90-2.10	12.77	34.50	2.70
BH-1 1/4	2.10-2.30	14.04	38.20	2.72
SS-02	2.10-2.30	8.37	23.00	2.75

#### 4.2. EFECTO DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL, $\epsilon$

De la Figura 4.2 a la Figura 4.9, se presentan los resultados de los módulos dinámicos equivalentes ( $E_{eq}$ ) y resilientes ( $M_r$ ) contra la deformación unitaria axial ( $\epsilon$ ) generada con cada incremento de esfuerzo desviador cíclico ( $\sigma_d$ ) aplicado en cada uno de los incrementos de esfuerzo efectivo medio de consolidación ( $\sigma'$ ).

De manera general, se puede observar que los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  disminuyen con el incremento de la deformación unitaria axial.

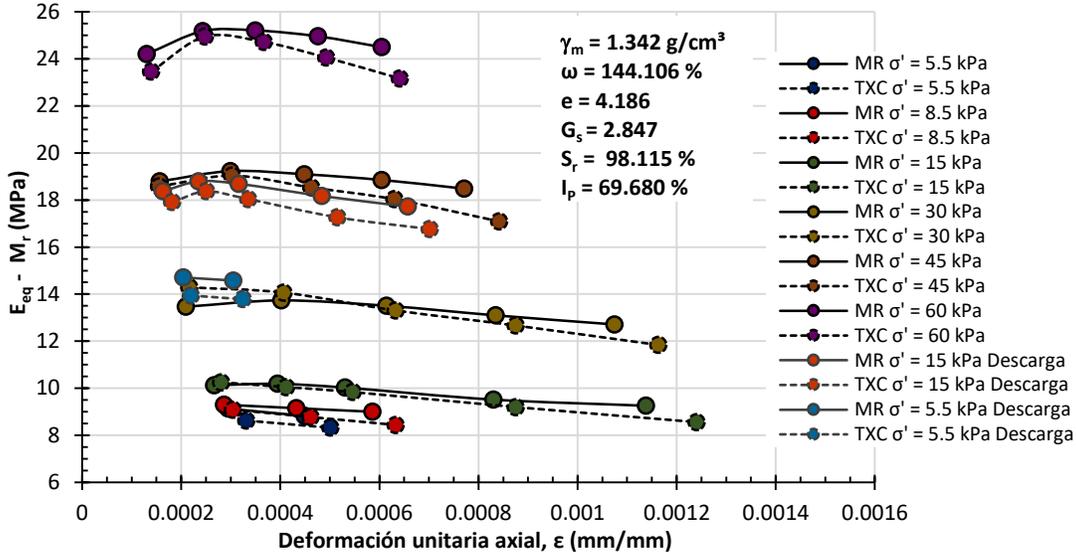
Debido a que a la deformación unitaria axial depende de manera directa de la magnitud de esfuerzo desviador inducido en las muestras de suelo, podemos decir que independientemente del nivel de  $\sigma'$ , a mayor  $\sigma_d$  mayor  $\epsilon$  y, por lo tanto, la magnitud de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  será menor.

Por otra parte, debido al proceso de consolidación del suelo, en donde se aumenta la rigidez del mismo como consecuencia del cambio volumétrico provocado por la expulsión de agua, se tiene que a mayor  $\sigma'$ , menor será la deformación inducida por el nivel de  $\sigma_d$  y, por lo tanto, la magnitud de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  será mayor.

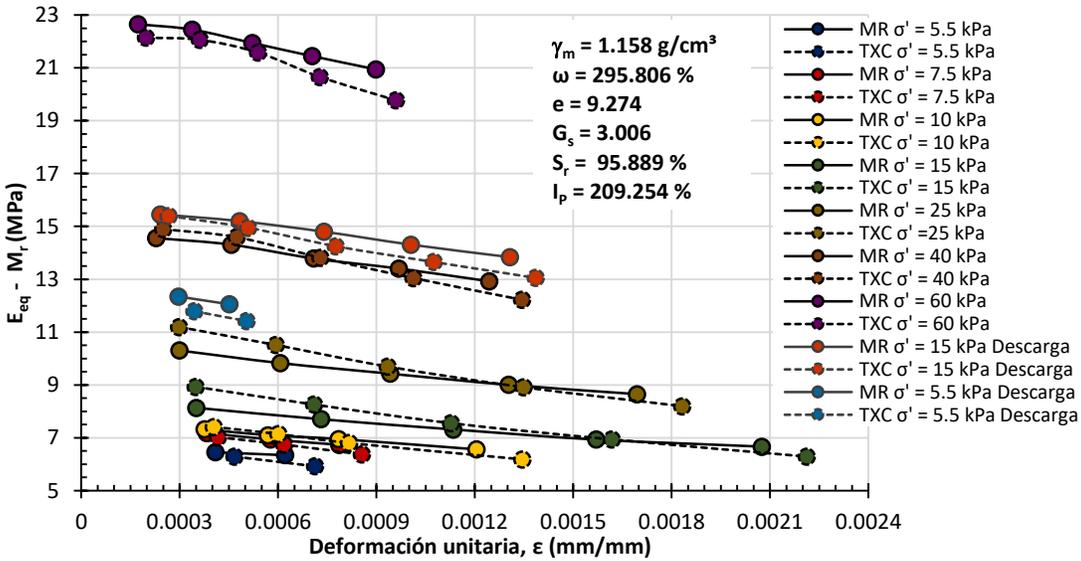
En las Figuras 4.2 y 4.3, se presentan los resultados de las muestras PCA-3.3 M-1 y PCA-3.1 M-1. Se puede observar que no se tiene una degradación lineal definida en los resultados, sobre todo a esfuerzos efectivos medios de consolidación altos.

**CAPÍTULO 4.**

Lo anterior, se debe a que, en estas dos pruebas, se utilizó el sensor de desplazamiento axial propio de la MTS, el cual, posee una carrera muy grande para los niveles de deformación provocados, dando como resultado una mala resolución en la señal de salida.



**Figura 4.2.** Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1



**Figura 4.3.** Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1

En las pruebas restantes (Figura 4.4 – Figura 4.9), se utilizó el sensor de desplazamiento axial colocado en la tapa de la cámara triaxial con un rango de carrera menor. Se puede observar mayor definición de los módulos debido a la mejora en la señal de salida de deformación axial.

En la mayoría de resultados, se visualiza que las deformaciones unitarias axiales provocadas por las cargas con señal periódica senoidal, son ligeramente mayores que las provocadas por las cargas con señal haversiana. Esto se debe a que en un pulso senoidal, la carga es aplicada de manera continua, lo que genera una acumulación de la deformación axial; por el contrario, en un pulso haversiano, existe un período de receso en donde la carga axial no es aplicada y en donde se recupera cierta de la deformación axial provocada.

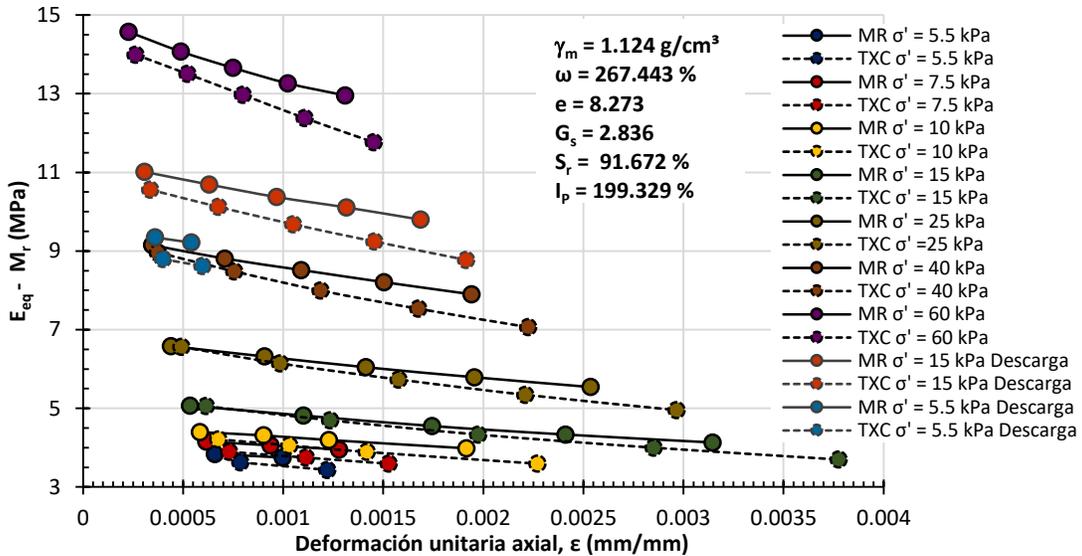


Figura 4.4. Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1

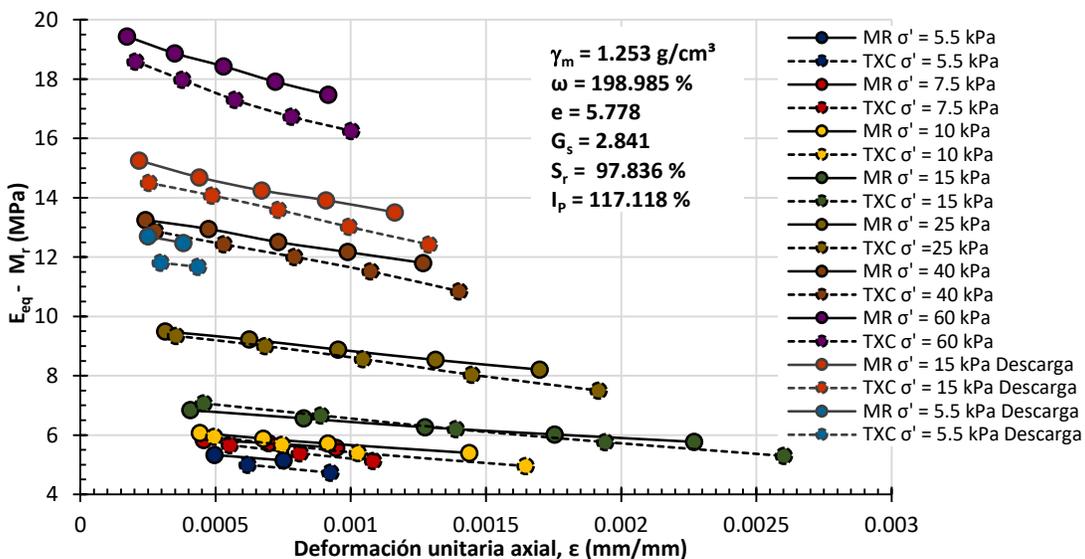
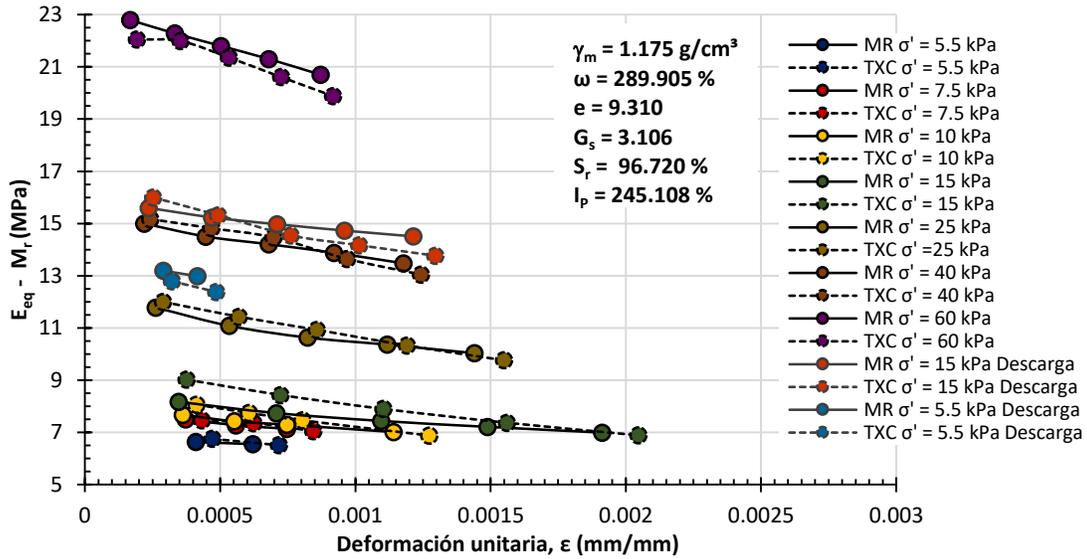


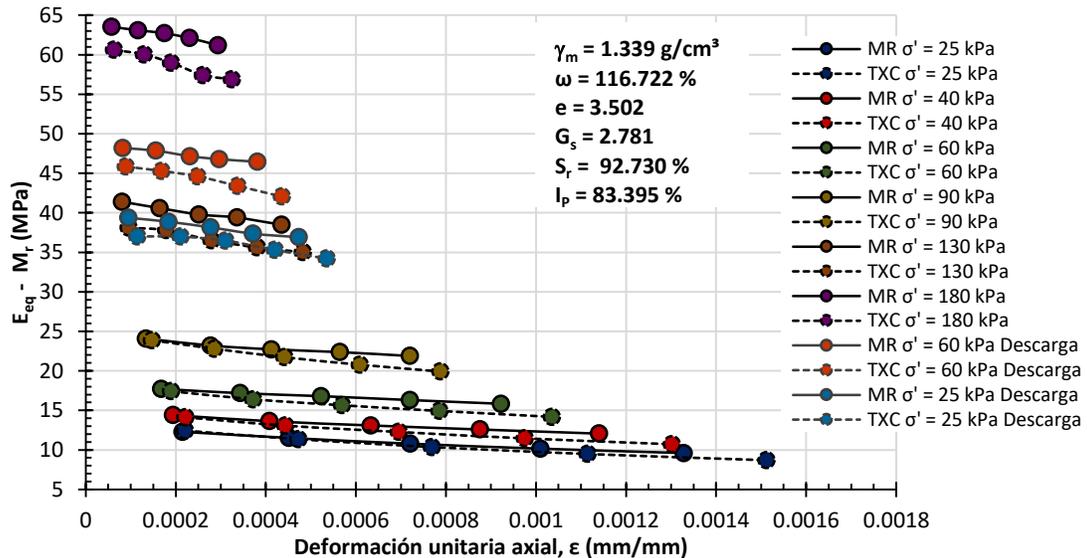
Figura 4.5. Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2

**CAPÍTULO 4.**

La diferencia entre magnitudes de deformación, es mayor conforme aumenta el esfuerzo desviador cíclico, y se reduce con el aumento del esfuerzo efectivo medio. Lo anterior, nos da como resultado que la mayoría de los módulos  $M_r$  obtenidos sean mayores que los módulos  $E_{eq}$ , y que la degradación a partir de la deformación umbral ( $\gamma_c$ ), sea distinta en ambos módulos.



**Figura 4.6.** Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3



**Figura 4.7.** Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3

Se observa que, a deformaciones unitarias axiales pequeñas (menores a la deformación umbral,  $\gamma_c$ ), la degradación de los módulos es mínima; posteriormente, ambos módulos, disminuyen con una pendiente suave al aumentar la deformación.

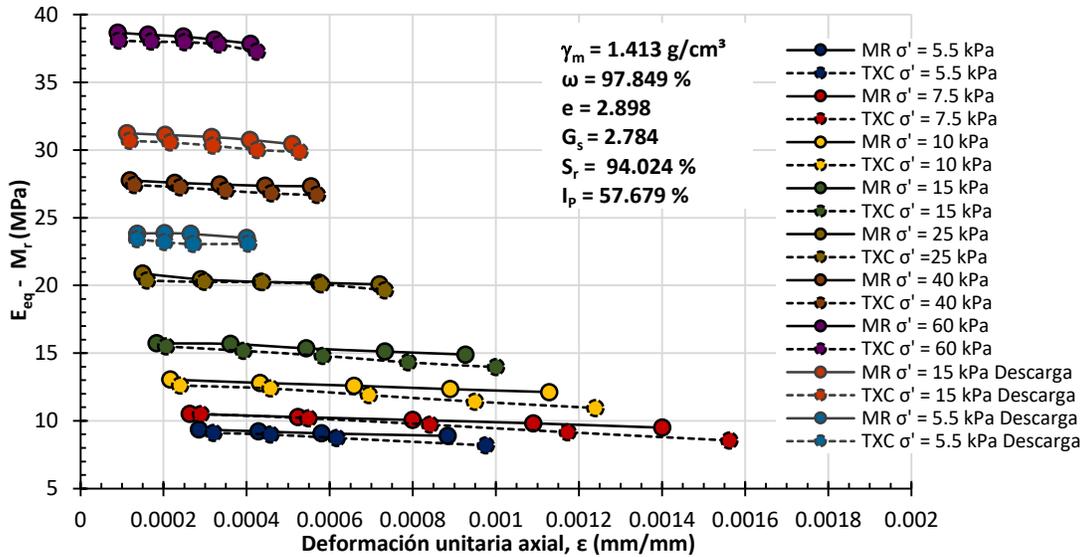


Figura 4.8. Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4

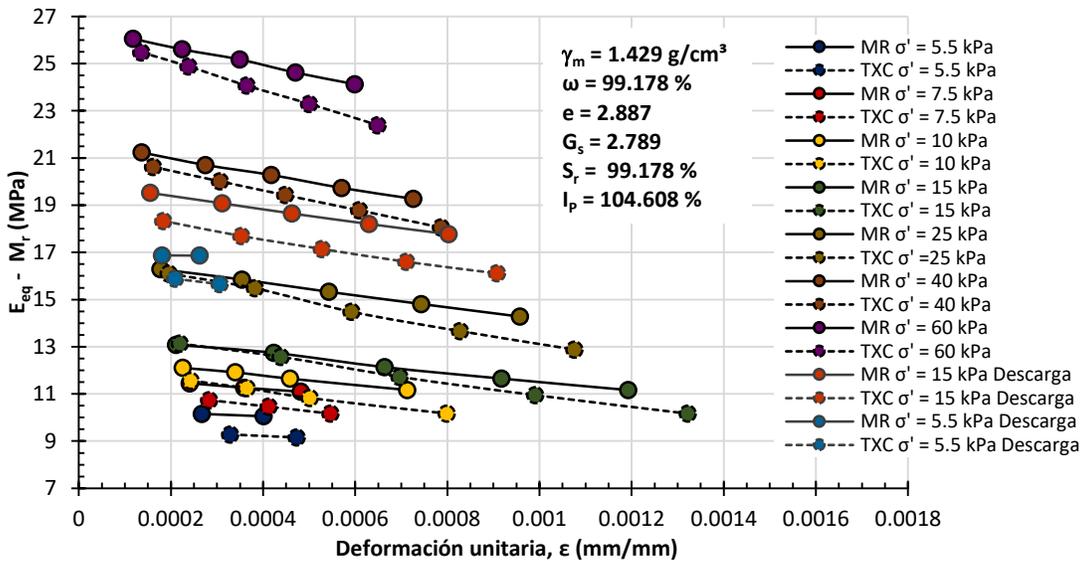


Figura 4.9. Curva  $\epsilon$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4

En general, el rango de deformación unitaria axial que se ha generado en ambas pruebas triaxiales cíclicas, es alrededor de 0.0001 a 0.0038 mm/mm; hablando en términos de deformación angular ( $\gamma$ ), nos encontramos en un rango, en porcentaje, de entre 0.009% y 0.5%.

De acuerdo a investigaciones en las arcillas de la Ciudad de México, realizadas por Romo M. P. (1990), y Díaz – Rodríguez y Santiago (2001), las deformaciones cortantes producidas, se encuentran en un rango de bajas a medianas deformaciones. Sin embargo, si tomamos como referencia los resultados obtenidos por Vega, L. (2003), el rango sería de medianas a grandes deformaciones, en donde existe degradación menor o gradual de los módulos, y una generación de presión de poro acumulable o que se incrementa ciclo a ciclo.

### 4.3. EFECTO DEL ESFUERZO DESVIADOR CÍCLICO, $\sigma_d$

En este apartado se muestran las curvas experimentales obtenidas de cada uno de los ensayos, en las que se observa la variación del módulo dinámico equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ), con distintas amplitudes de esfuerzo desviador cíclico ( $\sigma_d$ ) a diferentes niveles de esfuerzo efectivo medio de consolidación ( $\sigma'$ ).

Como se mencionó anteriormente, los resultados de todas las pruebas realizadas, indican que en términos generales, los módulos  $M_r$  y  $E_{eq}$ , independientemente del nivel de  $\sigma'$ , disminuyen en la medida que aumenta el  $\sigma_d$ . Así mismo, a medida que se incrementa el  $\sigma'$ , los valores de ambos módulos mejoran considerablemente. La tendencia incremental se describe en el apartado siguiente.

De la Figura 4.10 a la Figura 4.17, se presentan las curvas  $\sigma_d$  contra  $E_{eq} - M_r$  de las ocho muestras de suelo ensayadas. Se puede observar que, a niveles bajo de esfuerzo desviador, ambos módulos son muy parecido; conforme este nivel aumenta, existe una diferencia incremental entre estos. La diferencia, como se ha mencionado en el apartado anterior, es atribuida a la naturaleza de las señales de carga inducidas y a la diferencia en los niveles de deformación resultantes de cada una.

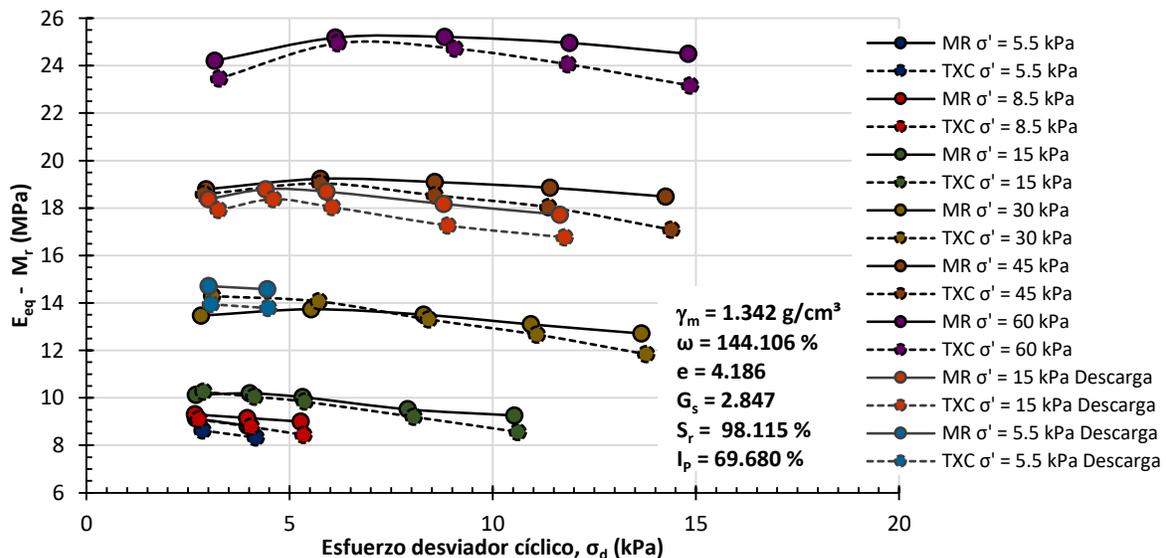


Figura 4.10. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1

Dicho de otra forma, si observamos los lazos histeréticos típicos resultantes de ambos ensayos (Figura 3.18 y 3.19), se puede visualizar una mayor deformabilidad del material en los ensayos triaxiales cíclicos. Debido al nivel de deformación axial producido por las cargas senoidales, las pendientes de los lazos tienden más rápido a la horizontal, dando como resultado, módulos  $E_{eq}$  menores a los  $M_r$ .

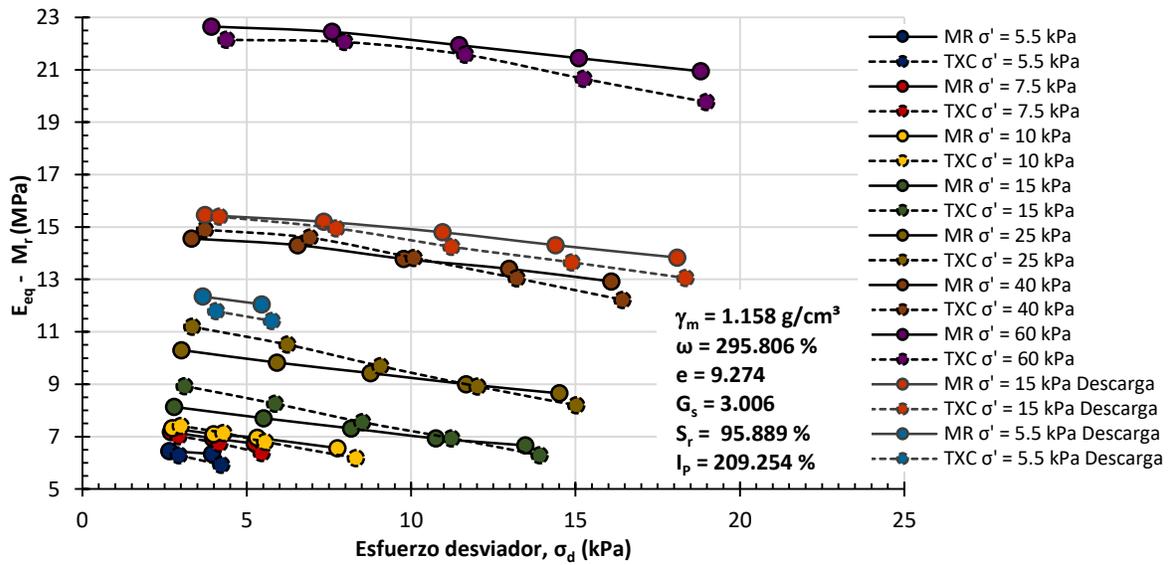


Figura 4.11. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1

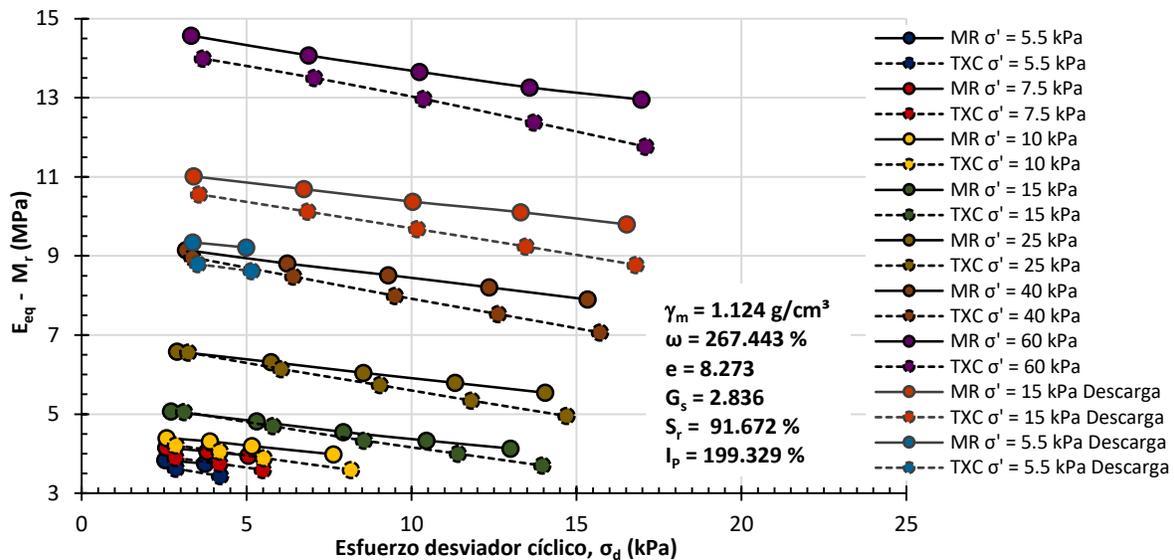
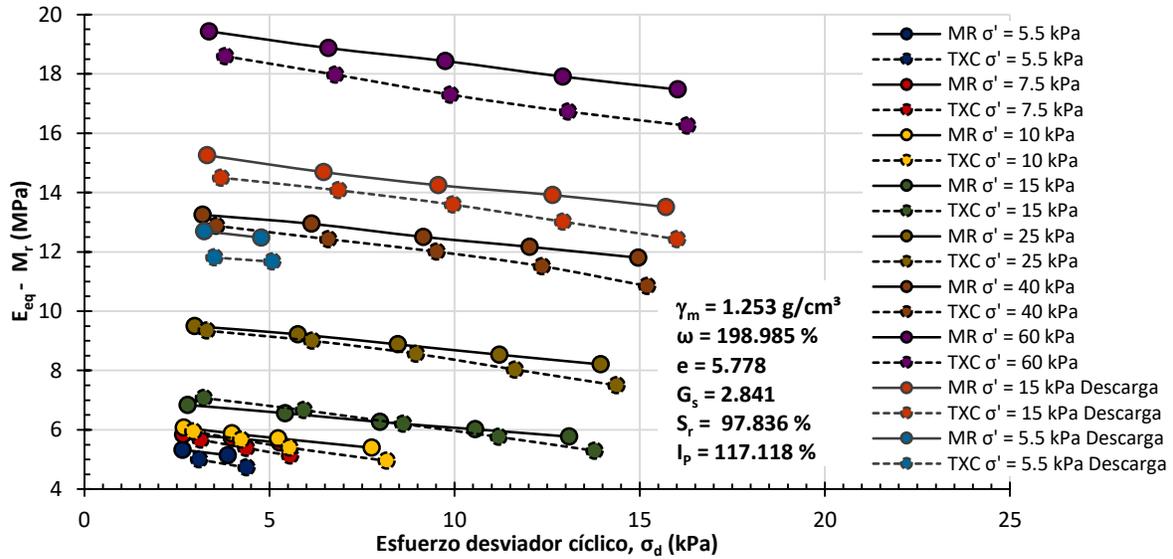


Figura 4.12. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1

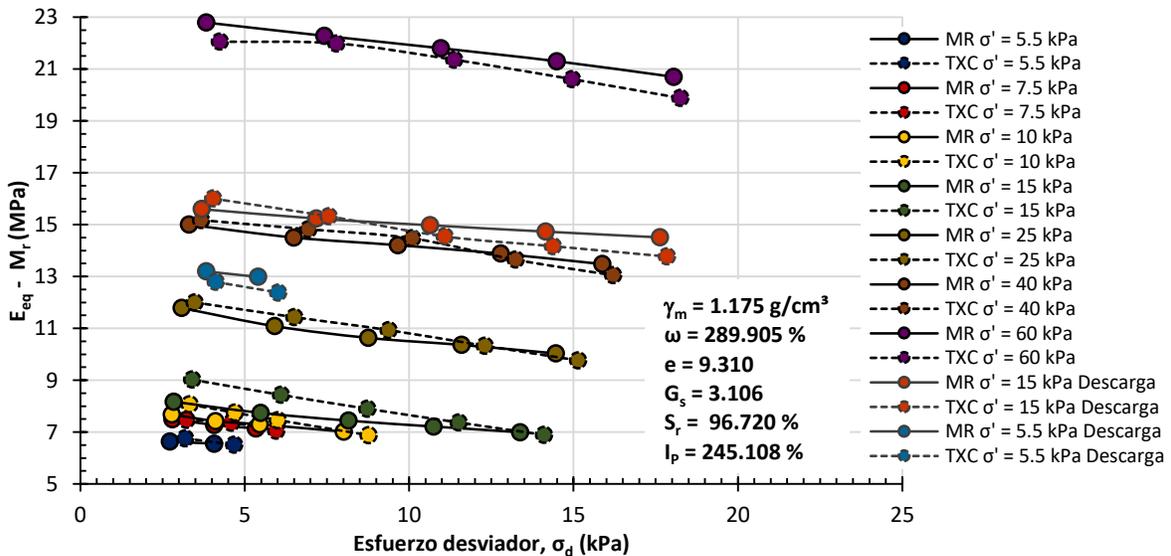
**CAPÍTULO 4.**

De igual forma, en la mayoría de las pruebas, se observa, que cuando se tiene un nivel de esfuerzo efectivo de consolidación alto, los módulos  $M_r$  son mayores a los  $E_{eq}$ . Además, la diferencia entre ambos módulos, para un mismo nivel de  $\sigma'_v$ , es menor en el tramo de carga que en el tramo de descarga.

De lo anterior se puede concluir, que conforme disminuye la relación de vacíos ( $e$ ), la diferencia en magnitud de ambos módulos es mayor.



**Figura 4.13.** Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2



**Figura 4.14.** Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3

En general, la diferencia en magnitud, que existe entre ambos módulos, expresada en porcentaje, es de entre 1% y 11%. Para fines prácticos, podríamos decir que, a bajos niveles de esfuerzo desviador y efectivo medio, ambos módulos se pueden describir como iguales.

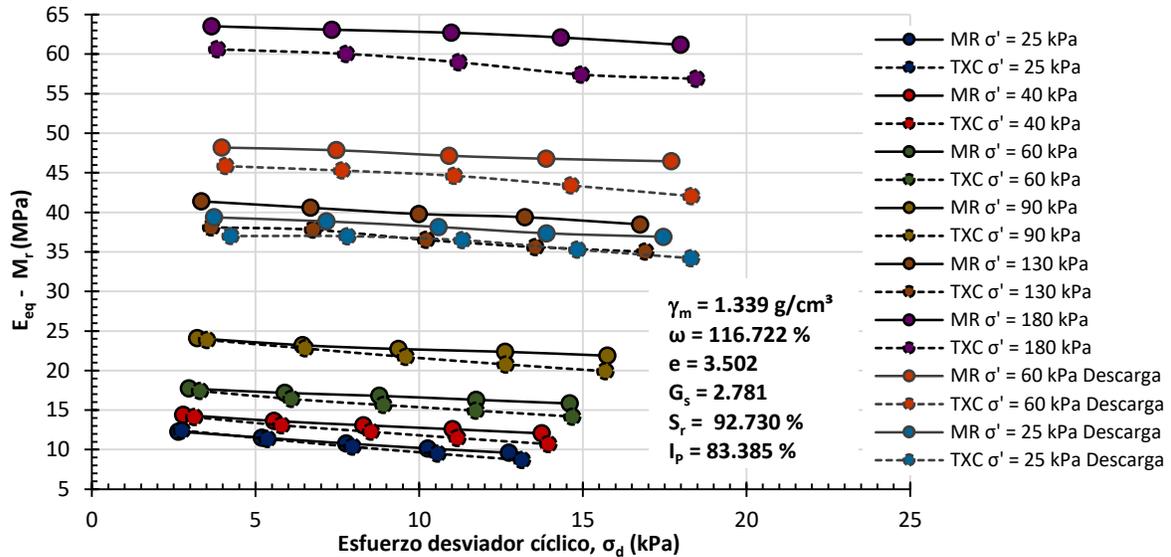


Figura 4.15. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3

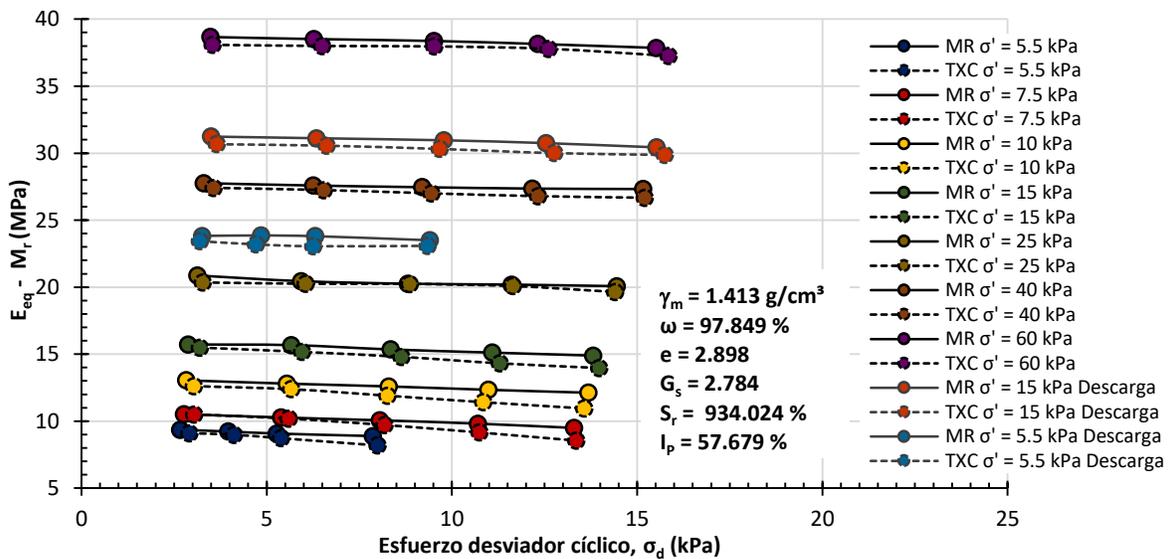


Figura 4.16. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4

Por último, se debe comentar, que debido a la reducción de las dimensiones de la probeta de suelo, los niveles de esfuerzo desviador inducidos en cada una de las etapas de consolidación, no son

exactamente iguales. Se percibe que los esfuerzos son ligeramente mayores a carga senoidal que a carga haversiana, debido a que el  $\sigma_d$  es función del área corregida de la probeta.

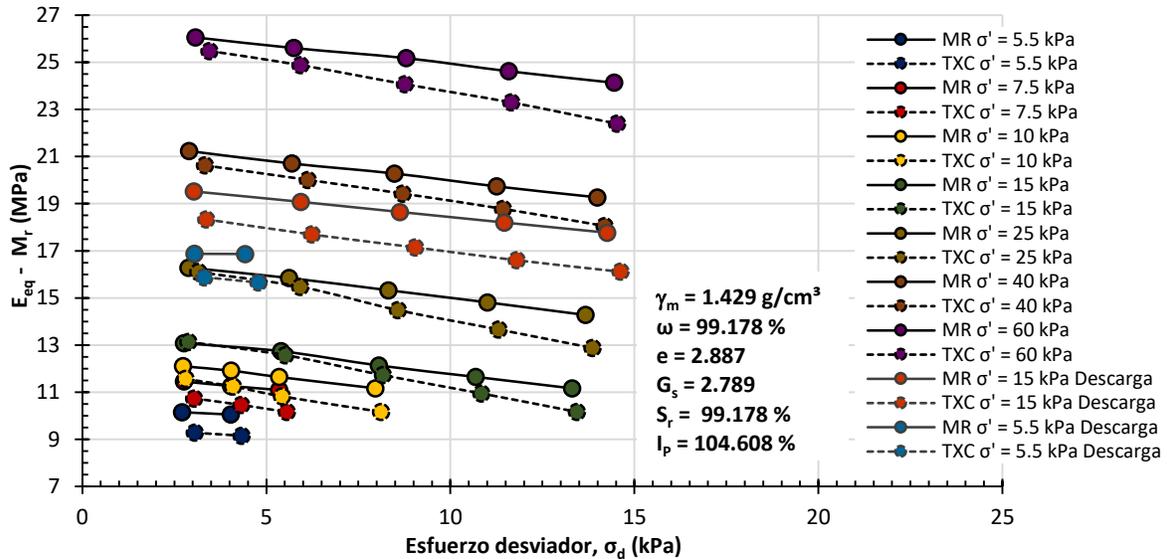


Figura 4.17. Curva  $\sigma_d$  vs  $E_{eq} - M_r$  correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4

#### 4.4. COMPARATIVA DE LOS MÓDULOS $E_{eq}$ Y $M_r$ RESULTANTES DE LOS ENSAYES

Con los valores de los módulos dinámicos equivalentes ( $E_{eq}$ ) y resilientes ( $M_r$ ) resultantes de las ocho pruebas realizadas, se trazaron curvas comparativas entre ambos módulos. Las curvas integran los valores de los módulos obtenidos a lo largo de los tramos de carga y descarga de las pruebas de consolidación.

La variación de los valores de  $M_r$  obtenidos con respecto a los valores de  $E_{eq}$  para todas las muestras en el tramo de carga y descarga, se muestran en la Figura 4.18 y 4.19, respectivamente.

Las curvas muestran una relación lineal razonable entre los dos tipos de módulos, en donde el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), en ambos casos, es alrededor de 0.99. Este resultado, muestra un excelente ajuste y deja en evidencia la relación que existe entre los módulos.

De acuerdo a las tendencias resultantes, los valores de  $M_r$  son mayores a los valores de  $E_{eq}$  en un 3.7% y 5.1%, en el tramo de carga y descarga, respectivamente.

Es claro que existe cierta diferencia entre los valores de  $E_{eq}$  y  $M_r$ ; sin embargo, podríamos decir que, en las arcillas de la zona del ex Lago de Texcoco, para los niveles de esfuerzo desviador y efectivo inducidos en esta investigación, ambos módulos son similares, y en la práctica, podrá determinarse uno u otro, ya sea por pruebas triaxiales cíclicas o de módulo resiliente.

En el ANEXO – B, se presentan tablas con los resultados de los  $E_{eq}$  y  $M_r$  correspondientes a las ocho pruebas realizadas.

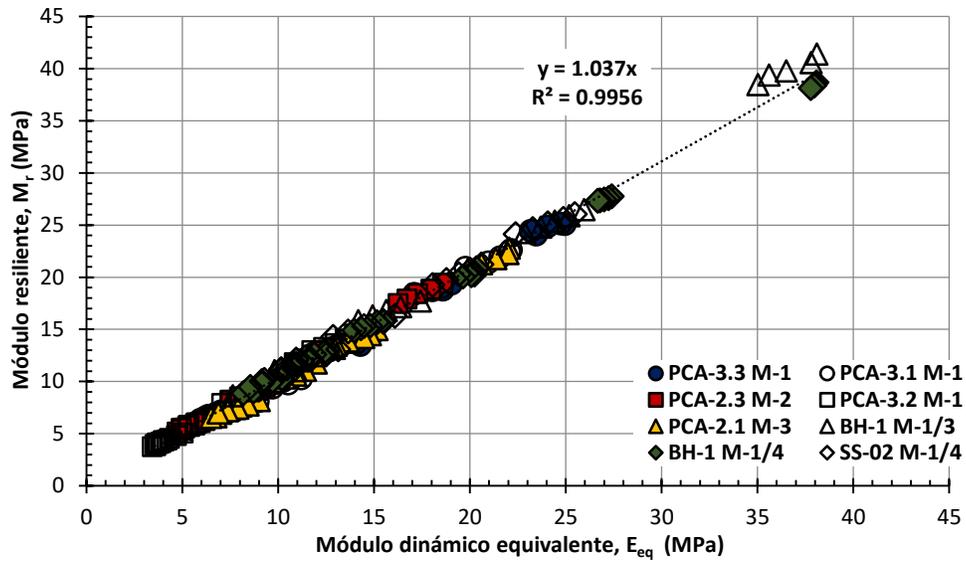


Figura 4.18. Curva comparativa  $E_{eq}$  vs  $M_r$  correspondiente al tramo de carga

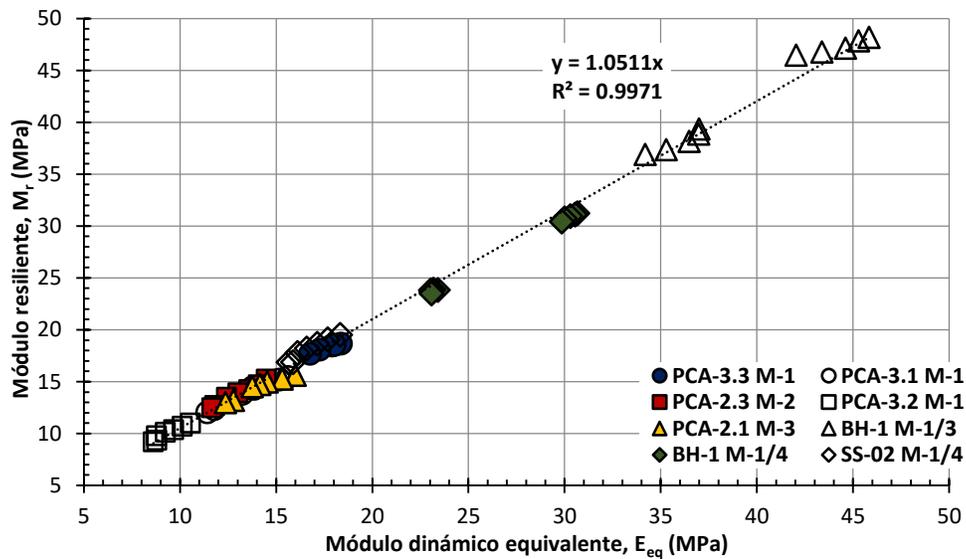


Figura 4.19. Curva comparativa  $E_{eq}$  vs  $M_r$  correspondiente al tramo de descarga

#### 4.5. EFECTO DEL ESFUERZO EFECTIVO MEDIO DE CONSOLIDACIÓN, $\sigma'$

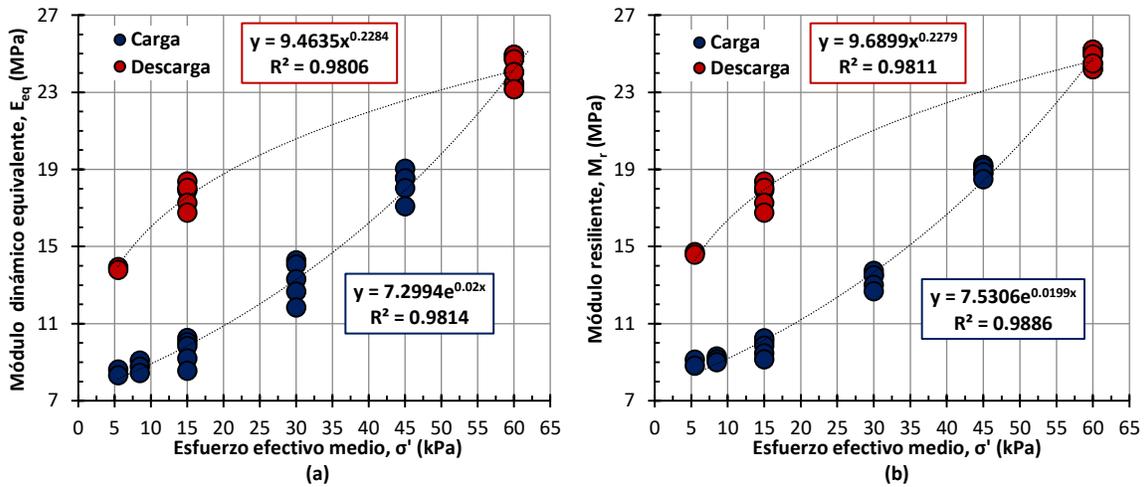
Para definir el incremento que presentan los módulos dinámicos equivalente ( $E_{eq}$ ) y resilientes ( $M_r$ ), con el aumento del esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ), se realizaron gráficas  $\sigma'$  contra  $E_{eq}$  y  $\sigma'$  contra  $M_r$ , para cada muestra de suelo ensayada, englobando todos los intervalos de cargas cíclicas aplicadas.

**CAPÍTULO 4.**

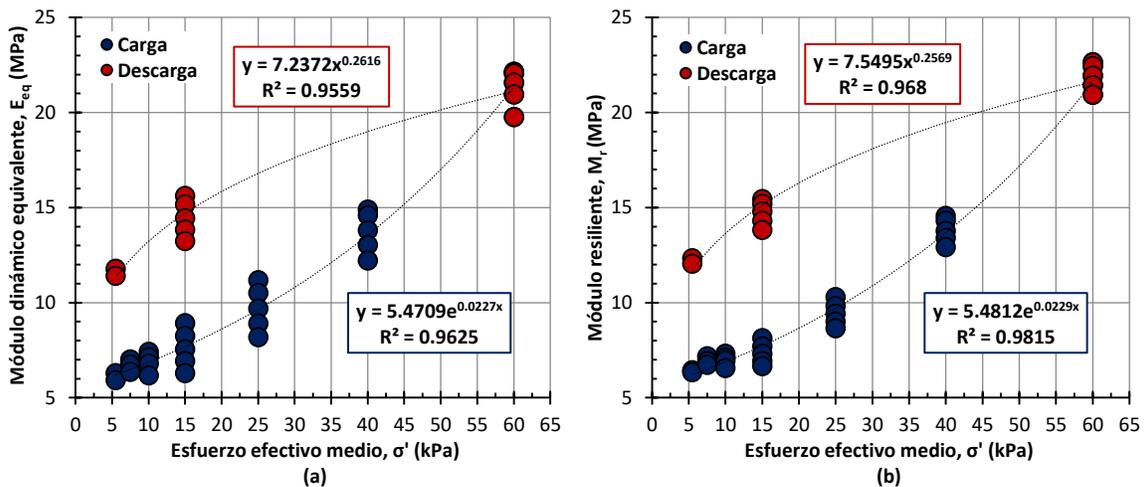
Las gráficas pertenecen a los valores de los módulos obtenidos en las etapas de carga y descarga de las pruebas de consolidación.

De la Figura 4.20 a la Figura 4.27, se presentan las curvas correspondientes de cada una de las pruebas. Se exhibe cierta proporcionalidad de los módulos con el incremento del esfuerzo efectivo medio, indicando que, en ambas pruebas, existe una variación exponencial de la forma  $y=ae^{bx}$  en el tramo de carga, con un componente de tendencia  $b$  de entre 0.012 y 0.024. Por su parte, el tramo de descarga, presenta una forma potencial de la forma  $y=ax^b$ ; la potencia resultante ( $b$ ), para los dos tipos de módulos es alrededor de 0.169 y 0.262.

Se observa, que las tendencias resultantes de ambas señales de carga (senoidal y haversiana), tanto exponenciales como potenciales, de una misma muestra de suelo, son muy similares.



**Figura 4.20.** a) Curva  $\sigma'$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $\sigma'$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1



**Figura 4.21.** a) Curva  $\sigma'$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $\sigma'$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1

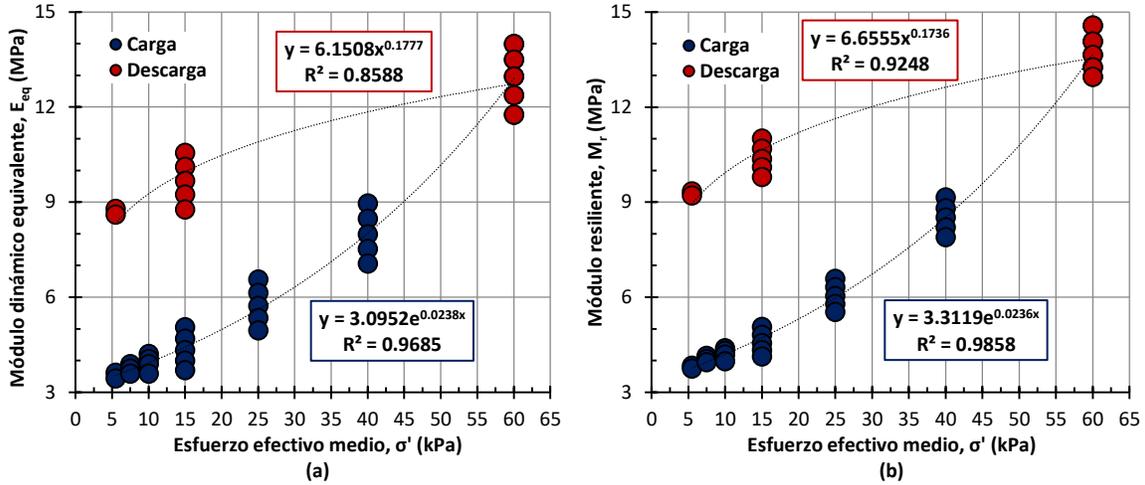


Figura 4.22. a) Curva  $\sigma'$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $\sigma'$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1

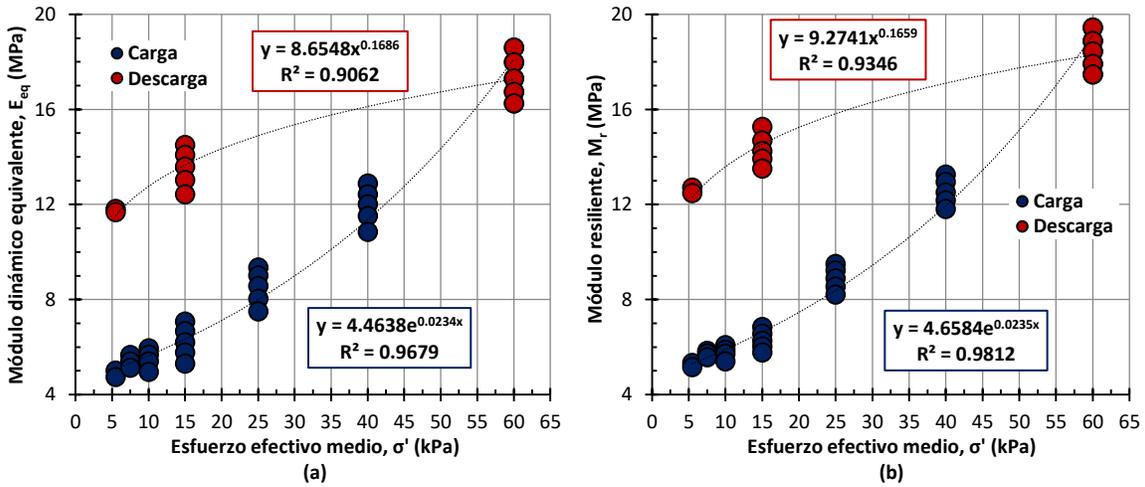


Figura 4.23. a) Curva  $\sigma'$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $\sigma'$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2

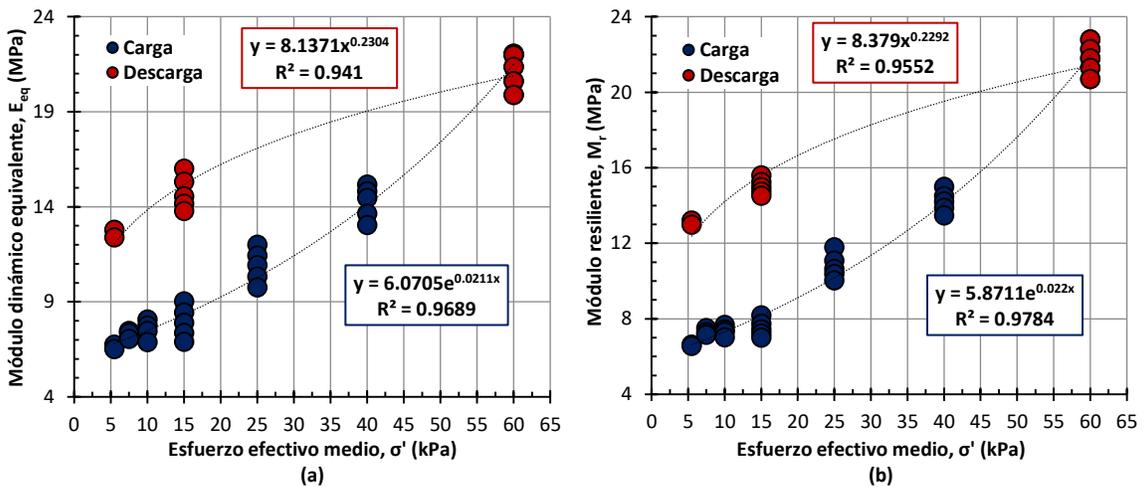
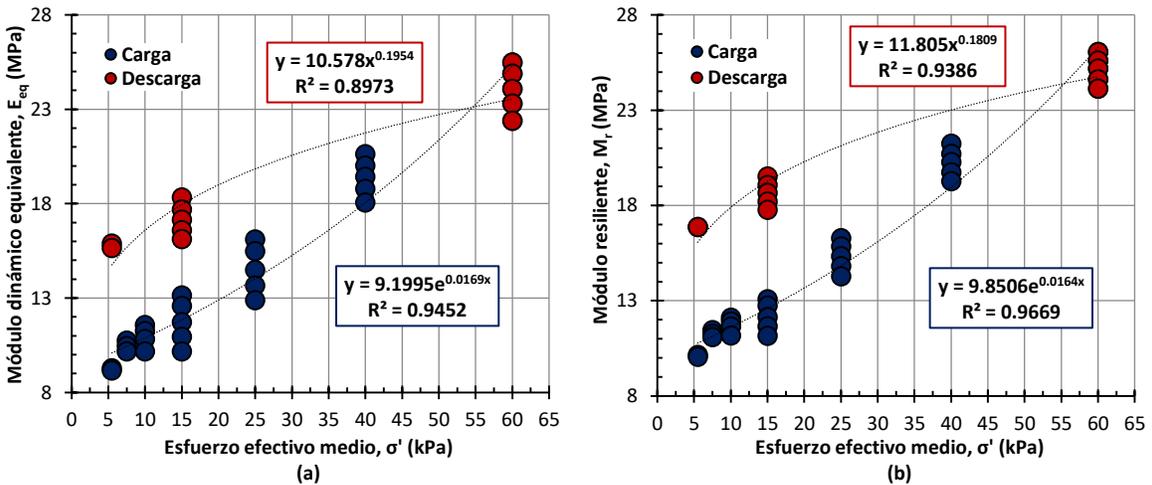
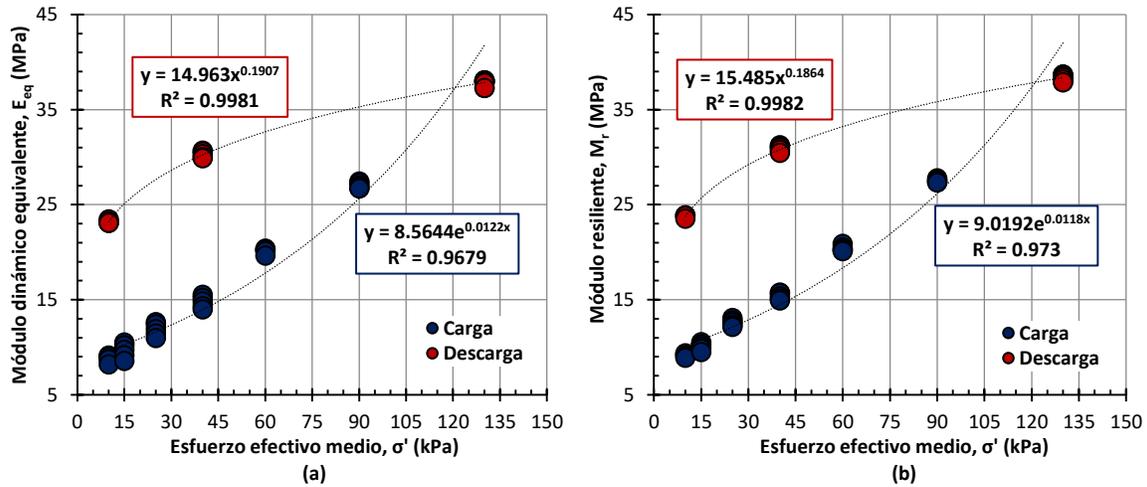
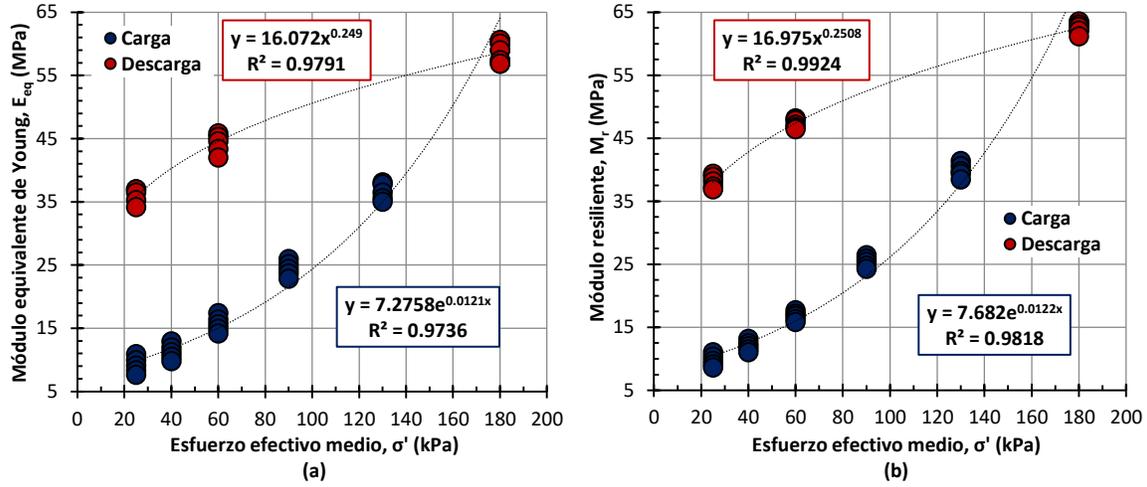


Figura 4.24. a) Curva  $\sigma'$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $\sigma'$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3



Así mismo, se visualiza que dependiendo del nivel de esfuerzo efectivo medio alcanzado durante la etapa de carga de la consolidación, los módulos pertenecientes al tramo de descarga a un mismo nivel de  $\sigma'$ , mejoran entre 60% y 200%. Lo anterior, nos indica que la magnitud de ambos módulos, también dependerá del historial de esfuerzos del suelo, es decir, del grado de preconsolidación que éste tenga.

Aunque los exponentes y potencias de las líneas de tendencia son muy similares en todas las pruebas, es evidente que cada línea de tendencia es adecuada para cada muestra, por lo que no es apropiado establecer una ecuación general para todos los suelos del ex lago de Texcoco.

Por otra parte, en la práctica profesional, en ocasiones, se aplica un esfuerzo de precarga al suelo con el afán de mejorarlo, dejando finalmente un esfuerzo permanente dado menor. Un ejemplo claro, son los esfuerzos aplicados en el suelo del ex lago de Texcoco por procedimiento constructivo de futuros terraplenes en el NAICIM, en donde se incrementa el esfuerzo efectivo en el suelo para mejorar su resistencia y, posteriormente, se incluyen estructuras que aportan un esfuerzo efectivo menor al anterior.

Para enlazar lo práctico con lo obtenido en laboratorio, al observar la tendencia potencial que las muestras presentan en el tramo de descarga, podríamos decir que, si un suelo se precarga a un esfuerzo efectivo medio de 60 kPa y posteriormente se descarga a 45 kPa ( $R_0$  entre 1 y 2), los módulos serán muy parecidos y, para fines prácticos, podrán tomarse como iguales. Por otro lado, si un suelo se llagara a precargar a 60 kPa y posteriormente se descarga a 15 kPa ( $R_0$  mayor a 2), habrá una diferencia notable en la magnitud de los módulos, por lo que se recomendara realizar ensayos cíclicos con etapas de carga y descarga.

#### 4.6. EFECTO DE LA RELACIÓN DE VACÍOS, $e$

Al expulsar agua de la masa del suelo en el proceso de consolidación, se produce una reducción en la relación de vacíos ( $e$ ) que, a su vez, ocasiona un aumento en la rigidez del suelo. Los módulos dinámicos equivalentes ( $E_{eq}$ ) y resilientes ( $M_r$ ), son indicadores de la rigidez del suelo, por lo tanto, éstos presentan una relación con el aumento o reducción de la relación de vacíos.

La relación de vacíos, se calculó considerando el cambio volumétrico por etapa de consolidación en cada una de las pruebas. La relación entre los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  y los valores de  $e$ , se presenta de la Figura 4.28 a la Figura 4.35.

En general, se observa que al disminuir la relación de vacíos, en las etapas de carga de la consolidación, ambos módulos, aumentan considerablemente en una forma exponencial ( $y=ae^{bx}$ ). Por su parte, se observa que, en sentido inverso, al aumentar la relación de vacíos, provocada por la descarga en el proceso de consolidación, ambos módulos, disminuyen en una forma potencial ( $y=ax^b$ ).

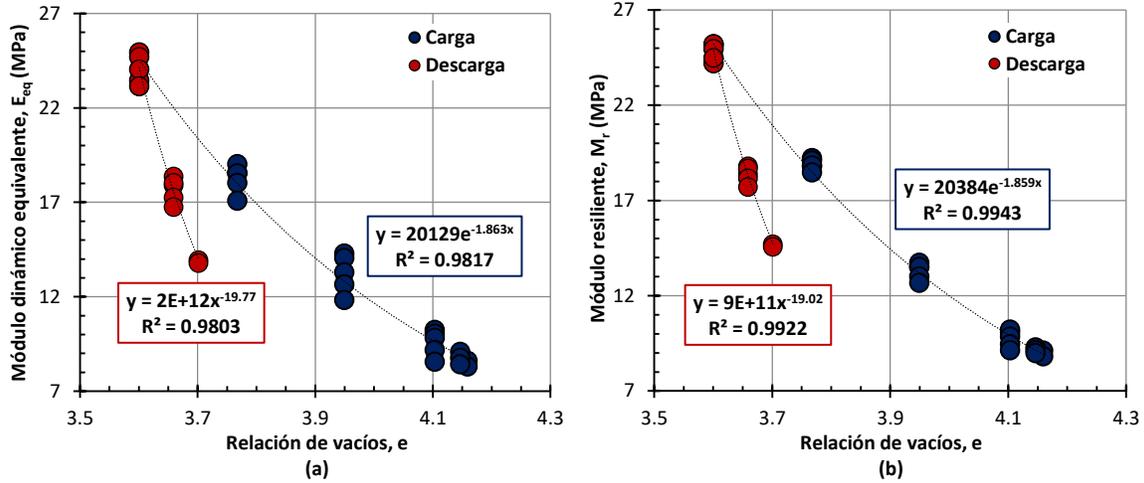


Figura 4.28. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1

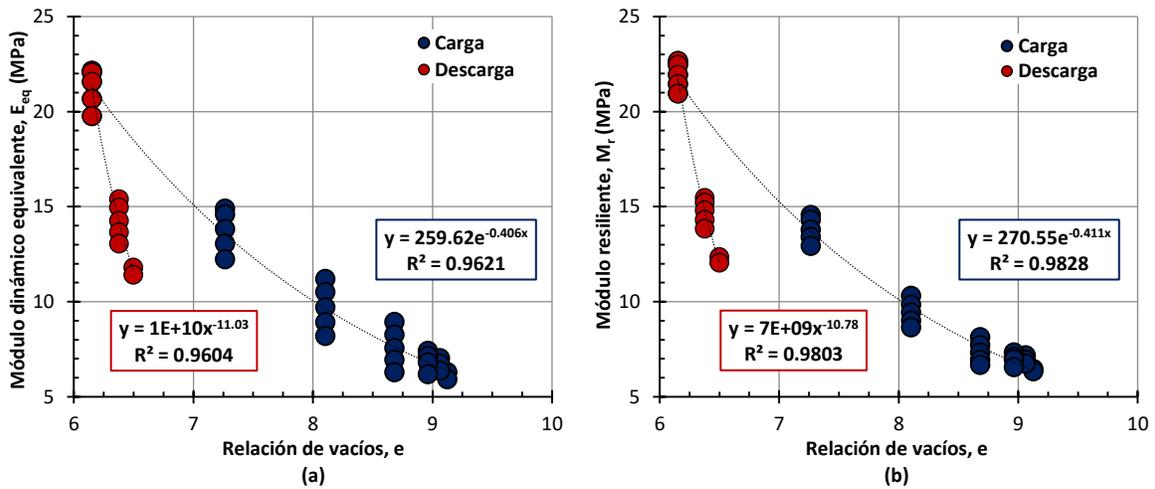


Figura 4.29. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1

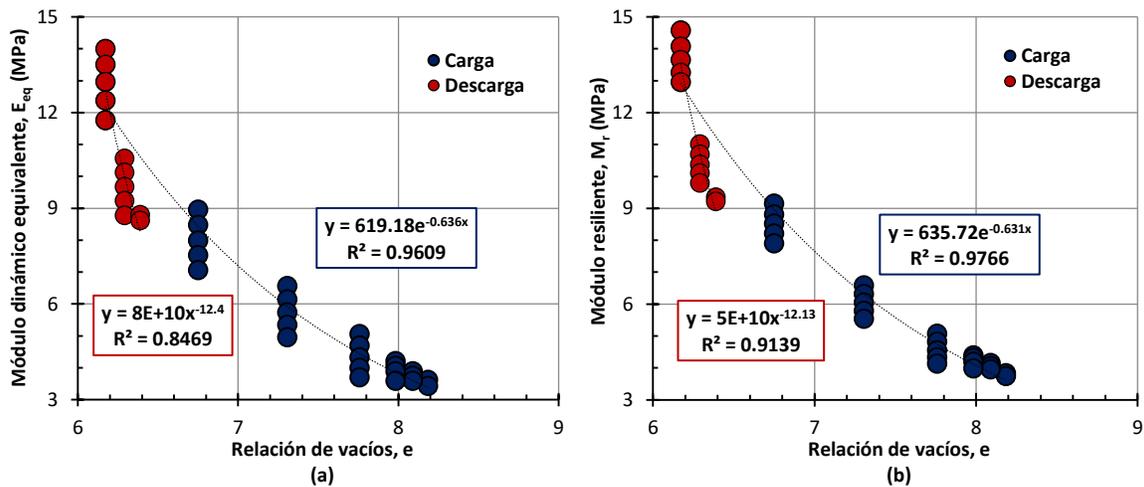


Figura 4.30. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1

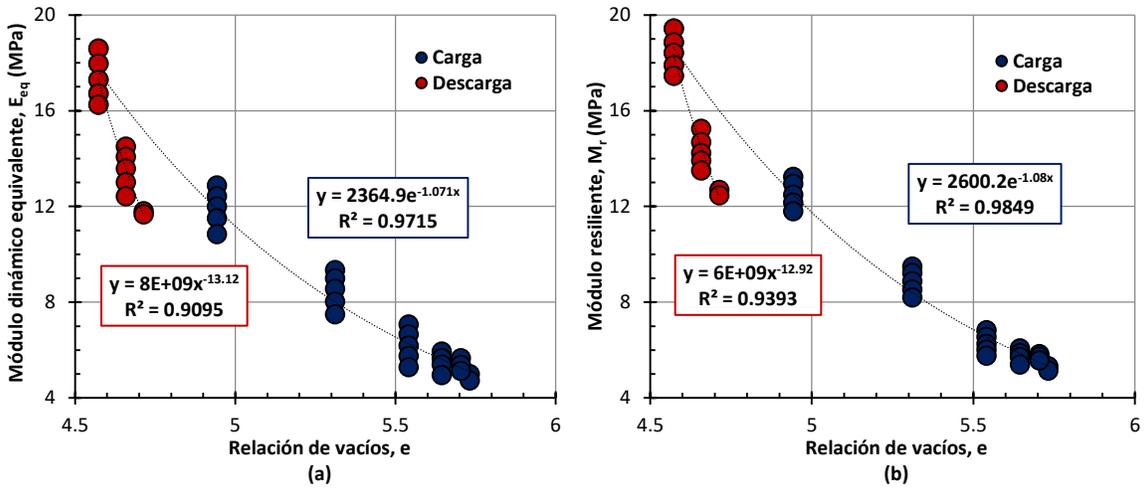


Figura 4.31. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2

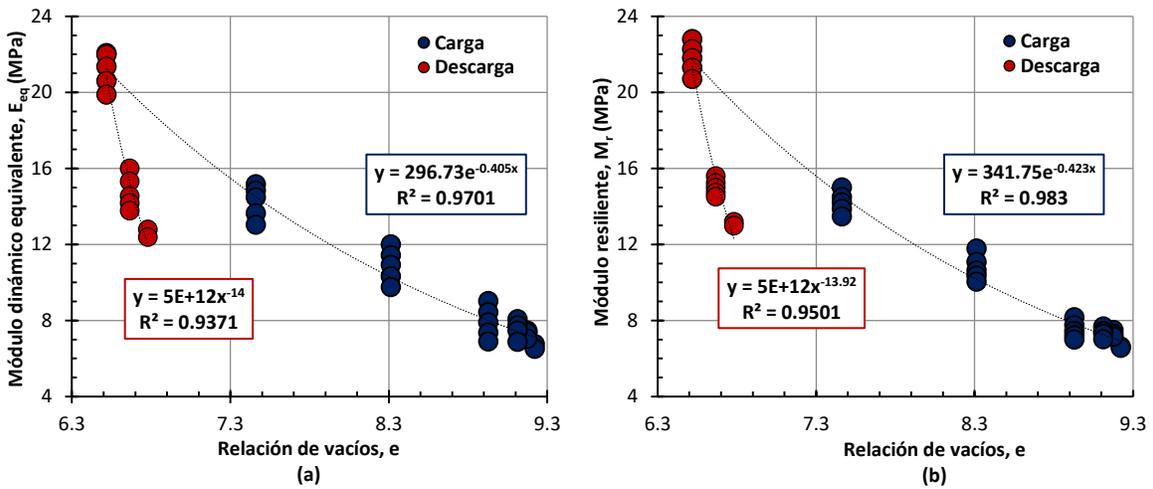


Figura 4.32. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3

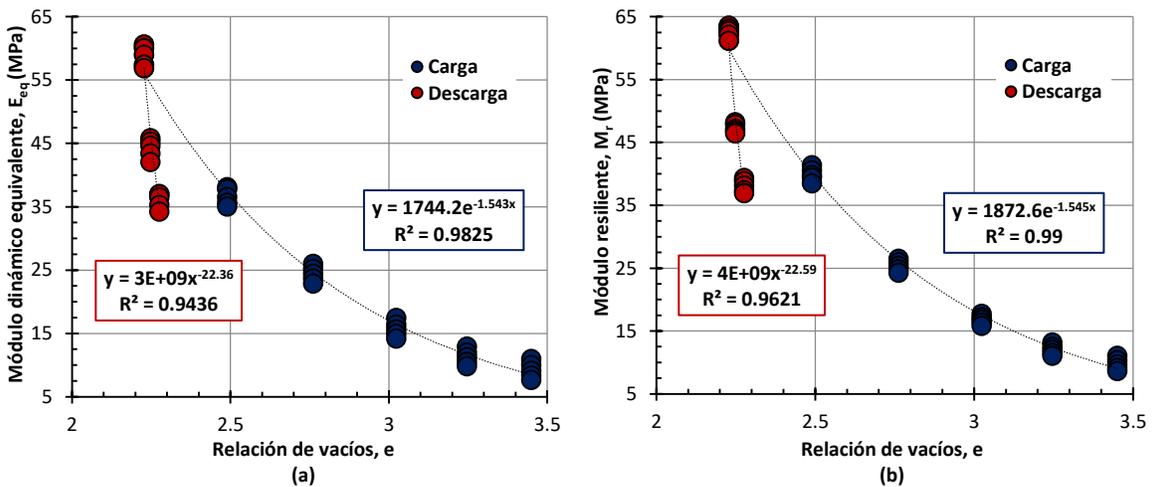


Figura 4.33. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3

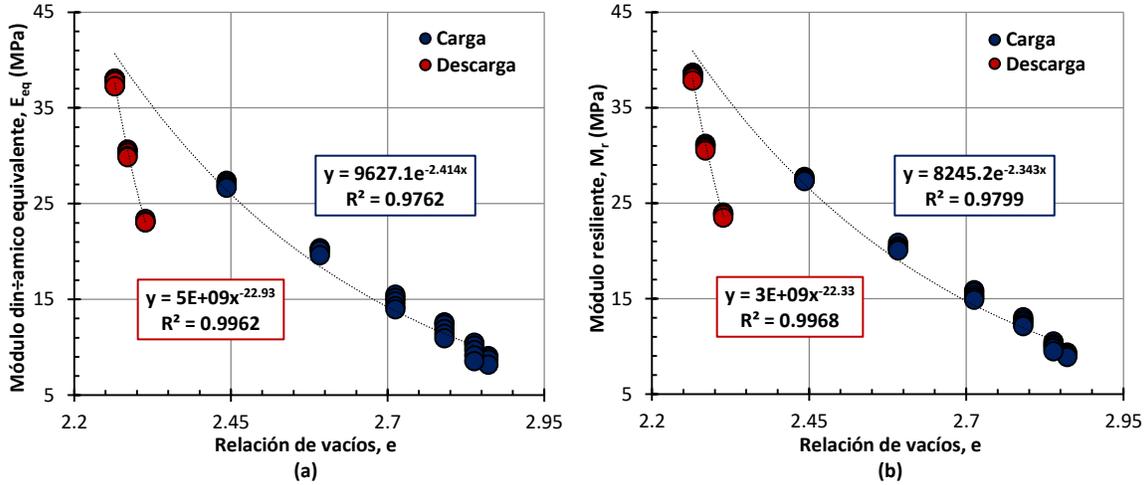


Figura 4.34. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4

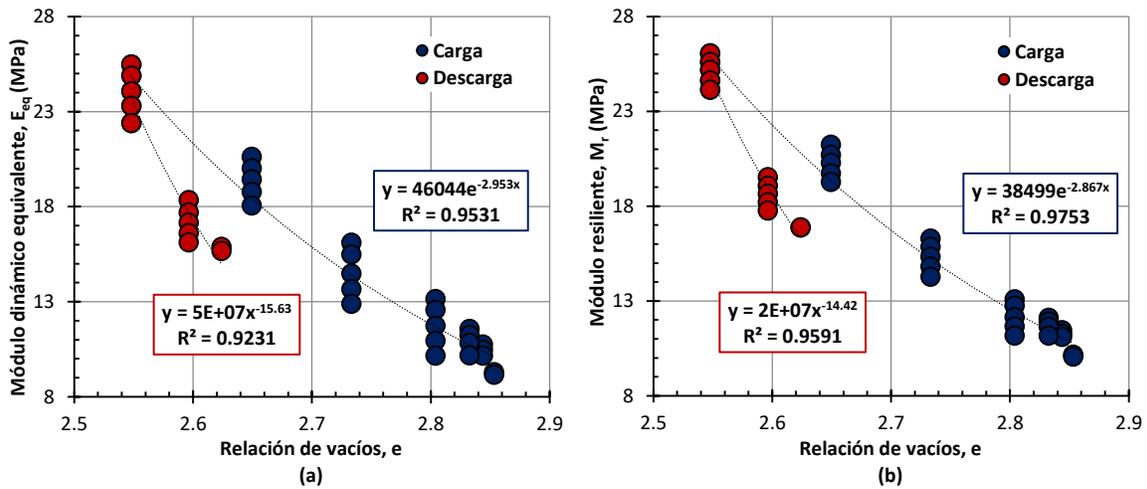


Figura 4.35. a) Curva  $e$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $e$  vs  $M_r$ ; correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4

La variación exponencial, respecto a la componente de tendencia b, en el tramo de carga, es variable entre -0.406 y -2.953, en ambos casos. Por su parte, la potencia resultante (b), en el tramo de descarga, para los dos tipos de módulos, es variable alrededor de -12.4 y -23.05.

De la misma manera, se observa, que las tendencias resultantes de ambas señales de carga (senoidal y haversiana), tanto exponenciales como potenciales, de una misma muestra de suelo, son muy similares. Cada línea de tendencia es distinta para cada muestra, por lo que al igual que en el apartado anterior, no se podría establecer una relación general para todos los suelos del ex lago de Texcoco.

Debido a que los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  resultantes de las etapas de carga y descarga, no siguen la misma tendencia; es evidente que la magnitud de los módulos, no solo dependen de la relación de vacíos, también dependerán del historial de esfuerzos del suelo.

Lo anterior explica, en cierta medida, por qué algunas muestras de suelo, aunque tengan una mayor relación de vacíos inicial, presenten un mayor valor de módulo  $E_{eq}$  o  $M_r$ , para un mismo incremento de esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) aplicado.

Por último, es posible observar, que los módulos pertenecientes al tramo de recompresión de la curva de compresibilidad (aquellos que se encuentran antes del esfuerzo de preconsolidación), son muy parecidos en magnitud. Lo anterior, ocurre debido a que el incremento del esfuerzo efectivo medio ( $\Delta\sigma'$ ) aplicado entre cada etapa de ensaye es muy pequeño; por consiguiente, la relación de vacíos no disminuye considerablemente.

#### 4.7. EFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD, $I_p$

El índice plasticidad ( $I_p$ ) de las muestras de suelo ensayadas, se determinó en laboratorio a partir de los límites de consistencia, líquido ( $L_w$ ) y plástico ( $L_p$ ), y se calculó con la siguiente diferencia:

$$I_p = L_w - L_p \dots\dots\dots [4.1]$$

A continuación, en las Figuras 4.36 y 4.37, se presentan las curvas de índice de plasticidad contra el módulo dinámico y resiliente, respectivamente. Para tener un panorama general, se graficaron únicamente los valores promedio de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  a un esfuerzo efectivo medio aplicado de 60 kPa, debido a que es el único nivel de esfuerzo que se tiene en todos los ensayos realizados.

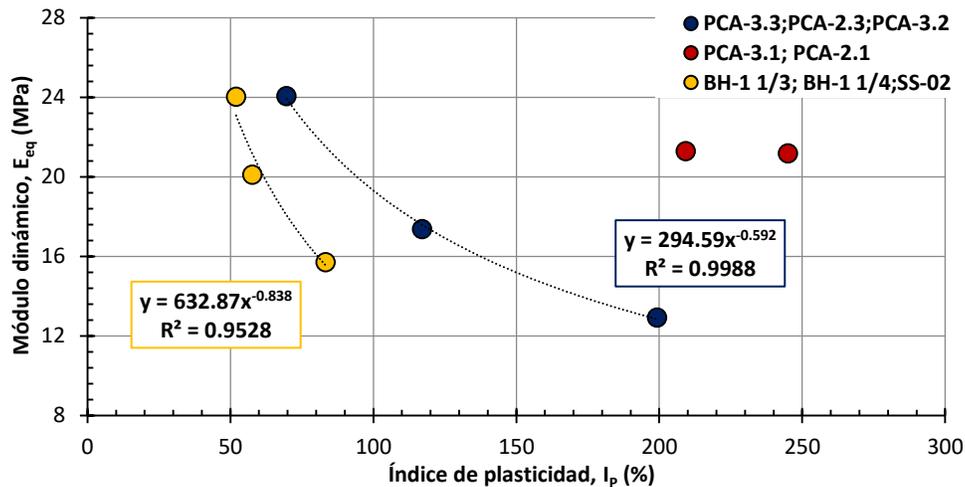


Figura 4.36. Curvas  $I_p$  vs  $E_{eq}$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

Los resultados nos indican que, al disminuir el índice de plasticidad de los suelos, se incrementa la rigidez y, por lo tanto, se tendrán módulos dinámicos y resilientes mayores. Se observa una tendencia potencial de los módulos dinámicas y resilientes respecto a los valores de  $I_p$ ; en ambos

casos, las muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2 (definidas en color azul), las cuales están clasificadas como CH, siguen una tendencia definida, mientras que las muestras BH-1 1/3, BH-1 1/4 y SS-02 (definidas en color amarillo), las cuales clasifican como MH, siguen otra.

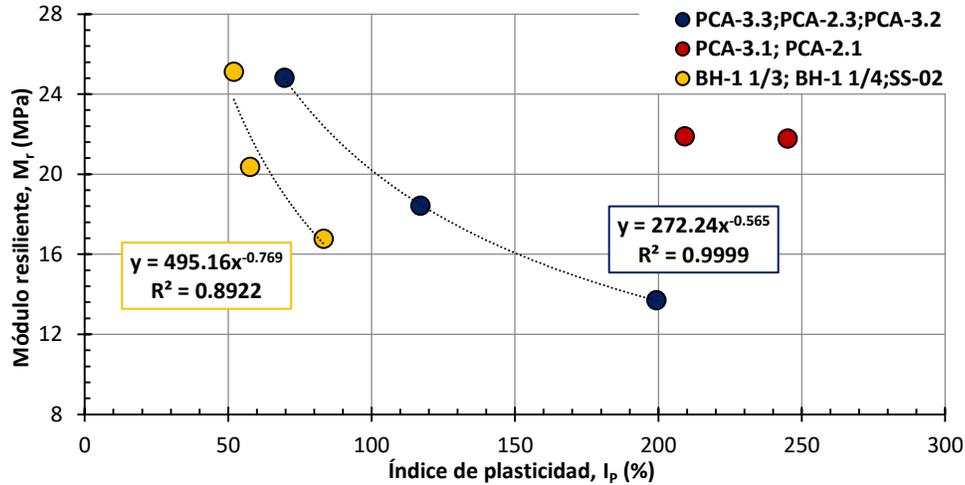


Figura 4.37. Curvas  $I_p$  vs  $M_r$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

Las tendencias potenciales resultantes en ambos módulos son muy similares, y podrán en consecuencia, considerarse como iguales.

Por otra parte, las muestras PCA-3.1 y PCA-2.1 (definidas en color rojo), no presentan una tendencia definida respecto a los valores del  $I_p$  y, aunque fueron clasificadas como CH, ambas presentan pequeños lentes de arena en su estructura, lo que probablemente aumente su rigidez y minimice la relación con la plasticidad.

Para verificar que la tendencia potencial se presenta en cada nivel de esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) que fue aplicado a las muestras ensayadas, se graficaron los valores de los módulos dinámicos y resilientes de las muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2, a un esfuerzo efectivo medio inicial de 5.5 kPa y a un esfuerzo efectivo cercano al esfuerzo de preconsolidación de 15 kPa, (Figura 4.38).

Se observa, que la tendencia potencial ( $y=ax^b$ ) se presenta en todos los niveles de esfuerzo efectivo medio aplicado; sin embargo, habrá una disminución en la potencia ( $b$ ) con respecto al nivel de  $\sigma'$  alcanzado. De igual forma, las tendencias resultantes en ambos módulos son muy similares.

Por último, considerando la variación de la tendencia con respecto al incremento del esfuerzo efectivo medio, y observando la diferencia que existe entre los suelos CH y MH, no se podrá establecer una relación específica de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  con el valor de  $I_p$  para los suelos provenientes de la zona del ex lago de Texcoco.

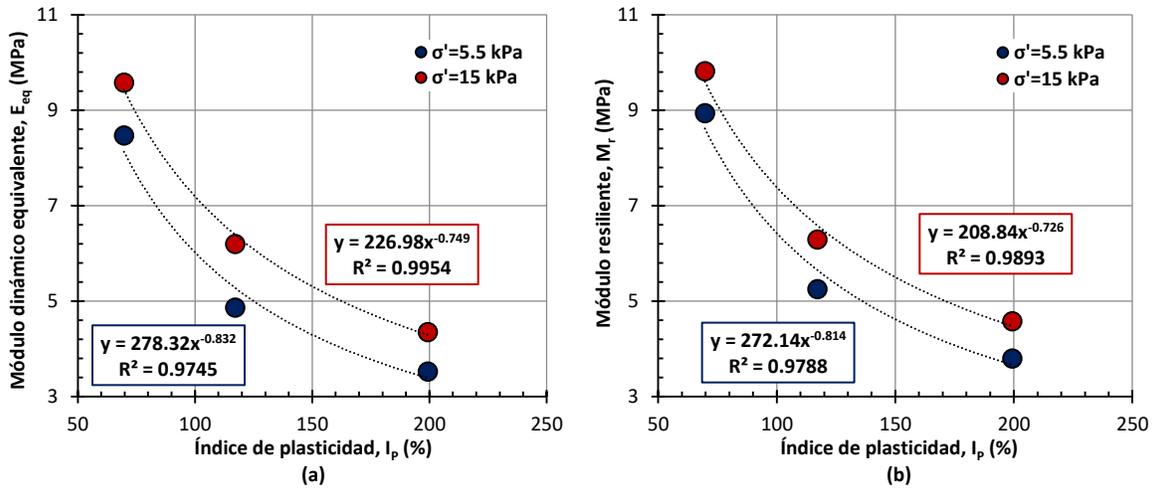


Figura 4.38. a) Curva  $I_p$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $I_p$  vs  $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2

#### 4.8. EFECTO DEL ÍNDICE DE LIQUIDEZ, $I_L$

El índice de liquidez ( $I_L$ ), evalúa el grado de consistencia líquida o liquidez que el suelo presenta in situ, que será:

$$I_L = \frac{\omega - L_P}{L_W - L_P} \dots\dots\dots [4.2]$$

En las Figuras 4.39 y 4.40, se muestran las curvas de índice de liquidez contra el módulo dinámico y resiliente, respectivamente. De igual forma al apartado anterior, se graficaron únicamente los valores promedio de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  a un esfuerzo efectivo medio aplicado de 60 kPa, debido a que es el único nivel de esfuerzo que se tiene en todos los ensayos realizados.

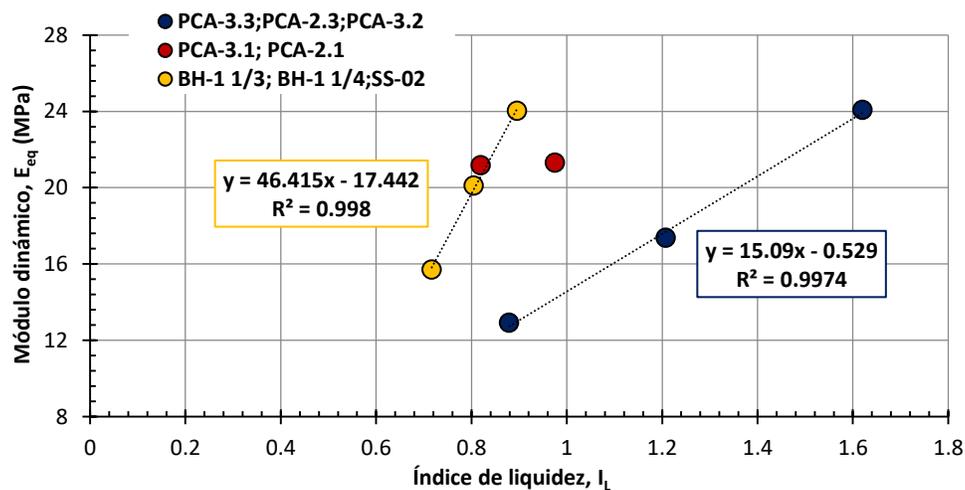


Figura 4.39. Curvas  $I_L$  vs  $E_{eq}$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

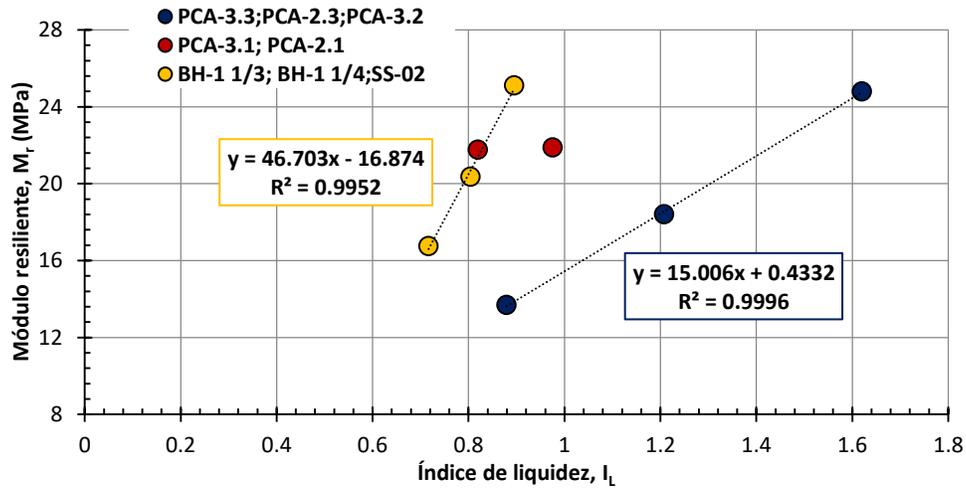


Figura 4.40. Curvas  $I_L$  vs  $M_r$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

En ambas figuras, se puede observar que las muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2 (definidas en color azul), las cuales están clasificadas como CH, presentan una tendencia lineal con el incremento del valor de  $I_L$ ; así mismo, se observa que las muestras BH-1 1/3, BH-1 1/4 y SS-02 (definidas en color amarillo), las cuales clasifican como MH, presentan una tendencia similar, pero un poco más pronunciada. Las tendencias lineales resultantes en ambos módulos son muy similares y, podrán en consecuencia, considerarse como iguales.

Por su parte, las muestras PCA-3.1 y PCA-2.1 (definidas en color rojo), por la misma razón descrita en el apartado anterior, no presentan una tendencia definida con los valores de  $I_L$ ; por lo tanto, podemos concluir, que las muestras de arcilla que alberguen pequeños lentes de arena en su estructura, cuentan con propiedades dinámicas que no dependen de sus límites de consistencia.

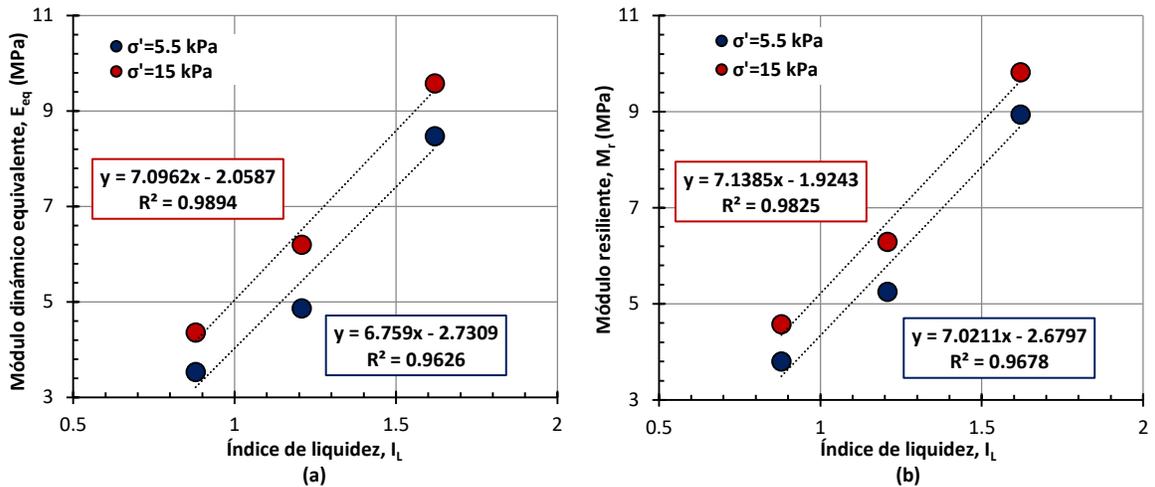


Figura 4.41. a) Curva  $I_L$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $I_L$  vs  $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2

Para verificar que la tendencia lineal se presenta en cada niveles de esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) que fue aplicado a las muestras ensayadas, se graficaron los valores de los módulos dinámicos y resilientes de las muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2, a un esfuerzo efectivo medio de 5.5 kPa y 15 kPa, (Figura 4.41).

Se observa, que la tendencia lineal se presentará en todos los niveles de esfuerzo efectivo medio aplicados; sin embargo, habrá una variación en la pendiente con respecto al nivel de esfuerzo inducido. Las tendencias resultantes en ambos tipos de módulos son muy similares.

#### 4.9. EFECTO DEL ESFUERZO DE PRECONSOLIDACIÓN, $\sigma'_p$

Como se ha mencionado en apartados anteriores, el historial de esfuerzos, es un factor importante en la magnitud de los módulos.

En las Figuras 4.42 y 4.43, se muestran las curvas deformación unitaria axial ( $\epsilon$ ) contra la magnitud de los módulos dinámico y resilientes ( $E_{eq}$  y  $M_r$ ), resultantes a un esfuerzo efectivo medio de 15 kPa, respectivamente. En ellas, se presentan los valores de los módulos de seis de las muestras ensayas (PCA-3.3, PCA-3.1, PCA-2.3, PCA-3.2, PCA-2.1 y SS-02); se puede observar que los suelos que tienen un menor esfuerzo efectivo de preconsolidación, son menos rígidos y, por lo tanto, sus módulos son menores.

Se debe mencionar, que los valores de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  de las muestras de suelo BH-1 M-1/3 y BH-1 M-1/4, no fueron incluidas en las Figuras 4.42 y 4.43, debido a que se tratan de suelos cuya profundidad inicial es de entre 1.90 y 2.30 m, pero que fueron precargados agregando un terraplén de tezontle y drenados a base de drenes verticales, lo que llevo al hundimiento del terraplén y, con ello, a la modificación del esfuerzo efectivo de preconsolidación. Por lo tanto, el esfuerzo efectivo medio inicial de consolidación, en ambas pruebas, fue mayor a 15 kPa.

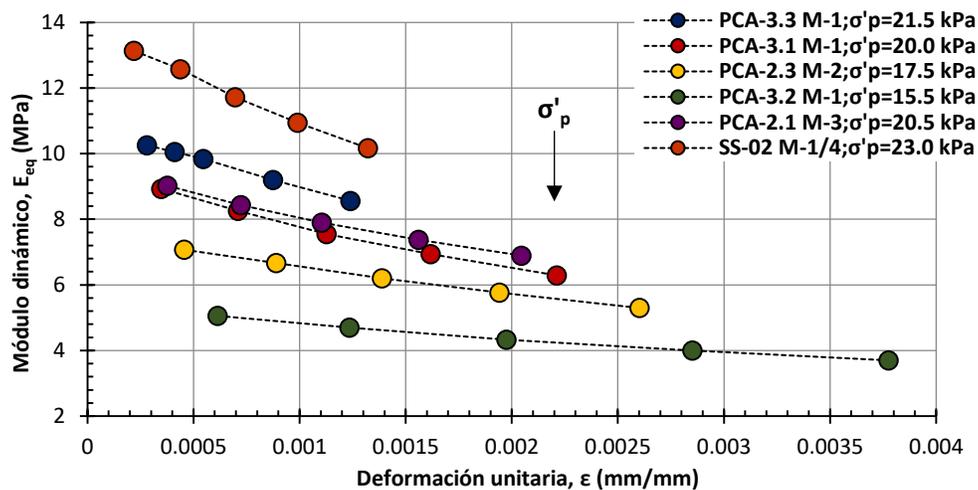


Figura 4.42. Curvas  $\epsilon$  vs  $E_{eq}$  a un esfuerzo efectivo medio de 15 kPa

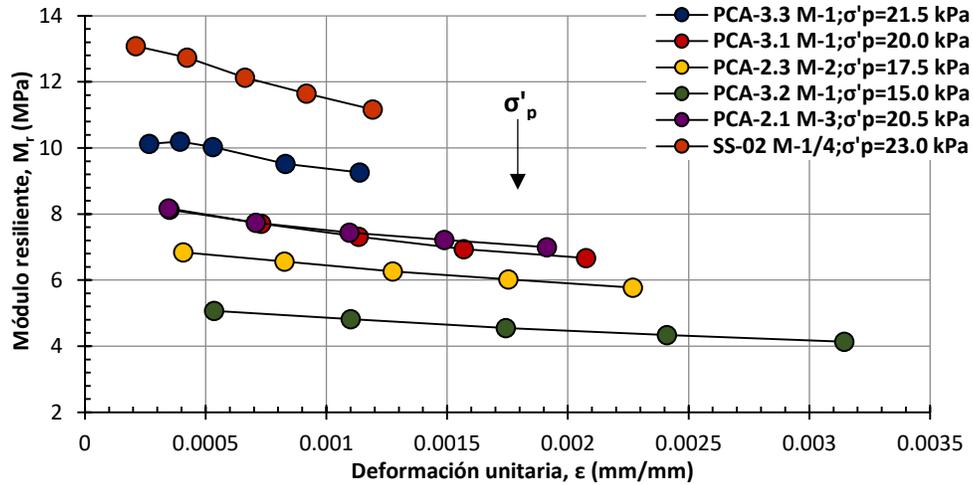


Figura 4.43. Curvas  $\epsilon$  vs  $M_r$  a un esfuerzo efectivo medio de 15 kPa

Para entender más a detalle la variación de los módulos con el esfuerzo efectivo de preconsolidación que las muestras presentan en campo, se graficaron los valores de  $\sigma'_p$  contra los valores promedio de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  de seis de las muestras (PCA-3.3, PCA-3.1, PCA-2.3, PCA-3.2, PCA-2.1 y SS-02) a distintos niveles de esfuerzo efectivo medio aplicado ( $\sigma'$ ); inicial de 5.5 kPa, cercano al valor de  $\sigma'_p$  de 15 kPa, y final de 60 kPa, (Figuras 4.44 y 4.45, respectivamente).

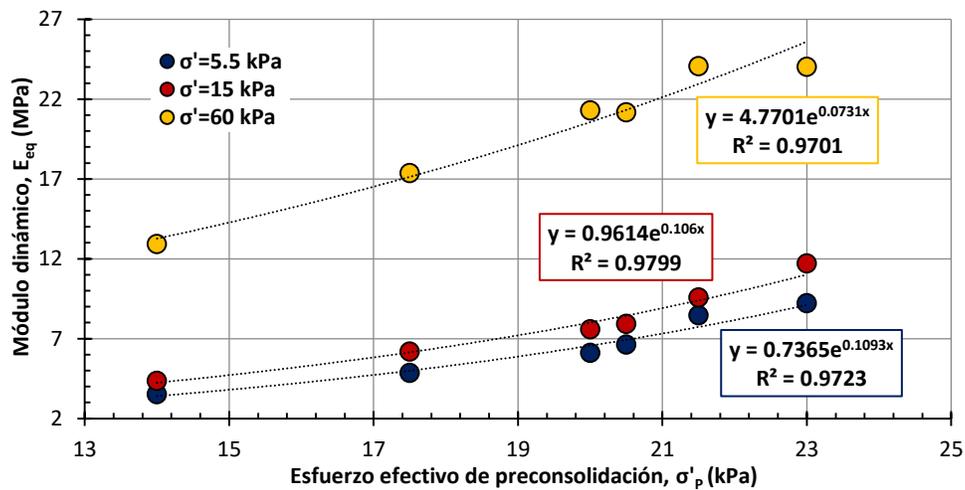
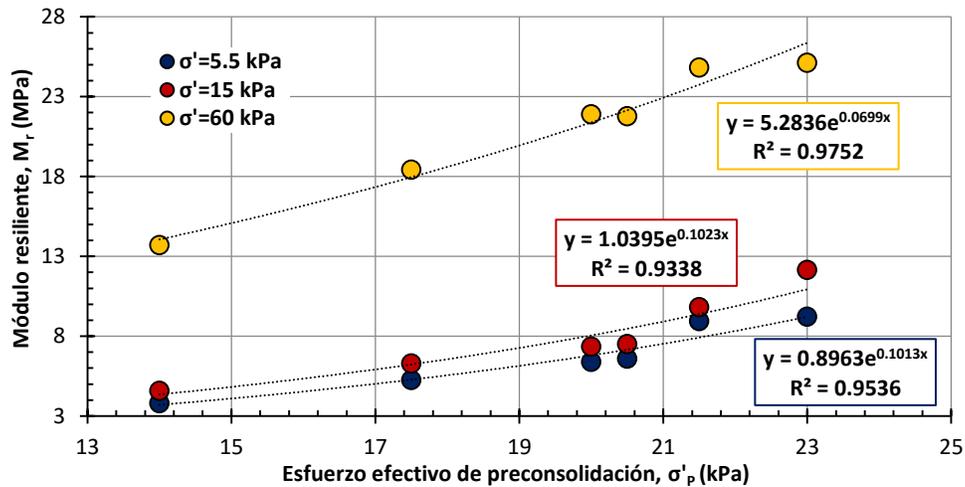


Figura 4.44. Curvas  $\sigma'_p$  vs  $E_{eq}$  a distintitos niveles de esfuerzo efectivo medio,  $\sigma'$

En las curvas resultantes, se puede verificar que la magnitud de módulos incrementa en aquellos suelos que presentan mayor esfuerzo efectivo de preconsolidación.

Tanto los módulos dinámicos como resilientes, presentan una tendencia exponencial ( $y=ae^{bx}$ ) con el incremento del esfuerzo efectivo de preconsolidación. Las tendencias exponenciales en ambos tipos

de módulos, en los diferentes niveles de esfuerzo efectivo, son muy parecidas. Se observa que el exponente (b) vario conforme se incremente el valor de  $\sigma'_v$ ; sin embargo, al no tenerse clara la tendencia, no se podrá establecer una ecuación que generalice la relación de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  con el valor de  $\sigma'_p$  para cada nivel de  $\sigma'_v$ .



**Figura 4.45.** Curvas  $\sigma'_p$  vs  $M_r$  a distintos niveles de esfuerzo efectivo medio,  $\sigma'_v$

#### 4.10. EFECTO DE LA DENSIDAD DE SÓLIDOS, $G_s$

La densidad de sólidos ( $G_s$ ) se define como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos. Los suelos ensayados en esta investigación, presentan densidades de sólidos elevados, entre 2.7 y 3.1; el valor de  $G_s$  de cada de las muestras se puede verificar en la Tabla 3.3 del capítulo anterior.

Valores de  $G_s$  elevados, es una de las características particulares de las arcillas del ex lago de Texcoco. Cuando el suelo está expuesto a un proceso de secado, se genera precipitación de las sales existentes en el agua intersticial, quedando incorporadas a las partículas sólidas del mismo, aumentando el peso de la masa sólida y, por lo tanto, su densidad.

A continuación, en las Figuras 4.46 y 4.47, se presentan las magnitudes de los módulos dinámicos y resilientes ( $E_{eq}$  y  $M_r$ ) con respecto a la densidad de sólidos de las muestras ensayadas, respectivamente. Se graficaron únicamente los valores promedio de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  a un esfuerzo efectivo medio aplicado de 60 kPa, debido a que es el único nivel de esfuerzo que se tiene en todos los ensayos realizados.

En ambas figuras, se observa que las magnitudes de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  dependen directamente del valor de  $G_s$ . Se presenta una tendencia lineal en ambos tipos de módulo, tanto en los suelos

clasificados como CH (muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2) como en los clasificados como MH (muestras BH-1 1/3, BH-1 1/4 y SS-02 1/4).

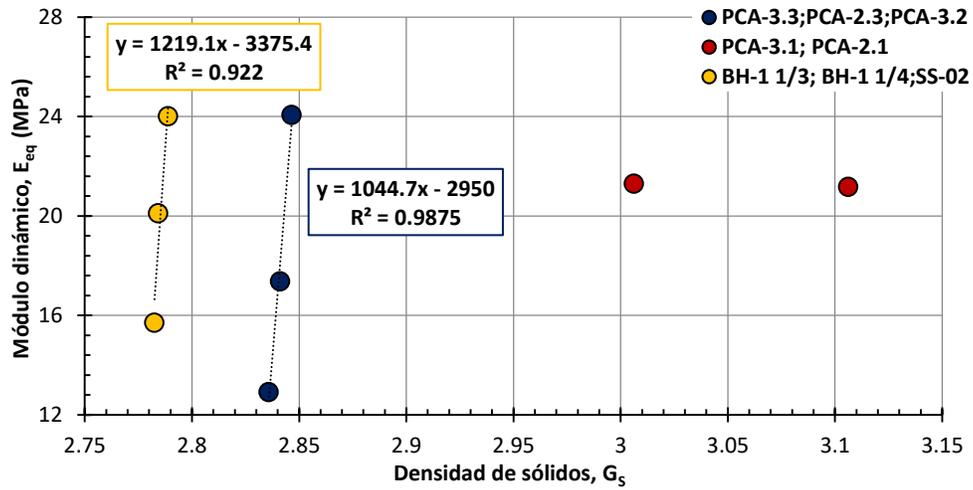


Figura 4.46. Curvas  $G_s$  vs  $E_{eq}$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

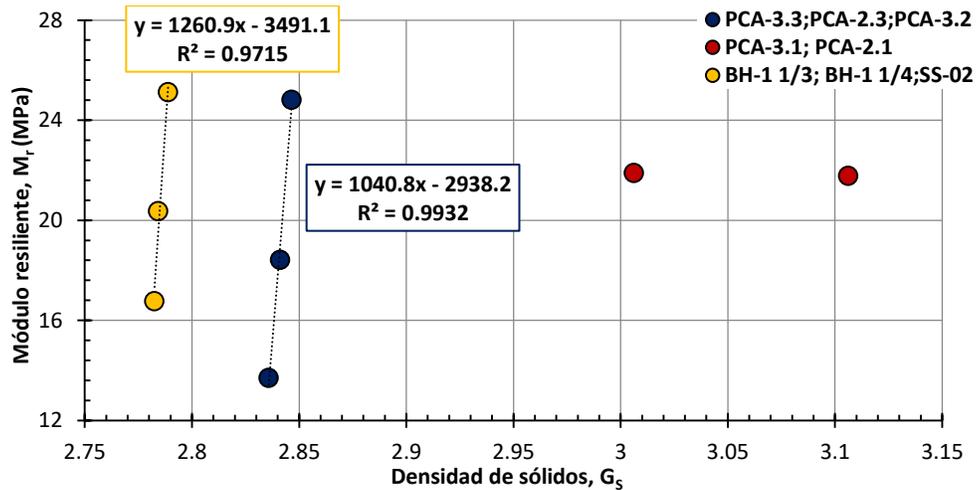
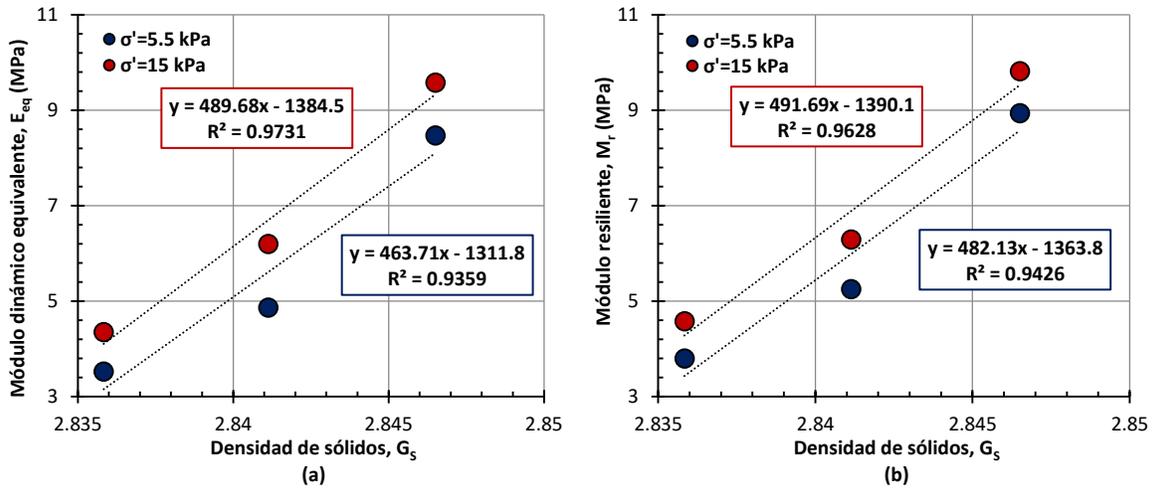


Figura 4.47. Curvas  $G_s$  vs  $M_r$  correspondientes al esfuerzo efectivo medio de 60 kPa

Al igual que lo descrito en los apartados 4.7 y 4.8 de este capítulo, se cree, que la arena contenida en las muestras PCA-3.1 y PCA-2.1 (clasificadas como CH), por muy poca que sea, modificó el comportamiento de los suelos ensayados.

Para verificar que la tendencia lineal se mantiene en todos los niveles de esfuerzo efectivo aplicados, se graficaron los valores de los módulos dinámicos y resilientes de las muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2, a un esfuerzo de 5.5 kPa y 15 kPa, (Figura 4.48).



**Figura 4.48.** a) Curva  $G_s$  vs  $E_{eq}$ ; b) Curva  $G_s$  vs  $M_r$ ; muestras PCA-3.3, PCA-2.3 y PCA-3.2

Se observa, que la tendencia lineal permanece; sin embargo, habrá una variación en la pendiente con respecto al nivel de esfuerzo efectivo medio inducido. Las tendencias resultantes en ambos módulos son muy similares.

Por último, tomando en consideración la relación que tienen los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  con  $G_s$ , así como la relación directa entre  $G_s$  con la relación de vacíos inicial ( $e_0$ ) y el contenido de agua de los suelos in situ ( $\omega$ ), se podrá asegurar, que los suelos arcillosos o limosos de la zona del ex lago de Texcoco, que presenten  $e_0$  y  $\omega$  bajos, tendrán mayor  $G_s$ , y por lo tanto, bajo condiciones no consolidadas no drenadas, presentaran mayor magnitud de los módulos.

#### 4.11. EXCESO DE PRESIÓN DE PORO GENERADO, $\Delta u$

Cuando un suelo totalmente saturado es sometido a cargas cíclicas en condiciones no drenadas, sus módulos dinámicos tienden a degradarse y la presión de poro cambia con el número de ciclos aplicados. A continuación, en las Figuras 4.49 y 4.50, se presentan los registros de exceso de presión de poro ( $\Delta u$ ) generado durante el tiempo de aplicación del esfuerzo desviador ( $\sigma_d$ ) cíclico senoidal y resiliente, respectivamente.

Los valores de  $\Delta u$  generados, corresponden a cada una de las etapas de incremento del esfuerzo desviador de cada nivel de esfuerzo efectivo medio aplicado ( $\sigma'$ ). Debido a que la presión de poro generada es muy parecida en todas las muestras de suelo ensayadas, se presenta únicamente y aleatoriamente, los resultados de la muestra PCA-2.3 M-2.

Se debe mencionar que, la presión de poro fue medida únicamente en las fronteras de las probetas de suelo (cabezal y pedestal); sin embargo, se tiene claro que no será la misma al centro de la probeta y, se recomendara, medirla con instrumentación especial en futuras investigaciones. Así mismo, debido a la toma de lecturas del sistema de adquisición de datos, el exceso de presión de poro generado por los esfuerzos cíclicos resilientes, se presenta únicamente a cada 10 ciclos.

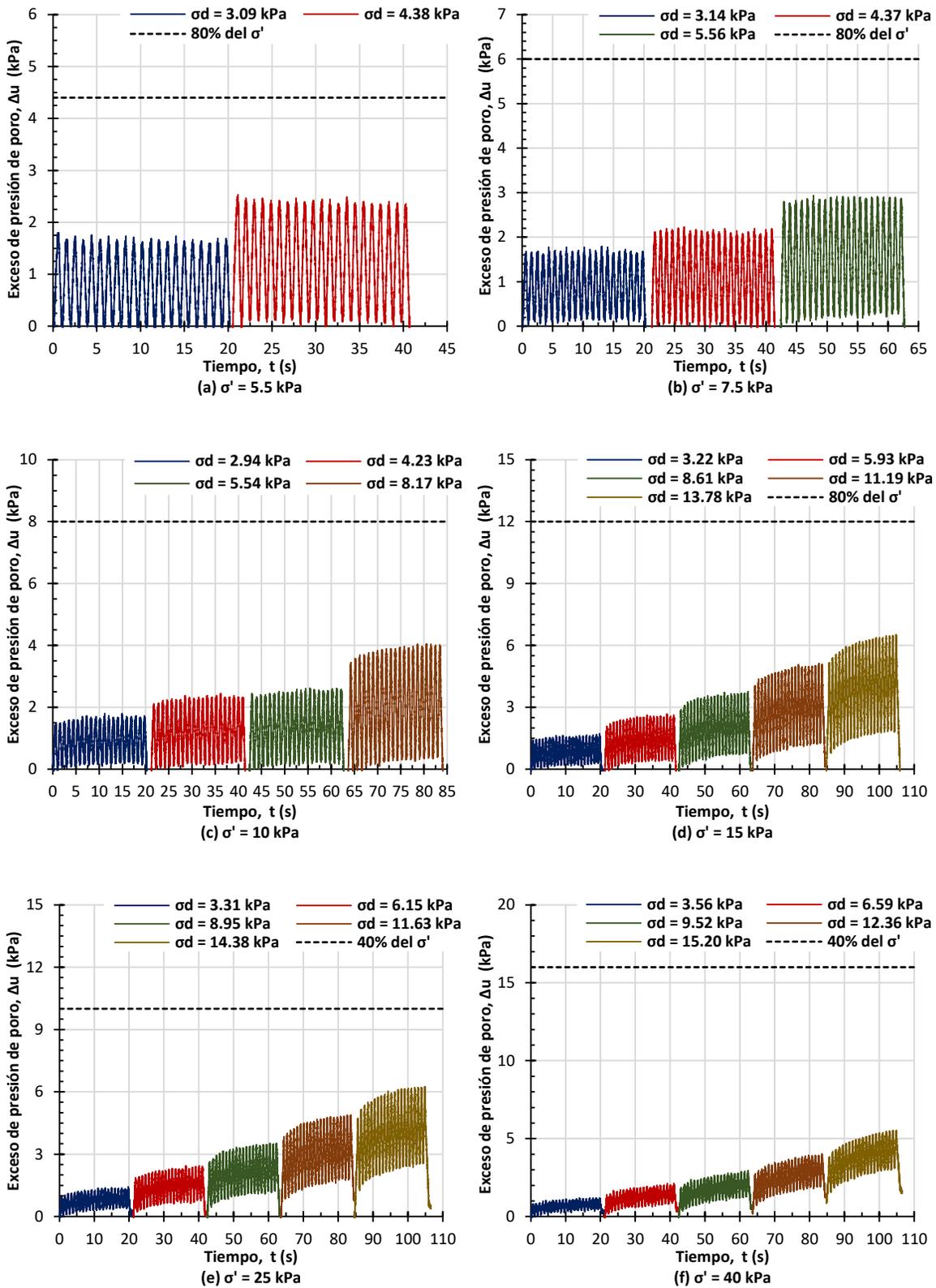
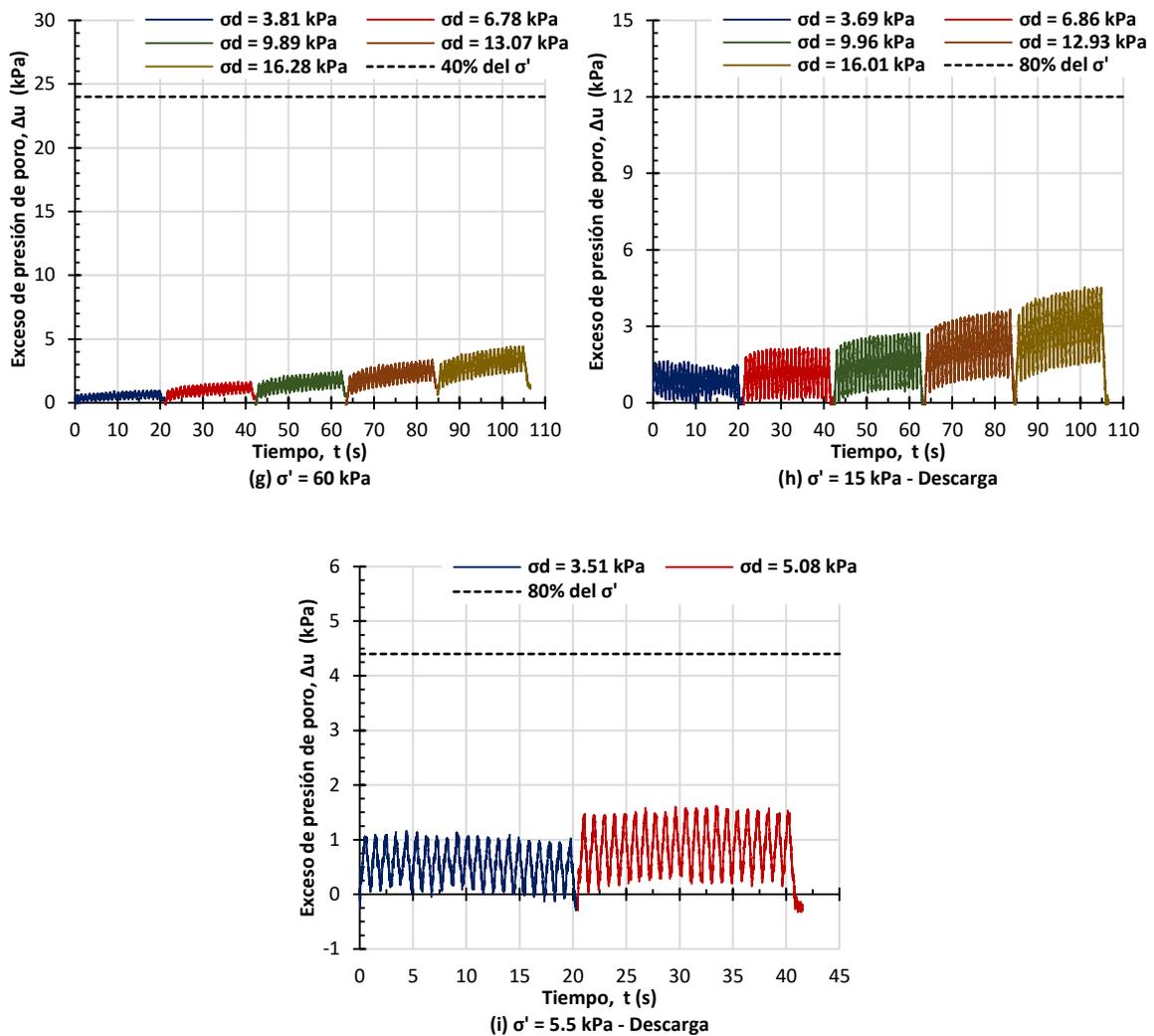


Figura 4.49. Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial dinámico - PCA-2.3 M-2



**Figura 4.49.** Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial dinámico - PCA-2.3 M-2 (Continuación)

En primer lugar, se observa que el exceso de presión de poro ( $\Delta u$ ) generado en los incrementos de esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) pertenecientes a el tramo de recompresión y a el tramo de descarga de la curva de compresibilidad, en ambos tipos de ensaye dinámico (senoidal y resiliente), es muy similar; sin embargo, en los nivel de  $\sigma'$  del tramo virgen, el  $\Delta u$  generado en los ensayes triaxiales cíclicos, resulta mayor que el  $\Delta u$  generado en los ensayes resilientes, entre un 25% y 30%, aproximadamente.

Se observa que la presión de poro aumenta gradualmente con el incremento del esfuerzo desviador; sin embargo, no se rebasó el 80% del esfuerzo efectivo medio aplicado en cada una de las etapas de consolidación. Incluso (salvo en las muestras PCA-3.1 M-1 y PCA-2.1 M-3, las cuales presentan lentes de arena), el exceso de presión de poro no sobrepasó el 40% del valor de  $\sigma'$ .

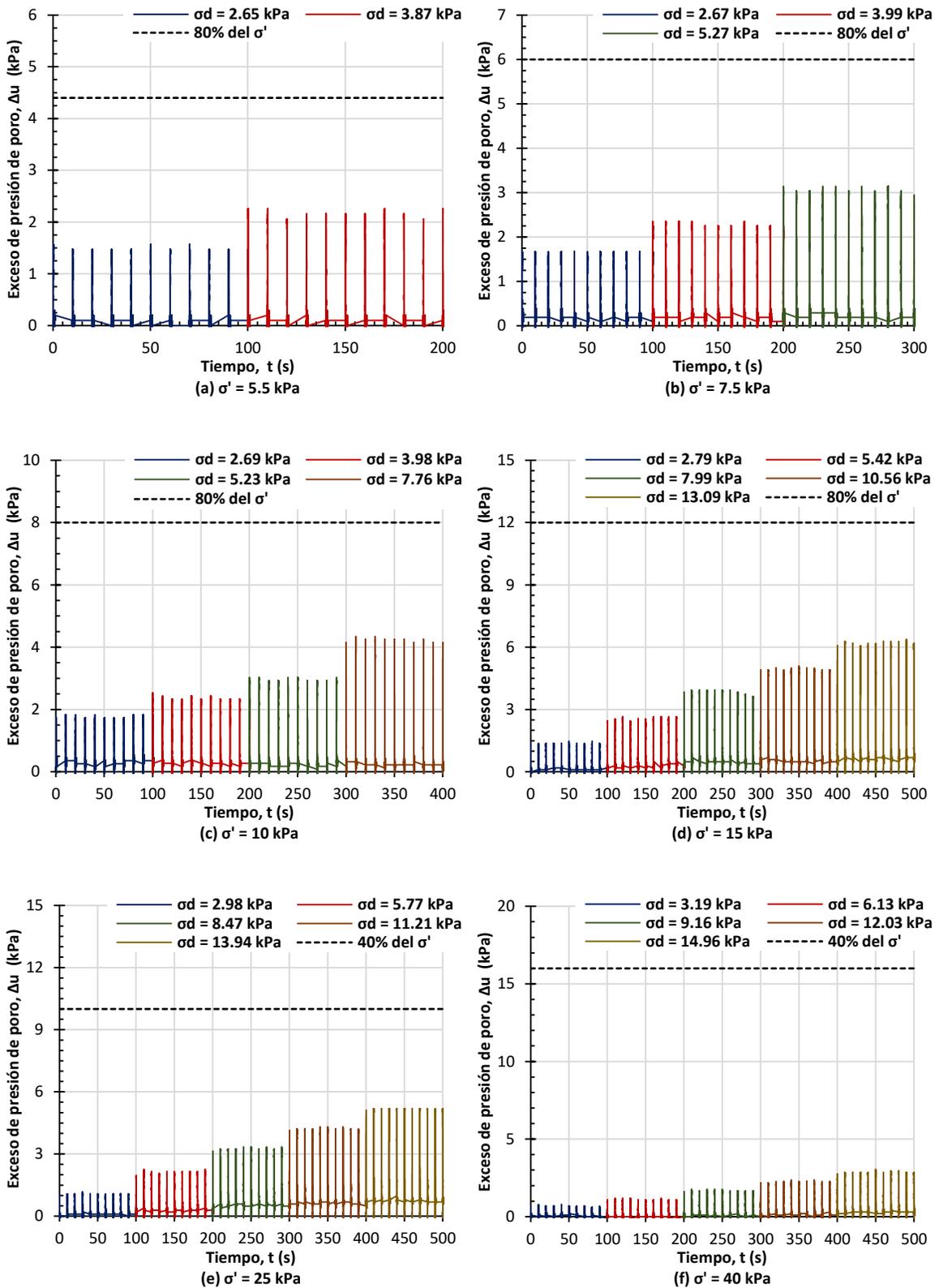
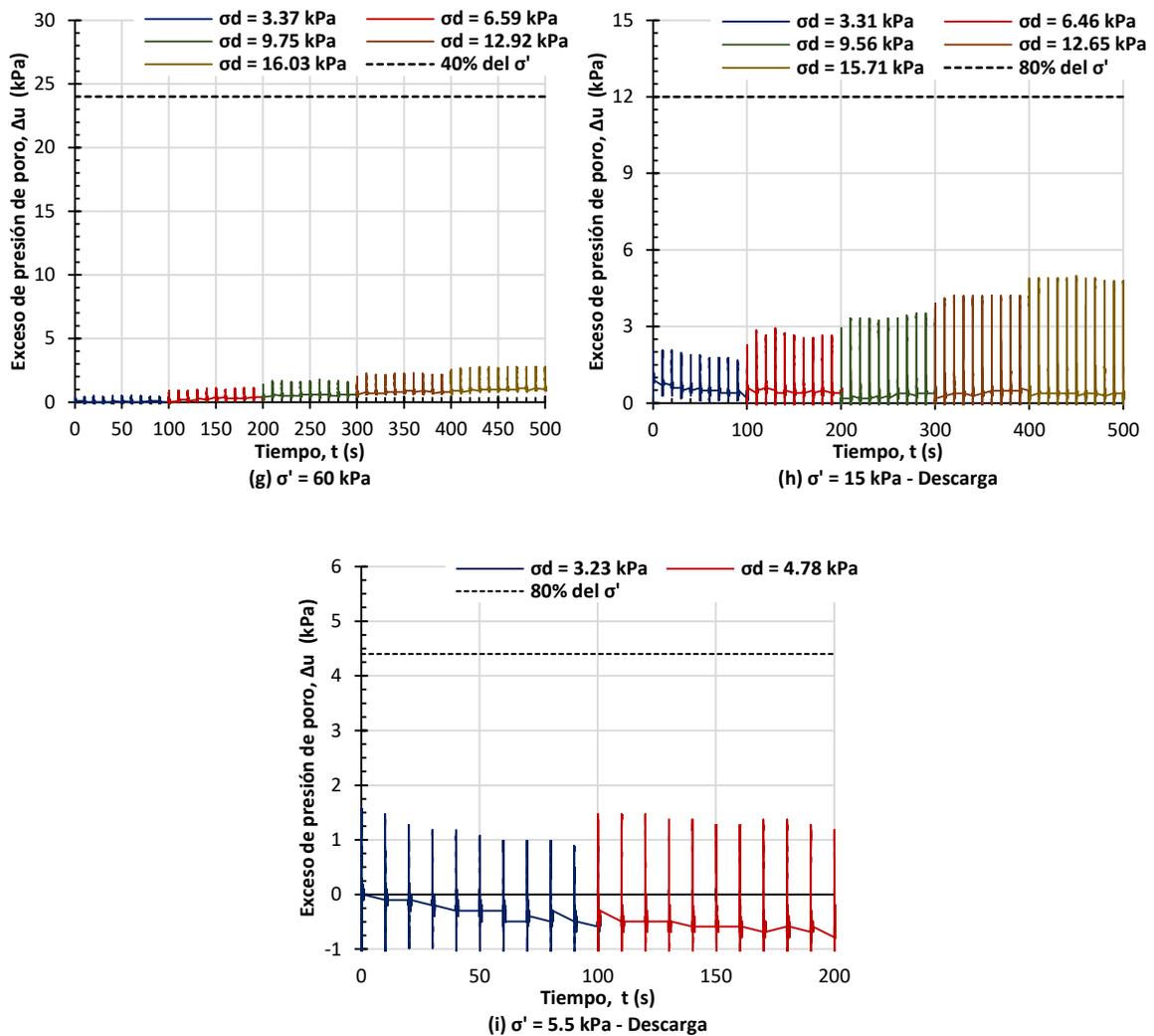


Figura 4.50. Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial resiliente - PCA-2.3 M-2



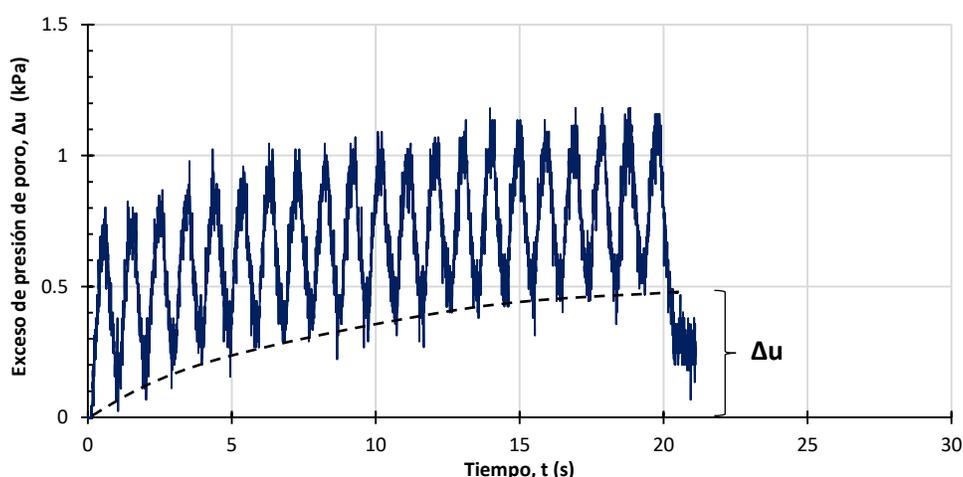
**Figura 4.50.** Exceso de presión de poro generado en el ensaye triaxial resiliente - PCA-2.3 M-2 (Continuación)

Aunque a esfuerzos efectivos medios bajos (5.5 kPa, 7.5 kPa, 10 kPa y 15 kPa), se generó presión de poro alta, tomando en cuenta lo mencionado en el párrafo anterior y, aunado a que el nivel de esfuerzo cortante cíclico aplicado es menor que la resistencia al cortante estático del suelo, se tiene la certeza que no se generará ablandamiento cíclico o un estado de falla incipiente.

No se registró cambio volumétrico ocasionado por la disipación del exceso de presión de poro posterior a la ejecución de cada tipo de ensaye; lo anterior es un indicio de que no se rebasó demasiado la deformación cortante crítica o umbral ( $\gamma_c$ ) y, por tanto, las propiedades del suelo no se modificaron.

Referente a la evolución del exceso de presión de poro en las distintas etapas de consolidación, se puede decir lo siguiente:

- En los niveles de esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) pertenecientes al tramo de recompresión de la curva de compresibilidad obtenida, la presión de poro generada es la misma y el exceso de presión es nulo.
- Cuando los niveles de  $\sigma'$  son cercanos al esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ), la presión de poro se eleva un poco.
- A esfuerzos efectivos medios mayores al valor de  $\sigma'_p$ , la presión de poro generada disminuye conforme aumenta el nivel de  $\sigma'$ , y se genera un exceso de presión de poro o presión de poro residual ( $\Delta u$ ), entre 1 kPa y 6 kPa (dependiendo del suelo); tal como se observa en la Figura 4.51.
- Las presiones de poro, generadas en el tramo de descarga, son menores que las generadas en el tramo de recompresión.
- En algunas muestras de suelo, se produjeron presiones de poro negativas en el tramo de descarga.
- El comportamiento descrito en los puntos anteriores, se observó incluso, en las muestras BH-1 M-1/3 y BH-1 M-1/4, las cuales, se consideraron como preconsolidadas.
- En las muestras PCA-3.1 M-1 y PCA-2.1 M-3, se observó que, en los niveles de esfuerzo efectivo medio pertenecientes al tramo virgen, debido a la presencia de lentes de arena en la estructura del suelo, no se generó presión de poro residual.

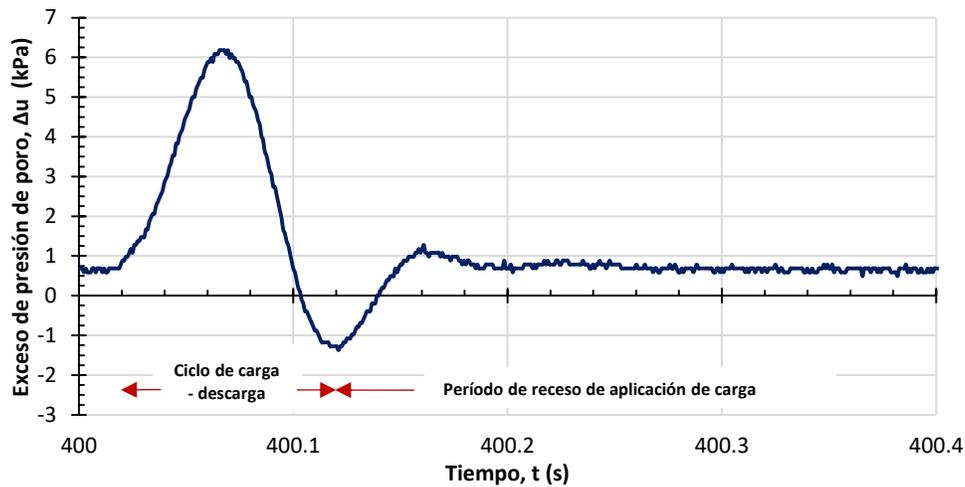


**Figura 4.51.** Exceso de presión de poro o presión de poro residual,  $\Delta u$

La generación de la presión de poro se produce por la degradación de la rigidez del suelo; se observó que los módulos se degradaron más rápido conforme se incrementó el nivel de  $\sigma'$ , razón por la cual se generó presión de poro residual en las últimas etapas de consolidación.

Algunos autores como, Anderson et al., 1980; Matsui et al., 1980; Vucetic et al., 1985; Ohara y Matsuda, 1980; Tan y Vucetic, 1989, concluyeron de estudios que, mientras que  $\Delta u$  es positiva en arcillas normalmente consolidadas puede ser negativa en las sobreconsolidadas, especialmente en arcillas de alta plasticidad preconsolidadas a una gran relación de sobreconsolidación; sin embargo, lo anterior no ocurrió en las muestras ensayadas, y como se mencionó anteriormente, solo se presentó presión de poro negativa en las etapas de descargas.

Por otra parte, se visualizó que en las pruebas de módulo resiliente, se generan excesos de presión de poro con componentes positivos y negativos (Figura 4.52).



**Figura 4.52.** Presión de poro generada por la señal de carga resiliente

Se puede observar que en un ciclo haversiano de carga-descarga, a medida que se aplica la carga axial, la presión de poro se incrementa; posteriormente, a medida que hay reducción de la carga axial, la presión de poro disminuye hasta alcanzar valores negativos. Finalmente, en un lapso de tiempo muy pequeño, la presión de poro se recupera, manteniéndose estable durante el período restante de receso de aplicación de carga.

Por último, se infiere que la presión de poro negativa generada por la descarga del material, posiblemente está relacionada con el comportamiento viscoelástico del material; es decir, que se debe a la deformación que se recupera lentamente en el período de receso de aplicación de carga.

#### 4.12. ÁNGULOS DE FASE RESULTANTES, $\delta$

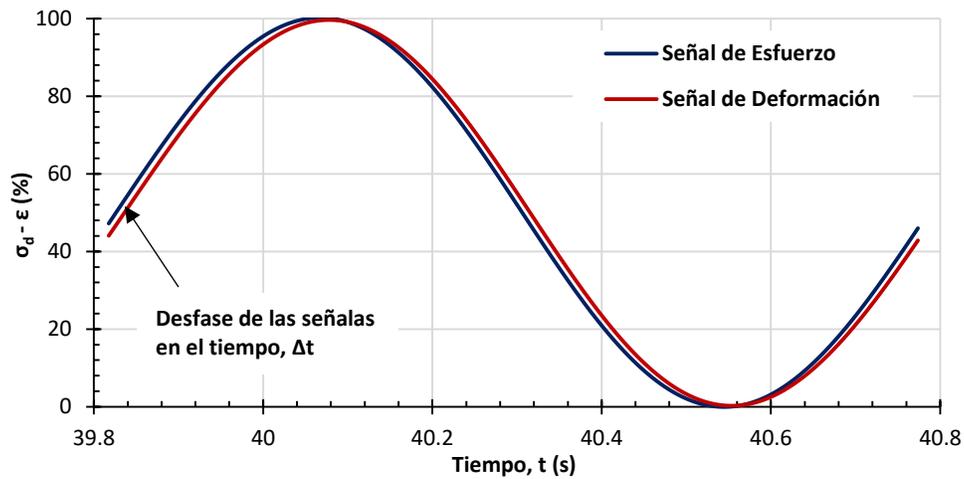
A continuación, se describe el comportamiento viscoelástico relacionado al ángulo de fase ( $\delta$ ) observado en las muestras de suelo que fueron ensayadas en esta investigación.

En la Figura 4.53, se muestra el retardo de la fase del esfuerzo aplicado y la deformación resultante, la cual, representa la habilidad que tienen los especímenes ensayados de almacenamiento o disipación de energía en un período finito de tiempo.

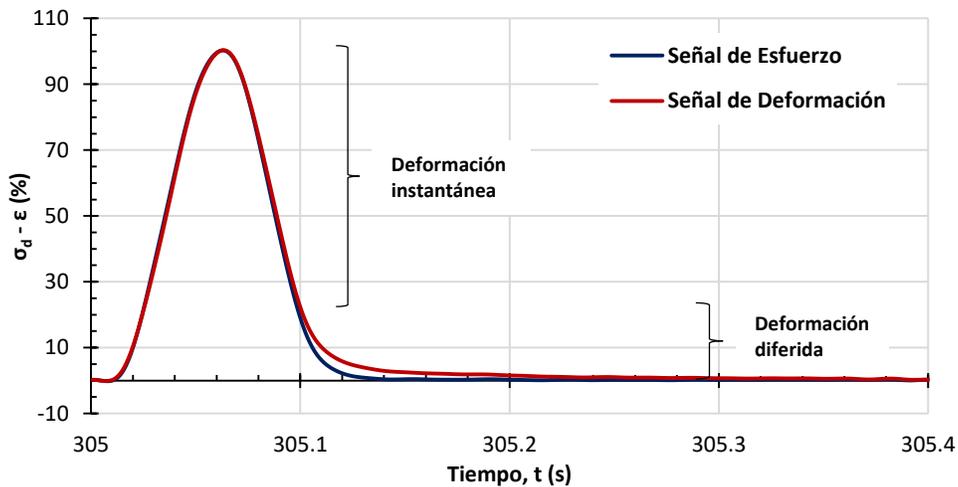
En la Figura 4.54, se verifica que en la señal resiliente no genera desfase en las señales; sin embargo, se observan las componentes de almacenamiento y disipación de energía, ya que se tiene una deformación instantánea recuperable y una diferida o que se recupera con el tiempo. Así mismo, se indica que, aunque es muy pequeño, existe un coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ) en las pruebas de módulo resiliente.

Los resultados experimentales indican que los ángulos de fase entre las amplitudes sinusoidales de esfuerzo aplicado y deformación generada, son muy pequeños. Debido a la cantidad de datos generados por el programa de adquisición utilizado (256 datos), únicamente, se pudo obtener desfases en tiempo que se simplificaron en ángulos de fase iguales a 1.35°, 2.70°, 4.05°, 5.40° y 6.75°.

Lo anterior deja en evidencia que para tener mediciones más precisas de los ángulos de fase en suelos con características semejantes a los ensayados, se requiere instrumentación más sensible y un programa de adquisición de datos más detallado.



**Figura 4.53.** Comportamiento viscoelástico de las muestras ensayadas - señal sinusoidal



**Figura 4.54.** Comportamiento viscoelástico de las muestras ensayadas - señal haversiana

En el ANEXO – C, se presentan tablas que contienen los ángulos de fase resultantes de todas las muestras de suelo, a cada nivel de esfuerzo desviador cíclico ( $\sigma_d$ ) inducido y a cada incremento de

esfuerzo efectivo medio ( $\sigma'$ ) aplicado. De manera general, se puede ver una tendencia de los ángulos a aumentar con el incremento de la magnitud de  $\sigma_d$  y a disminuir con el incremento del valor de  $\sigma'$ .

Es importante mencionar que durante la ejecución de las pruebas, se observó que la temperatura ambiental modifica la viscoelasticidad de los suelos o lo que es lo mismo, los tiempos de relajación, provocando ciclos histeréticos más amplios y, con ello, ángulos de fase mayores.

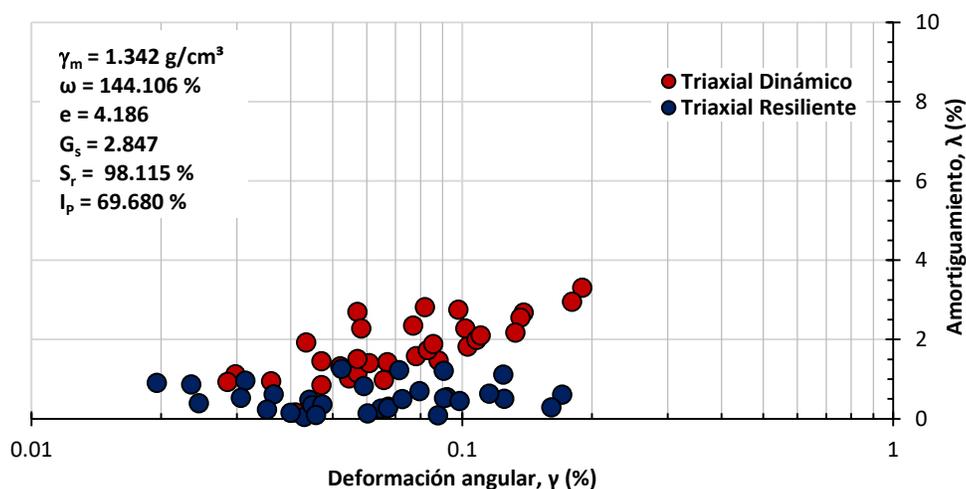
#### 4.13. COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO, $\lambda$

A continuación, de la Figura 4.55 a la Figura 4.62, se presentan las curvas de deformación angular ( $\gamma$ ) contra coeficiente de amortiguamiento ( $\lambda$ ) en porcentaje. En ellas, se observan los coeficientes de amortiguamiento resultantes de las pruebas de módulo dinámico y resiliente, de cada uno de los ensayos realizados.

Se observa, tal y como lo mencionan Hardin y Drnevich (1972), Seed y Idriss (1970), entre otros, que el nivel de esfuerzo desviador cíclico inducido incrementa el coeficiente de amortiguamiento del suelo; sin embargo, el nivel de esfuerzo efectivo de consolidación y el tiempo de confinamiento es despreciable, ya que no existe una tendencia clara a aumentar o disminuir con dicho esfuerzo.

De manera general, los coeficientes de amortiguamiento obtenidos en las pruebas dinámicas varían entre un 1% y 6%, y en las pruebas resilientes, entre 0.05% y 4%. Se puede decir, que los valores de  $\lambda$  resultantes de las pruebas dinámicas senoidales son mayores a los resilientes entre un 30% y un 50%, aproximadamente.

Sólo en algunos ensayos (PCA-3.1, PCA-3.2 y PCA-2.3) se puede observar la deformación angular, a partir de la cual, el valor del amortiguamiento crece considerablemente. En las gráficas restantes, se observan valores erráticos de  $\lambda$  debido a que los niveles de deformación angular generados fueron muy pequeños ( $\gamma < 0.1\%$ ).



**Figura 4.55.** Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.3 M-1

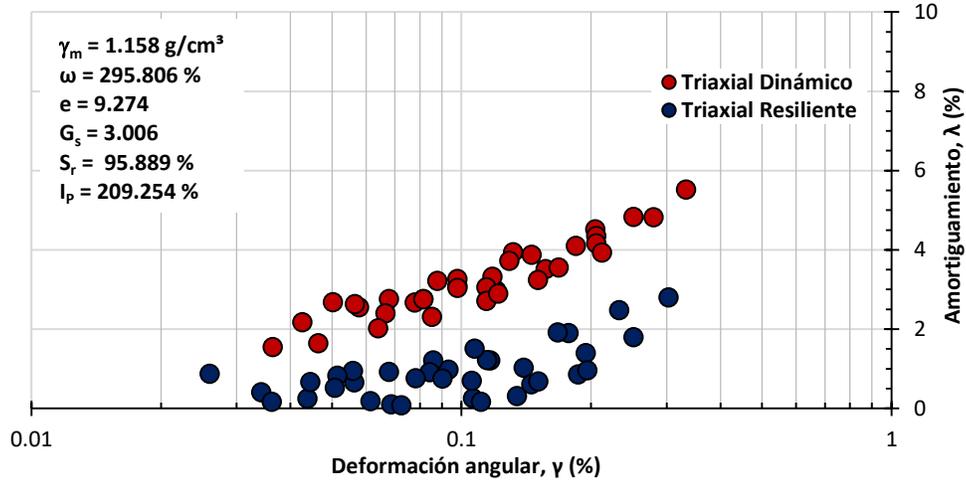


Figura 4.56. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.1 M-1

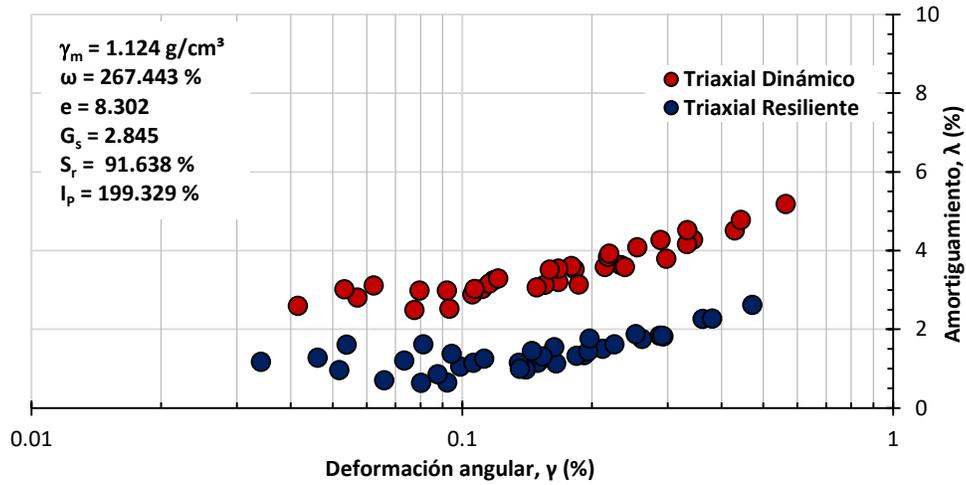


Figura 4.57. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-3.2 M-1

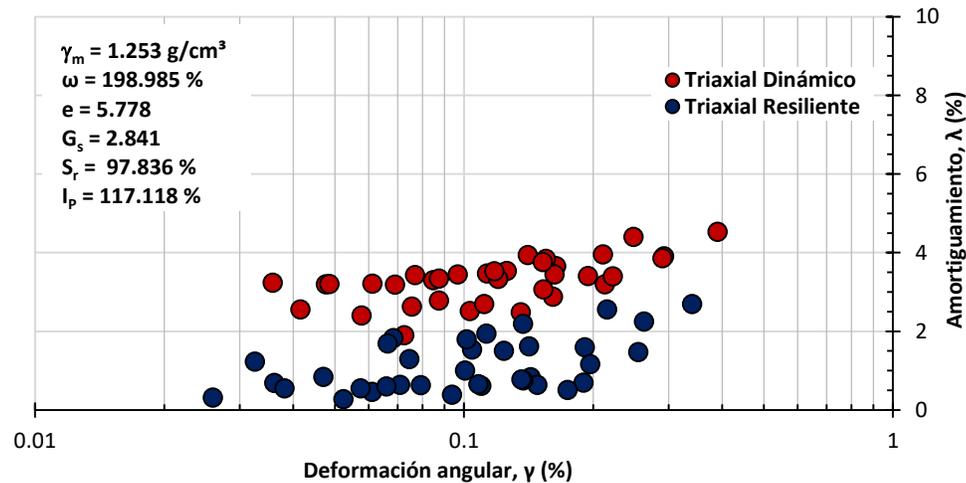


Figura 4.58. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-2.3 M-2

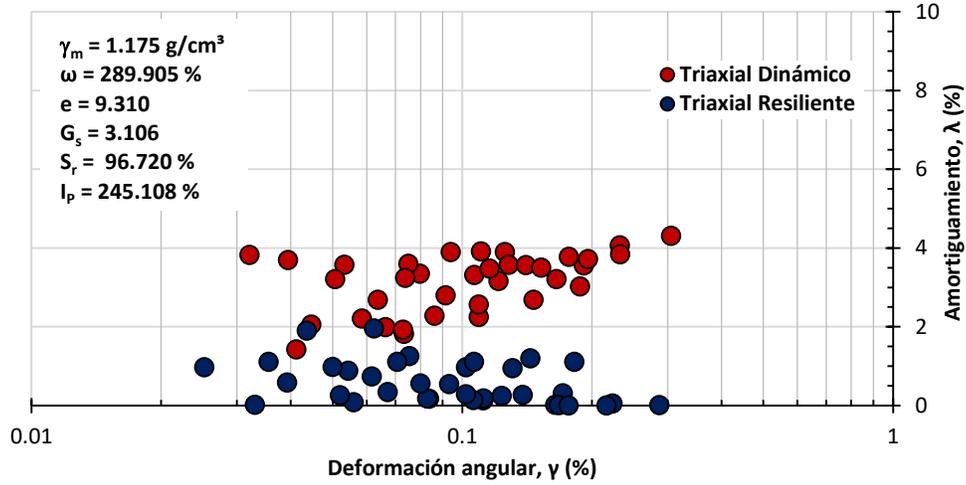


Figura 4.59. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra PCA-2.1 M-3

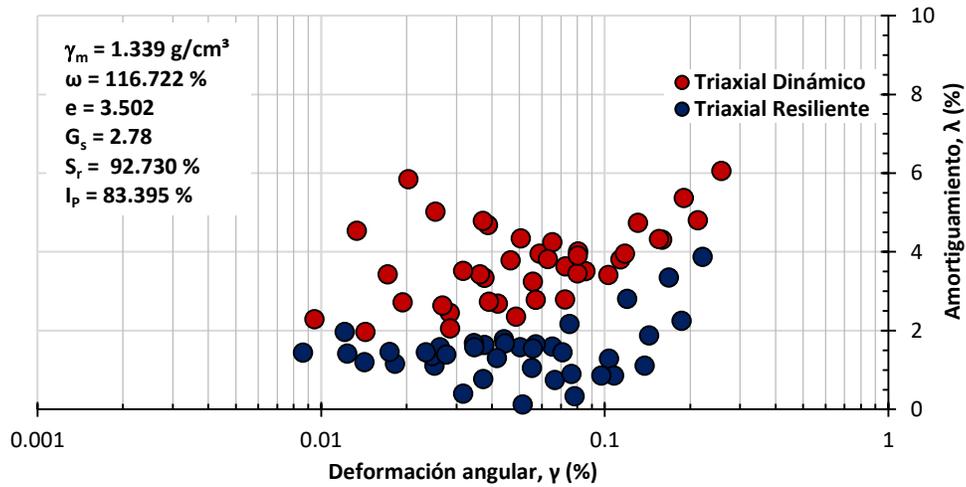


Figura 4.60. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra BH-1 M-1/3

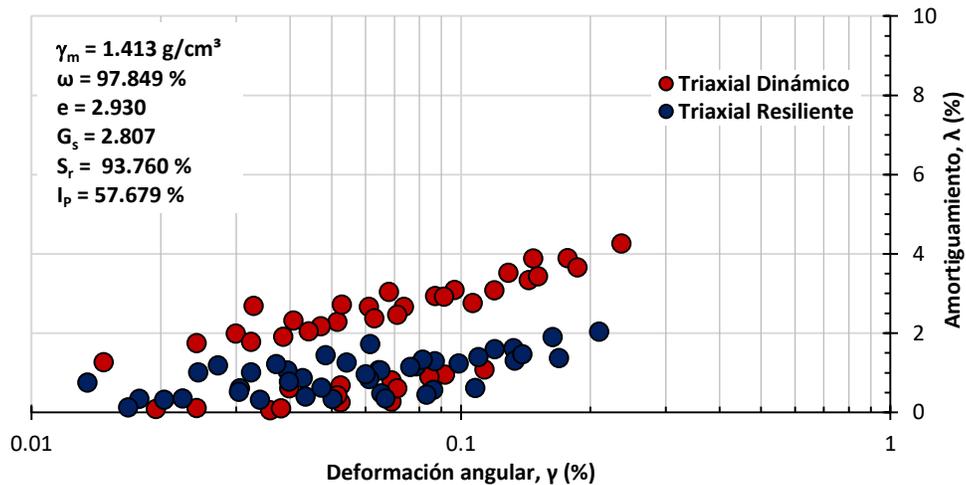
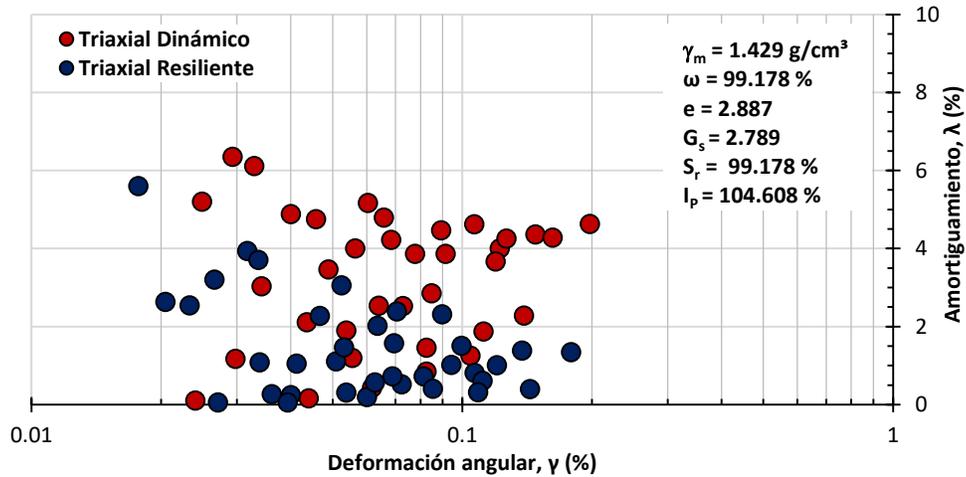


Figura 4.61. Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra BH-1 M-1/4



**Figura 4.62.** Coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) correspondiente a la muestra SS-02 M-1/4

La dispersión de los coeficientes de amortiguamiento en los ensayos BH-1 M-1/3 y SS-02 M-1/4, se atribuye a la variación de la temperatura en el laboratorio de prueba. Se observó, que al incrementar la temperatura, se presentan lazos histeréticos más amplios con pendientes menores, por lo que el amortiguamiento calculado es mayor.

Lo anterior, está ligado al comportamiento viscoelástico del suelo, es decir, a la capacidad de disipación y almacenamiento de energía del material. Se observó una relación existente entre el coeficiente de amortiguamiento y el ángulo de fase; cuando se presenta lazos histeréticos más grandes (mayor amortiguamiento), el ángulo de fase resulta mayor.

En las muestras de suelo con características similares (sean CH o MH), se puede ver con claridad que los coeficientes de amortiguamiento son mayores conforme aumenta el índice de plasticidad ( $I_p$ ).

## CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación experimental, se comparó el comportamiento dinámico de los suelos del ex lago de Texcoco bajo dos pulsos de carga dinámica, senoidal y haversiana. Se realizaron pruebas triaxiales cíclicas a distintos niveles de esfuerzo desviador y esfuerzo efectivo medio para determinar la relación entre el módulo dinámico equivalente ( $E_{eq}$ ) y el módulo resiliente ( $M_r$ ).

Las muestras de suelo ensayadas fueron extraídas a una profundidad de entre 1.50 y 2.30 m; se tratan de suelos CH y MH cuyo peso volumétrico es de entre  $1.12 \text{ g/cm}^3$  y  $1.43 \text{ g/cm}^3$ , con contenidos de agua entre 97% y 296 %, relación de vacíos entre 2.89 y 9.27, índice de plasticidad entre 52% y 210%, y densidades de sólidos altas alrededor de 2.78 y 3.11.

Del trabajo desarrollado, de acuerdo a los resultados experimentales de las pruebas antes descritas, se pueden derivar las siguientes conclusiones principales:

Las condiciones de carga cíclica aplicada, indicadas por la norma para módulo resiliente (ASTM T307-99), excede la resistencia de los suelos del ex lago de Texcoco, por lo que tuvieron que ser modificadas de acuerdo a las características de resistencia propias de los suelos de la zona de estudio.

Los esfuerzos axiales cíclicos inducidos a las probetas de suelo fueron diseñados de la manera correcta y, al ser aproximadamente del 30% del esfuerzo máximo que resiste el suelo, no producen un estado de falla o un proceso de ablandamiento cíclico.

En las curvas histeréticas resultantes de ambos tipos de ensaye, se hace evidente el comportamiento no lineal de los suelos del ex lago de Texcoco bajo los niveles carga cíclica inducidos y la sensibilidad que presentan al estado de esfuerzo efectivo aplicado.

Las magnitudes de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  resultantes varían entre 3 MPa y 44 MPa, y dependen de factores como la deformación unitaria axial ( $\epsilon$ ), el esfuerzo desviador inducido ( $\sigma_d$ ), el esfuerzo efectivo medio aplicado ( $\sigma'$ ), la relación de vacíos ( $e$ ), el índice de plasticidad ( $I_p$ ), el índice de liquidez ( $I_L$ ), el esfuerzo efectivo de preconsolidación ( $\sigma'_{p_0}$ ) y la densidad de sólidos ( $G_s$ ).

Al comparar los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  resultantes, podemos decir que existe una relación lineal entre ellos y que para los niveles de esfuerzo desviador y efectivo inducidos, ambos son similares. Para fines prácticos, se tomarán como iguales y se podrá determinar uno u otro, por medio de pruebas triaxiales cíclicas o de módulo resiliente.

Debido a la posible perturbación de la muestra durante la extracción y el labrado de la probeta, así como en la configuración de la prueba, es difícil medir módulos que sean representativos de las

## CAPÍTULO 5.

---

condiciones reales de campo; sin embargo, se puede decir que los módulos obtenidos son representativos del sitio y, por lo tanto, la comparativa realizada es correcta.

Para un mismo nivel de esfuerzo efectivo de consolidación aplicado, al aumentar la deformación unitaria axial provocada por el incremento de esfuerzo desviador, el valor de los módulos obtenido será menor. Por su parte, para un mismo nivel de esfuerzo desviador, al incrementarse el esfuerzo efectivo de consolidación la deformación unitaria axial disminuye y, por lo tanto, el valor de los módulos aumenta.

La diferencia entre la magnitud de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , se hace notoria a mayor esfuerzo desviador y a mayor esfuerzo efectivo medio; al disminuir la relación de vacíos provocada por la consolidación, la diferencia entre ambos módulos se incrementa. Dicha diferencia varía en términos generales entre 1% y 11%.

Se determinó una variación exponencial de los módulos con respecto al incremento del esfuerzo efectivo medio y una disminución potencial resultante del decremento de esfuerzos. Aunque los exponentes y potencias resultantes son muy similares en ambos tipos de pruebas y en todos los suelos ensayados, no se podrá establecer una tendencia general para los suelos del ex lago de Texcoco.

Se concluyó que la magnitud de los módulos dependerá directamente del historial de esfuerzo del suelo; las magnitudes de los módulos a un mismo nivel de esfuerzo desviador, posterior al proceso de carga, mejoran entre 60% y 200%.

En la práctica profesional, tomando en cuenta la tendencia potencial que las muestras presentan ante la descarga de esfuerzo y al mínimo cambio en la relación de vacíos, si el esfuerzo efectivo de precarga aplicado en sitio es muy similar al esfuerzo efectivo permanente que será dado al suelo, los módulos se podrán considerar como iguales.

Respecto a la variación de los módulos con la relación de vacíos, se concluyó que la magnitud de ambos módulos aumenta en forma exponencial y disminuyen en forma potencial conforme se incrementa y disminuye la relación de vacíos, en las distintas etapas de carga y descarga del suelo, respectivamente. Al igual que para el esfuerzo efectivo, no se podrá establecer una tendencia general de los módulos con la relación de vacíos.

Si el esfuerzo efectivo medio aplicado, se encuentra sobre el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad resultante de la muestra de suelo, debido a la mínima disminución en la relación de vacíos, los módulos podrán tomarse como iguales.

A menor índice de plasticidad de los suelos, los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , resultan mayores como consecuencia del incremento de la rigidez del suelo. La tendencia, tanto para los suelos arcillosos

como limosos, es potencial y se mantiene para todos los niveles de esfuerzo efectivo medio aplicado.

En el caso del índice de liquidez, se presenta una tendencia lineal incremental; a mayor índice de liquidez mayor serán las magnitudes de los módulos.

Los suelos con altos esfuerzos de preconsolidación tendrán módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$  mayores; ambos tipos de módulos, presentan una tendencia exponencial con el incremento del valor de  $\sigma'_p$ .

Se observó una relación de los módulos con respecto a la densidad relativa de sólidos; a mayor densidad de sólidos de la muestra de suelo, mayor es la magnitud de los módulos  $E_{eq}$  y  $M_r$ , tanto en condiciones no consolidadas no drenadas (UU) como en condiciones consolidadas drenadas (CU).

El exceso de presión de poro ( $\Delta u$ ) generado en ambos tipos de ensayos (triaxiales cíclicos y resilientes), es muy similar en los niveles de esfuerzo efectivo medio pertenecientes al tramo de recompresión y al de descarga de la curva de compresibilidad; sin embargo, en los niveles de  $\sigma'$  propios del tramo virgen, el  $\Delta u$  generado en los ensayos triaxiales cíclicos, resulta mayor que el  $\Delta u$  generado en ensayos resilientes, entre 25% y 30%.

El exceso de presión de poro generado no rebasó el 80% del esfuerzo efectivo medio bajo el cual se realizaron todas las pruebas.

Los resultados demuestran que los suelos de la zona del ex lago de Texcoco presentan un comportamiento viscoelástico relacionado a la capacidad de almacenamiento y disipación de energía.

Bajo cargas cíclicas senoidales, los suelos presentan ángulos de fase ( $\delta$ ) entre  $1.35^\circ$  y  $6.75^\circ$ ; se observa que el ángulo de fase es mayor al incrementar el esfuerzo desviador y es menor al incrementar el nivel de esfuerzo efectivo medio aplicado.

Bajo carga cíclica haversiana, debido al período de receso de aplicación de carga, no se presenta ángulo de fase; sin embargo, se puede observar el comportamiento viscoelástico debido a la generación de una deformación instantánea y una diferida con el tiempo.

Por último, los coeficientes de amortiguamiento ( $\lambda$ ) resultantes de pruebas dinámicas senoidales son mayores que los resilientes, entre un 30% y un 50%, aproximadamente. En general el amortiguamiento generado por ambas pruebas, resultó entre 0.05% y 6%; lo anterior demuestra la deficiente capacidad de disipación de energía del suelo ensayado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**ASTM D 3999-91.** "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus".

**ASTM D 4015-92.** "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping of soil by the Resonant-Column Method".

**ASTM D 5311-92.** "Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil".

**AASTHO T307-99.** "Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials". Standard Specifications for Transportation and Methods of Sampling and Testing, AASTHO, 2002.

**AASTHO 2992-97, T.** "Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials". Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, de AASTHO. 2002.

**Barksdale, R. D. (1975).** "Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials", Spec. Rep. 162, Transp. Res. Board, Washington, D.C.

**Brodsky, N. S. (1989).** "Resilient modulus measurements on cohesive soils", Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 24, pp. 15-30.

**Brown, S. F., (1996).** "Soil mechanics in pavement engineering", Geotechnique, Vol. 46, No. 3, pp. 383-426.

**Brown, S. F., Lashine A. K. F. y Hyde A. F. L. (1975).** "Repeated load triaxial testing of silty clay", Geotechnique, 25 (1), pp. 95-114.

**Budhu, M. (2011).** Soil mechanics and fundamentals, John Wiley & Sons, 3rd ed., Ltd. ISBN 978-1-119-019665-7.

**Chuan G., Jun W., Yuanqiang C., Zhongxuan Y. y Yufeng G. (2012).** "Undrained cyclic triaxial behavior of saturated clay under variable confining pressure", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 40, pp. 118–128.

**Córdoba, C. G. (1986).** "Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México ante cargas cíclicas", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

**Dawson, A. R., Munsy, M. J. y Huntala, M. (2000).** "European research into granular material for pavement bases and subbases", Transportation Research Record, 1721, Transportation Research Board, Washington, D. C., pp. 91-99.

**Díaz-Rodríguez, J. A. (2007).** "Course on seismic engineering and soil dynamics", UNAM, Ciudad de México.

**Dobry, R. y Vucetic M. (1987).** "Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits". Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, México.

- Drumm, E. C., Reeves, J. S., Madgett, M. R., and Trolinger, W. D. (1997)**, "Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No.7, pp. 663-670.
- Drnevich, V., Hal, I. J. y Richard, F. (1967)**. "Effect of amplitude of vibration on the shear modulus of sand", *Proc. of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque, EUA.
- Flores, C. O. (2008)**. "Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos de mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular", Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Flores, C. O., y Romo M. P. (2005)**. "Parámetros dinámicos de suelos", Coloquio conmemorativo: La ingeniería geotécnica a 20 años de "El sismo", Ciudad de México, México.
- Fredlund, D. G., Bergan, A. T., y Wong, P. K. (1977)**. "Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils", *Transportation Research Record*, No. 642, pp. 73-81.
- García, C. M. (1987)**. "Efectos de la carga cíclica en muestras isotrópicamente consolidada de la ciudad de México", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- George, K. P. (2004)**. "Prediction of resilient modulus from soil index properties", Rep. No. FHWA/MS-DOT-RD-04-172, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- González, M. (2005)**. "Modelación de las propiedades dinámicas de arcillas marinas", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Groeger, J. L., Rada, G. R., and Lopez, A. (2003)**. "AASHTO T307 - Background and Discussion", *Resilient Modulus Testing for Pavement Components*, ASTM STP 1437, W. A. Marr, and W. L. De Groff, Eds. G. N. Durham, 16-29. West Conshohocken, PA, ASTM International.
- Hardin, B. O. y Black, W. L. (1968)**. "Vibration modulus of normally consolidated clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM2, EUA.
- Hardin, O. B. y Drnevich, V. P. (1972)**. "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 98 a, No. SM6, EUA.
- Hardin, O. B. y Drnevich, V. P. (1972)**. "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 98 b, No. SM7, EUA.
- Hermosillo, A. A. (2013)**. "Modelación mediante ecuaciones diferenciales y reología fraccionaria del fenómeno de creep en suelos de arcilla reconstituida", Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Humphries, W. K. y Wahls, H. E. (1968)**. "Stress history effects on dynamic modulus of clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 94, No. SM2, EUA.
- Ishihara, K. (1996)**. "Soil Behavior in Earthquake Geotechnics", Oxford University, Oxford.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

---

- Idriss, I., Dobry, R. y Singh, R. (1978).** "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 (12), EUA.
- Jaime, A. (1987).** "Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México", Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, México.
- Jaime, A., Reséndiz, D. y Romo, M. P. (1989).** "El subsuelo del Valle de México: Propiedades dinámicas y zonificación", Revista Ingeniería de la FI, UNAM, Vol. LVIII, No. 2, México D.F.
- Kramer, S. (1996).** "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall. Civil Engineering and Engineering Mechanics Series, Universidad de Washington.
- Krizek, Raymond, J. y Franklin, Arley. G. (1967).** "Viscoelastic Shear Response of a Kaolinite", Clays and Clay Minerals, Vol. 15, pp. 227-240.
- Kokusho, T. (1980).** "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", Soils and Foundations, vol. 20(2): 45-60.
- Kokusho, T., Yoshida, Y. y Esashi, Y. (1982).** "Dynamic properties of soft clay for mid strain range", Soils and Foundations, vol. 22 (4): 1-18.
- Larew, H. B., y Leonards, G. A. (1962).** "A strength criterion for repeated loads", Proc. of the Highway Research Board, 4: 529-556.
- Lee Woojin, Bohra, N. C., Altschaeffl, A. G., y White, T. D. (1997).** "Resilient Modulus of cohesive soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 123, No.2, pp. 131-136.
- Lekarp, F., Isacsson, U. y Dawson, A. (2000).** "State of the art. I: Resilient response on unbound aggregates", Journal of Transportation Engineering Division, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 66-75.
- Lerma, T. C. (2016).** "Determinación del módulo de resiliencia de las arcillas del ex Lago de Texcoco", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Li, D. y Seling, E. T. (1994).** "Resilient modulus for fine-grained subgrade soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 120, No.6, pp. 939-957.
- Marcuson, W. F. y Wahls, H. E. (1972).** "Time effects on the dynamic shear modulus of clays", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98 (SM12), EUA.
- Marsal, R. J. (1975).** "The lacustrine clays of the Valley of Mexico", I. de I. UNAM.
- Mohammad, L. N., Herath, A. y Titi, H. H. (2003).** "The use of the continuous intrusion miniature cone penetration testing in estimating the resilient modulus of cohesive soils", Resilient Modulus Testing for Pavement Components, ASTM STP 1437, G. N. Durham, W. A. Marr y W. L. De Groff, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Mooser, F., Támez, E., Santoyo, E., et al (1986).** "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", Serie 100 kilómetros de metro, COVITUR, Secretaría General de Obras.

- Moosazadeh, J. M., y Witczak, W. (1981).** "Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior". Transportation Research, Record No. 810.
- Osorio, R. y Vidal, J. (2002).** "Módulo resiliente de suelos finogranulares", Revista Universidad, EAFIT, No. 125.
- Ovando, E., López, O., y Trigo, M. (2007).** "The value of  $K_0$  in Mexico city clay from laboratory and field tests", Proceedings of the - 14th panamerican conference of soil mechanics and geotechnical engineering, Canadian Geotechnical Society.
- Poku, Y. B., y Drumm, E. C. (1989).** "Hyperbolic model for the resilient modulus response of fine-grained subgrade soil", Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 24, pp. 1-14.
- Richard, R. P y Woods, R. D. (1988).** "Modulus and damping due to uniform and variable cyclic loading", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, EUA.
- Robert, L. Konder y Raymond, J. Krizek (1965).** "Dynamic response of cohesive soils for earthquake considerations", pp. i-96 – i-106.
- Romo, M. P. (1990).** "Clay behavior, ground response and soil structure interaction studies in Mexico City", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
- Romo, M. P. (1990).** "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del Simposio "El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación en la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo", SMMS, pp. 83-94.
- Romo, M. P., y Jaime, A. (1986),** "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo", Informe del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1991).** "Estimación de la velocidad de onda S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1993).** "Propiedades y curvas p-y dinámicas de los suelos típicos de la Sonda de Campeche", Informe del instituto de Ingeniería elaborado para PEMEX.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1996).** "Modelling the Dynamic Behaviour of Mexican Clays", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1028, Elsevier Science Ltd. EUA.
- Sagrey, D. A., Henkel, D. J., Esrig, M. I. (1969).** "The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, pp. 241-252.
- Santoyo-Villa E., Ovando-Shelley, E., Mooser, F., León, E. (2005).** "Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México", México, D.F., México, TGC Ediciones.
- Saour, F., Erlingsson, S., y Zapata, C. E. (2014).** "Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control", Geotech, Vol. 51, pp. 1413-1422.
- Seed, H., Chan, C. K., & Lee, C. E. (1962).** "Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures", Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 611-636, Reston, VA: ASCE.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

---

- Seed, H. B. y Chan, C. K. (1966).** "Clay strength under earthquake loading conditions", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 92, No. SM2, EUA.
- Seed, H. B. e Idriss, L. M. (1967).** "Analysis of liquefaction: Niigata earthquake", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 93 (3), EUA.
- Seed, H. B. e Idriss, L. M. (1970).** "Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis", Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Report EERC.
- Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966).** "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 92, No. SM6, EUA.
- Seed, H. B., Wong, T. R., Idriss, I. M. y Tokimatsu, K. (1986).** "Moduli and damping factors for dynamics analysis of cohesionless soils", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 112 (11), EUA.
- Soderman, L. G., Kim, Y. D., y Milligan, V. (1968).** "Field and laboratory studies of modulus of elasticity of a clay till", Highway Res. Record, No. 243, pp. 1-11.
- Shaw, P. y Brown, S. F. (1988).** "Behaviour of dry granular materials under repeated load biaxial and triaxial stress conditions", Geotechnique, Vol. 38, No. 4, pp. 627-634.
- Thiers, G. R. y Seed, H. B. (1968).** "Cyclic stress-strain characteristics of clays", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 94, No. SM2, EUA.
- Thompson, M. R. y Robnett, Q. L. (1979).** "Resilient properties of subgrade soils", Journal of Transportation Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. TE1, pp. 71-89.
- Vega, M. L. (2003).** "Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del ex lago de Texcoco", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Vucetic, M. (1994).** "Cyclic threshold shear strain in soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. SM12, EUA.
- Woods, R. D. (1978).** "Measurement of dynamic soil properties". Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Specialty Conference, Pasadena, California.
- Yoder, E. J. y Witczak, M. W. (1975).** Principles of Pavement Design. 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York.

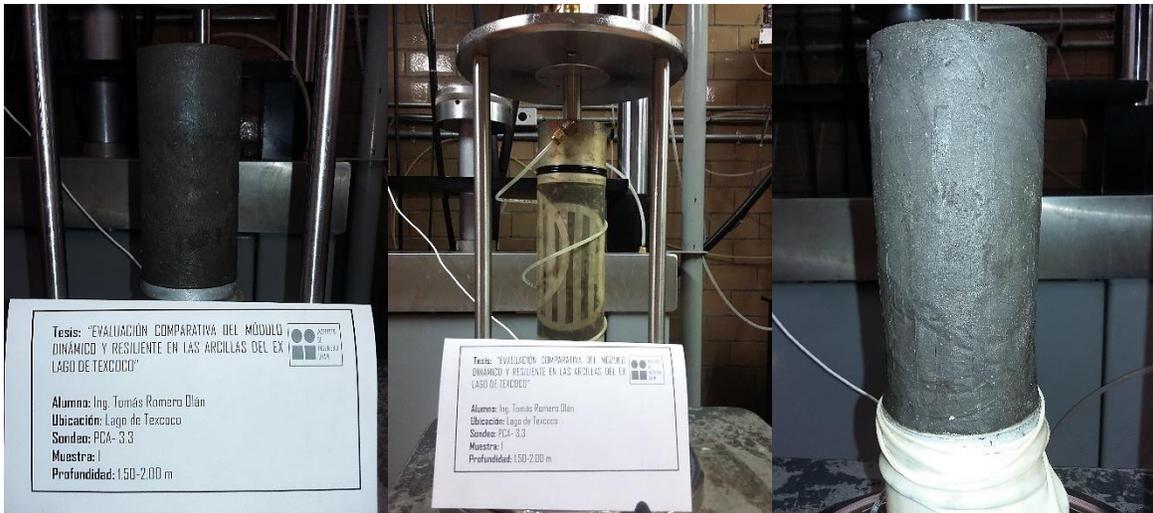
## ANEXO – A: EVIDENCIAS FOTOGRÁFICAS



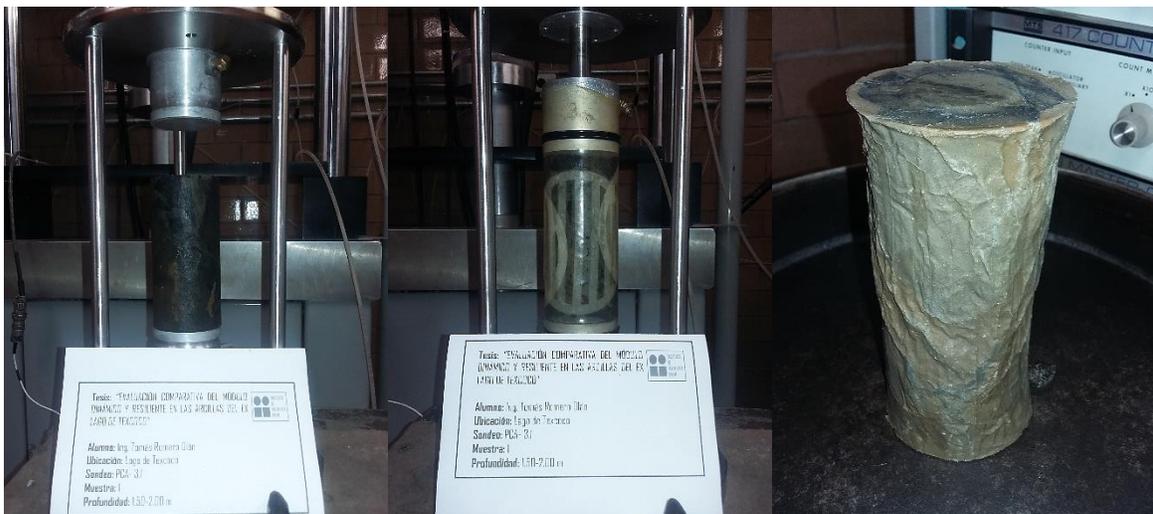
**Figura A - 1.** Extracción y labrado de las probetas de suelo



**Figura A - 2.** Equipo MTS utilizado y montaje de las probetas en la cámara triaxial



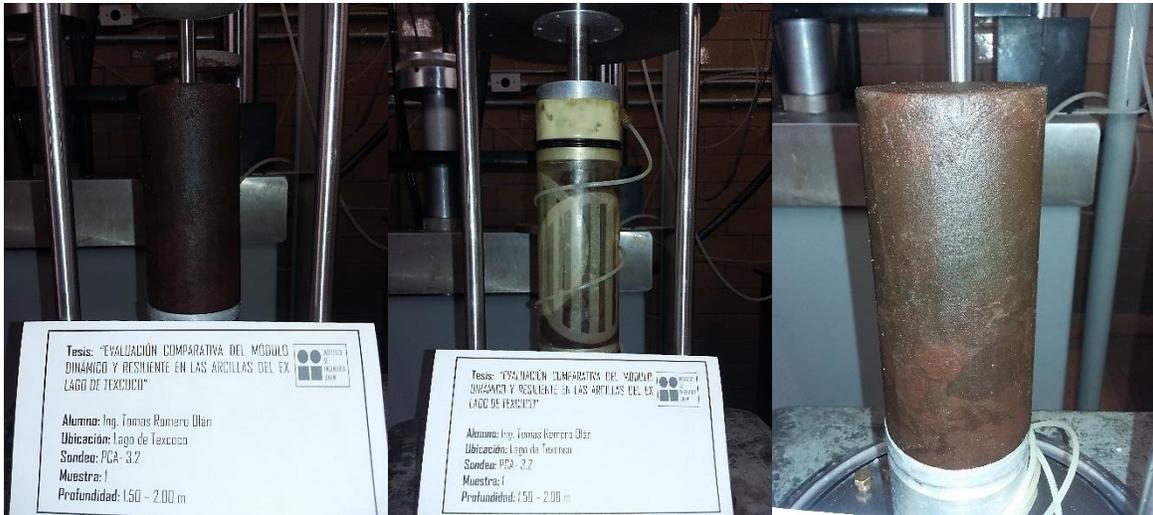
**Figura A - 3.** Ensayo 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m



**Figura A - 4.** Ensayo 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m



**Figura A - 5.** Ensayo 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m



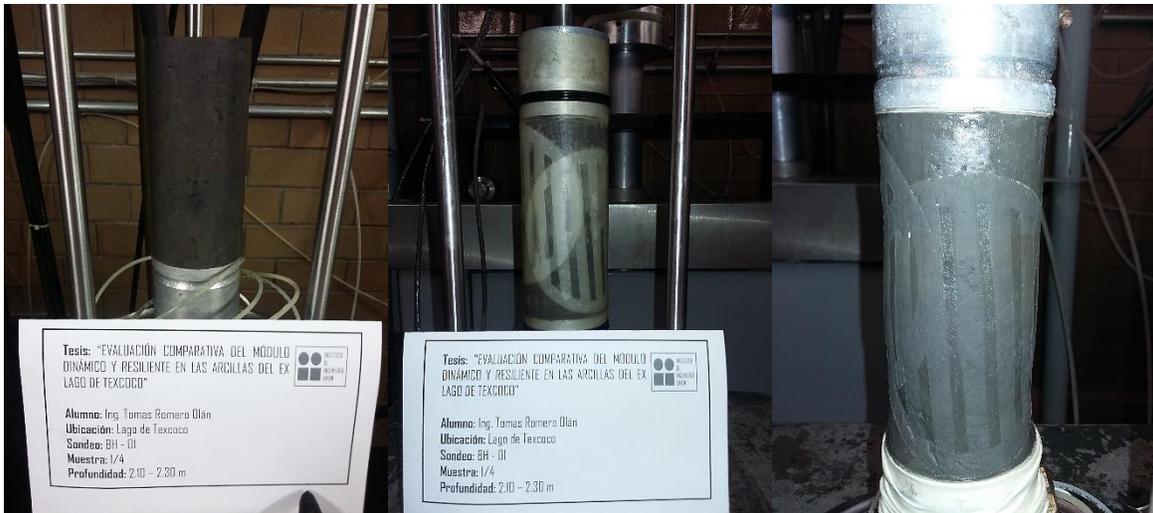
**Figura A - 6.** Ensayo 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m



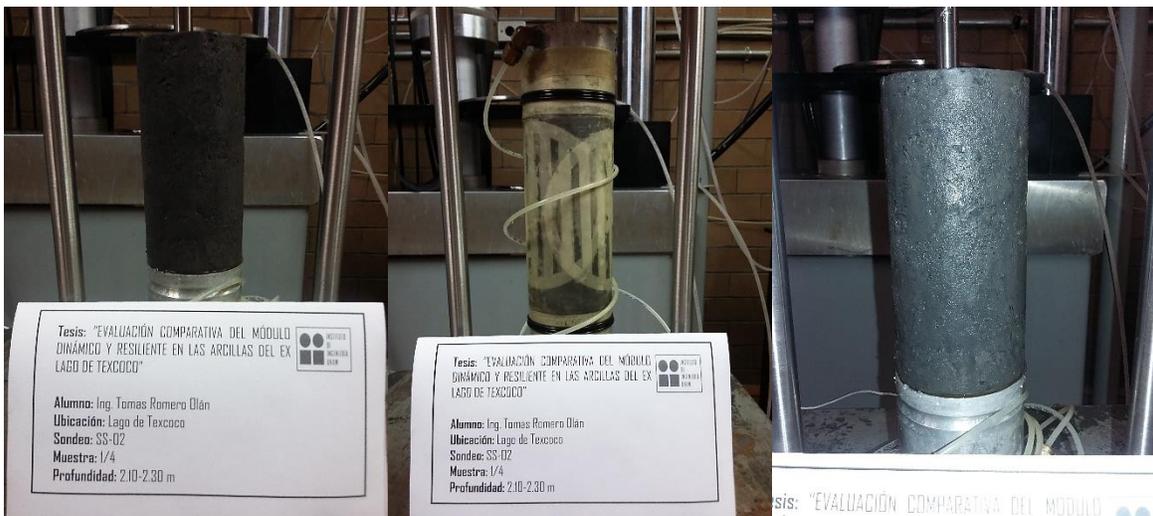
**Figura A - 7.** Ensayo 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.50 – 2.00 m



**Figura A - 8.** Ensayo 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m



**Figura A - 9.** Ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m



**Figura A - 10.** Ensaye 8: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m



**Figura A - 11.** Evidencia de sales en las muestras de suelo ensayadas

## ANEXO – B: TABLAS DE RESULTADOS

**Tabla B - 1.** Resultados del ensaye 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.561	0.00029	2.692	9.132	0.00033	2.863	8.625
5.5	1.5	3.841	0.00045	3.966	8.825	0.00050	4.171	8.323
8.5	1.0	2.561	0.00028	2.668	9.374	0.00030	2.766	9.090
8.5	1.5	3.841	0.00043	3.958	9.120	0.00046	4.048	8.777
8.5	2.0	5.122	0.00059	5.273	8.926	0.00063	5.344	8.441
15.0	1.0	2.561	0.00027	2.701	10.076	0.00028	2.879	10.252
15.0	1.5	3.841	0.00039	4.022	10.232	0.00041	4.136	10.048
15.0	2.0	5.122	0.00054	5.331	9.867	0.00055	5.374	9.839
15.0	3.0	7.682	0.00084	7.913	9.466	0.00088	8.053	9.198
15.0	4.0	10.243	0.00115	10.547	9.146	0.00124	10.621	8.561
30.0	1.0	2.561	0.00021	2.824	13.513	0.00022	3.093	14.288
30.0	2.0	5.122	0.00040	5.537	13.736	0.00041	5.719	14.063
30.0	3.0	7.682	0.00061	8.307	13.513	0.00063	8.421	13.306
30.0	4.0	10.243	0.00084	10.951	13.015	0.00088	11.087	12.665
30.0	5.0	12.804	0.00108	13.679	12.687	0.00116	13.773	11.839
45.0	1.0	2.561	0.00016	3.029	18.814	0.00016	2.894	18.579
45.0	2.0	5.122	0.00031	5.912	19.417	0.00030	5.762	19.034
45.0	3.0	7.682	0.00046	8.698	19.109	0.00046	8.571	18.534
45.0	4.0	10.243	0.00061	11.518	18.770	0.00063	11.372	18.031
45.0	5.0	12.804	0.00078	14.390	18.427	0.00084	14.394	17.090
60.0	1.0	2.561	0.00013	3.196	24.090	0.00014	3.266	23.458
60.0	2.0	5.122	0.00026	6.397	25.114	0.00025	6.181	24.945
60.0	3.0	7.682	0.00036	8.928	25.185	0.00037	9.069	24.715
60.0	4.0	10.243	0.00049	12.076	24.910	0.00049	11.850	24.056
60.0	5.0	12.804	0.00061	14.955	24.478	0.00064	14.860	23.163
15.0	1.0	2.561	0.00017	3.099	18.481	0.00018	3.254	17.909
15.0	1.5	3.841	0.00024	4.526	18.683	0.00025	4.599	18.369
15.0	2.0	5.122	0.00033	6.064	18.557	0.00034	6.050	18.039
15.0	3.0	7.682	0.00050	8.928	18.091	0.00052	8.894	17.264
15.0	4.0	10.243	0.00067	11.791	17.686	0.00070	11.767	16.763
5.5	1.0	2.561	0.00022	3.152	14.499	0.00022	3.062	13.942
5.5	1.5	3.841	0.00032	4.614	14.479	0.00032	4.470	13.783

**Tabla B - 2.** Resultados del ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.551	0.00043	2.644	6.453	0.00054	2.942	6.289
5.5	1.5	3.826	0.00063	3.947	6.342	0.00080	4.222	5.923
7.5	1.0	2.551	0.00041	2.697	7.181	0.00045	2.927	7.024
7.5	1.5	3.826	0.00064	3.977	6.938	0.00065	4.171	6.740
7.5	2.0	5.101	0.00084	5.243	6.736	0.00088	5.455	6.370

**ANEXO - B.**

**Tabla B - 2.** Resultados del ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
10.0	1.0	2.551	0.00042	2.732	7.323	0.00044	2.996	7.411
10.0	1.5	5.101	0.00063	3.996	7.097	0.00065	4.297	7.141
10.0	2.0	7.652	0.00080	5.322	6.954	0.00086	5.559	6.802
10.0	3.0	10.202	0.00126	7.760	6.561	0.00136	8.322	6.184
15.0	1.0	2.551	0.00039	2.792	8.134	0.00039	3.115	8.930
15.0	2.0	5.101	0.00076	5.515	7.704	0.00079	5.865	8.257
15.0	3.0	7.652	0.00118	8.174	7.316	0.00123	8.521	7.552
15.0	4.0	10.202	0.00158	10.757	6.933	0.00167	11.231	6.939
15.0	5.0	12.753	0.00207	13.474	6.666	0.00222	13.913	6.289
25.0	1.0	2.551	0.00033	3.013	10.304	0.00033	3.346	11.192
25.0	2.0	5.101	0.00063	5.921	9.826	0.00065	6.242	10.511
25.0	3.0	7.652	0.00098	8.772	9.425	0.00097	9.065	9.695
25.0	4.0	10.202	0.00136	11.676	9.003	0.00137	12.025	8.913
25.0	5.0	12.753	0.00174	14.507	8.653	0.00187	15.021	8.196
40.0	1.0	2.551	0.00025	3.326	14.559	0.00028	3.730	14.895
40.0	2.0	5.101	0.00049	6.554	14.308	0.00052	6.916	14.592
40.0	3.0	7.652	0.00074	9.776	13.786	0.00076	10.086	13.818
40.0	4.0	10.202	0.00100	12.982	13.403	0.00105	13.217	13.042
40.0	5.0	12.753	0.00129	16.088	12.923	0.00137	16.429	12.222
60.0	1.0	2.551	0.00019	3.924	22.650	0.00024	4.379	22.143
60.0	2.0	5.101	0.00036	7.601	22.447	0.00043	7.976	22.060
60.0	3.0	7.652	0.00055	11.460	21.939	0.00057	11.649	21.575
60.0	4.0	10.202	0.00076	15.105	21.443	0.00076	15.252	20.656
60.0	5.0	12.753	0.00091	18.815	20.943	0.00100	18.980	19.768
15.0	1.0	2.551	0.00029	3.732	15.455	0.00031	4.170	15.396
15.0	2.0	5.101	0.00050	7.346	15.199	0.00054	7.718	14.949
15.0	3.0	7.652	0.00079	10.957	14.798	0.00081	11.227	14.247
15.0	4.0	10.202	0.00104	14.392	14.308	0.00112	14.894	13.651
15.0	5.0	12.753	0.00138	18.091	13.835	0.00141	18.350	13.052
5.5	1.0	2.551	0.00032	3.662	12.345	0.00038	4.067	11.786
5.5	1.5	3.826	0.00049	5.453	12.051	0.00059	5.763	11.416

**Tabla B - 3.** Resultados del ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.551	0.00052	2.649	5.328	0.00064	3.094	4.998
5.5	1.5	3.826	0.00078	3.872	5.144	0.00094	4.376	4.729
7.5	1.0	2.551	0.00047	2.665	5.836	0.00058	3.137	5.666
7.5	1.5	3.826	0.00072	3.987	5.726	0.00084	4.373	5.387
7.5	2.0	5.101	0.00097	5.271	5.570	0.00109	5.556	5.130
10.0	1.0	2.551	0.00046	2.689	6.073	0.00051	2.940	5.941
10.0	1.5	5.101	0.00071	3.981	5.880	0.00076	4.230	5.670
10.0	2.0	7.652	0.00096	5.233	5.712	0.00104	5.543	5.398
10.0	3.0	10.202	0.00149	7.764	5.395	0.00166	8.164	4.954

**Tabla B - 3.** Resultados del ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
15.0	1.0	2.551	0.00043	2.787	6.839	0.00048	3.225	7.070
15.0	2.0	5.101	0.00087	5.425	6.561	0.00090	5.931	6.663
15.0	3.0	7.652	0.00134	7.988	6.265	0.00142	8.609	6.199
15.0	4.0	10.202	0.00182	10.559	6.020	0.00195	11.190	5.762
15.0	5.0	12.753	0.00235	13.098	5.770	0.00260	13.778	5.295
25.0	1.0	2.551	0.00033	2.977	9.492	0.00039	3.308	9.342
25.0	2.0	5.101	0.00065	5.768	9.221	0.00069	6.151	9.001
25.0	3.0	7.652	0.00099	8.467	8.880	0.00108	8.954	8.563
25.0	4.0	10.202	0.00136	11.213	8.533	0.00148	11.634	8.030
25.0	5.0	12.753	0.00176	13.943	8.206	0.00194	14.377	7.498
40.0	1.0	2.551	0.00026	3.191	13.249	0.00032	3.564	12.877
40.0	2.0	5.101	0.00050	6.133	12.946	0.00057	6.591	12.427
40.0	3.0	7.652	0.00074	9.158	12.504	0.00080	9.516	12.006
40.0	4.0	10.202	0.00103	12.027	12.169	0.00109	12.361	11.516
40.0	5.0	12.753	0.00132	14.964	11.801	0.00141	15.198	10.847
60.0	1.0	2.551	0.00018	3.368	19.435	0.00024	3.807	18.594
60.0	2.0	5.101	0.00037	6.590	18.870	0.00041	6.781	17.974
60.0	3.0	7.652	0.00054	9.751	18.433	0.00058	9.886	17.298
60.0	4.0	10.202	0.00074	12.920	17.909	0.00078	13.069	16.729
60.0	5.0	12.753	0.00093	16.030	17.474	0.00102	16.283	16.255
15.0	1.0	2.551	0.00024	3.312	15.254	0.00028	3.690	14.500
15.0	2.0	5.101	0.00045	6.463	14.689	0.00050	6.862	14.076
15.0	3.0	7.652	0.00069	9.558	14.245	0.00074	9.956	13.592
15.0	4.0	10.202	0.00098	12.647	13.917	0.00102	12.930	13.017
15.0	5.0	12.753	0.00121	15.711	13.509	0.00130	16.013	12.425
5.5	1.0	2.551	0.00027	3.234	12.696	0.00032	3.514	11.810
5.5	1.5	3.826	0.00040	4.779	12.475	0.00046	5.077	11.669

**Tabla B - 4.** Resultados del ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.558	0.00070	2.532	3.838	0.00079	2.849	3.624
5.5	1.5	3.837	0.00104	3.742	3.748	0.00122	4.195	3.434
7.5	1.0	2.558	0.00065	2.559	4.155	0.00074	2.848	3.894
7.5	1.5	3.837	0.00098	3.805	4.057	0.00111	4.175	3.747
7.5	2.0	5.117	0.00132	5.059	3.953	0.00156	5.486	3.590
10.0	1.0	2.558	0.00062	2.570	4.394	0.00070	2.851	4.212
10.0	1.5	5.117	0.00094	3.890	4.311	0.00104	4.185	4.056
10.0	2.0	7.675	0.00127	5.156	4.194	0.00143	5.515	3.890
10.0	3.0	10.233	0.00199	7.635	3.983	0.00229	8.158	3.591
15.0	1.0	2.558	0.00056	2.713	5.066	0.00062	3.107	5.055
15.0	2.0	5.117	0.00115	5.305	4.817	0.00124	5.802	4.696
15.0	3.0	7.675	0.00179	7.933	4.550	0.00199	8.559	4.333
15.0	4.0	10.233	0.00250	10.447	4.333	0.00286	11.404	3.999
15.0	5.0	12.792	0.00323	12.996	4.131	0.00376	13.967	3.698

**ANEXO - B.**

**Tabla B - 4.** Resultados del ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{máx}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{máx}$	$\sigma_{dmáx}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{máx}$	$\sigma_{dmáx}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
25.0	1.0	2.558	0.00046	2.892	6.582	0.00052	3.233	6.559
25.0	2.0	5.117	0.00095	5.735	6.317	0.00099	6.053	6.140
25.0	3.0	7.675	0.00148	8.544	6.044	0.00159	9.041	5.733
25.0	4.0	10.233	0.00202	11.324	5.790	0.00222	11.813	5.343
25.0	5.0	12.792	0.00262	14.054	5.541	0.00296	14.696	4.954
40.0	1.0	2.558	0.00037	3.164	9.149	0.00038	3.356	8.961
40.0	2.0	5.117	0.00076	6.234	8.807	0.00077	6.414	8.481
40.0	3.0	7.675	0.00113	9.292	8.516	0.00119	9.494	7.993
40.0	4.0	10.233	0.00157	12.350	8.207	0.00170	12.621	7.530
40.0	5.0	12.792	0.00202	15.338	7.899	0.00222	15.712	7.064
60.0	1.0	2.558	0.00024	3.314	14.571	0.00028	3.677	13.992
60.0	2.0	5.117	0.00050	6.881	14.070	0.00053	7.048	13.502
60.0	3.0	7.675	0.00076	10.241	13.656	0.00081	10.364	12.970
60.0	4.0	10.233	0.00106	13.582	13.261	0.00111	13.716	12.378
60.0	5.0	12.792	0.00133	16.968	12.956	0.00145	17.093	11.763
15.0	1.0	2.558	0.00032	3.393	11.012	0.00036	3.556	10.558
15.0	2.0	5.117	0.00065	6.736	10.690	0.00071	6.846	10.121
15.0	3.0	7.675	0.00100	10.036	10.371	0.00107	10.174	9.677
15.0	4.0	10.233	0.00137	13.305	10.107	0.00146	13.463	9.240
15.0	5.0	12.792	0.00177	16.522	9.797	0.00193	16.796	8.774
5.5	1.0	2.558	0.00039	3.361	9.344	0.00042	3.516	8.793
5.5	1.5	3.837	0.00056	4.989	9.213	0.00061	5.147	8.615

**Tabla B - 5.** Resultados del ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.50 – 2.00 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{máx}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{máx}$	$\sigma_{dmáx}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{máx}$	$\sigma_{dmáx}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.549	0.00042	2.727	6.635	0.00049	3.189	6.754
5.5	1.5	3.824	0.00063	4.073	6.552	0.00073	4.677	6.511
7.5	1.0	2.549	0.00039	2.799	7.498	0.00044	3.229	7.467
7.5	1.5	3.824	0.00057	4.068	7.277	0.00063	4.593	7.363
7.5	2.0	5.098	0.00077	5.335	7.143	0.00084	5.957	7.052
10.0	1.0	2.549	0.00037	2.785	7.677	0.00042	3.328	8.065
10.0	1.5	5.098	0.00056	4.110	7.425	0.00061	4.704	7.748
10.0	2.0	7.647	0.00076	5.452	7.298	0.00081	6.007	7.462
10.0	3.0	10.196	0.00116	8.012	7.017	0.00128	8.767	6.882
15.0	1.0	2.549	0.00037	2.837	8.171	0.00039	3.402	9.021
15.0	2.0	5.098	0.00073	5.484	7.741	0.00073	6.103	8.433
15.0	3.0	7.647	0.00110	8.158	7.441	0.00110	8.726	7.900
15.0	4.0	10.196	0.00151	10.747	7.214	0.00155	11.505	7.371
15.0	5.0	12.745	0.00193	13.382	6.995	0.00204	14.107	6.892

**Tabla B - 5.** Resultados del ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.50 – 2.00 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
25.0	1.0	2.549	0.00028	3.084	11.783	0.00030	3.477	12.000
25.0	2.0	5.098	0.00054	5.916	11.083	0.00058	6.508	11.432
25.0	3.0	7.647	0.00082	8.760	10.633	0.00086	9.381	10.931
25.0	4.0	10.196	0.00114	11.593	10.361	0.00118	12.307	10.326
25.0	5.0	12.745	0.00147	14.461	10.034	0.00155	15.143	9.764
40.0	1.0	2.549	0.00024	3.304	14.995	0.00027	3.672	15.171
40.0	2.0	5.098	0.00047	6.492	14.502	0.00049	6.941	14.820
40.0	3.0	7.647	0.00069	9.664	14.207	0.00071	10.096	14.469
40.0	4.0	10.196	0.00094	12.786	13.880	0.00098	13.239	13.646
40.0	5.0	12.745	0.00120	15.873	13.476	0.00125	16.211	13.045
60.0	1.0	2.549	0.00018	3.827	22.790	0.00021	4.246	22.054
60.0	2.0	5.098	0.00035	7.426	22.278	0.00036	7.788	21.985
60.0	3.0	7.647	0.00051	10.968	21.800	0.00053	11.376	21.356
60.0	4.0	10.196	0.00070	14.491	21.299	0.00074	14.955	20.608
60.0	5.0	12.745	0.00089	18.048	20.697	0.00094	18.250	19.880
15.0	1.0	2.549	0.00026	3.695	15.597	0.00026	4.041	16.001
15.0	2.0	5.098	0.00050	7.179	15.233	0.00050	7.561	15.319
15.0	3.0	7.647	0.00073	10.635	14.974	0.00077	11.079	14.544
15.0	4.0	10.196	0.00099	14.149	14.730	0.00102	14.377	14.168
15.0	5.0	12.745	0.00125	17.628	14.507	0.00131	17.840	13.770
5.5	1.0	2.549	0.00029	3.833	13.194	0.00034	4.118	12.788
5.5	1.5	3.824	0.00044	5.406	12.983	0.00049	6.016	12.382

**Tabla B - 6.** Resultados del ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
25.0	1.0	2.549	0.00024	2.640	11.054	0.00025	2.747	10.944
25.0	2.0	5.098	0.00050	5.196	10.363	0.00054	5.365	9.987
25.0	3.0	7.647	0.00080	7.770	9.706	0.00087	7.968	9.118
25.0	4.0	10.196	0.00112	10.260	9.139	0.00127	10.565	8.343
25.0	5.0	12.745	0.00148	12.747	8.637	0.00172	13.139	7.644
40.0	1.0	2.549	0.00021	2.789	13.194	0.00024	3.132	12.940
40.0	2.0	5.098	0.00045	5.562	12.493	0.00048	5.797	11.978
40.0	3.0	7.647	0.00069	8.292	11.999	0.00076	8.527	11.245
40.0	4.0	10.196	0.00096	11.016	11.531	0.00106	11.170	10.501
40.0	5.0	12.745	0.00124	13.746	11.053	0.00142	13.947	9.818
60.0	1.0	2.549	0.00017	2.969	17.722	0.00019	3.306	17.423
60.0	1.5	5.098	0.00034	5.890	17.173	0.00037	6.099	16.398
60.0	2.0	7.647	0.00052	8.779	16.800	0.00057	8.913	15.643
60.0	3.0	10.196	0.00072	11.736	16.302	0.00079	11.735	14.929
60.0	4.0	12.745	0.00092	14.603	15.834	0.00104	14.679	14.177

**ANEXO - B.**

**Tabla B - 6.** Resultado del ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			kPa	kg	kPa	mm/mm	kPa	MPa
90.0	1.0	2.549	0.00012	3.222	26.481	0.00014	3.519	25.967
90.0	2.0	5.098	0.00025	6.439	25.916	0.00026	6.518	25.188
90.0	3.0	7.647	0.00037	9.368	25.383	0.00039	9.590	24.432
90.0	4.0	10.196	0.00051	12.626	24.816	0.00053	12.650	23.696
90.0	5.0	12.745	0.00065	15.751	24.273	0.00069	15.694	22.870
130.0	1.0	2.549	0.00008	3.345	41.393	0.00010	3.644	38.101
130.0	2.0	5.098	0.00016	6.679	40.584	0.00018	6.757	37.797
130.0	3.0	7.647	0.00025	9.993	39.786	0.00028	10.215	36.512
130.0	4.0	10.196	0.00034	13.228	39.392	0.00038	13.550	35.611
130.0	5.0	12.745	0.00044	16.751	38.478	0.00048	16.911	35.023
180.0	1.0	2.549	0.00006	3.654	63.529	0.00006	3.834	60.608
180.0	2.0	5.098	0.00012	7.334	63.087	0.00013	7.771	60.029
180.0	3.0	7.647	0.00018	10.985	62.712	0.00019	11.210	58.974
180.0	4.0	10.196	0.00023	14.325	62.108	0.00026	14.952	57.417
180.0	5.0	12.745	0.00029	17.984	61.184	0.00032	18.460	56.885
60.0	1.0	2.549	0.00008	3.969	48.191	0.00009	4.085	45.845
60.0	1.5	5.098	0.00016	7.468	47.852	0.00017	7.642	45.285
60.0	2.0	7.647	0.00023	10.909	47.157	0.00025	11.071	44.619
60.0	3.0	10.196	0.00030	13.877	46.779	0.00034	14.643	43.393
60.0	4.0	12.745	0.00038	17.706	46.453	0.00044	18.317	42.051
25.0	1.0	2.549	0.00009	3.733	39.365	0.00011	4.236	37.004
25.0	2.0	5.098	0.00018	7.166	38.857	0.00021	7.814	36.983
25.0	3.0	7.647	0.00028	10.596	38.148	0.00031	11.322	36.480
25.0	4.0	10.196	0.00037	13.888	37.352	0.00042	14.834	35.289
25.0	5.0	12.745	0.00047	17.459	36.906	0.00054	18.309	34.202

**Tabla B - 7.** Resultados del ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			kPa	kg	kPa	mm/mm	kPa	MPa
10.0	1.0	2.551	0.00029	2.669	9.355	0.00032	2.919	9.104
10.0	1.5	3.826	0.00043	3.961	9.229	0.00046	4.118	8.987
10.0	2.0	5.101	0.00058	5.268	9.075	0.00062	5.386	8.729
10.0	3.0	7.652	0.00088	7.862	8.890	0.00098	7.991	8.190
15.0	1.0	2.551	0.00026	2.766	10.521	0.00029	3.043	10.501
15.0	2.0	5.101	0.00052	5.387	10.277	0.00055	5.597	10.192
15.0	3.0	7.652	0.00080	8.053	10.065	0.00084	8.182	9.716
15.0	4.0	10.202	0.00109	10.702	9.815	0.00117	10.742	9.156
15.0	5.0	12.753	0.00140	13.299	9.496	0.00156	13.358	8.549
25.0	1.0	2.551	0.00022	2.824	13.047	0.00024	3.031	12.614
25.0	2.0	5.101	0.00043	5.543	12.803	0.00046	5.669	12.385
25.0	3.0	7.652	0.00066	8.295	12.592	0.00069	8.263	11.899
25.0	4.0	10.202	0.00089	10.982	12.340	0.00095	10.847	11.415
25.0	5.0	12.753	0.00113	13.686	12.123	0.00124	13.575	10.948

**TABLAS DE RESULTADOS.**

**Tabla B - 7.** Resultados del ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
40.0	1.0	2.551	0.00018	2.881	15.899	0.00021	3.200	15.492
40.0	2.0	5.101	0.00036	5.667	15.675	0.00039	5.956	15.170
40.0	3.0	7.652	0.00054	8.347	15.353	0.00058	8.636	14.801
40.0	4.0	10.202	0.00073	11.086	15.118	0.00079	11.300	14.316
40.0	5.0	12.753	0.00093	13.812	14.894	0.00100	13.978	13.969
60.0	1.0	2.551	0.00015	3.130	20.868	0.00016	3.275	20.352
60.0	2.0	5.101	0.00029	5.930	20.448	0.00030	6.050	20.255
60.0	3.0	7.652	0.00044	8.812	20.257	0.00044	8.863	20.240
60.0	4.0	10.202	0.00058	11.610	20.192	0.00058	11.646	20.083
60.0	5.0	12.753	0.00072	14.454	20.075	0.00073	14.406	19.641
90.0	1.0	2.551	0.00012	3.304	27.761	0.00013	3.564	27.412
90.0	2.0	5.101	0.00023	6.262	27.585	0.00024	6.539	27.246
90.0	3.0	7.652	0.00034	9.199	27.460	0.00035	9.451	27.002
90.0	4.0	10.202	0.00045	12.174	27.356	0.00046	12.325	26.793
90.0	5.0	12.753	0.00056	15.165	27.324	0.00057	15.205	26.675
130.0	1.0	2.551	0.00009	3.480	38.668	0.00009	3.540	38.083
130.0	2.0	5.101	0.00016	6.278	38.514	0.00017	6.495	37.998
130.0	3.0	7.652	0.00025	9.516	38.372	0.00025	9.524	37.966
130.0	4.0	10.202	0.00032	12.322	38.148	0.00033	12.608	37.788
130.0	5.0	12.753	0.00041	15.520	37.853	0.00043	15.850	37.263
40.0	1.0	2.551	0.00011	3.499	31.238	0.00012	3.651	30.666
40.0	2.0	5.101	0.00020	6.347	31.114	0.00022	6.616	30.557
40.0	3.0	7.652	0.00032	9.783	30.960	0.00032	9.675	30.314
40.0	4.0	10.202	0.00041	12.545	30.748	0.00043	12.764	30.004
40.0	5.0	12.753	0.00051	15.521	30.533	0.00053	15.751	29.868
10.0	1.0	2.551	0.00014	3.261	24.018	0.00014	3.200	23.427
10.0	1.5	3.826	0.00020	4.844	23.858	0.00020	4.710	23.193
10.0	2.0	5.101	0.00027	6.314	23.804	0.00027	6.257	23.056
10.0	3.0	7.652	0.00040	9.408	23.499	0.00040	9.341	23.083

**Tabla B - 8.** Resultados del ensaye 7: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensaye de módulo resiliente			Ensaye triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			mm/mm	kPa	MPa	mm/mm	kPa	MPa
5.5	1.0	2.549	0.00029	2.712	10.152	0.00036	3.054	9.280
5.5	1.5	3.824	0.00043	4.033	10.053	0.00049	4.332	9.155
7.5	1.0	2.549	0.00025	2.762	11.452	0.00029	3.038	10.737
7.5	1.5	3.824	0.00037	4.045	11.262	0.00043	4.316	10.461
7.5	2.0	5.098	0.00050	5.353	11.095	0.00057	5.556	10.161
10.0	1.0	2.549	0.00024	2.734	12.102	0.00027	2.808	11.561
10.0	1.5	5.098	0.00037	4.047	11.913	0.00038	4.099	11.246
10.0	2.0	7.647	0.00048	5.346	11.645	0.00052	5.426	10.822
10.0	3.0	10.196	0.00075	7.961	11.166	0.00082	8.123	10.167

ANEXO - B.

**Tabla B - 8.** Resultado del ensaye 7: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m (Continuación)

Esfuerzo efectivo medio, ( $\sigma'$ )	Carga axial, (P)	Esfuerzo axial máx., ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ )	Ensayo de módulo resiliente			Ensayo triaxial cíclico		
			$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo resiliente, ( $M_r$ )	$\epsilon_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{dm\acute{a}x}$	Módulo dinámico, ( $E_{eq}$ )
			kPa	kg	kPa	mm/mm	kPa	MPa
15.0	1.0	2.549	0.00021	2.765	13.081	0.00022	2.880	13.133
15.0	2.0	5.098	0.00044	5.399	12.740	0.00044	5.515	12.572
15.0	3.0	7.647	0.00069	8.058	12.134	0.00071	8.167	11.723
15.0	4.0	10.196	0.00095	10.692	11.649	0.00099	10.847	10.947
15.0	5.0	12.745	0.00123	13.314	11.163	0.00132	13.441	10.164
25.0	1.0	2.549	0.00018	2.887	16.283	0.00020	3.150	16.100
25.0	2.0	5.098	0.00035	5.619	15.846	0.00040	5.921	15.475
25.0	3.0	7.647	0.00057	8.321	15.326	0.00060	8.575	14.482
25.0	4.0	10.196	0.00076	11.008	14.812	0.00084	11.309	13.662
25.0	5.0	12.745	0.00101	13.673	14.277	0.00108	13.862	12.878
40.0	1.0	2.549	0.00013	2.899	21.233	0.00017	3.335	20.621
40.0	2.0	5.098	0.00028	5.697	20.702	0.00031	6.130	20.011
40.0	3.0	7.647	0.00042	8.480	20.279	0.00046	8.710	19.426
40.0	4.0	10.196	0.00057	11.257	19.733	0.00061	11.430	18.780
40.0	5.0	12.745	0.00071	13.993	19.269	0.00080	14.193	18.054
60.0	1.0	2.549	0.00013	3.078	26.055	0.00016	3.457	25.478
60.0	2.0	5.098	0.00024	5.745	25.603	0.00024	5.934	24.878
60.0	3.0	7.647	0.00037	8.805	25.173	0.00036	8.772	24.067
60.0	4.0	10.196	0.00051	11.588	24.619	0.00050	11.657	23.294
60.0	5.0	12.745	0.00062	14.448	24.131	0.00065	14.532	22.391
15.0	1.0	2.549	0.00018	3.030	19.519	0.00020	3.365	18.332
15.0	2.0	5.098	0.00033	5.941	19.076	0.00037	6.239	17.692
15.0	3.0	7.647	0.00048	8.633	18.647	0.00055	9.045	17.145
15.0	4.0	10.196	0.00065	11.465	18.202	0.00075	11.808	16.598
15.0	5.0	12.745	0.00083	14.262	17.768	0.00093	14.627	16.111
5.5	1.0	2.549	0.00019	3.048	16.872	0.00023	3.321	15.879
5.5	1.5	3.824	0.00028	4.425	16.864	0.00033	4.788	15.654

## ANEXO – C: ÁNGULOS DE FASE RESULTANTES

**Tabla C - 1.** *Ángulos de fase del ensaye 1: PCA-3.3 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m*

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
Ángulo de fase, $\delta$ (°)						
5.50	4.05	4.05	-	-	-	-
8.50	1.35	1.35	2.70	-	-	-
15.00	1.35	1.35	1.35	4.05	4.05	-
30.00	1.35	-	1.35	2.70	2.70	2.70
45.00	1.35	-	1.35	1.35	2.70	2.70
60.00	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35

**Tabla C - 2.** *Ángulos de fase del ensaye 2: PCA-3.1 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m*

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
Ángulo de fase, $\delta$ (°)						
5.50	4.05	4.05	-	-	-	-
7.50	4.05	4.05	5.40	-	-	-
10.00	4.05	4.05	5.40	5.40	-	-
15.00	4.05	-	4.05	4.05	6.75	6.75
25.00	4.05	-	4.05	4.05	4.05	5.40
40.00	2.70	-	4.05	4.05	4.05	5.40
60.00	1.35	-	2.70	2.70	4.05	4.05

**Tabla C - 3.** *Ángulos de fase del ensaye 3: PCA-2.3 M-2, prof. 1.50 – 2.00 m*

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
Ángulo de fase, $\delta$ (°)						
5.50	4.05	5.40	-	-	-	-
7.50	4.05	4.05	4.05	-	-	-
10.00	4.05	4.05	4.05	5.40	-	-
15.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05
25.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05
40.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05
60.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05

**Tabla C - 4.** *Ángulos de fase del ensaye 4: PCA-3.2 M-1, prof. 1.50 – 2.00 m*

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
Ángulo de fase, $\delta$ (°)						
5.50	4.05	4.05	-	-	-	-
7.50	4.05	4.05	4.05	-	-	-
10.00	4.05	4.05	4.05	5.40	-	-
15.00	2.70	-	2.70	5.40	5.40	5.40
25.00	2.70	-	2.70	4.05	5.40	5.40
40.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05
60.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	4.05

ANEXO - C.

**Tabla C - 5.** Ángulos de fase del ensaye 5: PCA-2.1 M-3, prof. 1.90 – 2.10 m

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
	Ángulo de fase, $\delta$ (°)					
5.50	4.05	4.05	-	-	-	-
7.50	2.70	4.05	5.40	-	-	-
10.00	2.70	4.05	4.05	5.40	-	-
15.00	2.70	-	4.05	5.40	5.40	5.40
25.00	2.70	-	2.70	4.05	4.05	5.40
40.00	1.35	-	2.70	4.05	4.05	4.05
60.00	1.35	-	2.70	2.70	4.05	4.05

**Tabla C - 6.** Ángulos de fase del ensaye 6: BH-1 M-1/3, prof. 1.90 – 2.10 m

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)				
	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00
	Ángulo de fase, $\delta$ (°)				
25.00	4.05	4.05	5.40	6.75	6.75
40.00	4.05	4.05	5.40	5.40	6.75
60.00	4.05	4.05	5.40	5.40	5.40
90.00	4.05	4.05	5.40	5.40	5.40
130.00	2.70	4.05	4.05	5.40	5.40
180.00	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70

**Tabla C - 7.** Ángulos de fase del ensaye 7: BH-1 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
	Ángulo de fase, $\delta$ (°)					
10.00	4.05	4.05	4.05	5.40	-	-
15.00	2.70	-	2.70	4.05	5.40	5.40
25.00	2.70	-	2.70	2.70	4.05	4.05
40.00	2.70	-	2.70	2.70	4.05	4.05
60.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	1.35
90.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00
130.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla C - 8.** Ángulos de fase del ensaye 8: SS-02 M-1/4, prof. 2.10 – 2.30 m

Esfuerzo efectivo medio, $\sigma'$ (kPa)	Carga axial, P (kg)					
	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00
	Ángulo de fase, $\delta$ (°)					
5.50	5.40	5.40	-	-	-	-
7.50	5.40	5.40	5.40	-	-	-
10.00	5.40	5.40	5.40	5.40	-	-
15.00	5.40	-	5.40	5.40	5.40	5.40
25.00	4.05	-	4.05	4.05	4.05	4.05
40.00	4.05	-	4.05	4.05	4.05	4.05
60.00	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35