



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

MICROPROSPECCIÓN DE ONDAS DINÁMICAS EN MUESTRAS DE SUELO  
EN UNA CÁMARA TRIAXIAL

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

PRESENTA:  
MARIO FLORES GUZMÁN

TUTOR PRINCIPAL

Dr. Efraín Ovando Shelley, Instituto de Ingeniería

COMITÉ TUTOR

Dr. Rigoberto Constantino Rivera, Facultad de Ingeniería.

Dr. Osvaldo Flores Castrellón, Instituto de Ingeniería.

Dr. Celestino Valle Molina, Instituto Mexicano del Petróleo.

Dr. Eduardo Botero Jaramillo, Instituto de Ingeniería.

MÉXICO, D. F., Agosto, 2013



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino.

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón.

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley.

1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Celestino Valle Molina.

2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, de la UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

**Dr. Efraín Ovando Shelley.**

-----  
**FIRMA**



Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por la formación profesional que he recibido y el apoyo brindado para la elaboración del presente trabajo

La paciencia y entusiasmo que el Dr. Efraín Ovando Shelley tuvo para que este trabajo se concluyera son meritorios, Dr. Efraín, muchas gracias por sus opiniones tan acertadas durante el desarrollo del mismo y sobre todo el amistoso trato con que siempre se ha dirigido a mí.

Este documento se enriqueció de manera importante con las opiniones que hicieron los miembros del jurado durante la revisión de este trabajo. A los doctores Rigoberto Constantino Rivera, Osvaldo Flores Castrellón, Celestino Valle Molina, y Eduardo Botero Jaramillo mis más sinceros agradecimientos.

Asimismo agradezco al Maestro Enrique Gómez Rosas ya que en gran medida el trabajo realizado en el diseño, construcción e instrumentación del equipo fue con su apoyo incondicional.

Además, agradezco a:

Germán, Javier y Jaime, por su valiosa colaboración en los trabajos realizados en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería.

A mi esposa y a mis hijas Daniela y Araceli a quienes las llevo en mi corazón y dedico este trabajo

A mi familia quienes siempre me apoyaron en las buenas y en las malas.

A ti que de forma directa o indirecta contribuyeron a la culminación de este trabajo.

A todos ustedes, muchas gracias



---

**ÍNDICE**

SÍMBOLOS Y NOTACIÓN.....	i
LISTA DE FIGURAS.....	iii
LISTA DE TABLAS.....	vii
RESUMEN.....	ix
ABSTRAC.....	xi
<b>1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Objetivo .....	4
1.2. Alcance.....	5
<b>2 ANTECEDENTES .....</b>	<b>7</b>
2.1. Propiedades dinámicas del suelo.....	8
2.2. Determinación de las propiedades dinámicas.....	8
2.3. Métodos de campo.....	9
2.4. Métodos de laboratorio.....	11
2.5. Importancia del módulo dinámico de rigidez del suelo.....	11
2.6. Evaluación de la rigidez.....	12
2.7. Relación con $V_p$ en la evaluación del grado de saturación en suelos.....	13
2.8. Evaluación de las $V_p$ y $V_s$ a partir de los resultados de ensayos estáticos de laboratorio.....	14
<b>3 TÉCNICAS EXPERIMENTALES .....</b>	<b>19</b>
3.1. Transductores piezoeléctricos.....	19
3.1.2. Elementos de flexión.....	20
3.1.3. Elementos de compresión.....	22
3.2. Equipo de laboratorio para medir $V_p$ y $V_s$ .....	24
3.2.1 Cámara triaxial estática ELE instrumentada con cristales piezoeléctricos.....	24
3.2.2 Cámara triaxial neumática instrumentada con cristales piezoeléctricos.....	37
3.2.3 Cámara triaxial de columna resonante .....	41

---

3.3.	Técnicas de campo para obtener $V_s$ .....	45
3.3.1	Sonda suspendida.....	45
3.3.2	Cono sísmico.....	47
3.3.3	Cross Hole.....	48
<b>4</b>	<b>MATERIALES EMPLEADOS .....</b>	<b>51</b>
4.1	Ubicación .....	51
4.2	Pruebas índice .....	54
4.3	Procedimiento del ensaye.....	58
4.3.1	Ensayes en las cámaras triaxiales estáticas instrumentadas.....	58
4.3.2	Ensayes en la cámara triaxial de columna resonante.....	62
<b>5</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTALES .....</b>	<b>65</b>
5.1.	$V_p$ y $V_s$ al variar la B de Skempton.....	65
5.2.	Tiempos de arribo de las ondas P y S al variar el esfuerzo efectivo.....	70
5.3.	Muestras de suelo consolidadas isótricamente .....	72
5.3.2	Efecto de la magnitud del esfuerzo efectivo en $V_p$ y $V_s$ .....	72
5.3.3	Influencia de la plasticidad en $V_s$ y $V_p$ .....	81
5.3.4	Módulo de rigidez al variar el esfuerzo.....	84
5.3.5	Normalización de $G / p'_e$ versus $p'_e / p'$ .....	87
5.3.6	Otros criterios para interpretar los resultados con base en leyes de potencias.....	91
5.4.	Muestras de suelo consolidadas anisótricamente .....	96
5.4.1	Efecto de la magnitud del esfuerzo efectivo en $V_p$ y $V_s$ .....	96
5.4.2	Efecto de la magnitud del esfuerzo en el módulo de rigidez.....	104
5.5.	Módulo de rigidez normalizada con respecto a $G_{bender}$ .....	106
5.6.	Resultados experimentales de campo y laboratorio .....	107
5.6.1	Discusión de las $V_s$ medidos en campo y laboratorio.....	109
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>111</b>
6.1	Etapa de saturación .....	111



---

6.2	Muestras consolidadas isotrópamente .....	112
6.3	Muestras consolidadas anisótricamente .....	112
6.4	Módulo de rigidez normalizado, $G/G_{bender}$ .....	113
6.5	$V_s$ medidos en el laboratorio y en campo. ....	113
6.6	Aplicaciones inmediatas .....	114
<b>7.</b>	<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>115</b>
<b>A N E X O</b>	<b>“A”</b> .....	<b>121</b>



SÍMBOLOS Y NOTACIÓN

A y B	Coeficientes de presión de poro	$I_s$	Momento polar de inercia del sistema
a	Aceleración de respuesta	kHz	Kilohertz
$a_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima	kPa	Kilopascales
B	B de Skempton	$\lambda$	Relación de amortiguamiento, %
BE	Bender element	L	Longitud, m
c	cohesión, kg/cm <sup>2</sup>	LCV	Línea de consolidación virgen
CD	Prueba triaxial consolidada drenada	$L_{efect}$	Longitud efectiva, m
CR	Columna resonante	$\lambda_p$	Longitud de onda de compresión
$C_s$	Compresibilidad del esqueleto del suelo	$\lambda_s$	Longitud de onda de cortante
CU	Prueba triaxial consolidada no drenada	M	Módulo de compresión confinado
$C_w$	Compresibilidad volumétrica del agua	M	Pendiente de la envolvente de falla en el diagrama p' - q
d	Distancia entre los cristales	$\mu s$	Microsegundo
$\Delta f$	Incremento de frecuencia, Hz	n	Porosidad
$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$	Esfuerzo desviador, kPa	$\nu$	Relación de Poisson, adimensional
$\Delta\sigma_3$	Incremento de presión confinante, kPa	$N_{cr}$	Número de ciclos de carga
$\Delta t$	Tiempo de arribo	OCR	Grado de preconsolidación
$\Delta u$	Incremento de presión de poro, kPa	P	Ondas de compresión
e	Relación de vacíos	p'	Esfuerzo octaédrico, kPa
E	Módulo de Young, kg/cm <sup>2</sup>	Pa	Presión atmosférica, Kpa
$\varepsilon$	Deformación unitaria, %	$P_l$	Índice de plasticidad, %
f	Frecuencia, Hz	q'	Esfuerzo desviador, kPa
F	Fuerza de torsión, kg	$\rho$	Densidad
$\phi'$	Ángulo de fricción efectiva	$R^2$	Coeficiente de correlación
$f_f$	Frecuencia final, Hz	S	Ondas de cortante
$f_i$	Frecuencia inicial, Hz	$\sigma'$	Esfuerzo efectivo, kPa
G	Gravedad, m/s <sup>2</sup>	$\sigma'_{oct}$	Esfuerzo efectivo octahédrico, kPa
$\gamma$	Deformación angular, %	$\sigma'_h$	Esfuerzo efectivo horizontal, kPa
$\gamma_m$	Peso volumétrico, g/cm <sup>3</sup> ó kN/m <sup>3</sup>	$S_r$	Grado de saturación, %
G	Módulo de rigidez al corte, MPa	$\sigma'_v$	Esfuerzo efectivo vertical, kPa
$G_{m\acute{a}x}$	Módulo de rigidez máximo, MPa	t	Tiempo, s
$G_s$	Densidad de sólidos	$t_{efec}$	Tiempo efectivo
Hz	Hertz	$\tau_{oct}$	Esfuerzo cortante octahédrico, kPa
$I_m$	Momento polar de inercia de la muestra	$t_{retardo}$	Tiempo de retardo

---

UU	Prueba triaxial no consolidada no drenada
V	Voltaje, volts
$V_p$	Velocidad de onda P, m/s
$V_{pp}$	Voltaje pico a pico, volts
$V_s$	Velocidad de onda S, m/s
w	Contenido de humedad, %
$w_L$	Límite líquido, %
$w_P$	Límite plástico, %
$\sigma_{cp}$	Esfuerzo contrapresión, kPa
$\sigma_{pc}$	Esfuerzo de preconsolidación, kPa

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 Rangos de deformación inducida al suelo con diferentes técnicas de campo y laboratorio, (Hardin, et al, 1972) .....	9
Figura 2. 2 Propagación de las ondas de cuerpo en un medio infinito uniforme (a) ondas de compresión, (b) ondas de corte (Modificado de Bolt, 1976) .....	10
Figura 2. 3 Relación del Grado de Saturación y el Coeficiente B de Skempton para diferentes tipos de suelo (Black y Lee, 1973) .....	14
Figura 2. 4 Relación entre la velocidad de onda P, el grado de saturación y relación de vacíos para arenas. Fuente:(Allen et al., 1980) .....	15
Figura 2. 5 Variación de la velocidad de onda de corte con grado de saturación (Richart et al, 1970). .....	15
Figura 2. 6 Relación entre las velocidades de onda y valores de B para la arena (Ishihara et al., 1970) .....	16
Figura 3. 1 Respuesta de un material piezoeléctrico cuando se le aplica una corriente eléctrica (Piezo Systems, Inc, 2007).....	21
Figura 3. 2 Partes que compone un elemento de flexión .....	21
Figura 3. 3 Tamaños estándar de los elementos de flexión (Piezo Systems, Inc, 2007) .....	22
Figura 3. 4 Características de los elementos de flexión (Piezo Systems, Inc, 2007). .....	22
Figura 3. 5 Partes que compone un elemento de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007)...	23
Figura 3. 6 Tamaños estándar de los elementos de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007)23	
Figura 3. 7 Características de los elementos de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007).....	23
Figura 3. 8 Cámara triaxial ELE instrumentada con cristales piezoeléctricos .....	25
Figura 3. 9 Cabezal y pedestal de una cámara triaxial estática, instrumentada con los cristales piezoeléctricos. ....	26
Figura 3. 10 Generador de funciones, diseñado y fabricado en el Instituto de Ingeniería .....	27
Figura 3. 11 Amplificador, diseñado y fabricado en el Instituto de Ingeniería .....	28
Figura 3. 12 Osciloscopio HP 54540A.....	29
Figura 3. 13 Modificaciones en la base de la cámara triaxial para la salida de los cables coaxiales que están conectados a los cristales piezoeléctricos. ....	30
Figura 3. 14 Esquema de diseño del cabezal y pedestal de una cámara triaxial para instrumentarlos con cristales piezoeléctricos.....	31
Figura 3. 15 Conexión de los cristales piezoeléctricos.....	32

---

Figura 3. 16 Conexión a tierra de los cristales piezoeléctricos .....	32
Figura 3. 17 Arreglo final del pedestal y cabezal con cristales piezoeléctricos.....	33
Figura 3. 18 Tiempo de retraso de los elementos de flexión colocados en contacto directo, a una frecuencia de muestreo de 2 kHz y una amplitud de salida de 100 volts, pico a pico .....	34
Figura 3. 19 Variación del tiempo de calibración para diferentes frecuencias en los elementos de flexión .....	34
Figura 3. 20 Variación del tiempo de calibración para diferentes frecuencias de los elementos de compresión .....	35
Figura 3. 21 Modificaciones necesarias a la base de la cámara triaxial neumática, para instrumentarla con los cristales piezoeléctricos.....	38
Figura 3. 22 Cámara triaxial neumática instrumentada con cristales piezoeléctricos.....	39
Figura 3. 23 Esquema de cámara de columna resonante .....	41
Figura 3. 24 Ubicación de la probeta, sistema móvil, bobinas, y acelerómetro .....	43
Figura 3. 25 Fuerza de torsión aplicada y distorsiones que presenta la probeta durante la etapa de ensaye, (Flores et al, 2002). .....	43
Figura 3. 26 Forma de las señales de desplazamiento del cabezal superior y la aceleración registrada (Flores et al, 2002).....	44
Figura 3. 27 Diagrama esquemático del ensaye de sonda suspendida.....	46
Figura 3. 28 Diagrama esquemático del ensaye de cono sísmico.....	47
Figura 3. 29 Esquematiza del ensaye de campo Cross hole.....	49
Figura 4. 1 Ubicación de las muestras ensayadas en el Valle de México, (Flores et al., 2009) .....	52
Figura 5.1 $V_s$ y $V_p$ al variar la B de Skempton (sitio 1, Texcoco-LyFC).....	68
Figura 5.2 $V_s$ y $V_p$ al incrementarse la B de Skempton (sitio 3, Arco sur).....	69
Figura 5.3 Tiempos de arribo al variar el esfuerzo efectivo de consolidación.....	71
Figura 5.4 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 1, IP cercano a 100%.....	74
Figura 5.5 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 3, IP cercano a 100% .....	75
Figura 5.6 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 3, IP cercano a 100% .....	76
Figura 5. 7 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, IP cercano a 200% .....	77
Figura 5. 8 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, IP cercano a 200% .....	78
Figura 5. 9 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 1, IP cercano a 200% .....	79

Figura 5. 10 $V_p$ y $V_s$ al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, $IP = 239\%$ .....	80
Figura 5. 11 Influencia del $PI$ en $V_p$ para suelos normalmente consolidados.....	82
Figura 5. 12 Influencia de $PI$ en $V_s$ para suelos normalmente consolidados. ....	82
Figura 5. 13 Influencia del esfuerzo octahédrico al variar la relación de vacíos.....	83
Figura 5. 14 Ajuste lineal en $V_s$ para suelos normalmente consolidados. ....	83
Figura 5. 15 Influencia del $PI$ y $w\%$ para suelos preconsolidados.....	84
Figura 5. 16 $G - p'$ para suelos normalmente consolidados . ....	85
Figura 5. 17 Módulo de rigidez para suelos preconsolidados. ....	86
Figura 5. 18 $G_{m\acute{a}x} / \sigma'_{pc}$ versus $p'$ para suelos preconsolidados.....	86
Figura 5. 19 $G_{m\acute{a}x} / p'$ versus $OCR$ para suelos preconsolidados. ....	87
Figura 5. 20 $G_{m\acute{a}x} / p'_e$ versus $p'_e / p'$ .....	88
Figura 5. 21 $G_{m\acute{a}x} / P'_e$ versus $P'_e/p'$ . ....	89
Figura 5. 22 Pendiente de los ciclos de carga –descarga-recarga.....	89
Figura 5. 23 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas. ....	93
Figura 5. 24 Velocidad de onda cortante al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas. ....	94
Figura 5. 25 Línea de potencia para muestras de suelo normalmente consolidados con diferentes índices de plasticidad. ....	94
Figura 5. 26 Velocidad de onda cortante al variar el esfuerzo octahédrico de muestras preconsolidadas. ....	95
Figura 5. 27 Línea de potencia para muestras de suelo preconsolidados con diferentes índices de plasticidad.....	95
Figura 5. 28 $V_p$ y $V_s$ medidos durante la etapa de consolidación anisótropa, $PI \approx 140\%$ , viveros, prof.: 12.50 m.....	98
Figura 5. 29 $V_p$ y $V_s$ medidos durante la etapa de consolidación anisótropa, $PI \approx 140\%$ , viveros, prof.: 18.30 m.....	99
Figura 5. 30 $V_p$ y $V_s$ medidos durante la etapa de consolidación anisótropa, $PI \approx 140\%$ , Arco sur, prof: 7.20 m .....	100
Figura 5. 31 $V_p$ y $V_s$ medidos durante la etapa de consolidación anisótropa, $PI = 23\%$ , Arco sur, prof.: 27.30 m. ....	101
Figura 5. 32 Trayectoria de esfuerzos de $V_s$ para suelos normalmente consolidados.....	103
Figura 5. 33 Trayectoria de esfuerzos de $V_s$ para suelos normalmente consolidados.....	103

---

Figura 5. 34 Relación entre la $V_s$ y el esfuerzo octahédrico efectivo durante diferentes tipos de consolidación. ....	104
Figura 5. 35 $G$ versus $p'$ medidos durante la consolidación anisótropa. ....	105
Figura 5. 36 Efecto del índice de plasticidad en el módulo de rigidez del suelo. ....	107
Figura 5. 37 $V_s$ medidos en campo y laboratorio en diferentes sitios del Valle de México. .	110
Figura A. 1 Cristales piezoeléctricos .....	123
Figura A. 2 Materiales y equipo para instrumentar el cabezal y pedestal de una cámara triaxial. ....	124
Figura A. 3 Corte, medición de capacitancia y verificación de la conexión del cristal con el alambre de cobre utilizando el generador de funciones. ....	126
Figura A. 4 Encapsulado de los cristales piezoeléctricos con resina ultravioleta. ....	127
Figura A. 5 Conexión de los cristales al cable coaxial. ....	128
Figura A. 6 Arreglo final de los cristales en el pedestal y cabezal de una cámara triaxial....	129



## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 4.1 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 1, (Lago de Texcoco, ubicación: Río de los Remedios y Periférico Oriente, Proyecto LyFC) .....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 4.2 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 2, (Lago de Texcoco, ubicación: cerca de la esquina nororiente del Lago Nabor Carrillo, a 300 m de la carretera México-Texcoco). .....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 4.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 3 (Valle de México, ubicación: Periférico Sur y Viaducto Tlálpán). .....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 5. 1 Parámetros <math>A_{p,s}</math> y <math>n_{p,s}</math> que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados. ....</i>	<i>93</i>
<i>Tabla 5. 2 Parámetros <math>A_{p,s}</math> y <math>n_{p,s}</math> que se obtiene de los datos experimentales al utilizar el modelo de leyes de potencia en suelos preconsolidados. ....</i>	<i>93</i>



## RESUMEN

El área ocupada por el antiguo lago de Texcoco fue parte de un sistema de lagos dentro de la cuenca de México. El subsuelo ha sido estudiado en el pasado, pero todavía hay una necesidad de más investigaciones exhaustivas acerca de las propiedades dinámicas de las arcillas altamente compresibles. En este trabajo se describen los resultados de una investigación de laboratorio experimental en el que se utilizó una cámara triaxial instrumentada con elementos de flexión y compresión para medir las velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) y compresión ( $V_p$ ), respectivamente, para caracterizar las arcillas del ex Lago de Texcoco en términos de sus propiedades dinámicas. Se ensayaron especímenes de suelo en la cámara triaxial instrumentada para medir los valores de  $V_s$  y  $V_p$  durante la etapa de saturación y consolidación en cada incremento o decremento del esfuerzo isótropo y anisótropo. Además se realizaron ensayos en la columna resonantes de especímenes de suelo labrados del mismo tramo a los ensayados en la cámara triaxial instrumentada (muestras gemelas) para determinar  $V_s$  y comparar estos resultados con los obtenidos de los elementos de flexión. La comparación se complementó al incluir los resultados de las mediciones de campo realizadas con diferentes técnicas. Los datos experimentales muestran que, independientemente del método de ensaye, las velocidades de las ondas de cortante difieren en no más de 30 a 35%.



## ABSTRAC

The area occupied by the former Texcoco Lake was part of a system of lakes inside the Basin of Mexico. The subsoil there has been studied in the past but there is still a need for more and more thorough investigations into the dynamic properties of its highly compressible clays. This paper describes the results of an experimental laboratory research in which we used a triaxial cell fitted with bender elements and piezoelectric disks to measure shear and compression wave velocities ( $V_s$  and  $V_p$ ), to characterize clays from the former Texcoco Lake in terms of their dynamic properties. Soil specimens were subjected to isotropic loading-unloading cycles and values of  $V_s$  and  $V_p$  were determined during the saturation stage and after each increment or decrement of isotropic stress. We also performed resonant column tests on adjacent clayey soil samples to determine  $V_s$  and then compared these results with those obtained from the bender elements. The comparison was broadened by including the results of field measurements performed with a seismic cone. Our results show that irrespective of the testing method, shear waves velocities differ in no more than 30 to 35%.



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

El estudio se enfoca en analizar: a) la variación en la velocidad de onda de cuerpo que pasa a través del espécimen de suelo, asociada a un esfuerzo aplicado y b) la rigidez del espécimen de suelo asociada a la velocidad de la onda de cuerpo medido. Dichos parámetros se obtienen al ensayar un espécimen de suelo en una cámara triaxial instrumentada con cristales piezoeléctricos.

Conociendo la distancia y el tiempo, determinamos la velocidad de la onda que se propaga en el suelo

$$V_s = \frac{L}{t_s} \quad (1.1)$$

La distancia es un valor conocido y depende de las dimensiones del espécimen de suelo; el tiempo es un valor que se puede medir directamente en función de la velocidad de la onda transmitida en el espécimen. Empleamos para ello la teoría de propagación de ondas mediante la siguiente expresión

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad (1.2)$$

donde  $V_s$  es la velocidad de onda cortante y  $\rho$  es la densidad del suelo.

La primera aplicación de los cristales piezoeléctricos en suelo fue descrita por Shirley y Anderson (1975). Ellos explican, que un elemento de flexión (BE) es un excelente generador y receptor de ondas de esfuerzos cortantes a través del suelo. Brunson y Jonhson (1980),

---

han informado sobre mediciones de  $G_{\text{máx}}$  (módulo de elasticidad al corte) del suelo usando elementos de flexión insertados directamente en el interior de muestras de suelo.

La medición del módulo de rigidez es útil para predecir la deformación del suelo, así como las deformaciones angulares asociadas con los problemas de interacción suelo-estructura; estos son generalmente menores de 0,1% (Jardine et al, 1986). Existen varias técnicas disponibles para la medición de este parámetro in-situ y en el laboratorio.

Shirley y Hampton (1978) y Dyvik y Madshus (1985), desarrollaron un sistema para medir velocidades de onda utilizando elementos de flexión. Los transductores piezoeléctricos son capaces de generar y detectar ondas de cuerpo (cortante y de compresión); son relativamente baratos y su conexión es muy sencilla (Santamarina et al, 2001), y además se pueden incorporar en una amplia gama de equipos de laboratorio para ensayos geotécnicos en muestras de suelo (Dyvik y Olsen 1989; Viggiani y Atkinson, 1995a; Jovicic y Coop, 1997). Recientemente se han instalado en columna resonantes (Stokoe, 2006). El uso de los elementos bender se ha extendido más allá del ámbito académico, y en la actualidad ya se usa en la industria. A pesar de esto, no existe una metodología definitiva para el uso de elementos de flexión, y el procedimiento de interpretación pueden variar considerablemente según el criterio del usuario.

Para determinar la  $V_s$  utilizando los elementos de flexión (BE), es necesario dos mediciones: la distancia de recorrido de la onda de propagación entre el emisor y el receptor ( $L_{\text{efec}}$ ), y el tiempo que tarda en arribar la onda de propagación ( $\Delta t$ ). La distancia de recorrido se determina fácilmente y consiste en medir la distancia entre el transmisor y el receptor (Viggiani & Atkinson, 1995b). La medición de  $\Delta t$  es mucho más complicada de determinar.

El método más utilizado para estimar el arribo de la onda de propagación es a la primera deflexión de la señal receptora mediante una inspección visual. Sin embargo, debido a los efectos de campo cercano (near field effects) y las reflexiones de onda debido a las fronteras de la muestra de suelo, este enfoque puede resultar en un error significativo al interpretar el tiempo de arribo. La importancia de los efectos de campo cercano en los ensayos realizados en especímenes de suelo con los elementos de flexión han sido discutidos ampliamente por Brignoli et al (1996), Viggiani y Atkinson (1995b), Jovicic et al (1996), Arroyo et al (2003) y Lee y Santamarina (2005). Sánchez-Salineró et al (1986) evidenciaron en su investigación los efectos de campo cercano en el arribo de la primera onda de cortante y propusieron el siguiente límite para la interpretación de las señales con los elementos bender:

$$2 < \frac{d}{\lambda} < 4 \quad (1.3)$$



donde  $d$  es la distancia entre los elementos bender y  $\lambda$  es la longitud de las ondas que se propagan. La longitud de onda queda definida como en la ecuación 1.4.

$$\lambda = V/f \quad (1.4)$$

donde

- $V$  es la velocidad de propagación de onda de compresión o de corte
- $f$  es la frecuencia de excitación

El límite inferior toma en cuenta los efectos de campo cercano, mientras que el límite superior minimiza la atenuación de la señal.

Varios autores han sugerido diferentes enfoques para la interpretación del tiempo de arribo basado en el dominio del tiempo y de la frecuencia (por ejemplo Viggiani y 1995b Atkinson; Brocanelli y Rinaldi, 1998; Blewett et al, 1999; Mohsin et al, 2004). Lee y Santamarina (2005) recomiendan la correlación cruzada para el primero y segundo tiempo de arribo de las ondas. La correlación cruzada también fue sugerida por Viggiani y Atkinson (1995b), Mohsin et al. (2004) y Wang et al. (2007).

En México se realizó una investigación en dinámica de suelos, (Proyecto UNAM-UNESCO, 1976), donde se dio comienzo con la técnica de pulso como una alternativa en la medición de la velocidad de ondas a través de los suelos (Faccioli et al, 1976). Sin embargo, debido a problemas relacionados con la dificultad de mantener los cristales piezoeléctricos aislados del agua contenida en el espécimen de suelo, sólo presentan el equipo para efectuar pruebas preliminares y para ajustar el aparato a las necesidades futuras lo que implica modificaciones para un diseño definitivo de la cámara.

A pesar de que existen técnicas bien establecidas para determinar la rigidez en el campo y laboratorio, en esta investigación se desarrolla una técnica alterna para la medición de la velocidad de onda de cuerpo. Se instrumentaron dos cámaras triaxiales estáticas con transductores piezoeléctricos para medir velocidades de onda en muestras de suelo. Se utilizaron discos piezoeléctricos para medir la velocidad de ondas de compresión,  $V_p$ , y elementos de flexión para medir la velocidad de ondas de corte,  $V_s$ . Entre las ventajas de contar con los cristales piezoeléctricos, se encuentran el poder evaluar la rigidez y grado de saturación del espécimen por medio de velocidades de propagación de ondas de compresión,  $V_p$ , y de corte,  $V_s$ .

Los cristales piezoeléctricos utilizados se colocaron en una cámara triaxial estática. Estos transductores se utilizan en pares donde un cristal piezoeléctrico funciona como transmisor y

---

el otro como receptor. El cristal emisor se incrusta en un extremo del espécimen de suelo, en el otro extremo del espécimen se alinea y se incrusta el cristal receptor.

El cristal de transmisión al aplicarle un voltaje transforma la señal eléctrica en un movimiento mecánico que perturba el medio en el que está incrustado. Esta perturbación se propaga a través del medio en forma de ondas mecánicas y llega al otro extremo de la muestra al cristal receptor. Esta onda hace que al cristal receptor se flexione y como consecuencia se genera una señal de salida eléctrica. Mediante un análisis de las señales de entrada y de salida, es posible obtener las velocidades de onda de cuerpo.

En el Capítulo 3 se muestra un esquema de montaje y de la configuración experimental que se adoptó para esta investigación. Una vez conectados, los cristales piezoeléctricos, se cubren con pintura conductiva conectada a tierra para evitar el ruido eléctrico. Finalmente, se cubren con poliuretano transparente para aislarlos de la humedad a la que están expuestos durante el ensaye. Dado que las ondas P son más veloces que las S, los tiempos de arribo se determinan de manera independiente. Con los elementos de compresión se mide la  $V_p$  y con los elementos de flexión se mide la  $V_s$ .

En la actualidad, los cristales piezoeléctricos se utilizan y se adaptan en ensayos con especímenes de suelo con métodos no destructivos. Aunque los cristales fueron utilizados primero en dispositivos eléctricos, los investigadores encontraron la manera de adaptarlos en la ingeniería geotécnica. Durante más de un cuarto de siglo los cristales piezoeléctricos se han utilizado para medir la velocidad de las ondas que se propagan a través de las muestras de suelo.

Las velocidades medidas en especímenes de suelo utilizando cristales piezoeléctricos se comparan en el Capítulo 5 con las velocidades obtenidas en especímenes de suelo ensayadas en una cámara de columna resonante. Finalmente, en el Capítulo 5, las  $V_s$  obtenidas en el laboratorio, se comparan con las  $V_s$  medidas en campo.

### 1.1. Objetivo

El objetivo de este trabajo es medir la propagación de ondas de cuerpo en especímenes de suelos ensayados en el laboratorio con la cámara triaxial estática instrumentada con cristales piezoeléctricos. Las velocidades de onda de cuerpo medidas se comparan con las que se obtuvieron con diferentes técnicas, tanto en laboratorio como en campo. De dichos resultados se puede caracterizar dinámicamente a las arcillas del valle de México.

## 1.2. Alcance

Para cumplir con el objetivo planteado, se consideraron los siguientes aspectos:

Se diseñaron y pusieron en operación dos cámaras triaxiales para medir velocidades de onda en muestras de suelo, utilizando cristales piezoeléctricos colocados en el pedestal y cabezal de la cámara.

La investigación se enfoca al estudio de  $V_p$  y  $V_s$  medidas en un espécimen de suelo recuperado en el Valle de México. Los ensayos y mediciones de las velocidades de onda de cuerpo durante la etapa de saturación y consolidación se realizaron en el laboratorio con una cámara triaxial estática instrumentada con cristales piezoeléctricos. Para la etapa de saturación se observa el comportamiento de las  $V_p$  y  $V_s$  con el fin de inferir la saturación de la muestra al relacionarlo con la  $B$  de Skempton medido durante esta etapa. Durante la etapa de consolidación isótropa y anisótropa del espécimen de suelo, se miden  $V_p$  y  $V_s$  para cada incremento de esfuerzo. A las muestras de suelo consolidadas isótopamente, se aplican ciclos de carga-descarga-recarga para medir las  $V_s$  y  $V_p$  del suelo normalmente consolidado y preconsolidado.

Para validar el sistema de medición se compararon las  $V_s$  medidas en especímenes de suelo con los cristales piezoeléctricos con las  $V_s$  medidas en ensayos realizados en una cámara de columna resonante en especímenes obtenido del mismo sitio y profundidad (muestras gemelas). Adicionalmente, las  $V_s$  medidas en el laboratorio de comparan con las  $V_s$  medidas en campo. Los especímenes de suelo ensayados en el laboratorio se recuperaron en campo a una distancia máxima de 5 metros de donde se realizó el ensaye in situ.

La instrumentación de la cámara triaxial con cristales piezoeléctricos así como el desarrollo del sistema de medición se describe en el Capítulo 3.

---

# CAPÍTULO 2

## ANTECEDENTES

Dos de los parámetros del suelo más importante son el módulo de rigidez,  $G$  y el módulo de Young,  $E$ . Algunas de las tareas ingenieriles que se apoyan en las mediciones de estos parámetros son el cálculos de deformaciones, diseño de cimentaciones sujetas a cargas dinámicas, evaluación del potencial de licuación, y el monitoreo de mejoramiento de suelos. Los valores de  $G_{m\acute{a}x}$  y  $E$  pueden ser obtenidos de ensayos en muestras de suelo en una cámara triaxial de laboratorio mediante el uso de cristales piezoeléctricos (elementos de compresión y/o elementos de flexión) a través de la obtención de velocidad de propagación de ondas de corte y de compresión.

La energía se puede propagar mecánicamente por un medio a través de ondas, las cuales se pueden transmitir interiormente o en las fronteras del mismo. Este estudio está orientado a la medición de la velocidad de las ondas de cuerpo, caracterizadas por propagarse en el interior de un medio. Las ondas de cuerpo pueden propagarse de dos formas: longitudinalmente (ondas de compresión, primarias o  $P$ ) o de manera distorsional (ondas de corte, secundarias o  $S$ ). La Figura 2.2 muestra los dos tipos de onda de cuerpo, las ondas de compresión (Figura 2.2a) y las ondas de corte (Figura 2.2b).

---

## 2.1. Propiedades dinámicas del suelo

Los modelos numéricos desarrollados para obtener la respuesta dinámica del sitio están basados en las leyes constitutivas del comportamiento dinámico del suelo. Cualquiera que sea el procedimiento seguido para idealizar y representar un depósito de suelo, será necesario determinar las propiedades de esfuerzo-deformación y los parámetros que caractericen la capacidad del suelo para disipar energía; es decir, su respuesta estará gobernada por el módulo de corte dinámico,  $G$ , y el porcentaje de amortiguamiento,  $D$ .

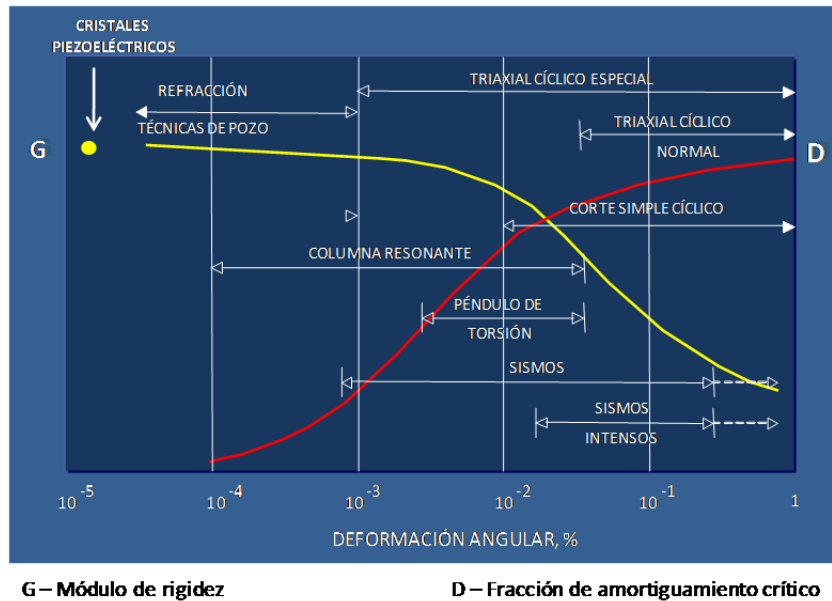
Hardin et al, (1968) y Hardin y Drnevich (1972) demostraron que los suelos sometidos a sollicitaciones cíclicas dinámicas exhiben un comportamiento no lineal e histerético, dependiente de la magnitud de las deformaciones cortantes a las cuales están sujetos. También determinaron que los factores de mayor influencia en los valores de  $G$  y  $D$  de un suelo son:

- i) La magnitud de la deformación angular,  $\gamma$ .
- ii) El esfuerzo principal efectivo,  $\sigma'_v$ .
- iii) La relación de vacíos,  $e$ .
- iv) El grado de saturación,  $S_r$ .
- v) El número de ciclos de carga,  $N_{cy}$ .
- vi) La plasticidad del suelo,  $IP$ .

También encontraron que el esfuerzo cortante octahédrico, el grado de preconsolidación (OCR), los parámetros de resistencia ( $c$  y  $\phi$ ) y el tiempo, influyen en  $G$  y  $D$ ; aunque en menor medida que los factores señalados anteriormente.

## 2.2. Determinación de las propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas de los suelos son parámetros que se pueden determinar mediante ensayos de laboratorio o realizando algún tipo de prueba de campo. En cada tipo de prueba se inducen en el medio ensayado deformaciones angulares comprendidas dentro de diferentes intervalos, como se indica en la Figura 2.1, por lo que es recomendable complementar unos ensayos con otros a fin de conocer la ley de variación de  $G$  y  $D$  en el rango de deformación angular de interés, enfatizando que la determinación de  $G$  a deformaciones pequeñas es crucial para la aplicación de los modelos matemáticos de respuesta sísmica.



**Figura 2. 1 Rangos de deformación inducida al suelo con diferentes técnicas de campo y laboratorio, (Hardin, et al, 1972)**

### 2.3. Métodos de campo

En los ensayos de campo las deformaciones impuestas al suelo son del orden de 10<sup>-4</sup>% o menores y suele considerarse que el G obtenido es igual al módulo máximo inicial, G<sub>máx</sub>.

Los métodos de campo para determinar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo constan de dos partes: a) generación de una onda o tren de ondas en el suelo y b) registro e interpretación de los efectos de dichas excitaciones en el terreno. La primera parte puede realizarse con fuentes diversas para generar la onda (una explosión, un golpe con martillo pesado, un excitador mecánico, etc).

El registro involucra un problema de interpretación para reconocer que el tipo de onda generado sea realmente el deseado.

Los métodos de campo proporcionan información relativa a la forma en que se propaga la excitación en el suelo de sitio, lo cual, aunado al tipo de onda generada y al tiempo t en que ésta llega de un punto a otro establecido, permite estimar las velocidades de propagación de onda en el material. Usando la teoría de la elasticidad se infieren las propiedades dinámicas del suelo, (Richart & Wood, 1970)

$$V_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad (2.1)$$

$$V_p^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \quad (2.2)$$

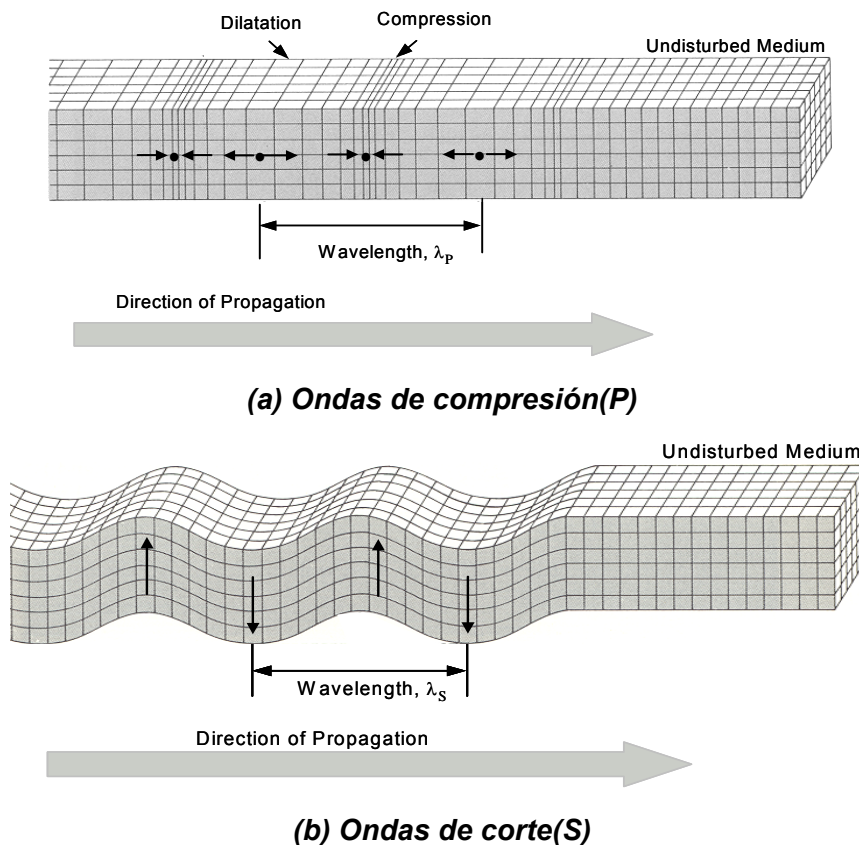
$$\lambda = \frac{vE}{(1+v)(1-2v)} \quad (2.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+v)} \quad (2.4)$$

Donde

- $V_s$  Velocidad de onda de corte, S
- $V_p$  Velocidad de onda de compresión, P
- $\rho$  Densidad del medio
- $E$  Módulo de elasticidad dinámico del suelo
- $v$  Relación de Poisson
- $\lambda$  Constante de Lamé
- $G$  Módulo de rigidez dinámico del suelo.

En general, en el suelo se propagan dos tipos de onda: a) ondas de cuerpo y b) ondas de superficie. Las ondas de cuerpo pueden ser de compresión y dilatación (ondas P) y de corte (ondas S). Figura 2.2.



**Figura 2. 2 Propagación de las ondas de cuerpo en un medio infinito uniforme (a) ondas de compresión, (b) ondas de corte (Modificado de Bolt, 1976)**



Las ondas de compresión excitan a las partículas de suelo en la dirección en que se propagan; producen en el suelo alternativamente, dilataciones y compresiones, esto es, se transmiten produciendo cambios volumétricos.

Las ondas de corte excitan las partículas de suelo en sentido perpendicular a su dirección de propagación; producen en la partícula deformaciones angulares sin cambio volumétrico. A diferencia de las ondas P, las ondas S sólo se transmiten a través de la estructura de suelo, debido a que el agua tiene una rigidez despreciable al corte.

Cuando las ondas se transmiten en un medio estratificado, se producen nuevos tipos de onda generados por efecto de refracción y reflexión de aquellas. Esto complica en el campo, la medición e interpretación de los registros.

Para obtener las propiedades dinámicas de los suelos en el campo existen métodos geofísicos, de oscilación forzada y ultrasonido. En esta investigación se hace mención de las técnicas de campo de Cono sísmico, Cross hole y Sondas suspendida. Con las  $V_s$  obtenidas con dichas técnicas, se comparan con las  $V_s$  medidas en el laboratorio.

#### 2.4. Métodos de laboratorio

Se han desarrollado varias técnicas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, en rangos de deformaciones angulares de diversas magnitudes (Figura 2.1).

Los ensayos más utilizados actualmente son la columna resonante y la cámara triaxial cíclica. Anteriormente también se utilizaban las técnicas de corte simple y el péndulo de torsión libre. Hoy en día se han instrumentado cámaras triaxiales estáticas con las cuales se puede determinar parámetros dinámicos a partir de ensayos estáticos como se discute en esta investigación.

#### 2.5. Importancia del módulo dinámico de rigidez del suelo.

Cuando ocurre un sismo, el suelo puede comportarse en forma lineal o no lineal, dependiendo de la magnitud del mismo. La no linealidad se debe a la degradación del suelo producida principalmente por una pérdida de rigidez.

Suponiendo que los sismos inducen deformaciones de cortante, la constante de proporcionalidad entre éstas y los esfuerzos confinantes es  $G$ , obtenido a bajos niveles de deformación. Si se verifica la proporcionalidad, se concluye que  $G$  es variable, puesto que como ya se dijo, depende fuertemente del nivel de deformación. De lo anterior es necesario

---

conocer los valores de G a pequeñas deformaciones, así como las funciones que describen cómo se degrada de acuerdo con la magnitud de las deformaciones.

## 2.6. Evaluación de la rigidez

La rigidez del suelo se puede medir mediante la determinación de constantes elásticas tales como los módulos de compresión confinada (M), de Young (E) y de rigidez al corte (G). Las ecuaciones 2.5 a la 2.7 muestran la relación entre las velocidades de onda y los respectivos módulos elásticos.

$$M = \rho V_p^2 \quad (2.5)$$

$$E = \rho V_c^2 \quad (2.6)$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.7)$$

donde: M es el módulo confinado en compresión ,

$V_p$  es la velocidad de propagación de onda de compresión confinada

E es el módulo de Young,

$V_c$  es la velocidad de propagación de onda de compresión no confinada

G es el módulo de rigidez al corte

$V_s$  es la velocidad de propagación de onda de corte, y

$\rho$  es la densidad del suelo ( $\rho = \gamma / g$ ), donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del suelo y  $g$  es la aceleración de la gravedad.

Por otro lado, las velocidades de onda de cuerpo ( $V_p$  y  $V_s$ ) se pueden relacionar con la frecuencia de propagación de la onda por medio de las ecuaciones 2.8 y 2.9.

$$V_p = f \lambda_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.8)$$

$$V_s = f \lambda_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.9)$$

donde  $f$  es la frecuencia de propagación de la onda,

$\lambda_p$  es la longitud de onda correspondiente a la onda P,

M es el módulo de compresión confinado,

$\lambda_s$  es la longitud de onda correspondiente a la onda S,

G es el módulo de rigidez al corte.

A través de las mediciones sísmicas es posible determinar la relación de Poisson ( $\nu$ ) de las muestras de suelo, usando la relación de este parámetro con las velocidades de propagación de las ondas de cuerpo. La ecuación 2.10 expresa el vínculo matemático entre la relación de Poisson y las velocidades de onda P y S.

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.10)$$

## 2.7. Relación con $V_p$ en la evaluación del grado de saturación en suelos.

La forma experimental convencional en el laboratorio para determinar o evaluar el grado de saturación en muestras de suelo es a través del parámetro B de Skempton. La teoría de los coeficientes de presión de poro, A y B de Skempton (1948), establece la relación entre el incremento de presión de poro ( $\Delta u$ ) del suelo y los incrementos de los esfuerzos principales mayor y menor. Dicha teoría se representa mediante la ecuación 2.11 y es válida para condiciones axisimétricas y no drenadas del suelo. Como se observa en la ecuación 2.11, el coeficiente A afecta al incremento de esfuerzo desviador ( $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ ), mientras el coeficiente B afecta directamente al incremento de presión confinante ( $\Delta\sigma_3$ ).

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.11)$$

Cuando no se aplica ningún esfuerzo desviador, el parámetro B de Skempton se define como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{nC_w}{C_s}} \quad (2.12)$$

donde:

$\Delta u$  es el incremento de la presión de poro,

$\Delta\sigma_3$  es el incremento de la presión confinante,

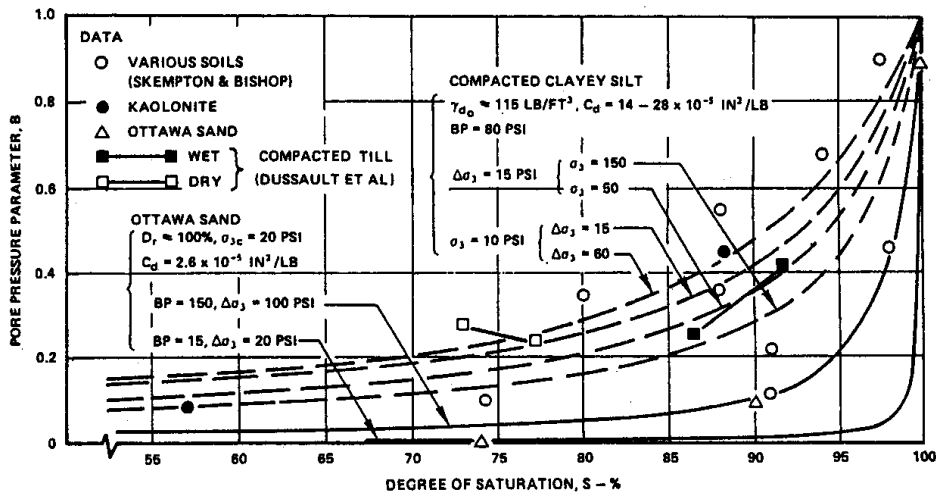
n es la porosidad

$C_w$  es la compresibilidad del agua, y

$C_s$  es la compresibilidad del esqueleto del suelo.

Como se mencionó, la principal utilidad del coeficiente B de Skempton en la práctica profesional consiste en indicar el posible grado de saturación asociado a las muestras de suelo en laboratorio. Si el suelo se encuentra completamente saturado ( $S_r=100\%$ ) la

compresibilidad de la estructura del suelo ( $C_s$ ) es mucho menor que la compresibilidad del agua ( $C_w$ ), por lo que el valor de  $B$  tiende a la unidad.



**Figura 2. 3 Relación del Grado de Saturación y el Coeficiente  $B$  de Skempton para diferentes tipos de suelo (Black y Lee, 1973)**

2.8. Evaluación de las  $V_p$  y  $V_s$  a partir de los resultados de ensayos estáticos de laboratorio.

Para evaluar las velocidades de onda en un espécimen de suelo se usan cámaras triaxiales, con las cuales es posible ejecutar pruebas estáticas y dinámicas. La cámara estática del Instituto de Ingeniería; de la UNAM, se instrumentó con cristales piezoeléctricos, para medir la propagación de ondas en especímenes de suelo. En la primera etapa del proceso de ensayo usualmente se procura la saturación del espécimen. Para determinar si el suelo está total o parcialmente saturado se miden las velocidades de propagación de ondas de compresión,  $V_p$ , y de corte,  $V_s$ , para lo cual se utilizan cristales piezoeléctricos de compresión y de flexión para medir la velocidad de ondas, respectivamente; conocidas esas velocidades se asocia con la  $B$  de Skempton medido. Adicionalmente, se determina la relación de Poisson,  $\nu$ , y el módulo de rigidez,  $G$ . Como se detalla más adelante, la velocidad de onda de compresión,  $V_p$ , se puede relacionar con el parámetro  $B$  de Skempton el cual, a su vez, depende del grado de saturación.

En la Figura 2.4, presenta la relación entre el grado de saturación de muestras de arena de Ottawa y la velocidad de compresión ( $V_p$ ) determinada experimentalmente por Allen et al, (1980). Se observa que  $V_p$  es muy sensible al grado de saturación, en especial cuando éste

se encuentra entre el 99 y 100%. Los valores de  $V_p$  aumentan notablemente al aumentar el grado de saturación (Allen et al., 1980). Es claro que la determinación de los valores de  $V_p$  son útiles para determinar si el espécimen está parcialmente o completamente saturado.

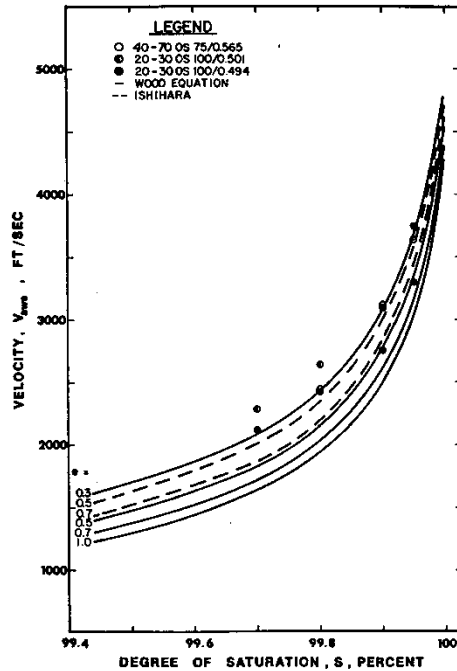


Figura 2. 4 Relación entre la velocidad de onda P, el grado de saturación y relación de vacíos para arenas. Fuente:(Allen et al., 1980)

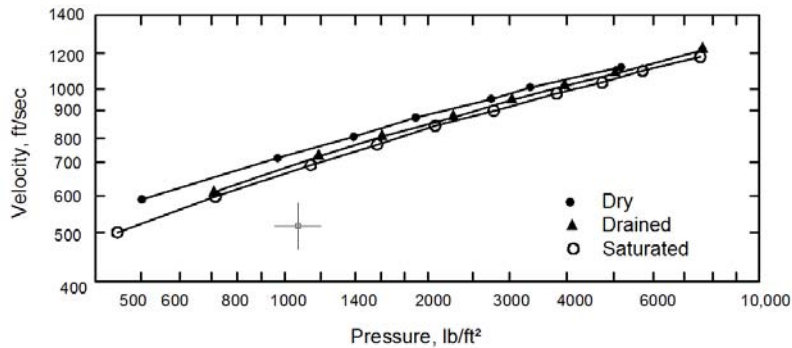


Figura 2. 5 Variación de la velocidad de onda de corte con grado de saturación (Richart et al, 1970).

Por otro lado, las velocidades de corte son poco sensibles a presencia de fluidos como el agua, el aire, u otros gases dentro de los poros del suelo. En efecto, los valores de  $V_s$  dependen principalmente de las características del esqueleto de suelo, así como de la

magnitud del esfuerzo efectivo y del incremento de la rigidez. En la figura 2.4 se muestra que el grado de saturación tiene poco efecto sobre la velocidad de la onda de corte (Richart et al., 1970).

Según Ishihara et al, (2001), la relación entre las velocidades de las ondas  $V_p$  y  $V_s$ , y el parámetro B, está dada por:

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} + \frac{1}{G_0 n C_1 B} \quad (2.13)$$

donde:

- $G_0$  es el módulo de rigidez al corte
- $n$  es la porosidad
- B coeficiente de Skempton
- $C_1$  compresibilidad del agua

En la Figura 2.5, Ishihara muestra resultados experimentales de  $V_p$  y  $V_s$  y los compara con los calculados teóricamente y los asocia a diferentes B de Skempton.

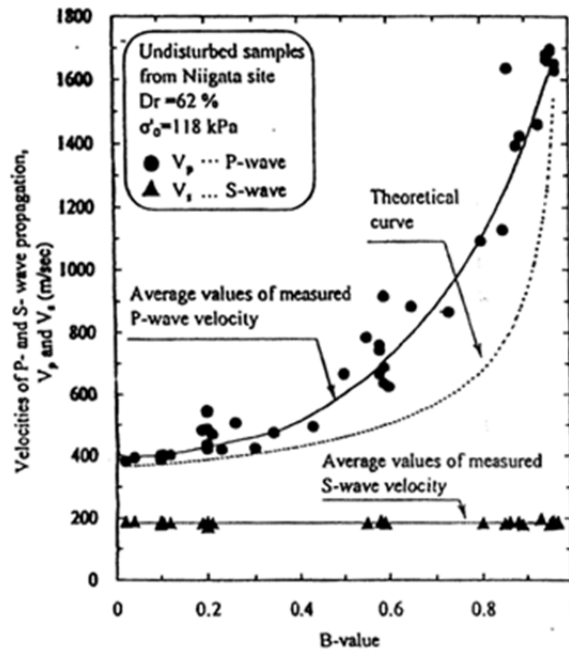


Fig.5 Velocities of P-wave and S-wave propagation versus the B-value

Figura 2. 6 Relación entre las velocidades de onda y valores de B para la arena (Ishihara et al., 1970)

En dicha figura se puede observar que la velocidad de corte,  $V_s$ , se mantuvo sin cambios al variar la  $B$ . En cambio, la  $V_p$  muestra un aumento apreciable de 400 m/s a 1600 m/s al cambiar la  $B$ . Es evidente que el valor de 1600 m/s corresponde a la velocidad de la onda que viaja a través del agua. La  $V_p$  obtenida de la ecuación 2.13 derivada de la teoría también se muestra en la Figura 2.5 con una línea punteada. Se observa que la variación de  $V_p$  experimental no se ajusta con la  $V_p$  calculada de la teoría en un intervalo de  $B$  entre 0.5 y 1.0. De acuerdo con Ishihara, la diferencia entre los valores experimentales y los estimados teóricamente es un tema pendiente por investigar.

Por lo anteriormente dicho, se hace evidente que la medición de la velocidad de compresión es un indicativo del grado de saturación en las muestras de suelo, la cual está en función del tiempo de arribo de las ondas.





# CAPÍTULO 3

## TÉCNICAS EXPERIMENTALES

### 3.1. Transductores piezoeléctricos

#### 3.1.1. Piezoelectricidad

La piezoelectricidad es un fenómeno que presentan ciertos cristales que al ser sometidos a un campo eléctrico generan un movimiento mecánico. Este fenómeno también se presenta a la inversa, esto es, se deforma bajo la acción de fuerzas internas al ser sometidos a un movimiento mecánico. El efecto piezoeléctrico es normalmente reversible, lo cual implica que al dejar de someter los cristales a un campo eléctrico o a un movimiento mecánico, recuperan su forma.

Pueden distinguirse dos grupos de materiales: los que poseen carácter piezoeléctrico de forma natural (cuarzo, turmalina) y los llamados ferroeléctricos, que presentan propiedades piezoeléctricas tras ser sometidos a una polarización (tantalio de litio, nitrato de litio, bernilita en forma de materiales monocristalinos y cerámicas o polímeros polares bajo forma de microcristales orientados).

En el año 1880 los hermanos Curie descubrieron un efecto sumamente interesante: un cristal, al ser sometido a una presión mecánica a lo largo de un eje determinado desarrollaba una diferencia de potencial entre sus caras.

---

Al año siguiente comprobaron experimentalmente su efecto recíproco: frente a campos eléctricos externos, estos cristales evidenciaban una deformación mecánica. Esta propiedad fue llamada piezoelectricidad, y a dichos materiales, piezoeléctricos.

A pesar de haber sido descubierto en 1880, el efecto piezoeléctrico se mantuvo como una rareza de laboratorio por más de dos décadas. Recién durante la Primera Guerra Mundial, el gobierno de EE.UU. comenzó a investigar su aplicación en radares para submarinos.

Ya en la Segunda Guerra Mundial se usaron activamente como detonadores de bombas aire-tierra. El cristal, fijo a un dispositivo en la cabeza de la bomba, es comprimido al impactar y esto se traslada en una descarga eléctrica que causa la ignición del detonador y de los explosivos.

Hoy en día los piezoeléctricos tienen muchas y variadas aplicaciones en la vida cotidiana.

El efecto piezoeléctrico directo es utilizado para obtener movimientos pequeños, precisos y rápidos, conociendo cuál será su respuesta mecánica frente a un cierto voltaje aplicado. Así se consiguen movimientos menores que el radio de un átomo para microscopios de muy alta resolución.

Los materiales piezoeléctricos más comunes son los cerámicos, debido a que son duros y quebradizos un gran esfuerzo mecánico provoca una deformación pequeña.

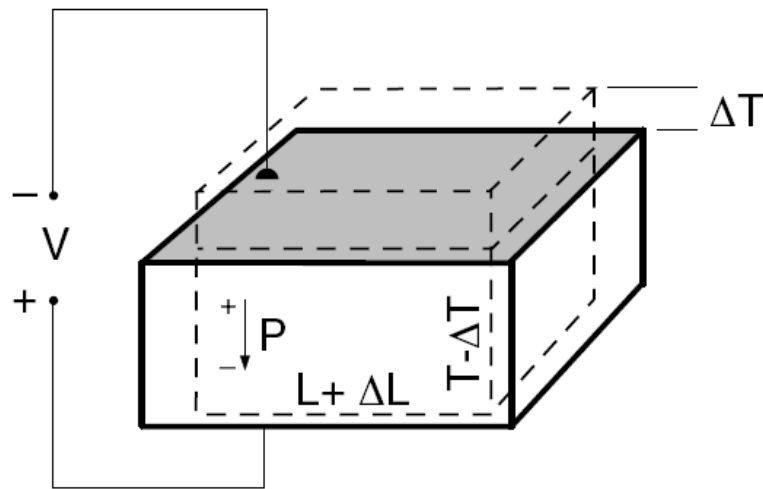
Recientemente, algunos materiales plásticos han sido fabricados y preparados con características piezoeléctricas. Debido a que el plástico es un material mucho más blando que la cerámica y puede ser fabricado más fácilmente en forma de láminas delgadas, la deformación producida por un esfuerzo mecánico determinado puede ser varios cientos de veces mayor, así, estos materiales son suficientemente sensibles para ser usados como detectores de vibraciones (ya sean, ondas sonoras, como térmicas) en micrófonos o equipos especiales.

### 3.1.2. Elementos de flexión

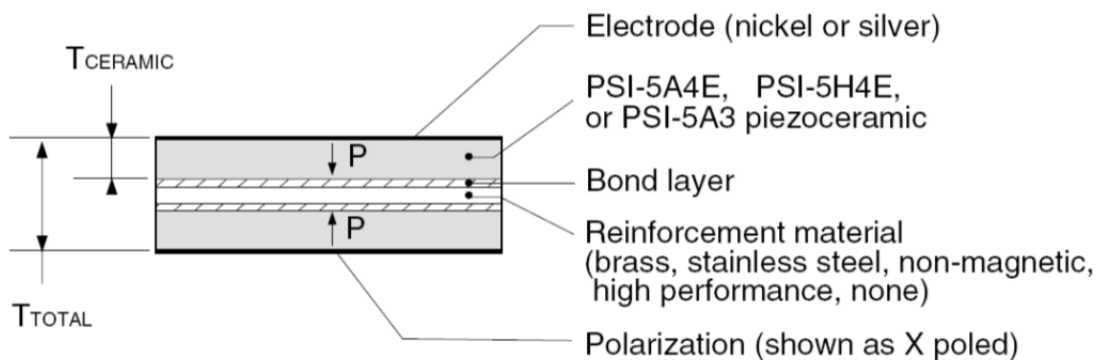
Los elementos de flexión están formados por dos placas de cristal piezoeléctrico unidos en contra fase mediante una hoja conductiva. Estos generan deformaciones muy pequeñas al aplicarles un voltaje. Con la ayuda de un generador de funciones, al elemento de flexión se le aplica un voltaje, este vibra y genera ondas de corte en un medio; es decir, cuando una de las placas se contrae la otra se expande flexionando al conjunto, pero si se empotra en uno de sus extremos, producen ondas de corte. Para esta investigación los elementos de flexión se adquirieron en Piezo Systemn, Inc. El modelo de cristal fue T215-H4CL-203X. Los

elementos de flexión tienen una altura de 31.8 mm, un ancho de 6.4 mm y un espesor de 0.6 mm.

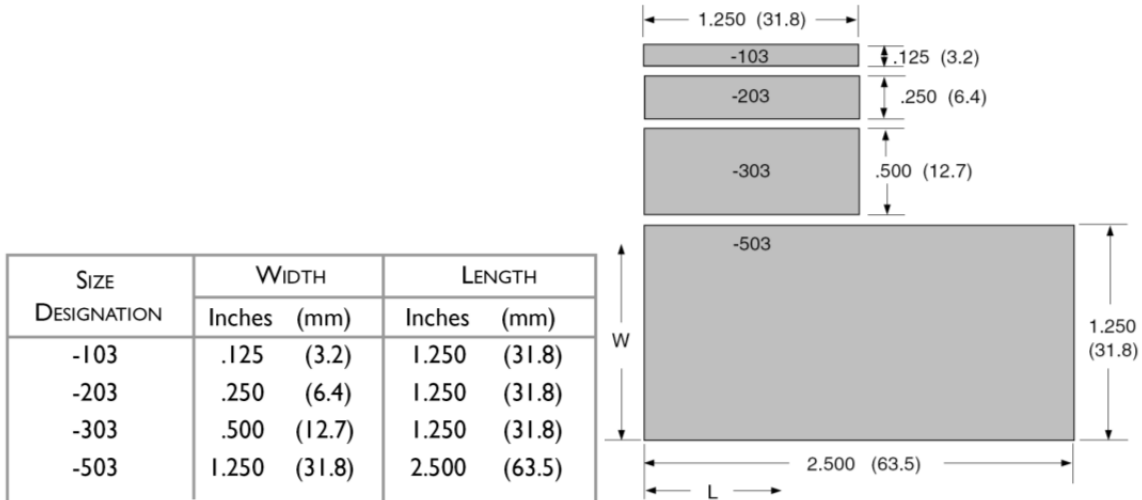
En la Figura 3.1 se observa esquemáticamente el comportamiento mecánico del elemento de flexión al aplicarle un voltaje. En la Figura 3.2 se muestran las partes que componen un elemento de flexión. En la Figura 3.3 se indican las dimensiones de diferentes elementos de flexión. Finalmente en la Figura 3.4 se presentan las características principales de los elementos de flexión utilizados en esta investigación.



**Figura 3. 1** Respuesta de un material piezoeléctrico cuando se le aplica una corriente eléctrica (Piezo Systems, Inc, 2007).



**Figura 3. 2** Partes que compone un elemento de flexión



**Figura 3. 3 Tamaños estándar de los elementos de flexión (Piezo Systems, Inc, 2007)**

PART NUMBERS		WEIGHT (Grams)	STIFFNESS (N/m)	CAPACITANCE (nF) (Series Operation)	RATED VOLTAGE (Vp) (Series Operation)	RESONANT FREQUENCY ① (Hz)	FREE DEFLECTION ① (μm)	BLOCKED FORCE ① (N)
HIGH PERFORMANCE BENDERS								
<p>X-poled for series bending operation (2 wire)</p>								
.015" (.38mm) THICK								
T215-H4CL-103X		.22	$1.2 \times 10^2$	9	± 80	270	± 370	± .045
T215-H4CL-203X		.45	$2.2 \times 10^2$	17	± 80	270	± 370	± .08
T215-H4CL-303X		.90	$4.6 \times 10^2$	35	± 80	270	± 370	± .17
T215-H4CL-503X		4.5	$1.6 \times 10^2$	175	± 80	68	± 1,480	± .23

**Figura 3. 4 Características de los elementos de flexión (Piezo Systems, Inc, 2007).**

### 3.1.3. Elementos de compresión

Los elementos de compresión también están formados por dos placas de cristal piezoeléctrico unidos en contra fase mediante una hoja conductiva. Al igual que los elementos de flexión, estos generan deformaciones muy pequeñas al aplicarles un voltaje. Con un generador de funciones, al elemento de compresión se le aplica un voltaje, éste puede vibrar y generar ondas de compresión en un medio. Para esta investigación los elementos de compresión se compraron en Piezo Systemn, Inc. El modelo de cristal es

T216A4NO-173X. Este modelo de elementos de compresión tienen un diámetro de 6.4 mm y un espesor de 0.6 mm. En la figura 3.5 se muestran las partes que lo componen. En la figura 3.6 se observa los diferentes tamaños estándar de los cristales. En la Figura 3.7 se presentan las características principales de los elementos de compresión utilizados en esta investigación.

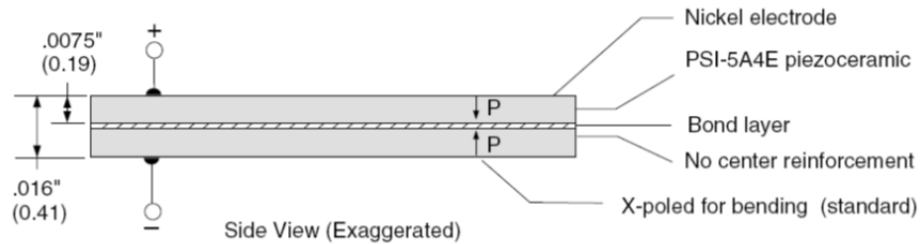


Figura 3. 5 Partes que compone un elemento de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007).

PART NUMBER	DIAMETER	
	Inches	(mm)
Elements made with PSI-5A4E Piezoceramic		
T216-A4NO-073X	.125	(3.2)
T216-A4NO-173X	.250	(6.4)
T216-A4NO-273X	.500	(12.7)
T216-A4NO-373X	1.250	(31.8)
T216-A4NO-573X	2.500	(63.5)

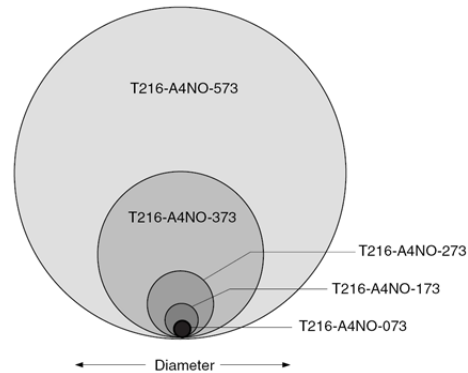


Figura 3. 6 Tamaños estándar de los elementos de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007)

PART NUMBERS (BENDING DISKS)	WEIGHT (Grams)	STIFFNESS (N/m)	CAPACITANCE (nF) (Series Operation)	RATED VOLTAGE (Vp) (Series Operation)	RESONANT FREQUENCY (1) (Hz)	FREE DEFLECTION (1) (μm)	BLOCKED FORCE (1) (N)
.016" (.41mm) THICK							
T216-A4NO-073X	.03	$2 \times 10^4$	0.3	± 180	116,000	± 1.2	± 2.4
T216-A4NO-173X	.10	$500 \times 10^3$	1.1	± 180	29,300	± 4.7	± 2.4
T216-A4NO-273X	.40	$125 \times 10^3$	4.3	± 180	7,300	± 19.1	± 2.4
T216-A4NO-373X	2.5	$20 \times 10^3$	27	± 180	1,170	± 119	± 2.4
T216-A4NO-573X	9.8	$5 \times 10^3$	107	± 180	290	± 476	± 2.4

Figura 3. 7 Características de los elementos de compresión (Piezo Systems, Inc, 2007).

---

### 3.2. Equipo de laboratorio para medir $V_p$ y $V_s$ .

Para analizar la respuesta sísmica de depósitos de suelo es necesario conocer las propiedades dinámicas que lo caracterizan. Los parámetros dinámicos se obtienen de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas (en columna resonante, cámara triaxial cíclica, etc) y de ensayos de campo (down-hole, cono sísmico y sonda suspendida, etc). En los ensayos de laboratorio se determina el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , y el amortiguamiento,  $D$  y con los ensayos de campo se obtiene la velocidad de las ondas de corte,  $V_s$ , a partir de la cual se calcula indirectamente el módulo de rigidez. El estudio de las propiedades dinámicas del subsuelo del Lago de Texcoco ha sido objeto de diversos trabajos analíticos y de laboratorio (Vega, 2003; Alanís, 2003; Valderrama, 2010, entre otros).

En este subcapítulo se describe el equipo de laboratorio que se utilizó para esta investigación. Además, se hace una breve descripción de las técnicas de campo de las cuales se cuentan con resultados de  $V_s$  medidos in-situ en diferentes sitios del Valle de México. Cabe señalar que la distancia entre las muestras recuperadas y los ensayos de campo fue de 5 m aproximadamente.

#### 3.2.1 Cámara triaxial estática ELE instrumentada con cristales piezoeléctricos.

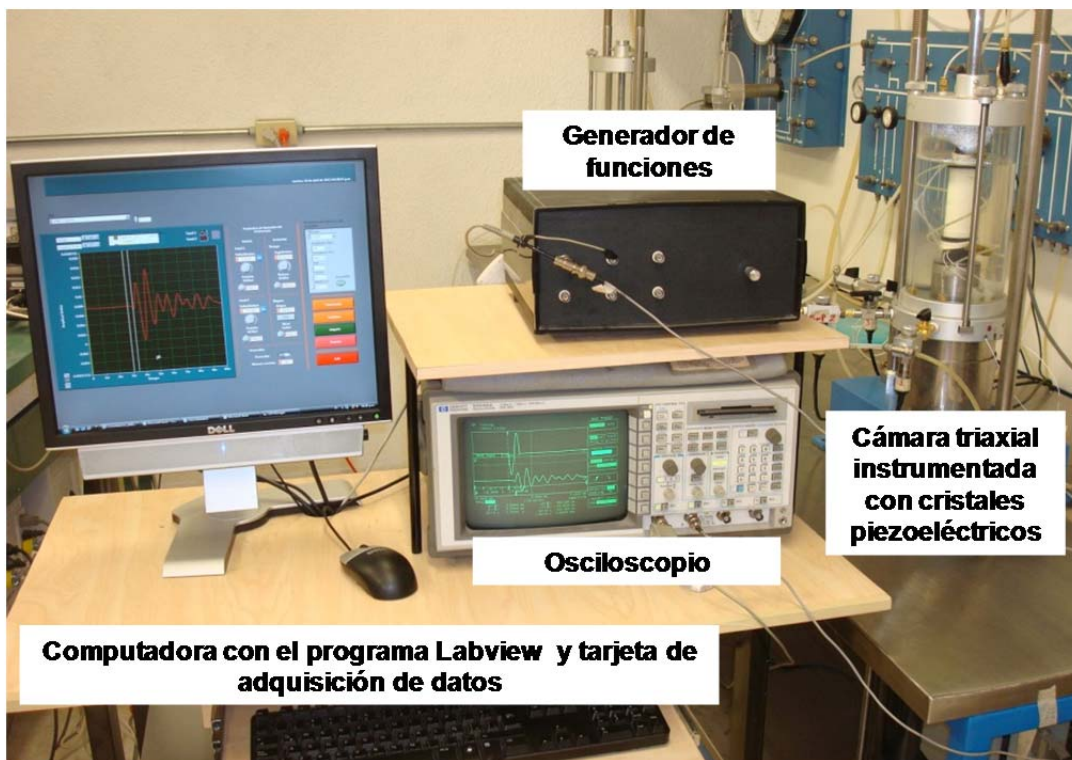
La cámara triaxial estática ELE se instrumentó con cristales piezoeléctricos, los cuales se colocaron en el cabezal y pedestal de dicha cámara, con el objetivo de realizar mediciones de velocidades de onda que viajan a través de las muestras de suelo. Se usaron elementos de compresión y flexión para medir la velocidad de ondas de compresión,  $V_p$ , y la velocidad de ondas de corte,  $V_s$ , respectivamente.

En la sección 3.1, se mencionan las características de cada cristal piezoeléctrico que se utilizó para instrumentar las cámaras triaxiales estáticas. A continuación se describe cada una de las partes que componen la cámara triaxial estática ELE instrumentada.

##### 3.2.1.1 Sistema de adquisición de datos

La Coordinación de Geotecnia y la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería trabajaron en conjunto para diseñar y construir el sistema de generación de la señal de excitación y de adquisición de datos, para capturar las señales generadas de los cristales piezoeléctricos de manera digital, para su posterior análisis. Este sistema está

compuesto por un programa cuya función es visualizar las señales de los cristales y adquirir los datos de manera digital. La adquisición de datos se realiza con una tarjeta controlada vía puerto serie hacia una computadora. En la Figura 3.8 se muestra el sistema de medición que se utilizó en esta investigación. Ésta se compone de un generador de funciones que se encarga de enviar una señal conocida (onda senoidal); un osciloscopio, con el cual se visualiza en tiempo real las señales emisora y receptora que viajan a través del suelo; una cámara triaxial, cuyo cabezal y pedestal están instrumentados con los cristales piezoeléctricos; y una computadora, que contiene un programa para controlar vía puerto serie una tarjeta de adquisición de datos. En la Figura 3.9 se muestra el cabezal y pedestal de la cámara triaxial instrumentados con los cristales piezoeléctricos.



**Figura 3. 8 Cámara triaxial ELE instrumentada con cristales piezoeléctricos**

El análisis de señales obtenidas de los cristales piezoeléctricos para determinar el tiempo de arribo ( $\Delta t$ ), se realiza con el programa Igor Pro. Éste es un software de análisis de datos, entorno de computación numérica y lenguaje de programación desarrollado por WaveMetrics Inc. El programa que se empleó para visualizar y digitalizar las señales recibidas de los cristales piezoeléctricos fue LabVIEW (Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench). Este programa es una plataforma y entorno de desarrollo para diseñar sistemas, con un lenguaje de programación gráfico. Se programó utilizando el lenguaje G,

donde la G simboliza que es lenguaje Gráfico. Este programa fue desarrollado por National Instruments (1976). La programación se hizo en la Coordinación de Instrumentación y se utilizó una tarjeta de adquisición de datos que almacena y transfiere los datos a una computadora para su posterior análisis numérico.



**Figura 3. 9** Cabezal y pedestal de una cámara triaxial estática, instrumentada con los cristales piezoeléctricos.

Para generar la propagación de ondas en una muestra de suelo, el cristal emisor se excita, aplicándole un voltaje con un generador de funciones (señal senoidal). La salida de voltaje del generador de funciones es 10 V. Ésta se amplifica 10 veces y se aplica hasta 100 Volts de semi amplitud (200 volts pico a pico). Una vez que se excita al cristal emisor, genera un movimiento mecánico que viaja a través de la muestra de suelo hasta el cristal receptor que se ubica en el otro extremo de la muestra de suelo. El cristal receptor registra un movimiento mecánico que lo convierte en voltaje (señal de arribo). Con la  $\Delta t$  medida entre la señal emisora y receptora, y la altura del espécimen conocido, se calcula la velocidad de onda en una muestra de suelo.

### 3.2.1.2 Generador de funciones.

Cuando a un cristal piezoeléctrico se le aplica un voltaje, éste genera un movimiento mecánico. Ese voltaje se aplica con un generador de funciones que envía una señal conocida, en esta investigación se utilizó una onda senoidal. Las características del



generador de funciones son de gran importancia para medir dichas señales con gran confiabilidad. Las diferentes señales tienen diferentes efectos en el sistema y por consiguiente, las propiedades de las señales tienen gran influencia en los resultados. Las tres propiedades más importantes de una señal son la forma, la amplitud y la frecuencia. Para esta investigación se usó un generador de funciones capaz de proveer un tren de ondas senoidales (de uno a tres ciclos), con una amplitud de salida en la señal de  $200 V_{pp}$  y una frecuencia máxima de operación de 800 kHz. (Figura 3.10).



**Figura 3. 10 Generador de funciones, diseñado y fabricado en el Instituto de Ingeniería**

Tradicionalmente, para la excitación de los cristales piezoeléctricos se utilizan ondas cuadradas, sin embargo, con esta técnica es difícil determinar el instante en el que la onda arriba al cristal receptor.

En esta investigación, la excitación es un tren de ondas senoidales, donde la ventaja de usar señales sinusoidales a diferencia de otras (cuadradas o triangulares) es la facilidad para interpretar la señal de arriba. Para ello, se requiere amplificadores lineales con un gran ancho de banda.

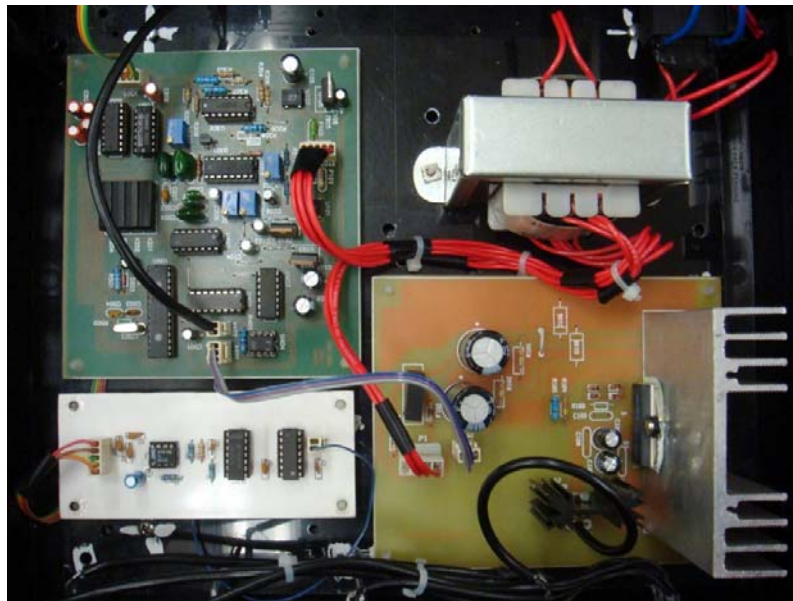
### 3.2.1.3 Amplificador

Debido a que el generador de funciones aplica a los cristales un voltaje pequeño, es necesario el uso de un amplificador de voltaje. El máximo voltaje que puede aplicar el generador de funciones es de 10 Volts, el amplificador aumenta dicho voltaje de salida 10 veces.

---

El propósito del amplificador es recibir y amplificar la señal de voltaje que llega del generador de funciones. Esta señal amplificada se envía al cristal piezoeléctrico transmisor. Con el uso del amplificador podemos aplicarle al cristal piezoeléctrico un voltaje de hasta 200 V<sub>pp</sub>. La amplitud máxima aplicado a los cristales es de 200 volts pico a pico y se observa que la señal está perfectamente definida durante la amplificación, lo cual es muy importante durante la medición de la propagación de onda de cuerpo.

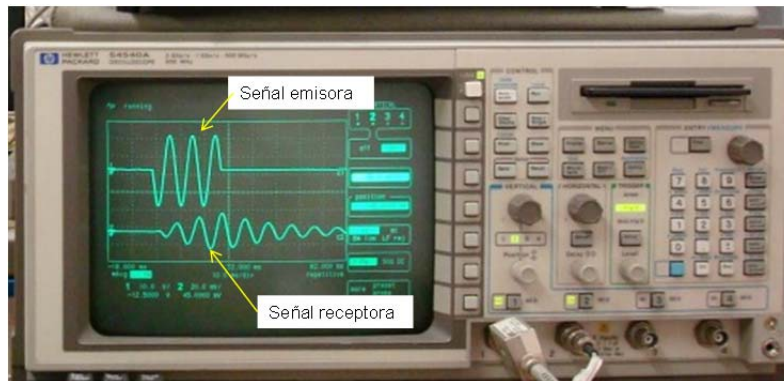
Al igual que el generador de funciones, el amplificador se desarrolló en la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería. El amplificador se aprecia en la Figura 3.11.



**Figura 3. 11 Amplificador, diseñado y fabricado en el Instituto de Ingeniería**

#### 3.2.1.4 Osciloscopio digital y software

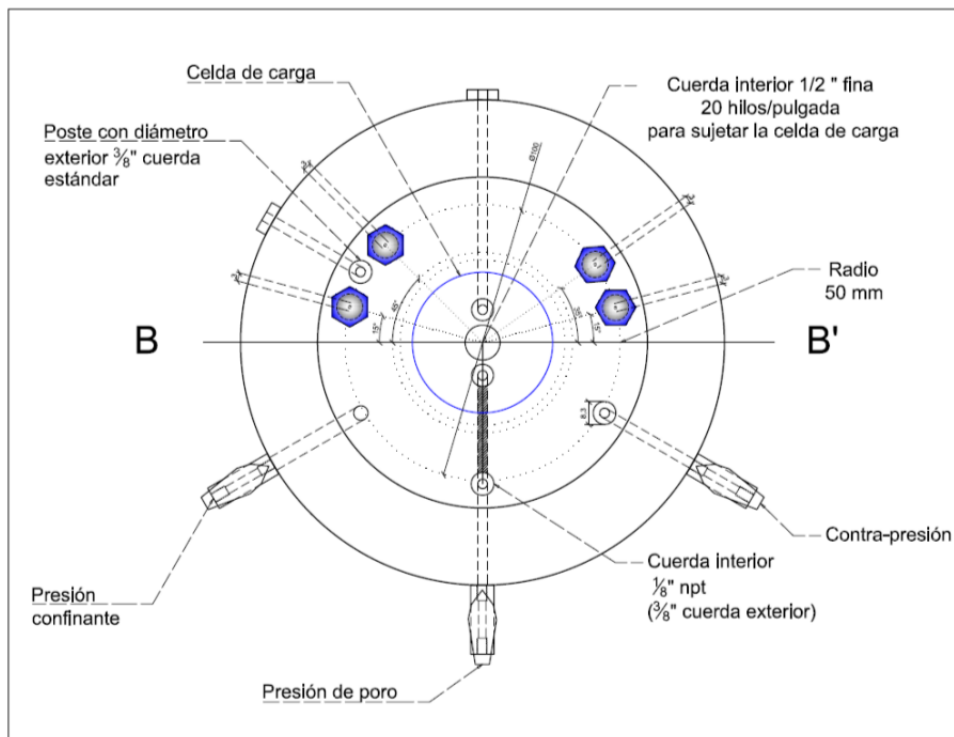
El Osciloscopio utilizado en esta investigación es de modelo HP 54540a. La utilidad principal del osciloscopio es ver en tiempo real las señales emisora y receptora que viaja a través del suelo. Un cristal piezoeléctrico puede percibir un movimiento del suelo y convertir ese movimiento mecánico a una señal eléctrica. Esa señal eléctrica se visualiza en un osciloscopio. Con la ayuda del osciloscopio se visualiza en pantalla una vista exacta de las señales emisora y receptora, a diferentes amplitudes y frecuencias, en tiempo real. Se hace uso de dos canales, un canal se utiliza para recibir la señal emisora y el segundo para visualizar la señal receptora, tal como se muestra en la Figura 3.12.



**Figura 3. 12 Osciloscopio HP 54540A**

### 3.2.1.5 Modificaciones de la cámara triaxial estática ELE

Las adaptaciones que se hicieron a la cámara triaxial estática ELE consistieron en diseñar y modificar la base de la cámara con glándulas, para pasar los cables coaxiales de los transductores piezoeléctricos del interior al exterior en la base. En la Figura 3.13 se presentan las modificaciones necesarias de dicha base. También se diseñó y maquinó un cabezal y pedestal para instrumentarlos con cristales piezoeléctricos. En la Figura 3.14 se muestra el esquema del diseño de dichas piezas. Es importante mencionar que inicialmente se maquinó el cabezal y pedestal de la cámara con material de lucita, sin embargo, una reacción química entre el material y el pegamento epóxico dañó las piezas. Así que, el cabezal y pedestal se fabricaron con un material llamado Nylamid, el cual es ligero y fácil de moldear en comparación con la lucita, y no presenta la reacción química como en otro material.



**Figura 3. 13 Modificaciones en la base de la cámara triaxial para la salida de los cables coaxiales que están conectados a los cristales piezoeléctricos.**

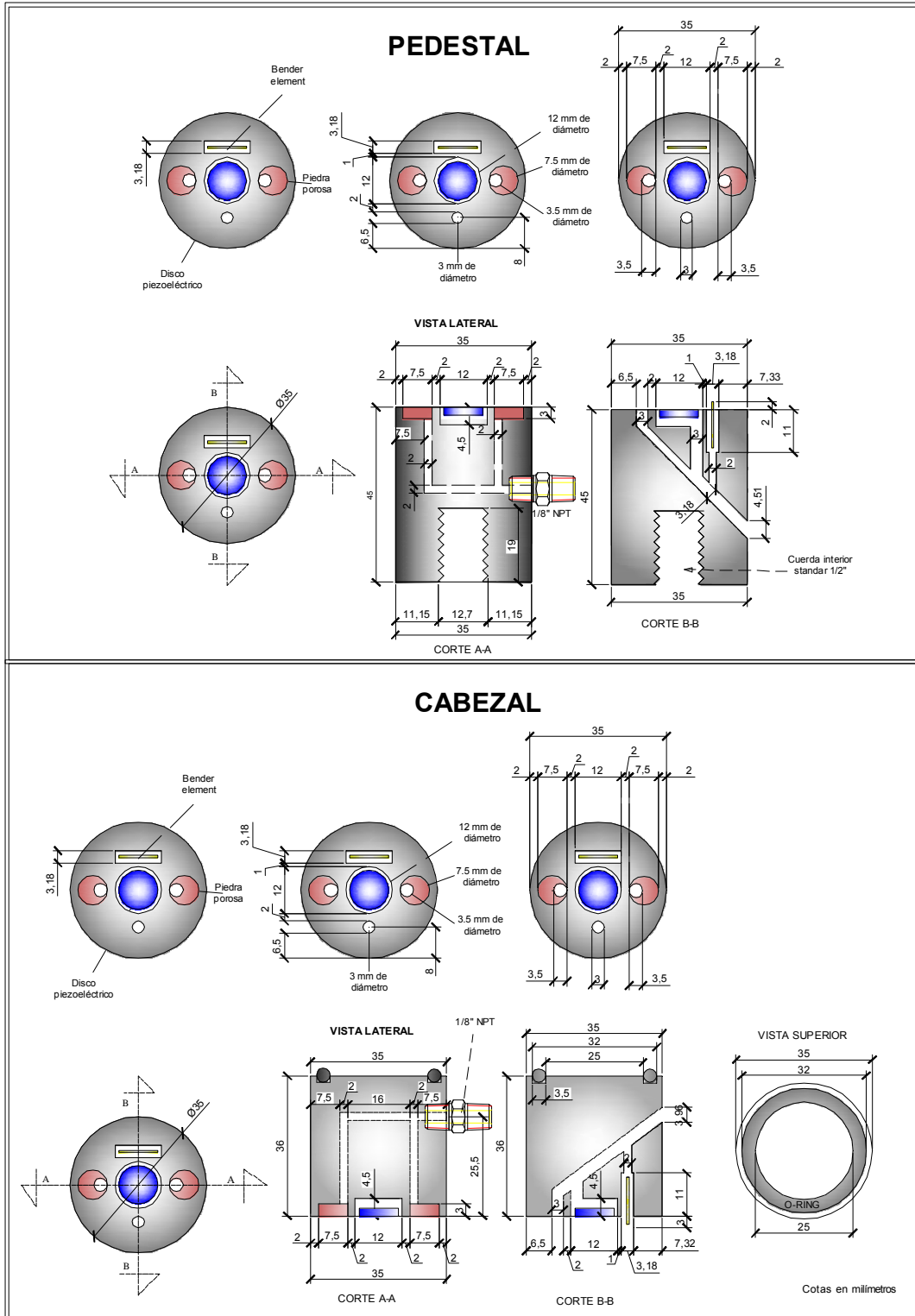
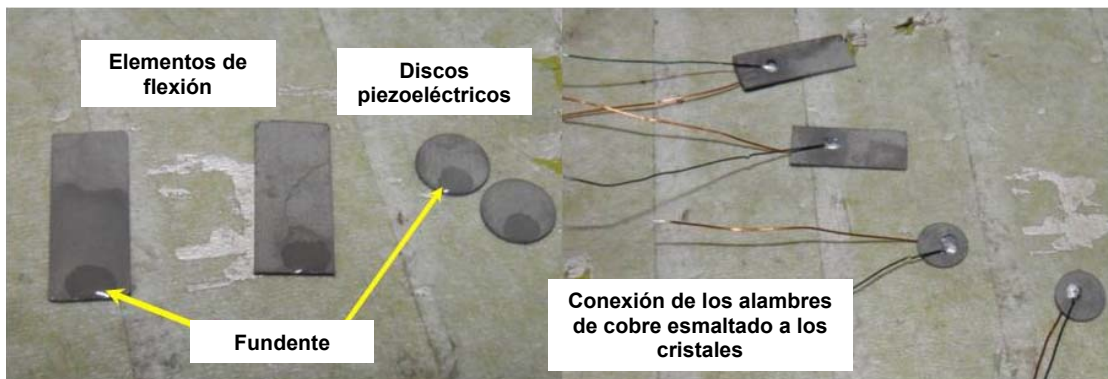


Figura 3. 14 Esquema de diseño del cabezal y pedestal de una cámara triaxial para instrumentarlos con cristales piezoeléctricos

### 3.2.1.6 Instrumentación del cabezal y pedestal de la cámara triaxial estática.

El aislamiento de los cristales piezoeléctricos colocados en el cabezal y pedestal de una cámara triaxial es muy importante para medir de manera confiable la propagación de las velocidades de onda de cuerpo que viajan a través de un espécimen de suelo. Dicho aislamiento provee protección contra el agua que contiene el espécimen de suelo y de las presiones a las cuales va a estar sometida en las diferentes etapas del ensaye. Una vez aislados los cristales, se fijan al pedestal y cabezal con un pegamento epóxico. En las Figuras 3.15 a la 3.17 se presenta el procedimiento para encapsular y conectar los elementos de flexión y compresión.



**Figura 3. 15 Conexión de los cristales piezoeléctricos**



**Figura 3. 16 Conexión a tierra de los cristales piezoeléctricos**



**Figura 3. 17 Arreglo final del pedestal y cabezal con cristales piezoeléctricos**

En el anexo A se hace una descripción detallada del procedimiento para instrumentar el pedestal y cabezal de una cámara triaxial con cristales piezoeléctricos.

### 3.2.1.7 Tiempo de retardo de los cristales piezoeléctricos debido al equipo

El tiempo de retardo de los cristales piezoeléctricos consiste principalmente en determinar el tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora al colocarlos en contacto directo. Este tiempo de retraso es causado por el equipo electrónico, los cristales piezoeléctricos y el mismo cable coaxial. Este tiempo se determinó con diferentes frecuencias.

En la Figura 3.18 se muestra las señales del emisor y receptor obtenidas de un elemento de flexión a una frecuencia de muestreo de 2 kHz. El tiempo de arribo de la señal receptora se determinó a la primera deflexión de la curva. Se utilizaron frecuencias en un rango de 1 a 15 kHz. Para los elementos de flexión, según los resultados experimentales se obtiene un tiempo de retraso en promedio de 4  $\mu$ s, como se observa en la Figura 3.19. De manera similar, se efectuó el cálculo del tiempo de retraso para los elementos de compresión (discos piezoeléctricos) el cual fue, en promedio, de 7  $\mu$ s (Figura 3.20).

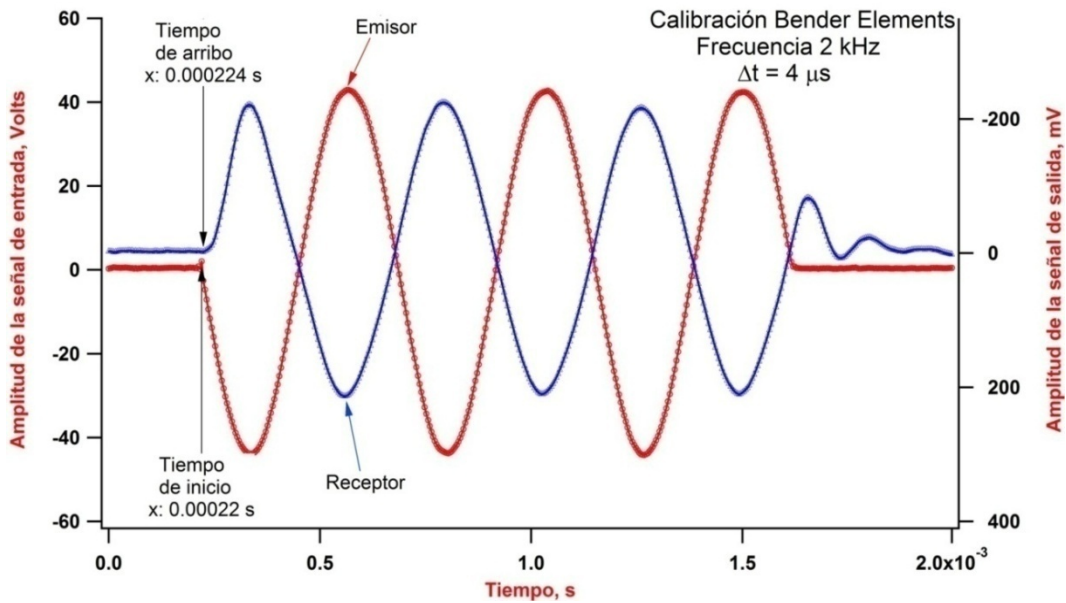


Figura 3. 18 Tiempo de retraso de los elementos de flexión colocados en contacto directo, a una frecuencia de muestreo de 2 kHz y una amplitud de salida de 100 volts, pico a pico

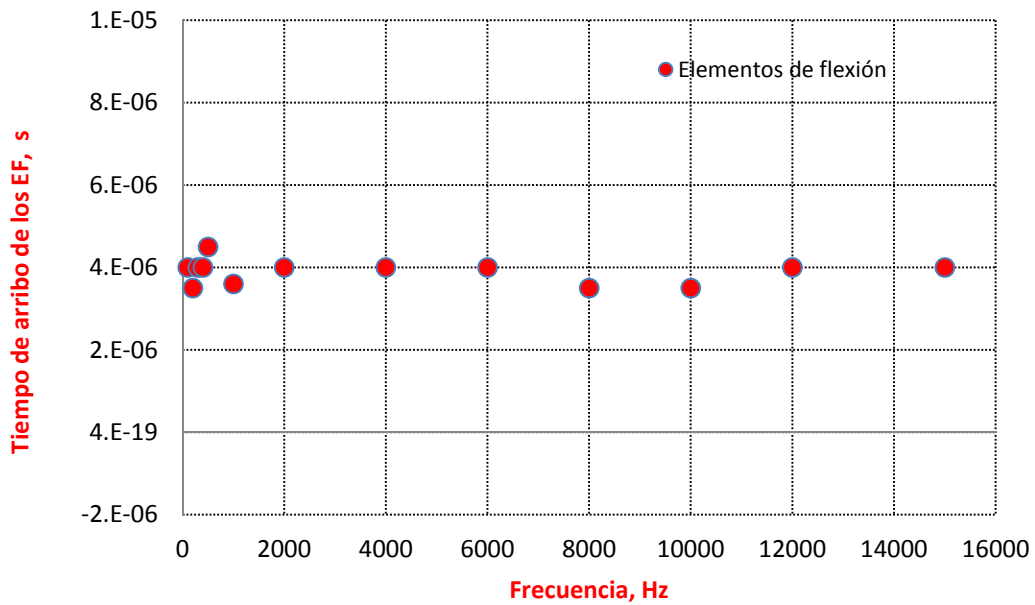
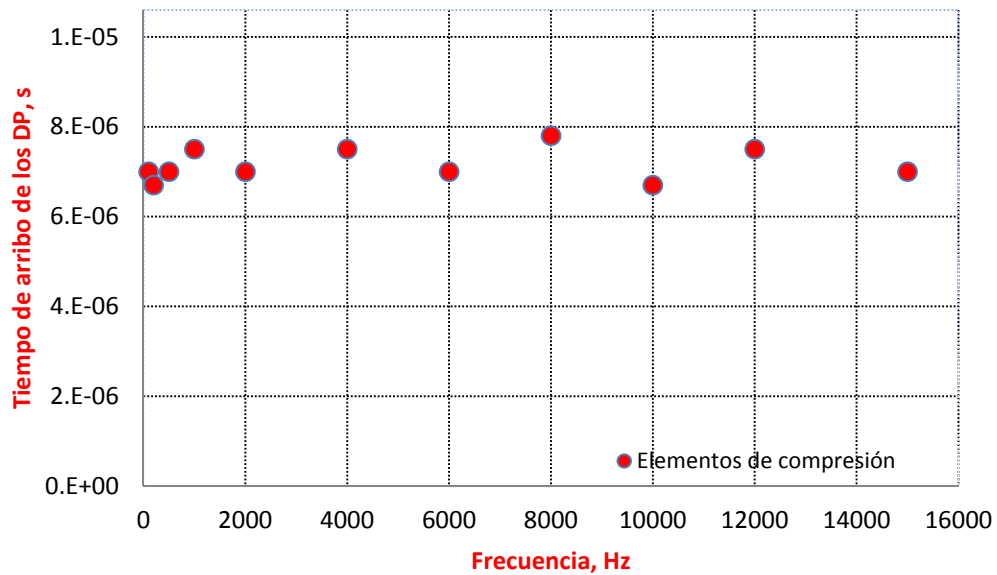


Figura 3. 19 Variación del tiempo de calibración para diferentes frecuencias en los elementos de flexión





**Figura 3. 20 Variación del tiempo de calibración para diferentes frecuencias de los elementos de compresión**

### 3.2.1.8 Cálculo de la velocidad de onda

Para evaluar el tiempo de propagación de ondas, medidas con los cristales piezoeléctricos se consideró la primera deflexión de la señal receptora. La velocidad de onda cortante,  $V_s$ , obtenida de los elementos de flexión de determina de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{L_{efec}}{t_{efec}} \quad (3.1)$$

donde

$$t_{efec} = t - t_{retardo}$$

$t_{efec}$  es el tiempo de la onda de cortante a través del espécimen de suelo

$t$  es el tiempo de la onda a través del espécimen medido con los cristales piezoeléctricos

$t_{retardo}$  es el tiempo retraso medido debido al equipo electrónico

$L_{efect}$  es la distancia efectiva entre los dos puntos de medición.

Para calcular el tiempo efectivo,  $t_{efec}$ , se mide el tiempo que tarda en viajar la onda a través del suelo, menos el tiempo de retraso debido al equipo electrónico (cristales piezoeléctricos, cable coaxial, etc.). La distancia efectiva,  $L_{efect}$ , es la altura de la muestra de suelo menos la

---

altura de los elementos de flexión embebidos en la muestra de suelo. Es importante mencionar que los elementos de flexión se introducen dentro de la muestra de suelo el 50% de la altura del elemento de flexión, siendo ésta de 7 hasta 10 mm, aproximadamente.

De manera similar, se calcula el tiempo efectivo que tarda en viajar la onda de compresión a través en la muestra de suelo, solo que la distancia efectiva es la altura de la muestra de suelo, pues como se observa en la Figura 3.9, los elementos de compresión están en contacto directo con las caras de la muestra de suelo.

#### 3.2.1.9 Instrumentación de la cámara triaxial estática ELE

Adicionalmente, la cámara triaxial ELE cuenta con la instrumentación que se menciona a continuación, Flores-Guzmán et al, 2010:

- Celda de carga sumergible OMEGADYNE, modelo LCUW-250, con un rango de 0–250 lbs. El principio de funcionamiento de la celda de carga es el de una galga uniaxial, por lo que sólo registra la carga en una dirección de aplicación (axial).
- Sensor de presión DRUCK LTD modelo PDCR 810, con un rango de 7 bars (700kPa), empleado para medir la presión confinante, controlada por uno de los motores a paso.
- Sensor de presión DRUCK LTD modelo PDCR 810, con un rango de 7 bars (700 kPa), para medir la contra presión al interior de la muestra.
- Transductor de cambio volumétrico modelo 27-1641, con un rango de 80 cm<sup>3</sup>.
- LVDT modelo E1000, para monitorear el desplazamiento del pistón neumático. Está colocado de manera que el núcleo permanezca unido al vástago de extensión acoplado en el embolo del pistón, permitiendo así un movimiento conjunto.
- Cabezal y pedestal instrumentados con cristales piezoeléctricos para medir la propagación de ondas dinámicas en una muestra de suelo.

### 3.2.2 Cámara triaxial neumática instrumentada con cristales piezoeléctricos

El equipo triaxial neumático se construyó en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con la colaboración de la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería. Cuenta con sensores de tipo LVDT sumergibles instalados en el interior de la cámara, los cuales permiten registrar las deformaciones directamente en el tercio central de la probeta, con una precisión de lectura del sistema de 0.001% en muestras de suelo cuyas dimensiones son de 8.5 y 3.5 cm, de largo y diámetro, respectivamente. Además, se instrumentó con cristales piezoeléctricos colocados en el cabezal y pedestal de la misma. Los cristales piezoeléctricos colocados se denominaron como elementos de compresión y de flexión para medir velocidades de onda de compresión,  $V_p$ , y cortante,  $V_s$ , respectivamente. La cámara triaxial neumática semi-automatizada se diseñó y acondicionó para seguir trayectorias de esfuerzo arbitrarias (Valderrama et al, 2002). Además, cuenta con dos motores a paso que actúan sobre los reguladores de presión. Estos motores aplican de forma controlada la presión de confinamiento y la fuerza axial. Ésta última, por medio de un pistón neumático.

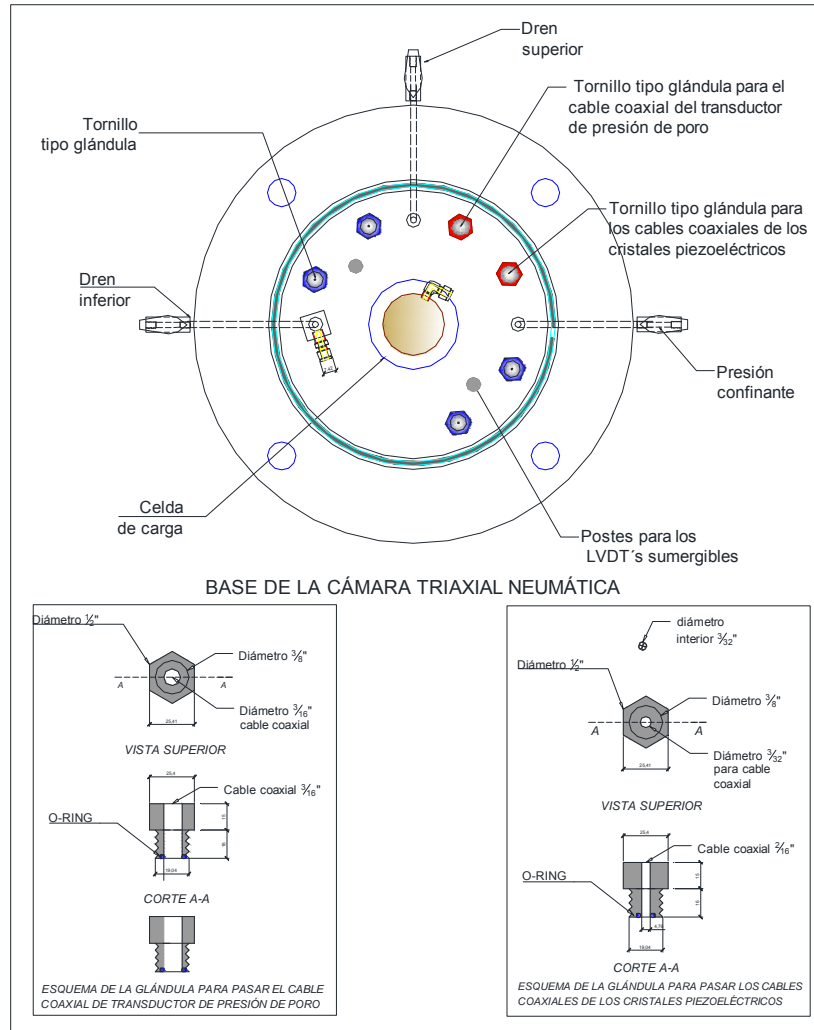
En el capítulo 3 se mencionan las características de cada cristal piezoeléctrico que se utilizó. En la sección 3.2.1.6 se describe la instrumentación del cabezal y pedestal de la cámara triaxial neumática, con cristales piezoeléctricos.

#### 3.2.2.1 Sistema de adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos es el que se describe en sección 3.2.1.1. El sistema de adquisición de señales es el mismo que se utiliza en la cámara triaxial estática ELE.

#### 3.2.2.2 Modificaciones de la cámara triaxial neumática

Las adecuaciones hechas a la cámara triaxial neumática se centraron en diseñar y modificar la base de la cámara triaxial con glándulas para pasar los cables coaxiales de los cristales piezoeléctricos del interior al exterior de la cámara. En la Figura 3.21 se presentan las modificaciones que se realizaron en dicha base. Además, se diseñó y maquinó el cabezal y el pedestal de la cámara triaxial para instrumentarlos con cristales piezoeléctricos. La Instrumentación de estas piezas es similar a la utilizada en la cámara triaxial estática *ELE*.



**Figura 3. 21 Modificaciones necesarias a la base de la cámara triaxial neumática, para instrumentarla con los cristales piezoeléctricos**

### 3.2.2.3 Instrumentación de la cámara triaxial neumática

Esta cámara se encuentra instrumentada con transductores para medir deformaciones axiales en el tercio central de la probeta, fuerza axial, presión confinante, presión de poro o contrapresión, cambio volumétrico y deformación axial externa en el espécimen de suelo, como se describe a continuación, (Valderrama et al., 2002):

- Sensores de tipo LVDT sumergibles instalados en el interior de la cámara los cuales permiten registrar las deformaciones axiales en el tercio central de las probetas, con una precisión de lectura del sistema de 0.001%.

- Una celda de carga sumergible colocada en el pedestal, modelo LCUW-250, con un rango de 0–250 lbs.
- Un transductor de presión, modelo G830-000-1C, con un rango de 0 100 psi, el cual se utiliza para medir la presión confinante, controlada por un motor a pasos.
- Un transductor de presión Statham, con un rango de 0–250 psi, para medir la contra- presión al interior de la muestra.
- Un transductor de presión diferencial, modelo DP15-25, con un rango de 30 cm de columna de agua, opera con ayuda de una doble bureta graduada.
- Un LVDT externo, modelo E1000, de 2" de carrera total, para registrar el desplazamiento del pistón neumático. Está dispuesto de manera que el núcleo permanezca unido al vástago de extensión, acoplado en el émbolo del pistón.
- En el cabezal y pedestal se instrumentó con cristales piezoeléctricos para medir velocidades de onda en una muestra de suelo.

En la Figura 3.22 se muestra la cámara antes descrita.

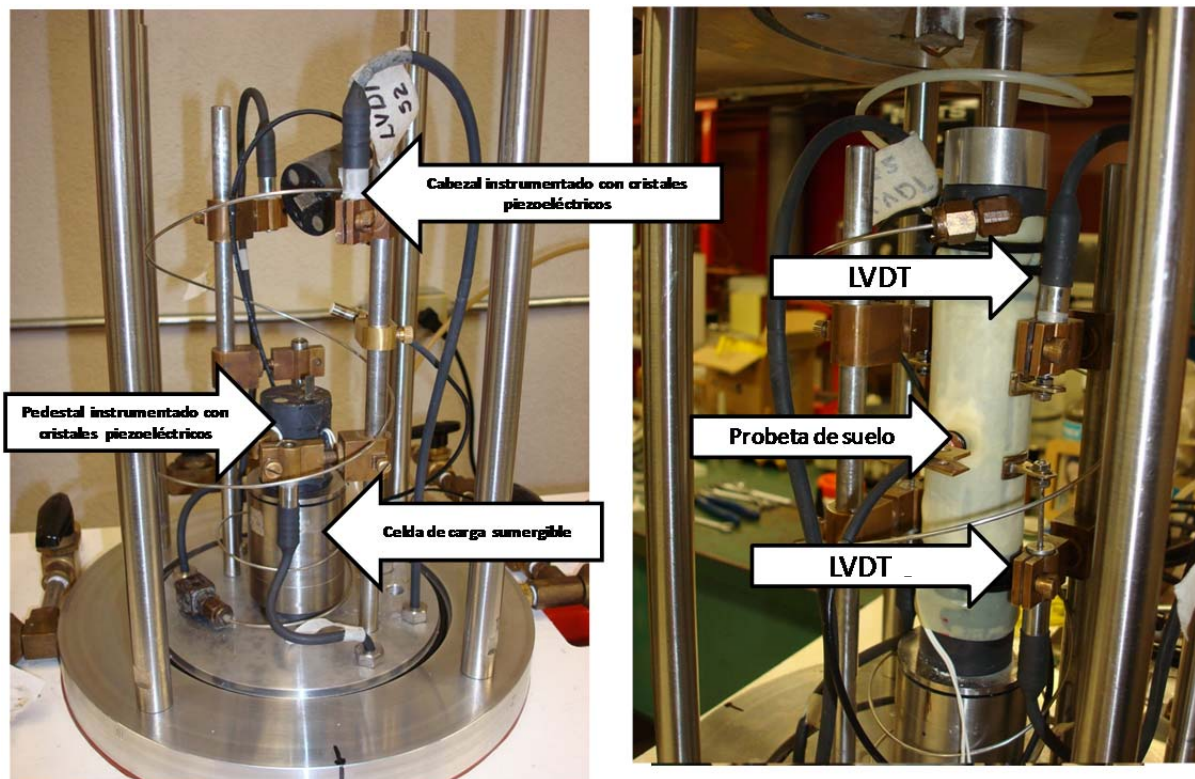


Figura 3. 22 Cámara triaxial neumática instrumentada con cristales piezoeléctricos

---

Para aplicar el esfuerzo desviador a una muestra de suelo, la cámara triaxial cuenta con un pistón neumático que está conectado a un regulador de presión, acoplado a un motor a pasos. Este motor permite controlar la aplicación de esfuerzos desviadores al espécimen de suelo, tiene una capacidad de 227 kg y cuenta con dos cámaras, superior e inferior. Cada cámara se encuentra conectada a un regulador de presión. La presión en la cámara superior provoca que el vástago se deslice hacia abajo, mientras que la inferior hace que se deslice hacia arriba. Este mecanismo permite aproximar lo más cerca posible la parte superior del cabezal, unida al vástago con la parte inferior del cabezal colocada en la probeta. La medición de las fuerzas axiales se realiza mediante una celda de carga sumergible. La ventaja de este tipo de celda es la eliminación de los efectos de fricción del vástago en la medición de las cargas soportadas por el suelo (Laguna, 1992).

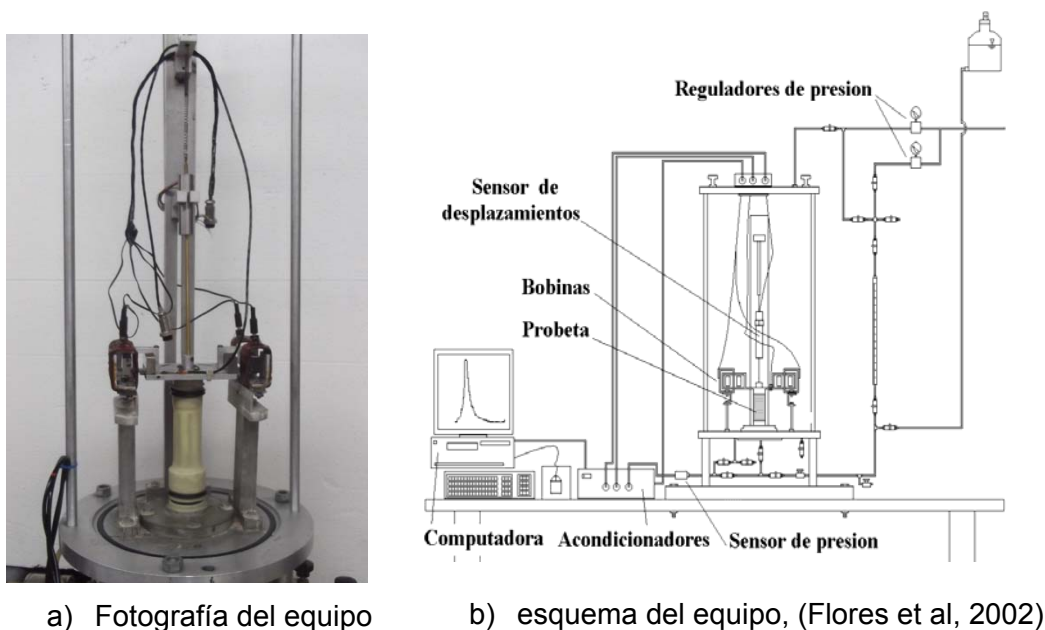
### 3.2.3 Cámara triaxial de columna resonante

#### 3.2.3.1 Descripción del equipo

La cámara triaxial de columna resonante (tipo Drnevich) se utiliza para determinar el módulo de rigidez al corte,  $G$ , y el amortiguamiento,  $\lambda$ , a bajas deformaciones angulares,  $\gamma$ . Permite ensayar probetas de suelos cohesivos y granulares o friccionantes.

El ensaye se realiza en un espécimen de suelo de 3.5 y 9 cm de diámetro y altura, respectivamente bajo vibración forzada torsional. Esto se logra al aplicar una fuerza de torsión y al variar la frecuencia de excitación, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia del sistema en conjunto.

El sistema está compuesto por una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos, un conjunto de acondicionadores de señal y la cámara en la que se coloca la probeta de suelo. En la Figura 3.23 se presenta esquemáticamente el equipo (Flores et al., 2002). El ensaye de columna resonante para determinar  $G$  y  $\lambda$  de suelos se basa en la teoría de la propagación de ondas en barras prismáticas.



a) Fotografía del equipo

b) esquema del equipo, (Flores et al, 2002)

**Figura 3. 23 Esquema de cámara de columna resonante**

En el ensaye de columna resonante ya sea de torsión o longitudinal se hace variar la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen, hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima. Lo anterior es válido para cualquier tipo de onda generado, longitudinal o de torsión. Es recomendable determinar

---

las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibración, para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda.

La columna resonante es uno de los dispositivos de laboratorio usado para estudiar los suelos en condiciones dinámicas. El intervalo de deformación angular que se puede aplicar está entre  $10^{-5}$  y  $10^{-2}$  %.

### 3.2.3.2 Instrumentación de la cámara triaxial de columna resonante.

Los transductores con que cuenta la columna resonante son:

- Dos transductores de presión para registrar los esfuerzos que se aplican a la muestra de suelo durante la etapa de consolidación (presión confinante y contrapresión). Utiliza el mismo transductor que mide la contrapresión, para medir la presión de poro que se genera en la base de la probeta durante la etapa de ensaye.
- Un transductor de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial que sufre la probeta durante el ensaye.
- Un acelerómetro, que se está empotrado en una de las esquinas de la placa del sistema móvil, permite registrar la aceleración de respuesta de la probeta, excitada a diferentes frecuencias.

El acelerómetro tiene una constante por la cual se multiplica el voltaje de respuesta de la probeta y se obtiene la aceleración correspondiente. La celda de presión y el DCDT se calibran previamente y se obtiene la relación del voltaje con la presión y el desplazamiento. Además, el equipo utiliza una tarjeta de adquisición de datos modelo PC MIO 16Ex10 de National Instrument con 16 canales analógicos de entrada y dos de salida, con la cual se hace el manejo automático y registro de las señales de los sensores durante la ejecución de las pruebas.

El programa de manejo automático del equipo, la adquisición de datos y los módulos de reporte se hicieron en el lenguaje de LabVIEW. El programa de manejo fue conceptualizado y desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Como se observa en la Figura 3.24, en la parte superior de la probeta, la distorsión angular que se aplica a la muestra es mediante el cabezal superior que está unido al sistema móvil. Este sistema móvil lo mueven una serie de imanes y bobinas a los que llega, desde la computadora, una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico sinusoidal.



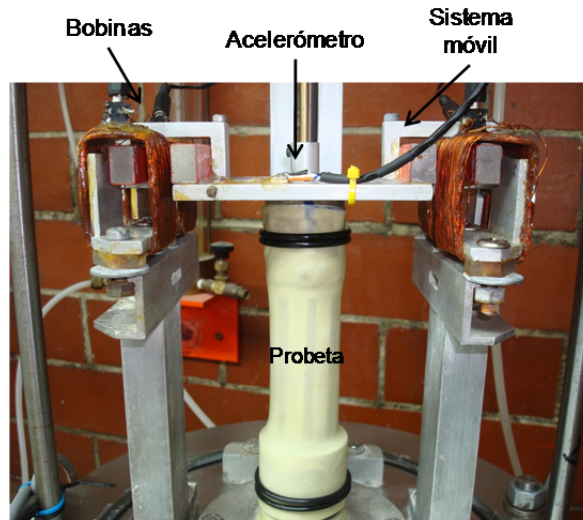
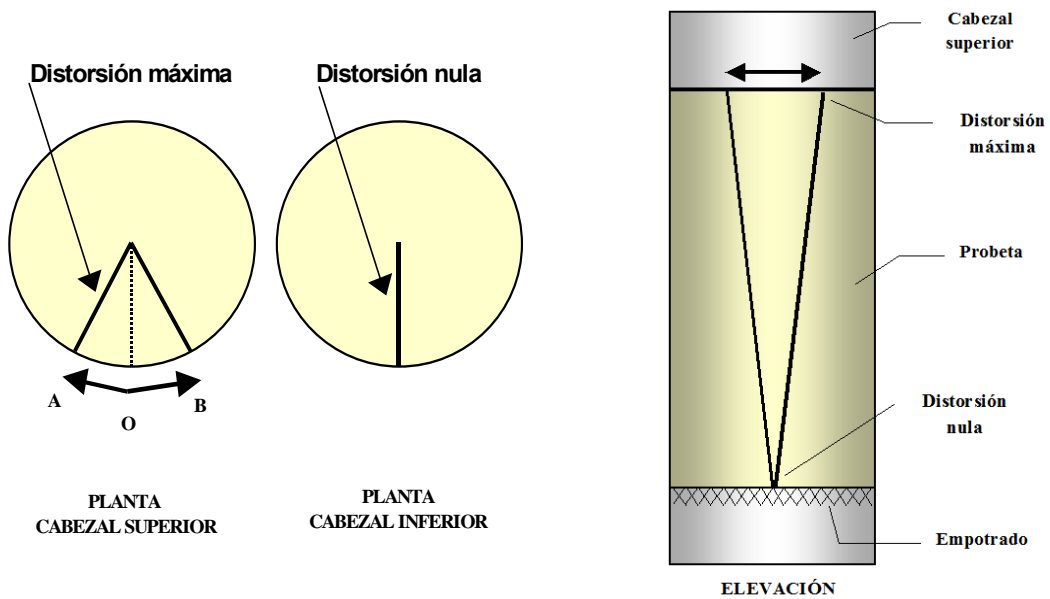


Figura 3. 24 Ubicación de la probeta, sistema móvil, bobinas, y acelerómetro

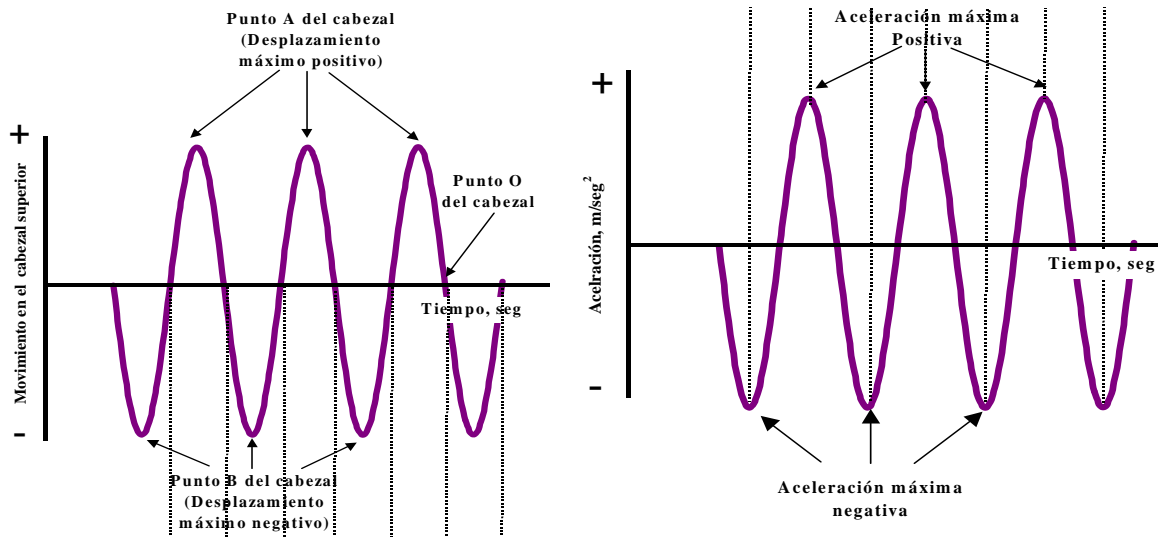
Experimentalmente se observa que el cabezal se mueve desde un punto central O hasta los puntos A, sentido positivo del movimiento, hacia el punto B, sentido negativo del movimiento (Figuras 3.25 y 3.26).



a) Distorsión de la probeta en la parte superior y en la base

b) Distorsión a lo largo de la probeta

Figura 3. 25 Fuerza de torsión aplicada y distorsiones que presenta la probeta durante la etapa de ensaye, (Flores et al, 2002).



**Figura 3. 26 Forma de las señales de desplazamiento del cabezal superior y la aceleración registrada (Flores et al, 2002)**

En los puntos A y B se invierte la dirección en el movimiento, tal que en estos puntos la aceleración es cero, mientras en cualquier otro instante la aceleración es diferente de cero, con el sentido positivo o negativo, dependiendo si se mueve de A a B o en sentido opuesto. Cuando el cabezal pasa por el punto O la aceleración es máxima, en sentido positivo o negativo dependiendo de la dirección en la que se mueva. En términos generales, las señales de desplazamiento y aceleración vs tiempo tienen la misma frecuencia.

### 3.3. Técnicas de campo para obtener $V_s$ .

En general, estos ensayos utilizan el concepto de propagación de ondas a través de un medio, para estimar propiedades dinámicas. Con respecto a las pruebas de laboratorio presentan las siguientes ventajas:

- Obtienen la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones
- Proporcionan un registro de variación de la rigidez con respecto a la profundidad.

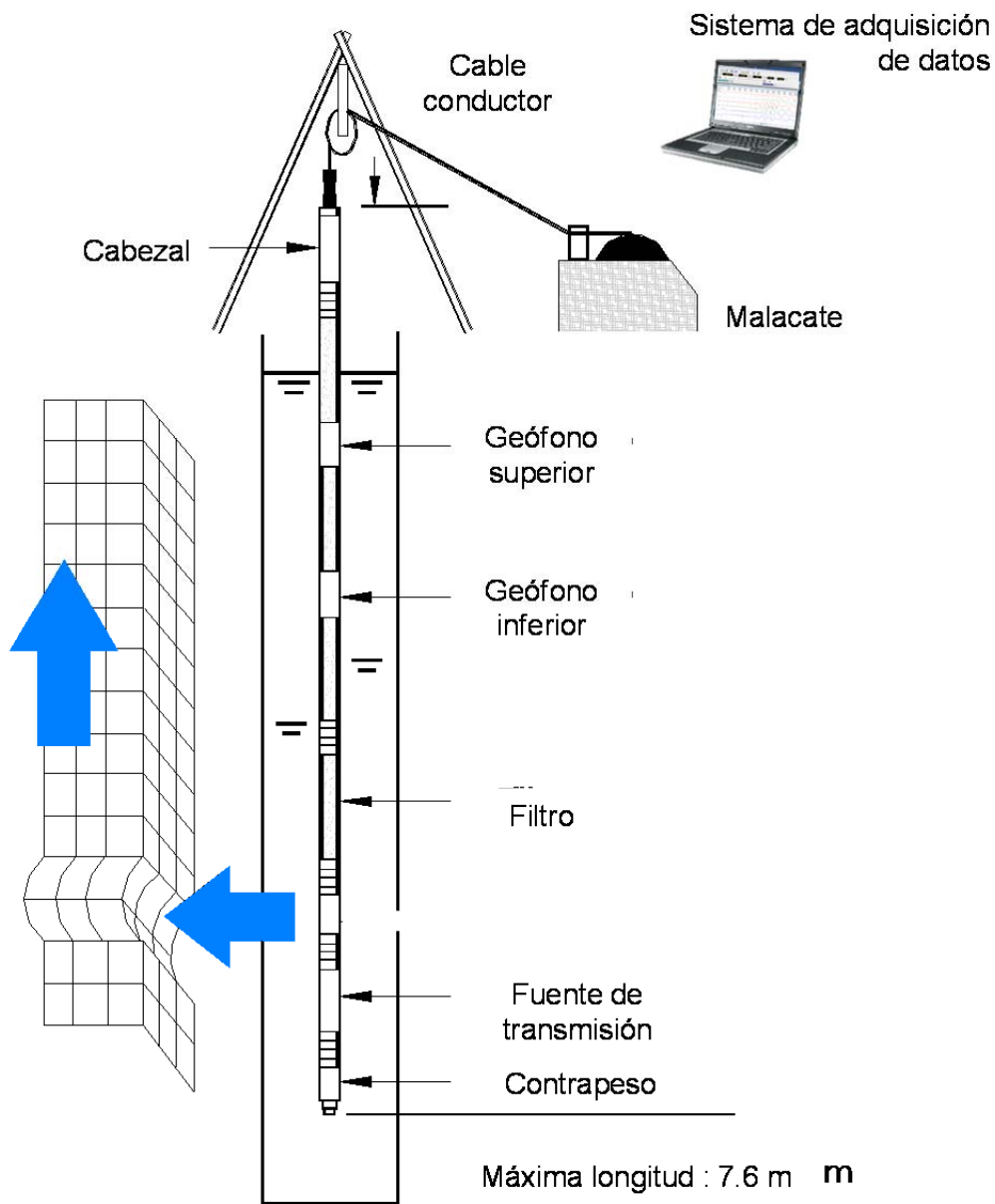
En este subcapítulo se describen, de manera general, tres ensayos de campo para obtener velocidades de onda in situ. En el capítulo 5, las  $V_s$  obtenidas en campo se comparan con las  $V_s$  medidas en el laboratorio en muestras de suelo recuperadas de los sitios de donde se realizaron ensayos de campo. En el capítulo 5, se discuten los resultados obtenidos en campo y en laboratorio.

#### 3.3.1 Sonda suspendida.

Consiste en una prueba in-situ que permite medir las velocidades de propagación de ondas de corte,  $V_s$ , y ondas de compresión,  $V_p$ , (Kitsunozaki, 1980). El dispositivo para la medición consiste de una sonda con una longitud aproximada de 7.6 m, en la que están integradas una fuente de perturbación mecánica, tipo martillo, y elementos receptores, llamados geófonos (Figura 3.27).

Durante las mediciones, la sonda se mantiene sumergida en lodo bentonítico, que es el medio transmisor por el que viajan las ondas y llegan a las paredes de la perforación. De la distancia entre la fuente y los receptores, y el tiempo de arribo de un tren de ondas, se determinan las velocidades correspondientes.

La fuente y los sensores se encuentran separados por un elemento aislante o de filtrado de las vibraciones, para asegurar que los registros de tiempo entre la señal de excitación y su arribo correspondan a una trayectoria de las ondas a través del medio por medir, y no por el instrumento en sí. Sin tocar las paredes de la perforación y conservándola sumergida, de ahí su calificativo, la sonda aplica una perturbación mecánica en dirección transversal al eje de la perforación mediante una especie de martillo, la cual se trasmite a la pared de la perforación, propagándose a través del suelo; tanto la perturbación como la respuesta se dan a través del agua o lodo bentonítico circundante.



**Figura 3. 27 Diagrama esquemático del ensayo de sonda suspendida**

Los resultados del perfil de la sonda suspendida corresponden a los valores máximos, ya que deben asociarse a distorsiones muy pequeñas, del orden de  $10^{-4}$  %, que induce este equipo en el campo. En el cálculo de  $G$  en función de  $V_s$  se consideró la densidad del suelo arcilloso,  $\rho$ , involucrando los pesos volumétricos,  $\gamma_s$ , experimentalmente determinados, y tomando en cuenta que:

$$G = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_s V_s^2}{g} \quad (3.2)$$

3.3.2 Cono sísmico.

Una técnica utilizada para evaluar la velocidad de propagación de las ondas S en el subsuelo es la prueba de cono sísmico. La técnica es muy similar a la de pozo abajo (down-hole), excepto que en ésta no se requiere una perforación previa, el aparato contiene un acelerómetro que se coloca cerca de una punta cónica similar a la del penetrómetro de cono convencional. La Figura 3.28 muestra un esquema de cono sísmico (Tanaka, 2012).

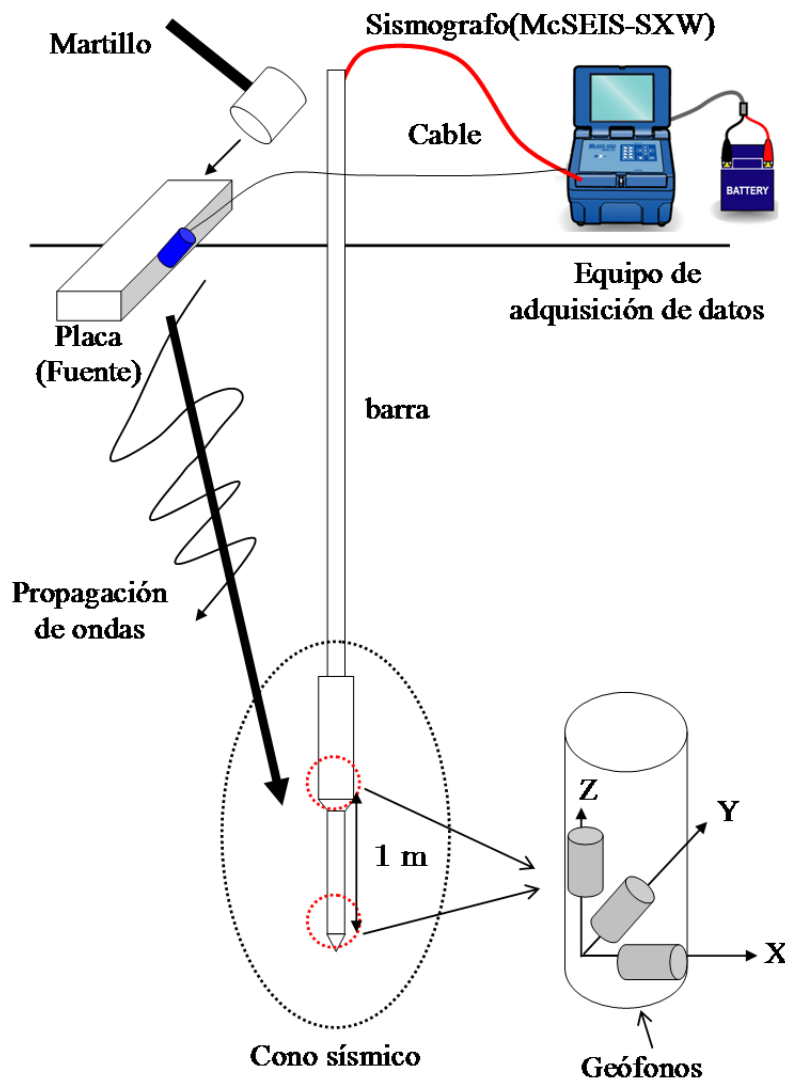


Figura 3. 28 Diagrama esquemático del ensayo de cono sísmico.

En una prueba de cono sísmico se generan ondas en la superficie del terreno mediante impactos. Se utiliza placas de metal o madera en la superficie como fuente. Las ondas de

---

propagación se generan al golpear la placa en dirección horizontal. Se realiza un impacto en dirección opuesta para verificar que la señal recibida sea la esperada. Las ondas generadas dentro de la masa de suelo se registran con sensores colocados dentro de barras de perforación hincadas en el suelo. Un sismógrafo adquiere las ondas de propagación incluyendo la señal de disparo. En el sismógrafo la señal se amplifica y se convierte a formato digital para su posterior análisis. Las velocidades de onda se determinan con la técnica de método directo. Conocido el tiempo que tardan en viajar desde la superficie hasta el punto de medición, se determina la velocidad promedio de las ondas generadas.

Las señales que captan los sensores se registran y almacenan en una computadora, como se explicó anteriormente. La información digital obtenida durante el ensaye debe procesarse siguiendo una técnica que depende del método que se utilice para determinar las velocidades de propagación,  $V_s$ .

### 3.3.3 Cross Hole

El Método de Cross-Hole, es una variante de la metodología sísmica de refracción que se utiliza para determinar con mayor precisión y detalle las velocidades de propagación longitudinal y transversal de las capas que componen el subsuelo. Para su aplicación es necesario contar con dos pozos bien cementados al terreno natural para que permanezca fijo, ademado con tubería de PVC de 3 1/2" con un tapón en el fondo para que se conserve lleno de agua, de tal forma que las mediciones sísmicas que se realicen dentro no ocasionen derrumbes de sus paredes, ni se afecte la velocidad de propagación de las ondas, ya que el receptor se fija dentro del pozo, a diferentes profundidades para recibir las señales sísmicas (Figura 3.29).

El ensayo "Cross-hole" está enfocado fundamentalmente a detectar la velocidad de propagación de las ondas tangenciales SH (vibración de las partículas en la dirección horizontal), en su trayectoria horizontal a través del subsuelo. Se generan las ondas de compresión y cortante mediante una fuente de energía mecánica, como una placa sobre la cual se golpea en sentido perpendicular para obtener las ondas de compresión, y para que produzca una onda de cortante, se genera una detonación dentro del segundo barreno, la llegada del impacto se registra a lo largo del barreno. Al estar la fuente de energía cerca del pozo receptor, las ondas que interesa detectar se propagarán en una dirección horizontal en los estratos de interés.

Para el análisis de la propagación de la energía sísmica se emplea el concepto de rayo sísmico emergente, el cual es perpendicular a los frentes de onda y describe la trayectoria con que se propaga dicho movimiento en el subsuelo.

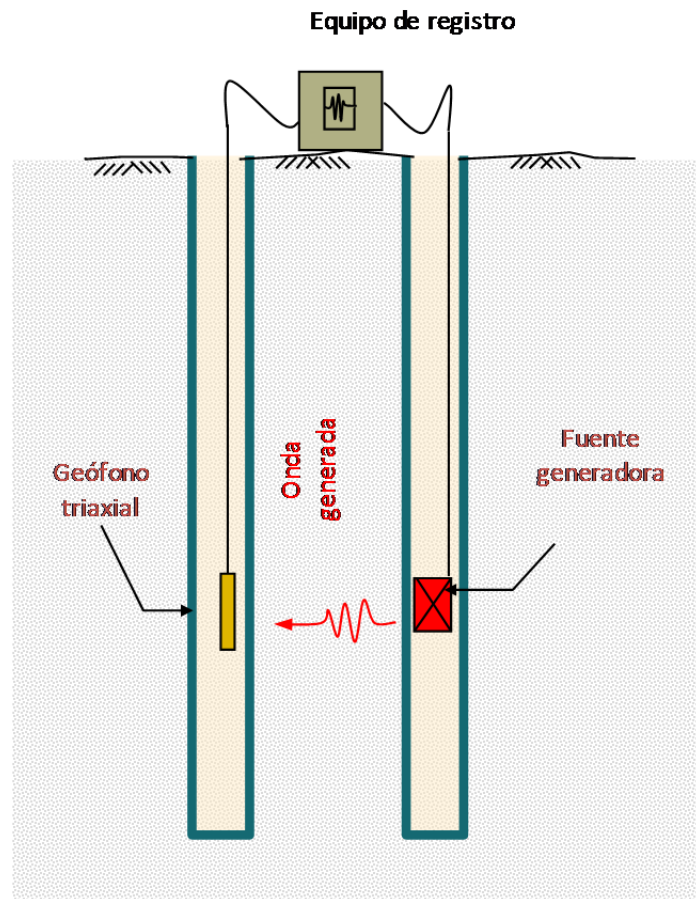


Figura 3. 29 Esquemática del ensayo de campo Cross hole.





# CAPÍTULO 4

## MATERIALES EMPLEADOS

### 4.1 Ubicación

Las muestras recuperadas para esta investigación son de tres sitios diferentes del Valle de México, como se muestra en la Figura 4.1. Estas muestras de suelo se ensayaron con diferentes equipos triaxiales descritos en el capítulo 3.

Las muestras de suelo recuperadas en el sitio 1 (LyFC) se ubican en el lago de Texcoco, a 300 m del cruce de la Avenida Río de los Remedios y la Avenida Central Carlos Hank González. De este sitio se ensayaron tres muestras de suelo, recuperadas a diferentes profundidades de un sondeo mixto que se realizó para un proyecto de la Compañía de Luz y Fuerza del Centro en el año 2006.

Las muestras recuperadas en el sitio 2 (viveros) se ubica también en el Lago de Texcoco, cerca de la esquina nororiente del Lago Nabor Carrillo, a 300 m de la carretera México-Texcoco. De este sitio se seleccionaron seis muestras de suelo a profundidades diferentes. Cabe mencionar que para cada muestra seleccionada, se labraron dos especímenes. Uno se ensayó en la cámara triaxial estática instrumentada y el otro en la columna resonante.

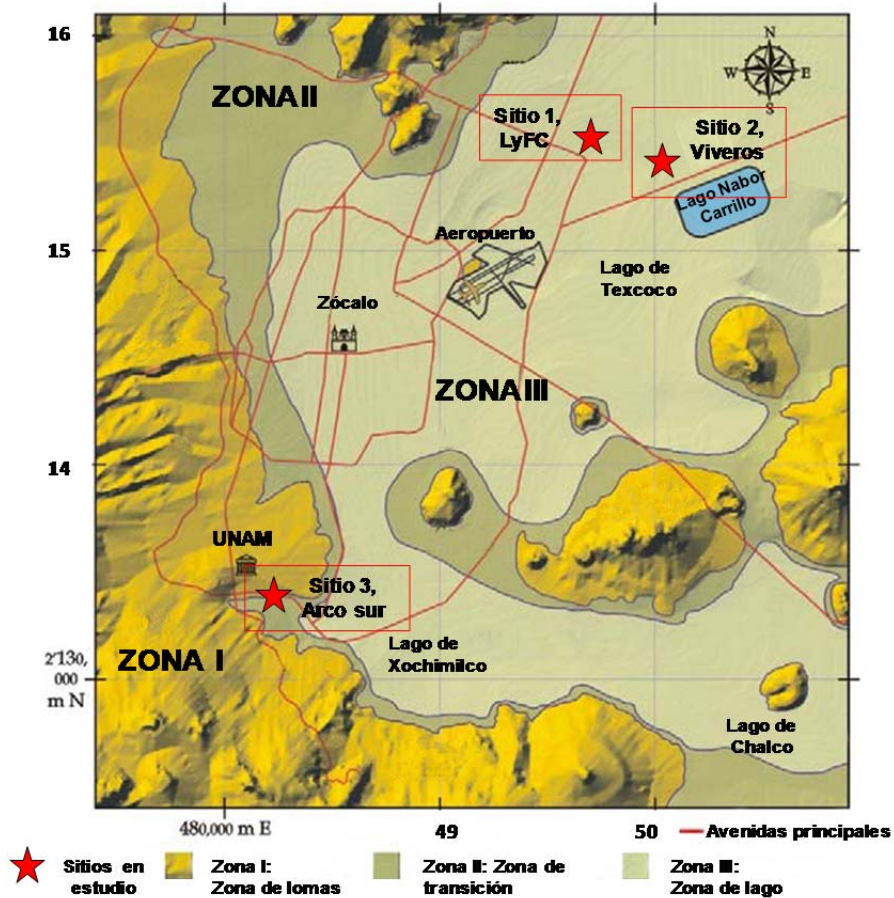


Figura 4. 1 Ubicación de las muestras ensayadas en el Valle de México, (Flores *et al.*, 2009)

Las muestras de suelo recuperadas en el sitio 3 (arco sur) se localiza en el cruce de la Autopista Urbana Sur y Viaducto Tlálpán. Estas muestras corresponden a un sondeo mixto que se realizó en el año 2010 para un proyecto denominado Arco Sur. Para este sitio se recuperaron muestras a 5 profundidades diferentes. De cada muestra seleccionada también se labraron dos especímenes de suelo y se ensayaron en la cámara triaxial estática instrumentada y la columna resonante.

### ***Características y propiedades de los sitios 1 y 2.***

El sitio 1 y 2 se ubican en el lago de Texcoco, como se indica en la Figura 4.1. De acuerdo a la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF), corresponde a la Zona III (zona de lago).

En dichos sitios se distingue una costra de desecación con espesores variables que van desde 0.5 a 2.0 m. Subyace a esta costra la Formación Arcillosa Superior (FAS) que llega hasta 35 m de profundidad en promedio, y que está constituida por estratos arcillosos lacustres muy blandos y compresibles, cuya clasificación predominante de acuerdo con el SUCS es CH (arcilla de alta plasticidad). En la FAS se llegan a alcanzar contenidos de agua cercanos a 300%. Los estratos arcillosos se encuentran intercalados con delgadas capas de vidrio volcánico y de arena fina. En general, los suelos exhiben baja consistencia. La Primera Capa Dura que subyace a la FAS está formada por suelos limosos duros y arena fina con cierta cementación; su espesor varía entre 1.8 y 2.5 m. Subyace a esta capa la Formación Arcillosa Inferior (FAI) constituida por arcilla compresible de consistencia muy blanda a blanda intercalada con delgadas capas de vidrio volcánico y arena fina; la FAI llega hasta una profundidad promedio de 53 m; a partir de ahí se tienen los Depósitos Profundos (DP) que lo forman suelos limo-arcillosos duros y limo-arenosos muy compactos, con arena y grumos de carbonato de calcio (Mendoza, 2006).

### ***Características y propiedades del sitio 3 (Arco Sur)***

De acuerdo con la información con que se cuenta, el sitio se ubica en el cruce de la Autopista Urbana Sur y Viaducto Tlalpan. De acuerdo a la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF), corresponde a la Zona II (zona de transición).

La caracterización geotécnica del sitio se realizó en función de los resultados del sondeo SM-AS-30. De acuerdo con éste, la estratigrafía corresponde con una secuencia aluvial propia de una zona de transición gradual, en la que se presenta una alternancia de estratos y horizontes arenosos y areno-limosos en estado generalmente denso a muy denso, con interestratificación de capas y lentes de arcilla limosa de consistencia media a muy dura. Esta secuencia se extiende hasta una profundidad de 40 m, aproximadamente, a partir de donde aparece una capa de arenas arcillosas en estado muy denso y que se correlacionan con el basamento local.

De acuerdo con el perfil estratigráfico con que se cuenta, este sitio se caracteriza en 5 estratos que a continuación se describen.

**Estrato 1.** Se conforma por depósitos aluviales con espesor de 14 m, formados por una secuencia de arcillas, arcillas arenosas y arenas limosas, de color verdoso. Presenta un

---

contenido natural de agua en el rango de 30 a 150% y un peso volumétrico en promedio de 1.50 t/m<sup>3</sup>.

**Estrato 2.** Está formada por arenas limosas, finas a gruesas, color café claro con gravillas, que van de 14 a 21 m de profundidad. Este estrato presenta un contenido natural de agua del orden del 15%, y un peso volumétrico de 1.65 t/m<sup>3</sup>. La resistencia  $N_{spt}$  promedio se ubica en 30 golpes.

**Estrato 3.** Está formada por un limo arenoso, ubicado entre 21 y 35 m de profundidad. El contenido natural de agua varía en el rango de 10 a 30%, y un peso volumétrico en promedio de 1.85 t/m<sup>3</sup>. La resistencia  $N_{spt}$  promedio se ubica en 25 golpes.

**Estrato 4.** Conformada por arena fina arcillosa (pumítica), que abarca de 35 a 40 m, con un contenido natural de agua en el rango de 30 a 60% y un peso volumétrico de 1.65 t/m<sup>3</sup>. La resistencia  $N_{spt}$  promedio se ubica en 30 golpes.

**Estrato 5.** A partir de 40 m se presenta una arcilla arenosa o arena arcillosa con un contenido natural de agua del 20%, en promedio, y un peso volumétrico de 1.90 t/m<sup>3</sup>. La resistencia  $N_{spt}$  es generalmente mayor a 50 golpes.

## 4.2 Pruebas índice

Se realizaron ensayos para determinar el contenido de agua, la relación de vacíos, la plasticidad y la densidad de sólidos a cada muestra recuperada para esta investigación. Las propiedades índices permiten clasificar al suelo y dan una idea aproximada de sus propiedades mecánicas, especialmente en suelos finos, donde el contenido de agua y los límites de plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo.

Las muestras obtenidas de los trabajos de exploración en campo se llevaron al laboratorio para su almacenamiento y ensaye. Además, se estimó su peso específico y la densidad de la fase sólida del suelo. Los resultados de estos ensayos se resumen en las Tablas 4.1 a 4.3.

### 4.2.1 Determinación del contenido de agua, $w\%$ .

El contenido de agua de un suelo es la relación entre el peso del agua y el de la fracción sólida, expresado en por ciento. Se sabe que el comportamiento de un suelo está fuertemente influenciado por el agua contenida en su estructura, de aquí que sea muy importante determinarlo; además, junto con la plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo.

Los ensayos para determinar el contenido de agua natural (w%) se realizó siguiendo el procedimiento de la norma ASTM D 4959-94. Se obtuvieron valores de w 33% a 340%, en los tres sitios en estudio.

#### 4.2.2 Relación de vacíos, e.

Se denomina relación de vacíos a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo. Debido a los altos contenidos de agua que se tienen en los suelos arcillosos de la zona, los valores de relación de vacíos son altos, y por el contrario en los suelos con bajos contenidos de agua, las relaciones de vacíos son bajas. La relación de vacíos es una propiedad que depende directamente de la densidad de sólidos, por lo que se debe tener extremo cuidado al determinarla en el laboratorio. Las relaciones de vacíos varían desde 1 para muestras extraídas en el sitio 3 (Arco Sur), hasta 10 en muestras de suelo extraídas en el lago de Texcoco (sitio 1 y 2)

#### 4.2.3 Plasticidad

La propiedad más característica de los suelos arcillosos es su plasticidad. A medida que se incrementa el contenido de agua, el efecto de atracción entre las partículas disminuye, reduciéndose así la cohesión, debido a que el agua forma una película alrededor de los granos del suelo que facilitan su desplazamiento. Los suelos finos pueden mostrar varios estados dependiendo de la cantidad de agua en su estructura. Cuando el contenido de agua del suelo es muy alto, se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante, al perder agua, va aumentando la resistencia, hasta alcanzar un estado plástico en el que el material es fácilmente moldeable. Si el secado continúa, el suelo llegaría a adquirir las características de un sólido que puede resistir esfuerzos de tensión y compresión considerablemente altos.

Para determinar la plasticidad del suelo, se determinaron los límites de Atterberg (límites líquido,  $w_L$ , y plástico,  $w_P$ ), de acuerdo con la norma ASTM D4318. Posteriormente, se calculó el índice de plasticidad, IP, definido como la diferencia entre el límite líquido y el plástico. Para fines de esta investigación el análisis de resultados se realizó para materiales con índice de plasticidad cercanos a 100, 140 y 200%. Estos límites corresponden al material utilizado en las pruebas en muestras de suelo ensayadas en las cámaras triaxiales estáticas y dinámicas.

#### 4.2.4 Densidad de sólidos

Se define como densidad de un suelo a la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que éstos desalojan, sirve para fines de clasificación, e interviene en el cálculo de las relaciones volumétricas: relación de vacíos, porosidad, grado de saturación, etc., conociendo previamente el contenido de agua. Es un valor abstracto y altamente afectado por los minerales contenidos en la masa del suelo como, el caso particular del sitio Texcoco, donde se tienen altas concentraciones de sal, presentándose en consecuencia altos valores de densidad de sólidos.

Para las muestras de suelo seleccionadas se determinó la densidad de la fase sólida ( $G_s$ ), de acuerdo a la norma ASTM D854, cuyos valores se encuentran en un intervalo de 2.4 y 3.0 para las muestras seleccionadas de los tres sitios en estudio.

#### 4.2.5 Peso volumétrico.

La relación entre la fase sólida del suelo se expresa a través de un peso volumétrico. En el laboratorio, únicamente se determinaron los pesos volumétricos de las muestras ensayadas en las cámaras triaxiales, en donde se labran muestras con formas geométricas definidas, obteniéndose fácilmente su volumen y su peso. Los pesos volumétricos obtenidos para las arcillas varían de 1.15 a 1.30 t/m<sup>3</sup>. Se determinó el peso específico ( $\gamma$ ) de las muestras de suelo, de acuerdo a la norma ASTM D 4254.

En la Tabla 4.1 se presenta las propiedades índices de tres muestras recuperadas del sitio uno a diferentes profundidades. Los tres especímenes se ensayaron en una cámara triaxial estática ELE instrumentada con cristales piezoeléctricos.

**Tabla 4.1 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 1, (Lago de Texcoco, ubicación: Río de los Remedios y Periférico Oriente, Proyecto LyFC)**

Prof. m	PI %	$G_s$	$w_i$ %	$e_o$	$\gamma$ g/cm <sup>3</sup>	$S_r$ %	$w_L$	$I_L$	Cámara triaxial utilizada
11.7	112.67	2.61	279	7.21	1.21	100	170.50	1.96	ELE
19.5	183.33	2.41	255	5.99	1.22	100	235.00	1.11	ELE
25.5	101.40	2.94	221	6.63	1.24	98	142.00	1.78	ELE

En la Tabla 4.2 se presentan las propiedades índices de seis muestras recuperadas a diferentes profundidades del sitio dos. Para cada profundidad seleccionada se labraron dos

especímenes, uno se ensayó en la cámara triaxial estática instrumentada y el otro en la cámara de columna resonante.

**Tabla 4.2 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 2, (Lago de Texcoco, ubicación: cerca de la esquina nororiente del Lago Nabor Carrillo, a 300 m de la carretera México- Texcoco).**

Prof. m	PI %	G <sub>s</sub>	w <sub>i</sub> %	e <sub>o</sub>	γ g/cm <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	w <sub>L</sub> %	I <sub>L</sub>	Cámara triaxial utilizada
5.9	263.16	2.90	340	9.94	1.17	99.03	342.46	0.99	Neumática
			331	9.68	1.17	99.29		0.96	Columna resonante
10.3	207.95	2.82	305	8.67	1.18	99.23	280.59	1.12	ELE
			307	8.57	1.20	100.00		1.13	Columna resonante
12.5	139.90	2.62	215	5.56	1.26	100.00	190.47	1.18	Neumática
			198	5.23	1.26	99.44		1.05	Columna resonante
15.1	239.25	3.00	273	8.37	1.195	97.97	310.44	0.84	ELE
			278	8.42	1.21	99.24		0.86	Columna resonante
18.3	150.80	2.85	248	7.07	1.23	99.98	222.22	1.17	Neumática
			247	7.13	1.22	98.76		1.16	Columna resonante
19.7	197.00	2.63	246	6.46	1.22	100.00	276.57	0.84	ELE
			258	6.68	1.23	100.00		0.91	Columna resonante

En la Tabla 4.3, se presentan las propiedades índices de cinco muestras de suelo recuperadas a diferentes profundidades del sitio tres. Para cada profundidad, también se labraron dos especímenes de suelo, uno se ensayó en la cámara triaxial estática y el otro en la columna resonante.

**Tabla 4.3 Propiedades índice de las muestras ensayadas en el sitio 3 (Valle de México, ubicación: Periférico Sur y Viaducto Tlálpán).**

Prof. m	PI %	G <sub>s</sub>	w <sub>i</sub> %	e <sub>o</sub>	γ g/cm <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	w <sub>L</sub> %	I <sub>L</sub>	Cámara triaxial utilizada
7.2	136.47	2.35	209	5.03	1.20	97.44	209.28	1.00	Neumática
			228	5.38	1.21	99.44		1.14	Columna resonante
13.8	93.92	2.41	129	3.18	1.32	97.76	148.21	0.80	ELE
			129	3.12	1.34	99.43		0.79	Columna resonante
23.4	21.48	2.62	32	0.93	1.80	90.68	55.25	-0.08	Neumática
			33	0.88	1.85	96.84		-0.05	Columna resonante
27.3	23.46	2.5	74	1.89	1.51	97.98	68.48	1.25	Neumática
			66	1.60	1.59	102.50		0.88	Columna resonante
36.2	13.79	2.63	33	1.14	1.64	76.41	38.38	0.61	ELE
			33	1.14	1.63	76.00		0.61	Columna resonante

---

### 4.3 Procedimiento del ensaye.

En esta sección se describe el procedimiento de los ensayos, en especímenes de suelo, con las cámaras triaxiales estáticas instrumentados y cámara de columna resonante. En el capítulo 5 se discuten los resultados experimentales obtenidos.

#### 4.3.1 Ensayes en las cámaras triaxiales estáticas instrumentadas.

Las cámaras triaxiales estáticas que se utilizaron en esta investigación se definen como ELE y neumática. Las dos cámaras están instrumentadas con cristales piezoeléctricos que permiten medir la velocidad de onda de compresión,  $V_s$ , y la velocidad de onda cortante,  $V_p$ , en especímenes de suelo en el laboratorio. Dichas cámaras realizan ensayos triaxiales estáticos (carga monotónica) a carga o desplazamiento controlado. El sistema se encuentra semi-automatizado para ejecutar ensayos tipo compresión no confinada (UC), no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y consolidada drenada (CD).

Para realizar ensayos en la cámara triaxial instrumentada con cristales piezoeléctricos se definen tres etapas: Saturación, consolidación y falla.

##### **a) Formación de la muestra**

Se ejecutaron tres sondeos mixtos en diferentes sitios del Valle de México como se muestra en la Figura 4.1 a diferentes profundidades. Se combina la técnica de la Penetración Estándar, SPT, de acuerdo con la norma ASTM-D1586 con el muestreo inalterado mediante Tubo Muestreador TGC. El Tubo Muestreador TGC está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior otro de aluminio cortado en segmentos; la punta del muestreador es una filosa zapata de acero templado. Al hincarse el muestreador a presión, el suelo queda contenido en los tubos de aluminio anodizado, que reducen drásticamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo de la corrosión que sufren los tubos de acero que convencionalmente se emplean. De las muestras obtenidas con el tubo muestreador tipo Shellby, se divide en 5 secciones de 20 centímetros para facilitar la extracción de la muestra en el laboratorio y evitar en lo posible, alteraciones durante el labrado.

Previamente identificada la muestra, se labró un espécimen de suelo de 8.5 cm de altura y 3.5 cm de diámetro. Se registraron las dimensiones iniciales del espécimen y se tomaron testigos para determinar el contenido de agua. Por último, se colocó el espécimen en el pedestal de la cámara triaxial.



**b) Montaje**

El montaje de cada uno de los especímenes ensayados se describe a continuación:

- i. Previamente se saturan las líneas de drenaje de la cámara triaxial para garantizar que no haya burbujas de aire durante la etapa de saturación.
- ii. Al espécimen de suelo labrado, se le colocan filtros en las caras superior e inferior, y uno perimetral en forma de rejilla.
- iii. Se coloca el espécimen de suelo en el pedestal instrumentado.
- iv. Se colocan el cabezal instrumentado.
- v. Con un molde partido se coloca una membrana de látex, que funciona como interfaz entre la probeta y el elemento confinante.
- vi. Se llena la cámara con agua desaireada y destilada.
- vii. Se verifica y se registra la lectura inicial de cada uno de los traductores instalados en la cámara triaxial.
- viii. Una vez montada la probeta en la cámara, se aplica una presión de confinamiento de 30 kPa durante 10 min. Esto permite que la presión se estabilice dentro de la cámara triaxial.

**c) Saturación**

Una vez montada la probeta de suelo en la cámara triaxial estática, se inicia la etapa de saturación, con los siguientes criterios:

- i. Se definen y aplican incrementos de presión confinante y contrapresión, de tal forma que el esfuerzo efectivo aplicado a la probeta sea de 10 kPa.
- ii. La línea de drenaje de la cámara triaxial se mantiene abierta para permitir la saturación del espécimen de suelo.
- iii. Cuando la curva que registra el cambio de volumen vs tiempo se hace asintótica en el eje de las abscisas, se alcanza un estado de esfuerzo en equilibrio en el espécimen de suelo, por lo que se le aplica otro incremento de esfuerzos totales, manteniendo el esfuerzo efectivo de 10 kPa..

**d) B de Skempton**

Para cada incremento de esfuerzos totales se mide la B de Skempton, con el siguiente procedimiento:

- 
- i. Se aplica un incremento en el esfuerzo de confinamiento, ( $\Delta\sigma_3$ ) a la cámara triaxial y no se permite el drenaje en el espécimen de suelo.
  - ii. Se mide el incremento en la presión de poro ( $\Delta u$ ) que genera el espécimen al aplicarle el incremento de confinamiento a la cámara.
  - iii. Y se calcula la B de Skempton con la Ecuación 4.1. Esta ecuación permite evaluar las condiciones de saturación de las probetas. Cuando la relación de  $\Delta\sigma_3$  y  $\Delta u$  es cercano a la unidad ( $B \geq 0.96$ ) se considera que la probeta de suelo está saturado.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (4.1)$$

donde:

$\Delta u$  – Incremento de la presión de poro medido en el espécimen de suelo al incrementar la presión confinante,  $\sigma_3$ .

$\Delta\sigma_3$  – Presión confinante.

- iv. Para cada incremento de esfuerzos totales, se midió la B de Skempton y las velocidades de ondas de compresión,  $V_p$ , y onda de cortante,  $V_s$ . Estos dos parámetros se correlacionan y se presentan gráficamente.

#### e) Relación de Poisson, $\nu$

La relación de Poisson es la relación entre las deformaciones transversales y longitudinales. En un medio elástico, poroso, saturado y sometido a carga no drenada, la relación de Poisson vale 0.5 (Bishop y Hight, 1977).

En esta Investigación se determinaron las velocidades de onda de compresión,  $V_p$ , y de corte,  $V_s$ , medidas para cada incremento de esfuerzos totales durante la etapa de saturación. Con dichas velocidades es posible calcular la relación de Poisson ( $\nu$ ). La Ecuación 4.2 expresa el vínculo matemático entre la relación de Poisson y las velocidades de onda P y S.

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (4.2)$$

donde:

- $V_p$       Velocidad de onda de compresión, m/s  
 $V_s$       Velocidad de onda cortante, m/s      y  
 $\nu$         Relación de Poisson

La escasez de estudios experimentales para determinar la relación de Poisson, se debe en gran medida a la dificultad de medir deformaciones en el rango lineal en los especímenes de

suelo. Considerando lo anterior, una de las aportaciones principales de esta investigación es el desarrollo de la metodología expuesta anteriormente para determinar el cociente de Poisson.

**f) Consolidación.**

Una vez que se verifica que el espécimen de suelo ha alcanzado una  $B$  de Skempton cercana a la unidad ( $B \geq 0.96$ ), se consolida aplicando incrementos de esfuerzo confinante. Para cada incremento de esfuerzo efectivo, una vez definida la curva de consolidación primaria, se miden las velocidades de onda  $P$  y  $S$  en el espécimen de suelo. Posteriormente, se aplica el siguiente incremento de esfuerzo efectivo de consolidación. Se repite el mismo procedimiento para cada incremento de consolidación, hasta obtener la curva de compresibilidad en su tramo virgen.

Además, durante la etapa de consolidación se midió el cambio volumétrico que sufre la probeta de suelo. El sistema para medir el cambio volumétrico consiste en una doble bureta de lucita. La bureta interior, cuya área transversal de  $0.432 \text{ cm}^2$  y un altura de  $26.5 \text{ cm}$ , se encuentra conectada a los drenes inferior y superior de la probeta. Se cuenta con un transductor diferencial de presión para medir la presión de poro con una resolución tal que puede medir  $50 \text{ cm}$  de columna de agua, suficiente para medir los cambios volumétricos en la muestra de suelo en la etapa de consolidación.

**g) Falla**

Durante esta etapa se aplica un esfuerzo desviador al espécimen de suelo, con una velocidad de deformación de  $0.1 \text{ mm/min}$ , hasta alcanzar la falla de la probeta. En esta etapa no se permitió el drenaje de la probeta para medir el incremento en la presión de poro.

**h) Cálculo y análisis de resultados**

Para determinar las velocidades de onda  $P$  y  $S$  en la etapa de saturación y consolidación se utilizan los cristales piezoeléctricos. Éstos se excitan aplicándoles un voltaje con la ayuda de un generador de funciones, aplicándoles una señal conocida (onda senoidal). Con este tipo de onda se determinan los tiempos de arribo, (Viggiani y Atkinson, 1995). El análisis de señales obtenidas con los cristales piezoeléctricos se determina con un programa en lenguaje Labview desarrollado en el Instituto de Ingeniería.

Los resultados experimentales de  $V_p$  y  $V_s$  obtenidos en la etapa de saturación se representan gráficamente mediante curvas que relacionan las velocidades de onda  $V_p$  y  $V_s$  contra la  $B$  de Skempton y la relación de Poisson evaluadas en la etapa de saturación.

---

En la etapa de consolidación se estudian las  $V_p$  y  $V_s$  asociadas al esfuerzo efectivo de consolidación.

#### 4.3.2 Ensayes en la cámara triaxial de columna resonante.

Los especímenes de suelo ensayados en la columna resonante son del mismo tramo de suelo que el espécimen ensayado en la cámara triaxial instrumentada; es decir, especímenes gemelos. Los ensayos también fueron del tipo consolidadas no drenadas (CU). Las dimensiones de la probeta de suelo son 3.5 y 9.0 centímetros de diámetro y altura respectivamente.

##### **a) Montaje, saturación y consolidación**

El montaje, la etapa de saturación y etapa de consolidación de cada una de las probetas ensayadas en la cámara de columna resonante es igual a la descrita en la sección 4.3.1.

##### **b) Etapa de ensaye.**

Para cada incremento de esfuerzo aplicado al espécimen de suelo después de la consolidación se aplica una fuerza de torsión,  $F$ , en la parte superior del espécimen mientras que su base se encuentra empotrada (Figura 3.24). Se registra la aceleración de respuesta,  $a$ , con el acelerómetro montado en el sistema móvil, la cual dependerá de la rigidez del material ensayado; entre más rígido sea éste, menor será la aceleración de respuesta. Con la fuerza  $F$  se excita la probeta a una frecuencia, definida como frecuencia inicial,  $f_i$ , y se registra la aceleración de respuesta. Posteriormente, se incrementa la frecuencia en valores  $\Delta f$  constantes y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a una frecuencia final,  $f_f$ . A las lecturas de aceleración desde la frecuencia  $f_i$  hasta  $f_f$  con incrementos  $\Delta f$  se llama barrido de frecuencias. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores  $\Delta F$ , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencia, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos.

Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación se obtienen los valores de aceleración y frecuencia experimentales, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencia. A cada curva se le conoce como curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada y cada una de ellas corresponde a una fuerza de torsión,  $F$ . De cada curva de aceleraciones totales se registran  $a_{m\acute{a}x}$ ,  $f_0$  y las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$ , correspondientes a la aceleración  $a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ . Con los valores de  $f_0$ , la longitud de la muestra,  $L$ , y el valor de  $\beta$  calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra,  $I_m$ , y del

sistema móvil,  $I_s$ , se determinan el módulo de rigidez al corte dinámico,  $G$ , el amortiguamiento,  $\lambda$ , y la distorsión angular,  $\gamma$  (Flores, 2005).



# CAPÍTULO 5

## RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se presentan y discuten los resultados experimentales que se obtuvieron en el laboratorio al ensayar especímenes de suelo extraídos de diferentes sitios del Valle de México. La descripción y ubicación de las muestras ensayadas se detallan en el capítulo 4. Las  $V_s$  y  $V_p$  medidas en especímenes de suelo se obtuvieron con las cámaras triaxiales instrumentadas con los cristales piezoeléctricos. A partir de los datos experimentales, en este capítulo se analizan y discuten los siguientes temas:

- ▲ Cómo varían  $V_p$  y  $V_s$ , al aumentar el parámetro  $B$  de Skempton.
- ▲ Cómo varía la relación de Poisson,  $\nu$ , al variar la  $B$  de Skempton.
- ▲ Cómo cambian los tiempos de arribo de las señales  $P$  y  $S$  al incrementarse el esfuerzo efectivo.
- ▲ Qué influencia tiene el valor del esfuerzo efectivo de consolidación en los valores de  $V_p$  y  $V_s$ .
- ▲ Adicionalmente, se comparan los valores de  $V_s$  medidos con los elementos de flexión y las  $V_s$  obtenidos en la columna resonante y en pruebas de campo.

### 5.1. $V_p$ y $V_s$ al variar la $B$ de Skempton.

Al medir las velocidades de compresión de un espécimen de suelo durante la etapa de saturación se determina indirectamente si la probeta se encuentra saturada. Esto se verifica

---

cuando las  $V_p$  se aproximan a 1530 m/s, que es la velocidad en la que viajan las ondas de compresión a través del agua. Esto quiere decir que cuando el espécimen de suelo se encuentra saturado, las  $V_p$  viajan principalmente a través de la fase de agua del suelo.

### **Sitio 1, Texcoco-LyFC**

En esta sección se muestran los resultados experimentales que se obtuvieron de los ensayos hechos en especímenes de suelo durante la etapa de saturación. La Figura 5.1 muestra los datos experimentales que se obtuvieron al ensayar los especímenes recuperados en el sitio 1 (Lago de Texcoco, LyFC). Las Figuras 5.1a y 5.1b muestran las  $V_p$  y  $V_s$ , respectivamente, al variar la  $B$  de Skempton. Los valores de  $B$  medidos varían en un rango de 0.89 a 1.00. En la Figura 5.1a, se observa que para el espécimen de suelo recuperada a una profundidad de 11.70 m, las  $V_p$  medidas varían en un rango que va de 1438 a 1500 m/s. Para el espécimen recuperado a la profundidad de 19.5 m, las  $V_p$  son en promedio de 1530 m/s. Finalmente, para el espécimen de mayor profundidad, las  $V_p$  varían de 1482 a 1509 m/s. En general, las velocidades de compresión tienden a 1510 m/s, en promedio, cuando la  $B$  tiende a la unidad, lo cual indica que dichos especímenes tienen un  $S_r$  cercano o igual al 100%. Foti et al (2002) y Stokoe et al (2012) explican que en las arenas la velocidad de propagación de las ondas  $P$  aumenta conforme se incrementa el valor del esfuerzo efectivo aun cuando están saturadas. Por otra parte, en la Figura 5.1b se observa que las  $V_s$  medidas en los tres especímenes son insensibles al aumentar la  $B$ .

Cuando se conocen las  $V_p$  y  $V_s$  medidas en los especímenes de suelo durante la etapa de saturación, es posible calcular la relación de Poisson,  $\nu$ . En la sección 4.3.1 se definió el vínculo matemático entre la relación de Poisson y las velocidades de onda  $P$  y  $S$ .

Existen pocos estudios que se dediquen a la medición de la relación de Poisson (Aramburú et al, 2012; Flores, O, 2008; Valle, C, 2006). La escasez de estudios experimentales para determinar la relación de Poisson se debe en gran medida a la dificultad de medir las deformaciones en el rango lineal de los especímenes de suelo. Considerando lo anterior, una de las aportaciones a esta investigación es el desarrollo de la metodología expuesta anteriormente para determinar el cociente de Poisson.

En la Figura 5.1c se observa que la relación de Poisson tiende a 0.50 cuando la  $B$  tiende a la unidad, esto quiere decir que  $\nu$  presenta un ligero incremento si  $B$  varía de 0.89 a 1.0.



**Sitio 3, Arco-sur.**

En la Figura 5.2 se muestran los resultados experimentales de dos ensayos realizados en especímenes de suelo recuperados en el sitio tres (Arco sur). En dicha figura se presentan las  $V_p$  y  $V_s$  medidas en los especímenes durante la etapa de saturación, los cuales se asocian con la  $B$  de Skempton. En la Figura 5.2a se observa que al espécimen de suelo recuperado a una profundidad de 13.8 m se le aplicaron cuatro incrementos de esfuerzos totales y los valores de  $B$  pasaron de 0.77 a 0.93. Para este espécimen las  $V_p$  varían de 1425 a 1474 m/s. A pesar de tener un  $S_r$  de 98% y un contenido de humedad de 129% no se logró saturar el espécimen de suelo después de cuatro días. Dicho lo anterior, se decidió iniciar la etapa de consolidación del espécimen. Además se observa que las  $V_p$  tienden a 1500 m/s, esto es, la velocidad a la que viajan las ondas de compresión a través del agua para una muestra saturada. El espécimen de suelo extraído a una profundidad de 36.3 m tampoco se logró saturar a pesar de que se le aplicaron cinco incrementos de esfuerzos totales. Para este espécimen el contenido de humedad inicial fue de 33% y un  $S_r$  de 76%. Durante la etapa de saturación, las  $B$  medidas empezaron de 0.33 y terminaron en 0.77 y las  $V_p$  pasaron de 1272 a 1469 m/s. Después de una semana de tratar infructuosamente de saturar al espécimen se decidió iniciar la etapa de consolidación.

De acuerdo a los resultados experimentales, las  $V_p$  aumentan y tienden a 1500 m/s al crecer la  $B$ . Con las  $V_p$  y  $V_s$  medidas durante la etapa de saturación se estimó de forma indirecta la condición de saturación de la probeta. Por otro lado, en la Figura 5.2b se observa que las  $V_s$  medidas en los dos especímenes de suelo son insensibles al variar la  $B$ , porque las ondas de cortante viajan principalmente a través de la fase sólida del espécimen y no a través de la fase líquida.

En la Figura 5.2c se observa que los valores de relación de Poisson tienden a 0.50 cuando  $B$  se acerca a la unidad. Para estas probetas la  $\nu$  es prácticamente 0.50 a pesar de que presenta un ligero incremento cuando  $B$  tiende a la unidad.

Sintetizando, la medición de las velocidades de ondas de compresión durante la etapa de saturación es una manera indirecta de verificar la saturación del espécimen. Además, con las  $V_p$  y  $V_s$ , se puede calcular el cociente de Poisson y ésta tiende a 0.5 como se esperaba, cuando el  $S_r$  tiende a 100%. En efecto, Bishop y Hight (1977) demostraron que para cualquier proceso de carga a volumen constante,  $\nu = 0.5$ .

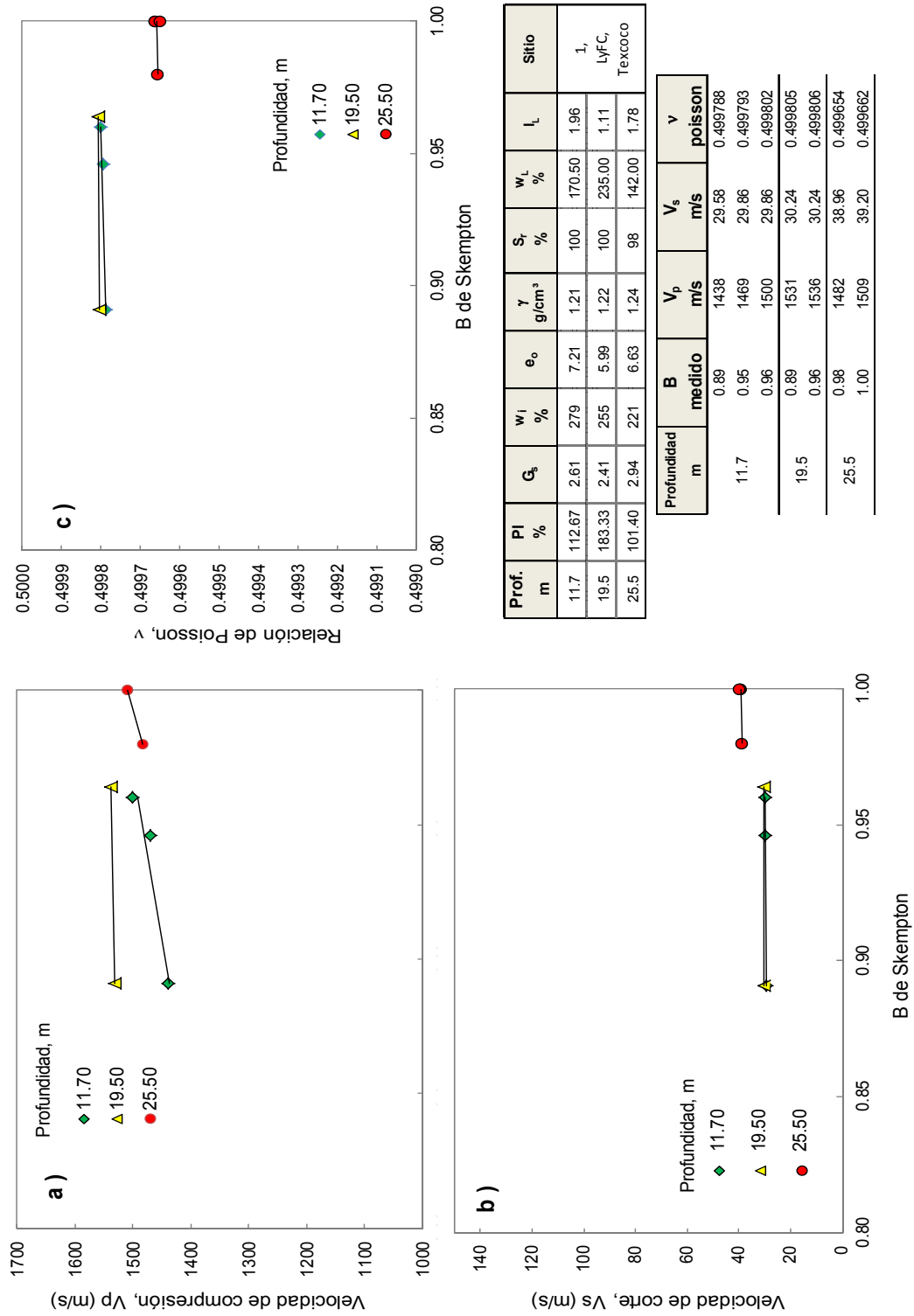


Figura 5.1  $V_s$  y  $V_p$  al variar la B de Skempton (sitio 1, Texcoco-LyFC).

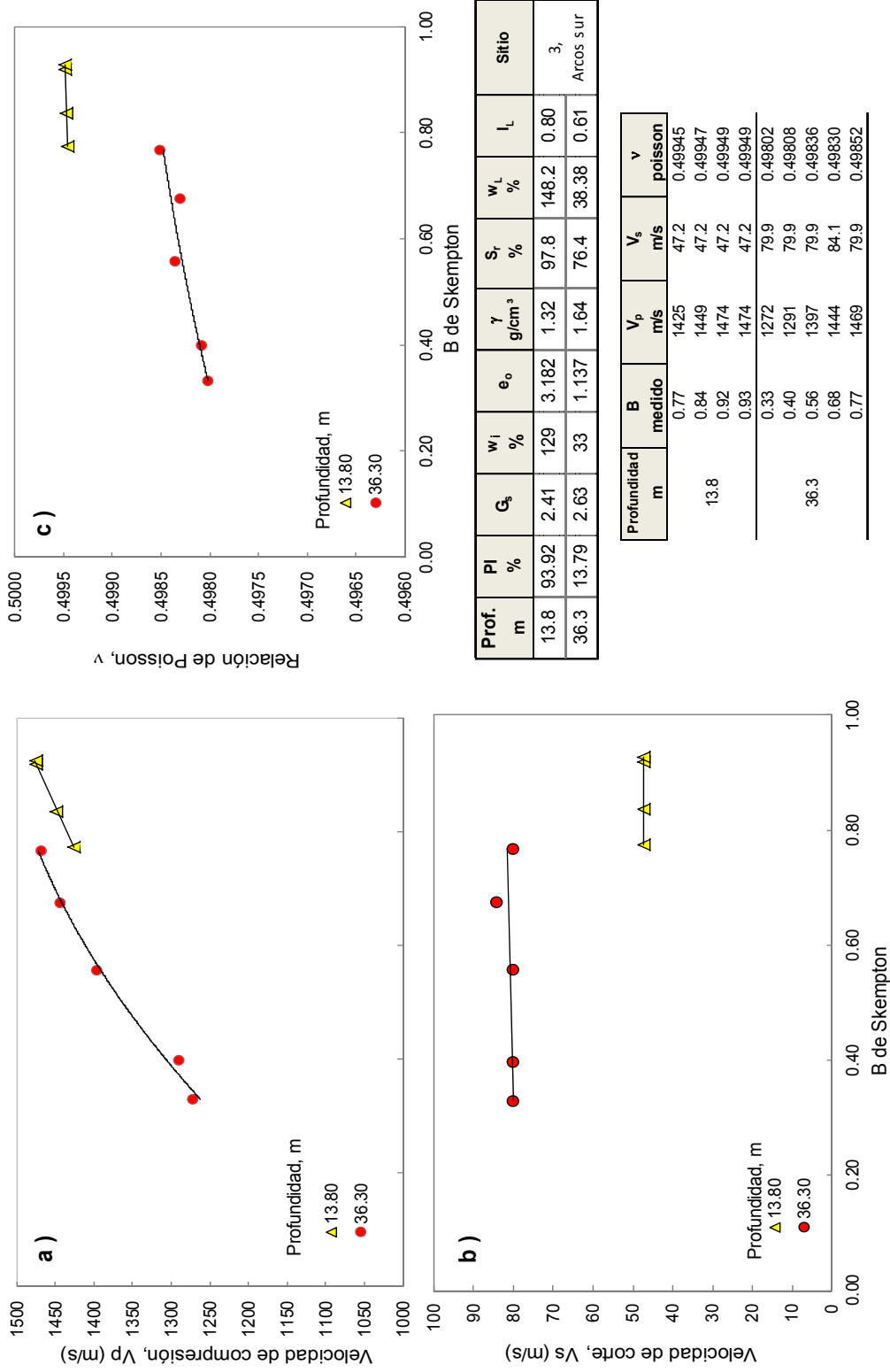


Figura 5.2  $V_s$  y  $V_p$  al incrementarse la B de Skempton (sitio 3, Arco sur).

---

## 5.2. Tiempos de arribo de las ondas P y S al variar el esfuerzo efectivo.

En esta sección se analizan las señales que se obtuvieron al medir las  $V_p$  y  $V_s$  en el espécimen de suelo con los cristales piezoeléctricos. Con dichas señales se analizan los tiempos de arribo al variar el esfuerzo efectivo durante el proceso de consolidación.

En la Figura 5.3a se muestra la curva de compresibilidad que se obtuvo al ensayar un espécimen de suelo recuperado en el sitio dos (Texcoco-viveros) a 15.1 m. de profundidad. En dicha figura se observa que al espécimen se le aplicó un ciclo de carga-descarga. Los puntos del uno al cuatro indican los esfuerzos aplicados en la etapa de carga (24, 49, 74 y 98 kPa). Los puntos del cuatro a seis corresponden a los esfuerzos aplicados en la etapa de descarga (49 y 24 kPa). Cada incremento de esfuerzo se asocia con su correspondiente señal receptora.

En la Figura 5.3b, se observa que las señales de ondas de compresión muestran claramente el mismo tiempo de arribo, independientemente del esfuerzo aplicado. La razón de la insensibilidad en el tiempo de arribo se debe a que los especímenes de suelo se encontraban saturados, por lo que, las  $V_p$  viajan principalmente a través del agua (fase líquida del suelo). La frecuencia de excitación aplicada al elemento de compresión fue de 40 kHz.

De forma contraria, en la Figura 5.3c se muestran las señales de las ondas de cortante al aplicarle esfuerzos durante la etapa de carga (señales del 1 al 4). Como se observa en dicha figura, es evidente que el tiempo de arribo de las ondas de cortante disminuye al incrementarse los esfuerzos, mientras que el tiempo de arribo de estas ondas, asociadas a la etapa de descarga (señales del 4 al 6) aumenta. Es importante notar que el tiempo de arribo en la etapa de descarga para un esfuerzo de 25 kPa es menor que el tiempo de arribo para el mismo esfuerzo al iniciar el ensaye en la etapa de carga. La diferencia entre estos tiempos de arribo se atribuye al efecto de preconsolidación del espécimen de suelo después de someterlo a un esfuerzo máximo de 98 kPa. Además se observa que la relación de vacíos disminuye debido al cambio de volumen que sufre el espécimen al aplicarle esfuerzos durante la carga-descarga. La frecuencia de excitación aplicada al elemento de flexión fue de 2 kHz.

El análisis descrito se realiza en cada uno de los especímenes de suelo ensayados en el laboratorio durante las etapas de saturación y consolidación. En esta sección sólo se presenta el análisis de un ensaye a fin de observar el comportamiento de los tiempos de arribo de las ondas P y S medidos al variar el esfuerzo.

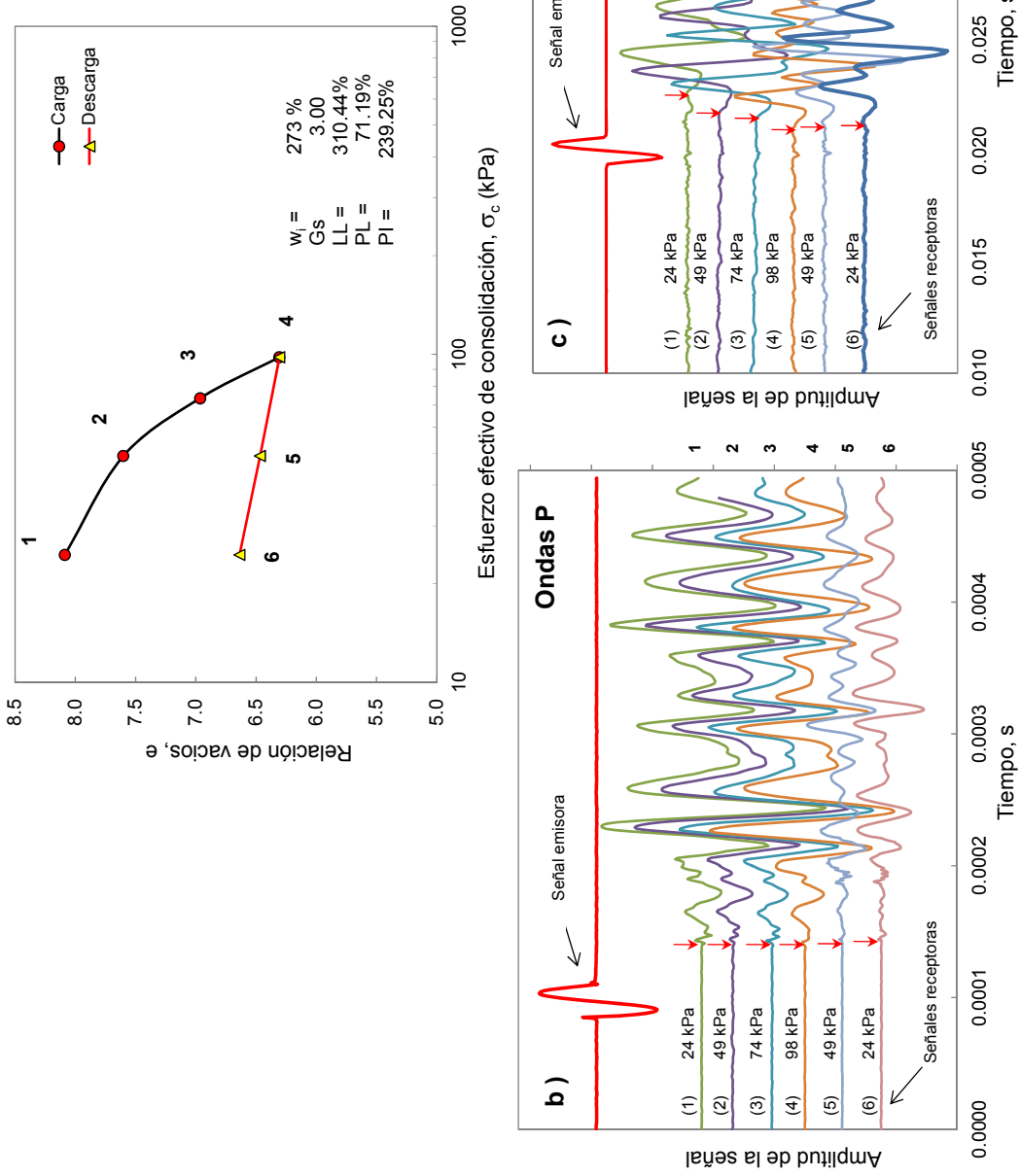


Figura 5.3 Tiempos de arriba al variar el esfuerzo efectivo de consolidación.

---

### 5.3. Muestras de suelo consolidadas isotrópamente

#### 5.3.2 Efecto de la magnitud del esfuerzo efectivo en $V_p$ y $V_s$ .

##### 5.3.2.1 Materiales cuyo índice de plasticidad es cercano a 100 %.

En las Figuras 5.4 a 5.6, se presentan las curvas de compresibilidad y sus respectivas  $V_p$  y  $V_s$ , medidas con los cristales piezoeléctricos. Cada velocidad de onda se asocia a un esfuerzo efectivo de consolidación aplicado en el espécimen de suelo. Los especímenes de suelo tienen un índice de plasticidad cercano al 100%. Cada espécimen se consolida isotrópamente en la cámara triaxial estática ELE instrumentada. La Figura 5.4a muestra la curva de consolidación isotrópica de un espécimen recuperado a una profundidad de 11.7 m en el sitio 1 (Texcoco-LyFC). En dicha figura se indican con números que van del 1 al 4 los esfuerzos aplicados al espécimen (10, 25, 49 y 98 kPa). Las Figuras 5.4b y 5.4c muestran las  $V_p$  y  $V_s$ , respectivamente, medidas en los especímenes de suelo para cada esfuerzo aplicado. Se puede observar que las  $V_p$  son insensibles al incremento del esfuerzo; además, se aprecia que  $V_p$  es casi constante con un promedio de 1510 m/s. Esto indica que el espécimen estaba saturado. Por el contrario, las  $V_s$  medidas están relacionadas linealmente con el esfuerzo efectivo.

En las Figuras 5.5a y 5.6a se observan las curvas de consolidación que se obtuvieron al ensayar dos especímenes de suelo recuperados en el sitio 3 (Arco sur) a las profundidades de 13.8 y 25.5 m. A los especímenes se le aplicaron dos ciclos de carga-descarga-recarga. Los esfuerzos aplicados del punto 1 al 2 representan la carga. Los esfuerzos aplicados del punto 2 al 3 definen la trayectoria de la primera descarga. Los puntos del 3 a 4 muestran los esfuerzos aplicados durante la primera recarga. Los esfuerzos aplicados del punto 4 a 5 se asocian a la segunda descarga. Y finalmente, los esfuerzos aplicados del punto 5 a 6 indican la segunda recarga. La línea punteada que pasa por los puntos 2, 4 y 6 constituye la línea de consolidación virgen, LCV. Durante la etapa de consolidación se midieron las  $V_p$  y  $V_s$  para cada esfuerzo aplicado al espécimen. En las Figuras 5.5b y 5.6b se observa nuevamente que las  $V_p$  son casi insensibles al incremento del esfuerzo debido a que los especímenes se encontraban saturados, y muestran de acuerdo a la línea de tendencia obtenida de los resultados experimentales, que las  $V_p$  son 1495 y 1533 m/s. Las Figuras 5.5c y 5.6c exhiben las  $V_s$  medidas e indican una relación lineal entre  $V_s$  y el esfuerzo aplicado. Como se observa, las  $V_s$  medidas a lo largo del tramo 2-4-6 (LVC), corresponden a la etapa de carga y muestran una relación lineal con el esfuerzo efectivo. Las  $V_s$  medidas a lo largo de la

descarga–recarga (tramos del 2-3-2 y/o 4-5-4) definen dos líneas de tendencias que corresponden a especímenes cuando el suelo está preconsolidado. La pendiente de dichas líneas de tendencias disminuye al aplicarle al espécimen de suelo un ciclo de carga–descarga–recarga.

#### 5.3.2.2 MATERIALES CUYO ÍNDICE DE PLASTICIDAD VARÍA ENTRE 200 Y 239%.

En las Figuras 5.7a a 5.10a se presentan las curvas de compresibilidad de cuatro especímenes de suelo ensayados en una cámara triaxial instrumentada.

Las Figuras 5.7b a 5.10b muestran que las  $V_p$  medidas son insensibles a los esfuerzos aplicados durante la consolidación del espécimen. Por el contrario, en las Figuras 5.7c a 5.10c, las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes ensayados muestran una relación lineal asociada al esfuerzo. Las  $V_s$  medidas a lo largo de los tramos de descarga–recarga, es decir, las  $V_s$  medidas a lo largo de los tramos 2-3-2 y/o 4-5-4 de la curva de compresibilidad, definen dos líneas de tendencia que corresponden a especímenes cuando el suelo está preconsolidado. Las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en las muestras de suelo a lo largo de los puntos 2-4-6 (línea punteada), exhiben una tendencia lineal con el esfuerzo efectivo que corresponde a un suelo normalmente consolidado.

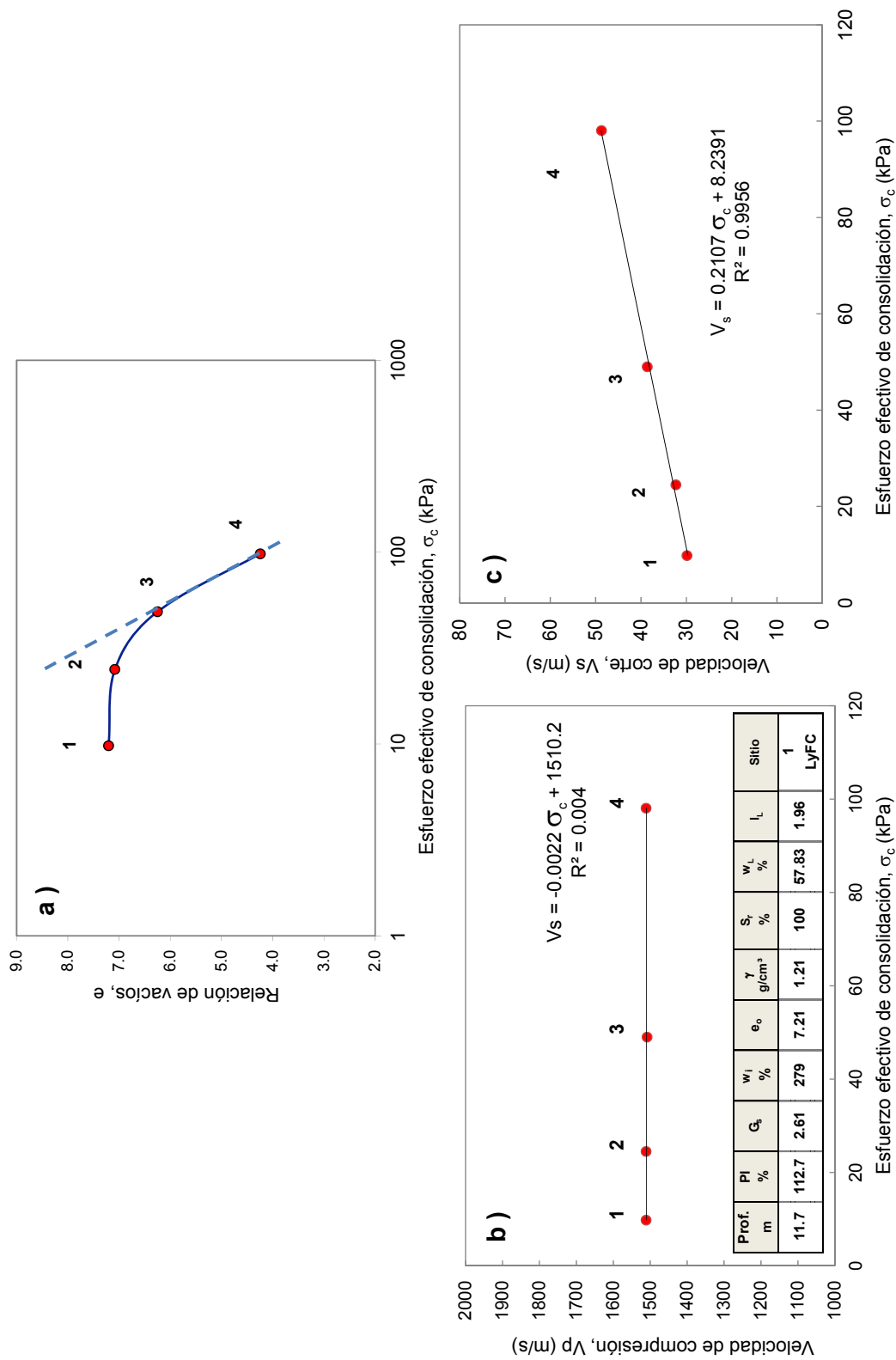


Figura 5.4  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 1, IP cercano a 100%



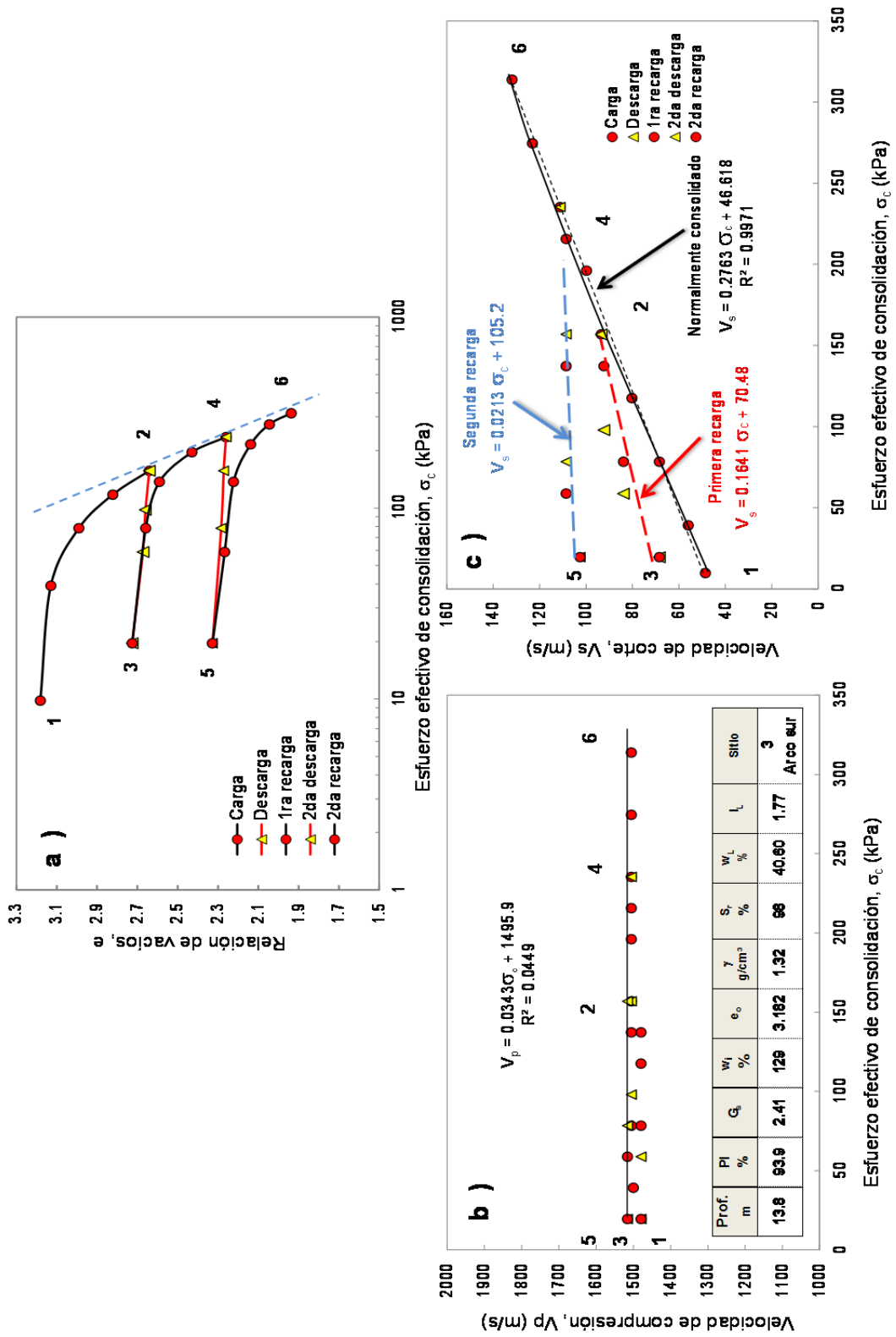


Figura 5.5  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 3, IP cercano a 100%

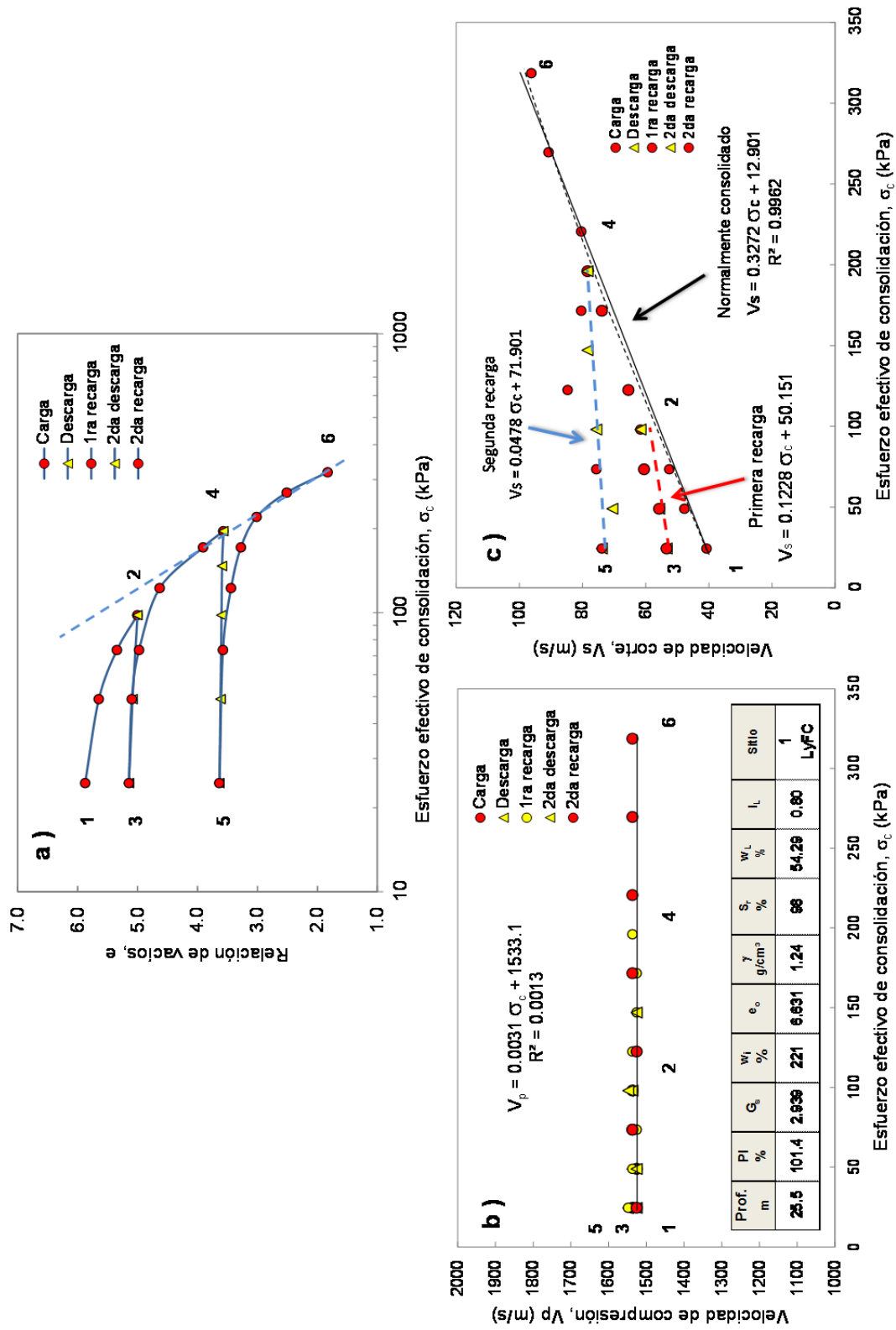


Figura 5.6  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 3, IP cercano a 100%

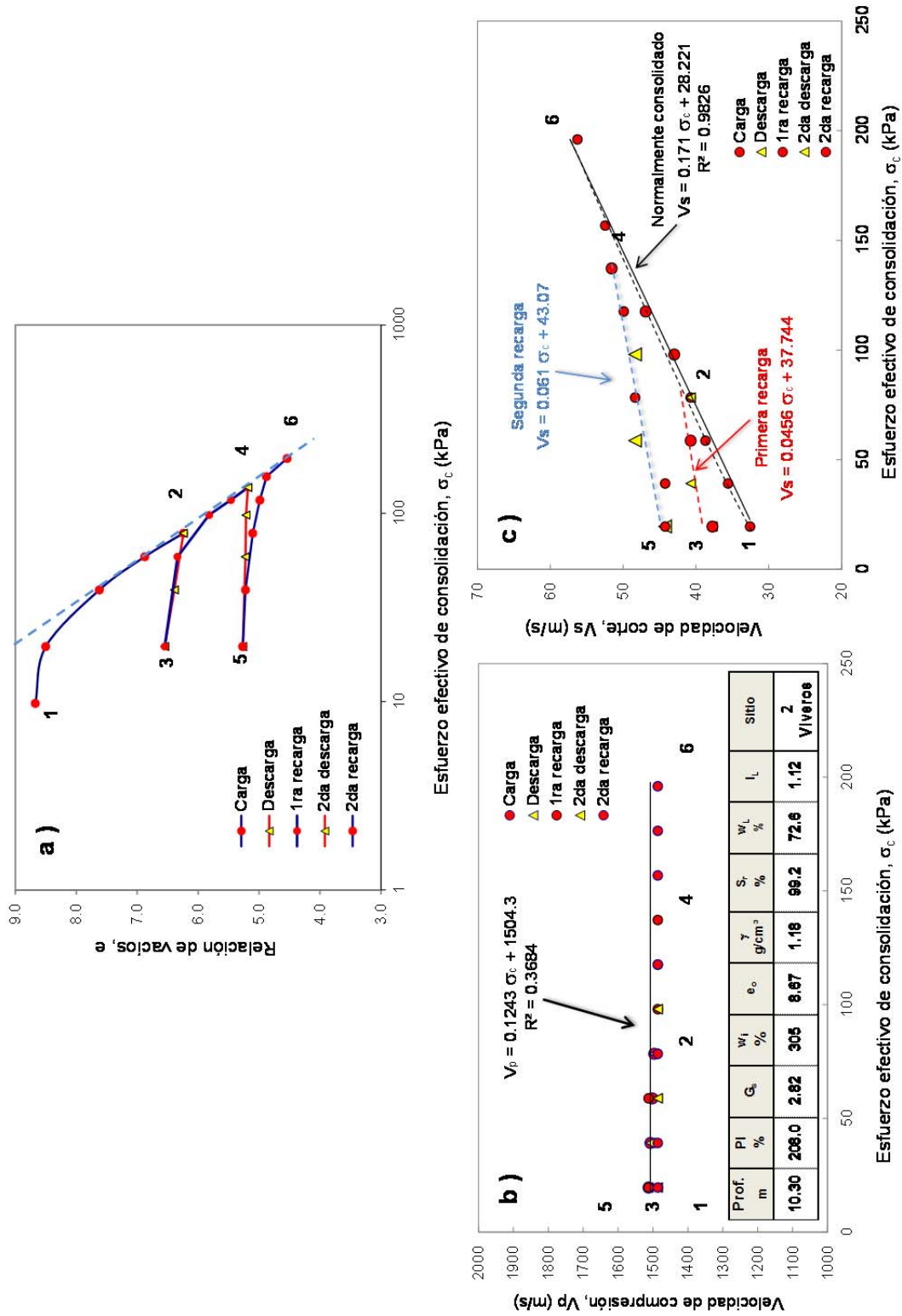


Figura 5.  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, IP cercano a 200%

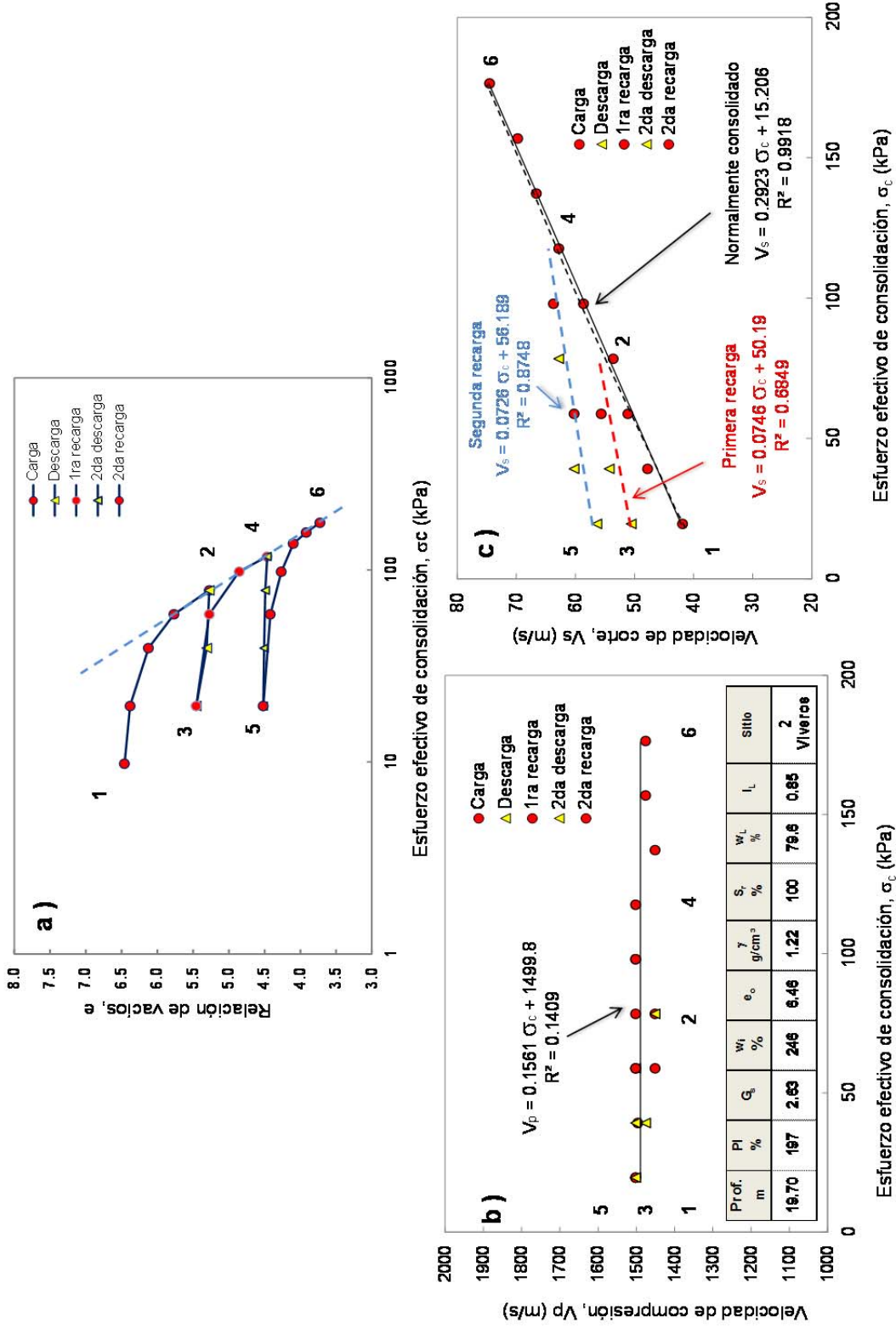


Figura 5.8  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, IP cercano a 200%

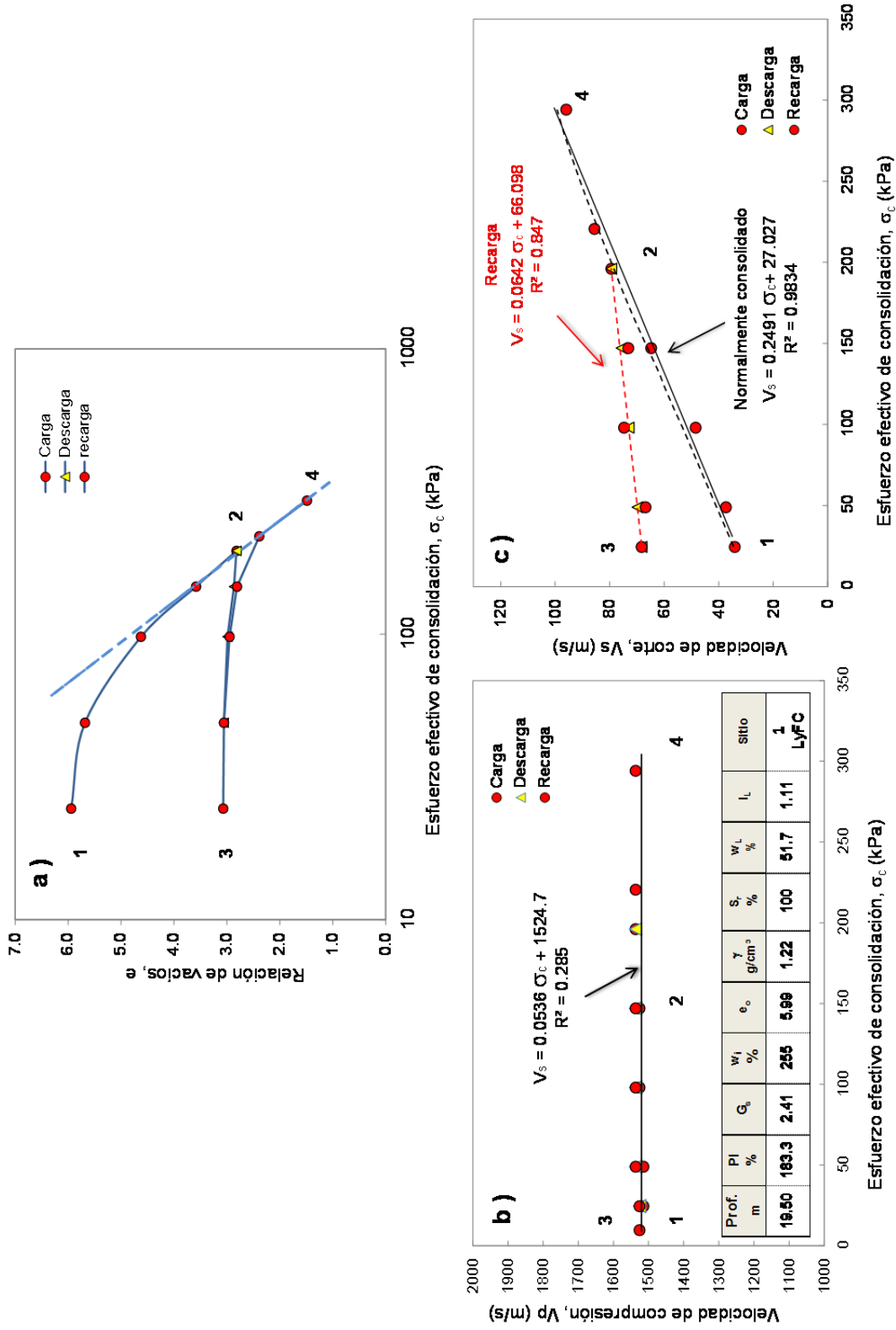


Figura 5.9  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 1, IP cercano a 200%

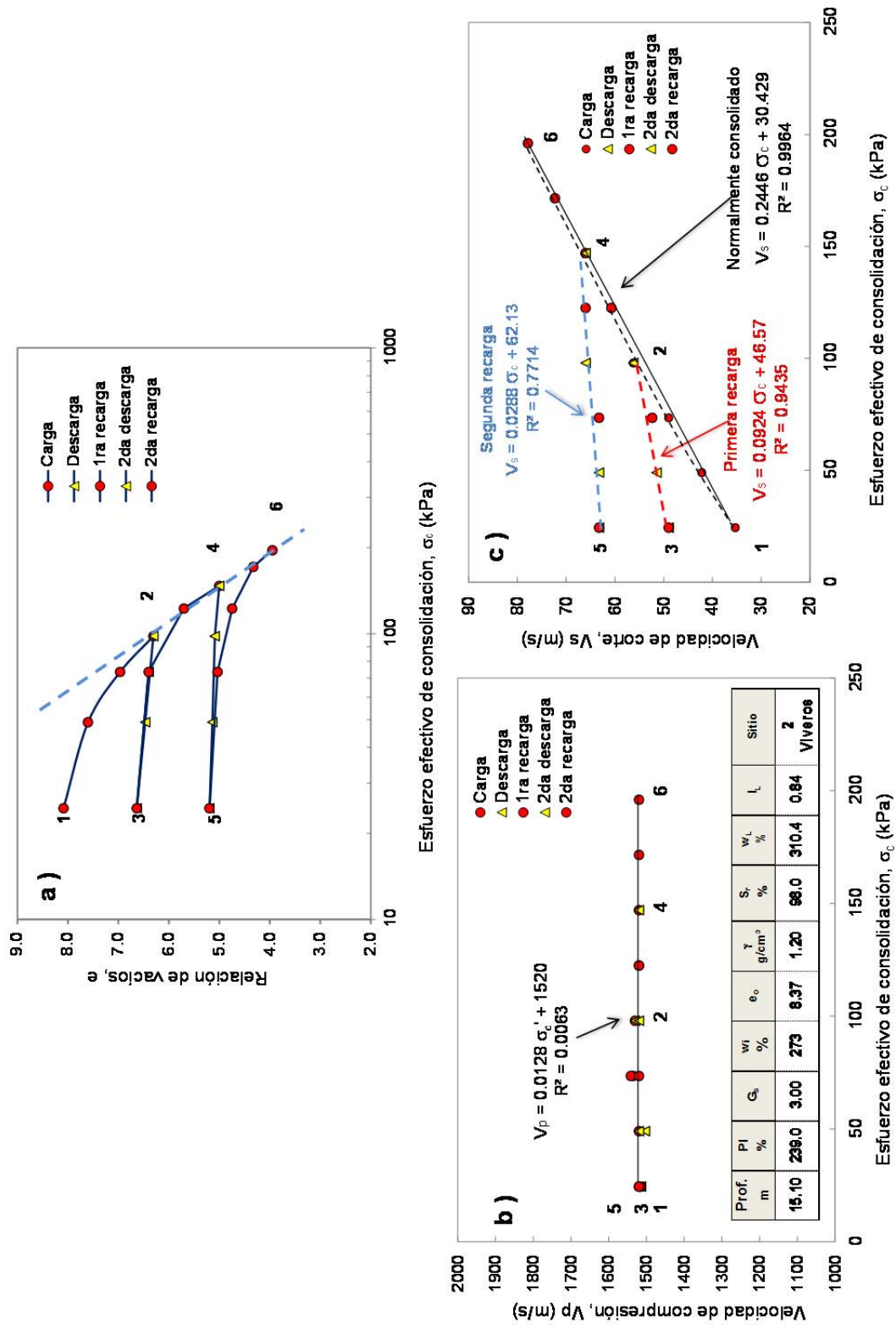


Figura 5.10  $V_p$  y  $V_s$  al incrementarse el esfuerzo, sitio 2, IP = 239%

### 5.3.3 Influencia de la plasticidad en $V_s$ y $V_p$ .

En esta sección se presentan las  $V_p$  y  $V_s$  que se midieron con los cristales piezoeléctricos en los especímenes de suelo ensayados en el laboratorio durante la etapa de consolidación. Las  $V_p$  y  $V_s$  que se presentan, se midieron a lo largo de la línea virgen de consolidación y en los tramos de carga-descarga-recarga, es decir, para suelos normalmente consolidados y preconsolidados.

En la Figura 5.11 se exhiben las  $V_p$  medidas con los elementos de flexión en siete especímenes de suelo al variar el esfuerzo. En esta figura no se aprecia una influencia del índice de plasticidad en las  $V_p$ . En cambio, en la Figura 5.12 se observa que el índice de plasticidad y el contenido de humedad de los especímenes sí influyen en las  $V_s$ ; es decir, si el índice de plasticidad de los especímenes disminuye, las  $V_s$  crecen en el eje de las ordenadas. Por el contrario, si el contenido de humedad y la relación de vacíos aumentan en los especímenes, las  $V_s$  decrecen. En la Figura 5.13 se grafican las  $V_s$  al variar la relación de vacíos para los esfuerzos octahédricos de 100, 150, 200, 250 y 300 kPa. Para cada esfuerzo se traza una línea de tendencia con su respectivo coeficiente de correlación. Como se observa en dicha gráfica, la pendiente de dichas líneas de tendencia aumentan al incrementarse el esfuerzo octahédrico y por ende las  $V_s$  aumentan. En la Figura 5.14, para fines ingenieriles se traza una línea de tendencia a las  $V_s$  medias a los especímenes recuperados en el sitio del lago de Texcoco (sitios 1 y 2) y Arco sur (sitio 3). De acuerdo a los datos experimentales se observa una relación lineal de las  $V_s$  con el esfuerzo octahédrico. Asimismo se observa una banda de dispersión de los datos experimentales para diferentes índices de plasticidad y relación de vacíos.. En la Figura 5.15 se muestran las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión durante la etapa de consolidación en el tramo de descarga-recarga (puntos del 2-3-2), es decir, para suelos preconsolidados. Para estos suelos se observa que las  $V_s$  aumentan al disminuir el índice de plasticidad. Asimismo, cuando el contenido de humedad y la relación de vacíos aumentan, las  $V_s$  disminuyen.

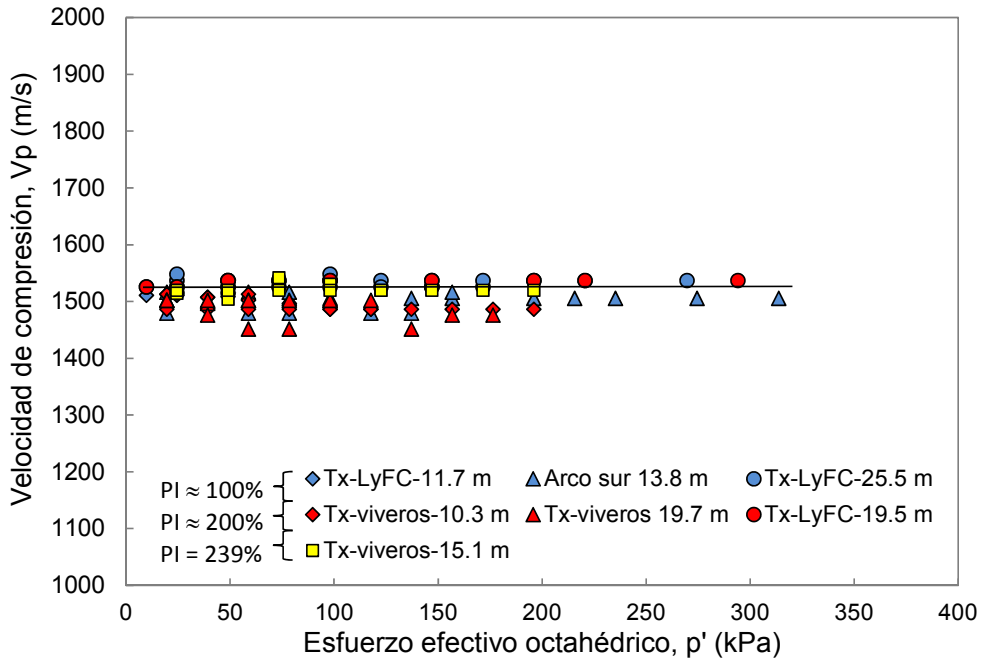


Figura 5. 11 Influencia del PI en  $V_p$  para suelos normalmente consolidados.

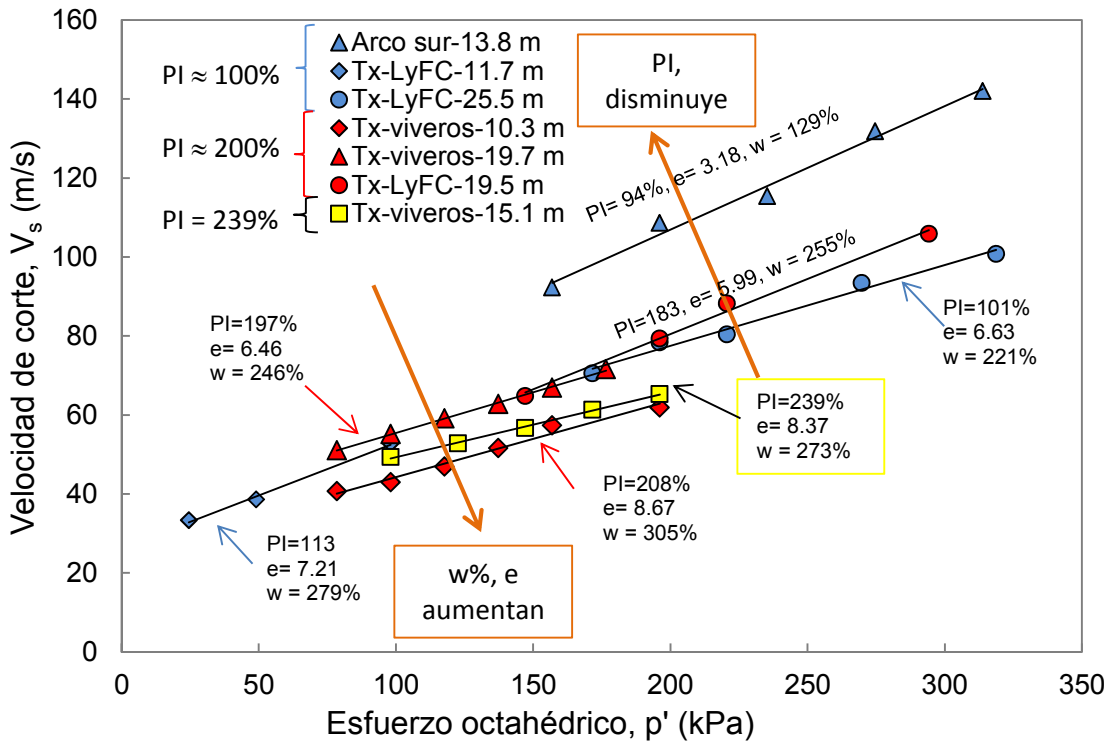


Figura 5. 12 Influencia de PI en  $V_s$  para suelos normalmente consolidados.



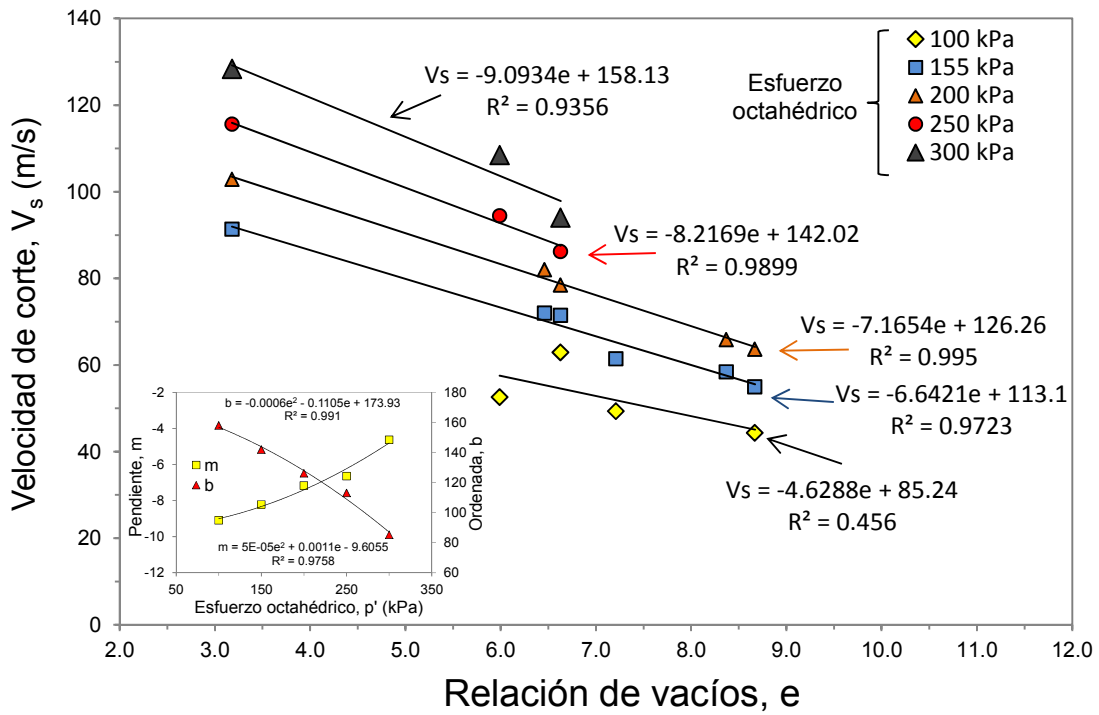


Figura 5. 13 Influencia del esfuerzo octahédrico al variar la relación de vacíos.

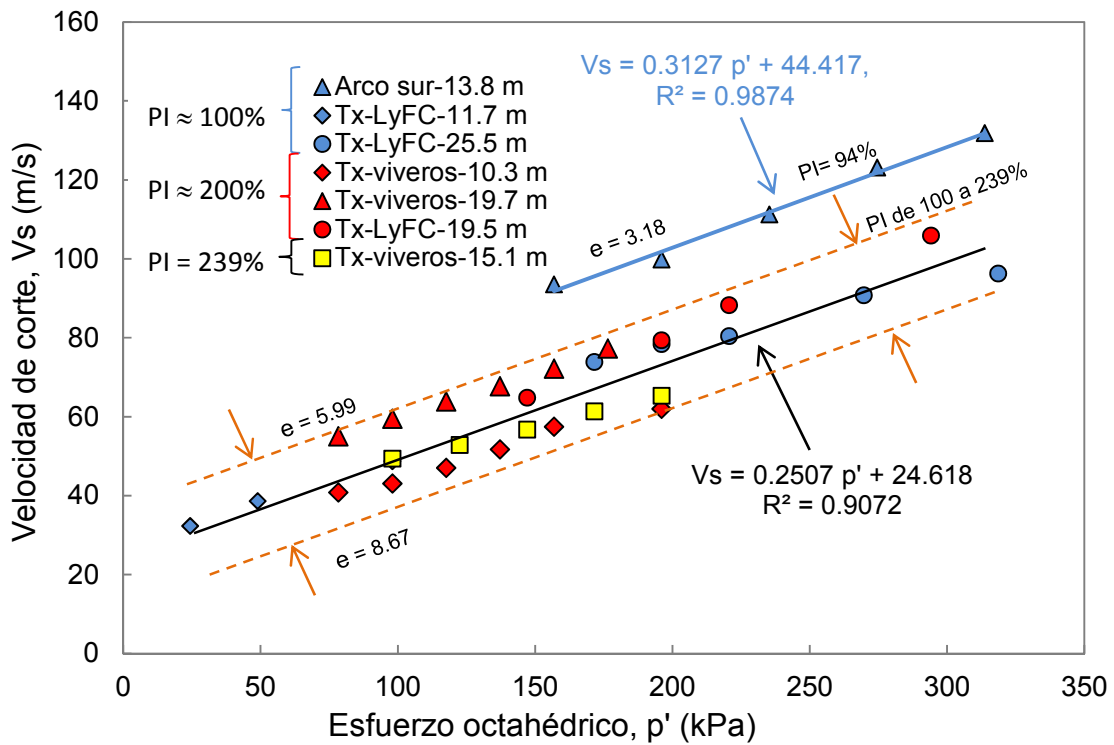


Figura 5. 14 Ajuste lineal en  $V_s$  para suelos normalmente consolidados.

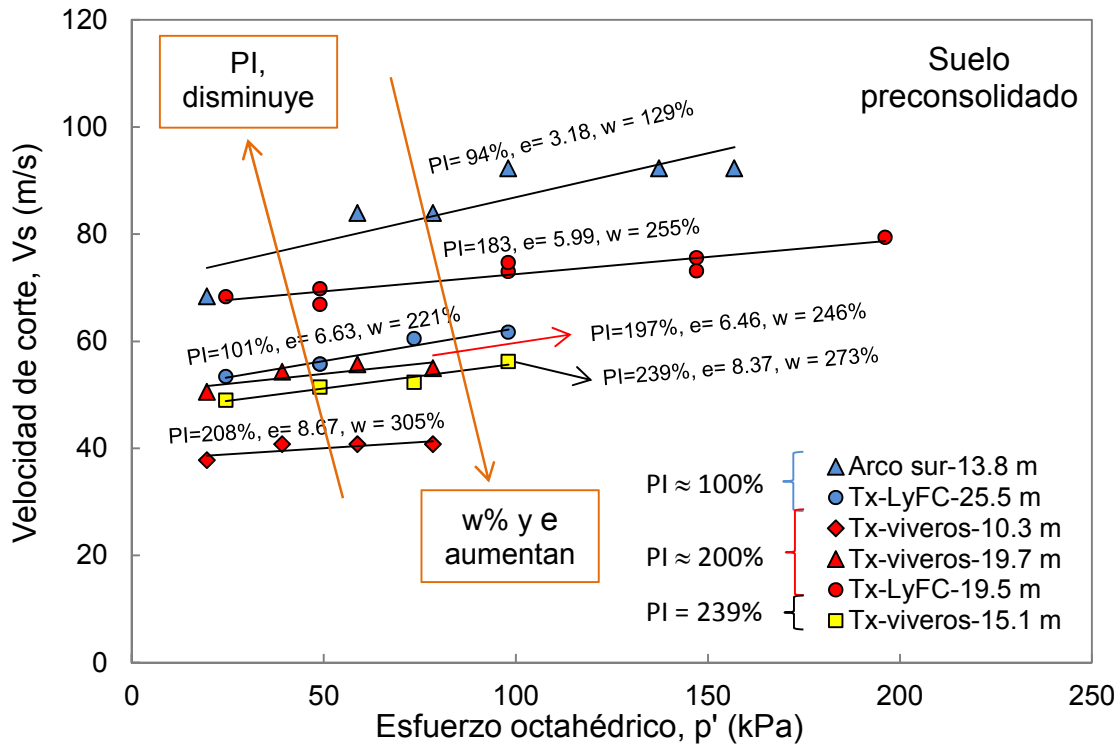


Figura 5. 15 Influencia del PI y  $w$ % para suelos preconsolidados

### 5.3.4 Módulo de rigidez al variar el esfuerzo.

#### 5.3.4.1 SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS.

En la Figura 5.16 se observan los datos experimentales obtenidos al ensayar siete especímenes de suelo. Los módulos de rigidez se calcularon con las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión. En dicha figura se presentan los módulos de rigidez calculados en el tramo que va a lo largo de la línea virgen de consolidación, LVC (puntos 2-4-6). Los datos experimentales se agruparon para los especímenes recuperados en el sitio del lago de Texcoco (sitios 1 y 2) y Arco sur (sitio 3). Con los datos experimentales se trazaron dos líneas de tendencia de tipo polinómico de segundo grado. Las líneas de tendencia polinómicas para los sitios de Arco sur y Texcoco tienen coeficientes de correlación de 0.994 y 0.9251 respectivamente. El coeficiente de correlación de los datos experimentales del sitio de Texcoco es menor debido a que el ajuste se realiza con los datos experimentales de seis ensayos en especímenes de suelo y por lo tanto hay más datos, como se indican a lo largo de la banda de dispersión señalada con líneas punteadas de color naranja.

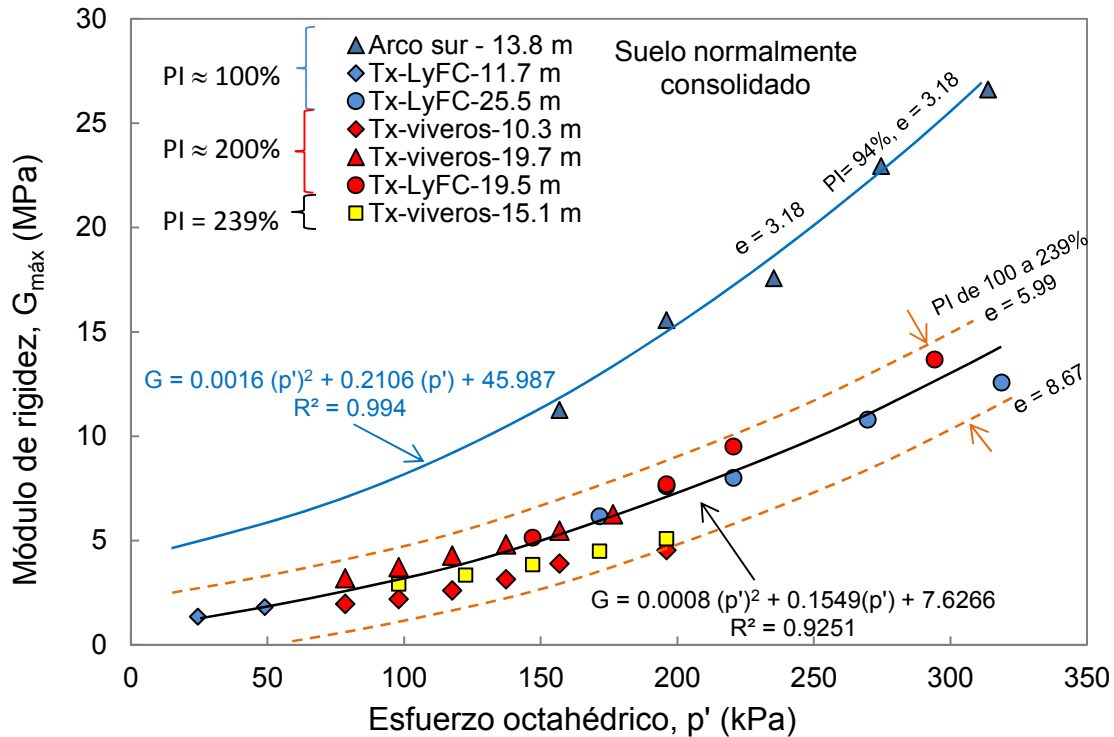


Figura 5. 16 G – p' para suelos normalmente consolidados .

#### 5.3.4.2 SUELOS PRECONSOLIDADOS.

En la Figura 5.17 se presentan los módulos de rigidez medidos durante la consolidación y de acuerdo a la curva de compresibilidad, en el tramo 2-3-2, es decir, los  $G_{máx}$  medidos en el tramo de la primera rama de descarga-recarga (suelo preconsolidado). Se observa que al disminuir el índice de plasticidad de los especímenes, los módulos de rigidez son mayores. Además, cuando el contenido de humedad y la relación de vacíos de los especímenes aumentan, los módulos de rigidez disminuyen. En la Figura 5.18, se normaliza el módulo de rigidez con respecto al esfuerzo de preconsolidación versus el esfuerzo actuante. En la Figura 5.19, el módulo de rigidez máximo se normaliza con respecto al esfuerzo efectivo versus OCR. En esas gráficas, se aprecia una dispersión de datos, pero hay menos dispersión al normalizar a  $G_{máx}$  con respecto al esfuerzo. Además, se observa claramente que al aumentar el contenido de humedad la rigidez de los especímenes disminuye.

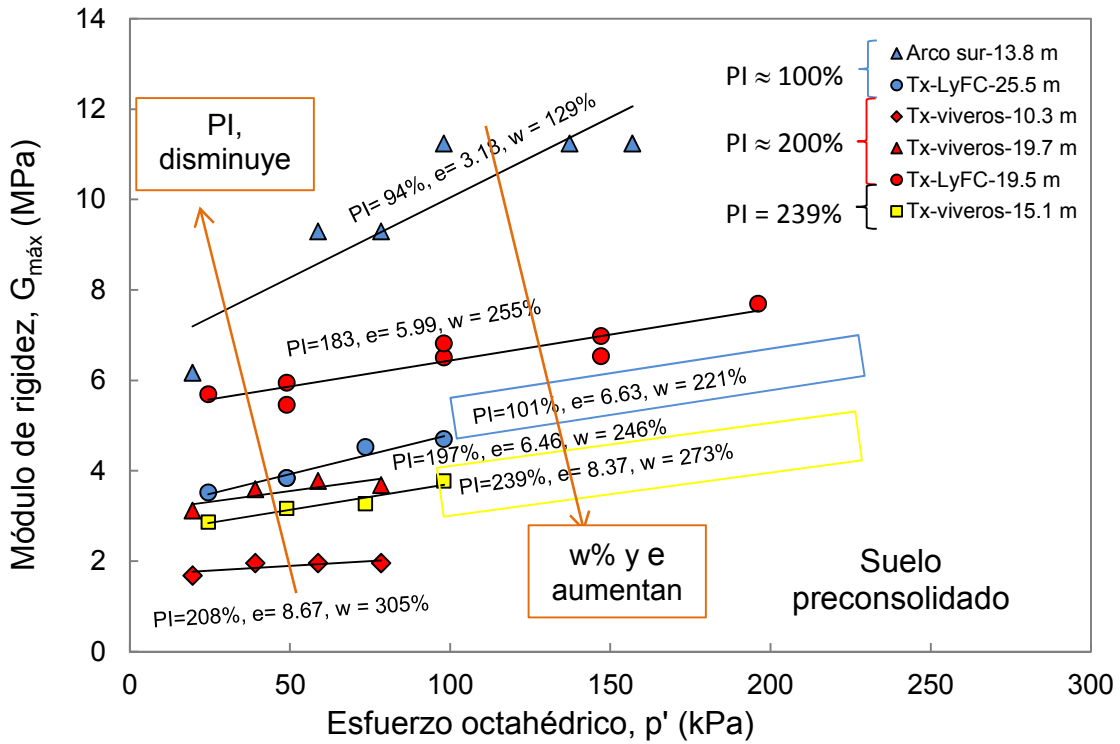


Figura 5. 17 Módulo de rigidez para suelos preconsolidados.

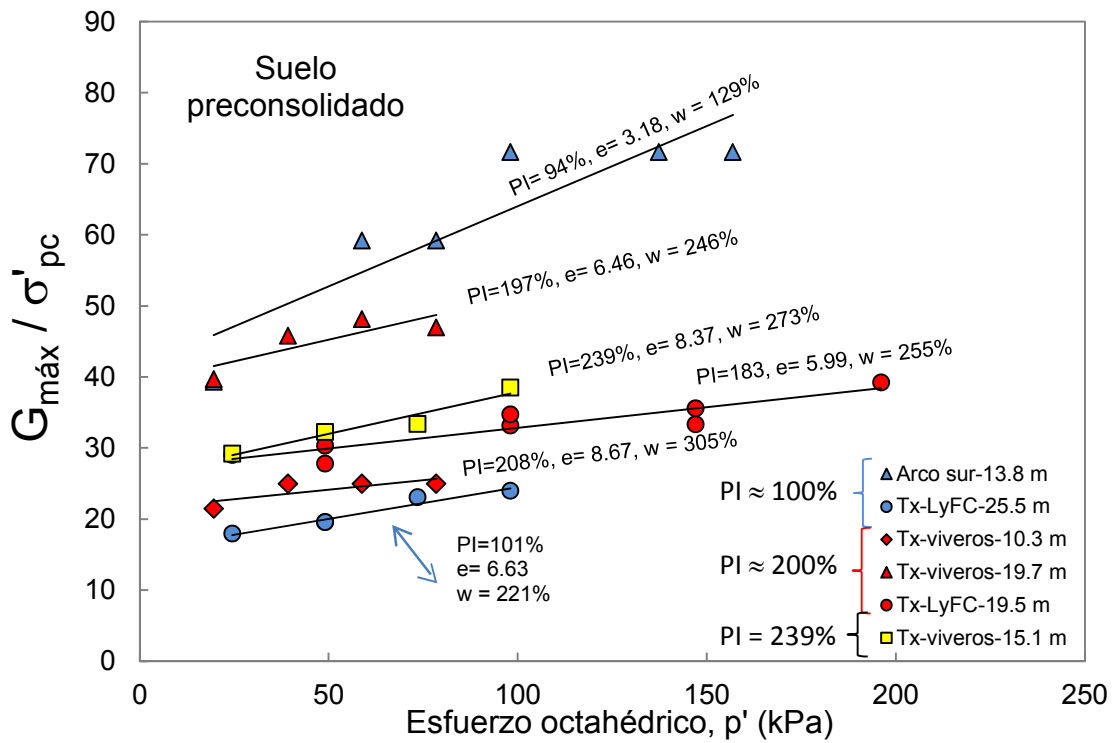


Figura 5. 18  $G_{\max} / \sigma'_{pc}$  versus  $p'$  para suelos preconsolidados.

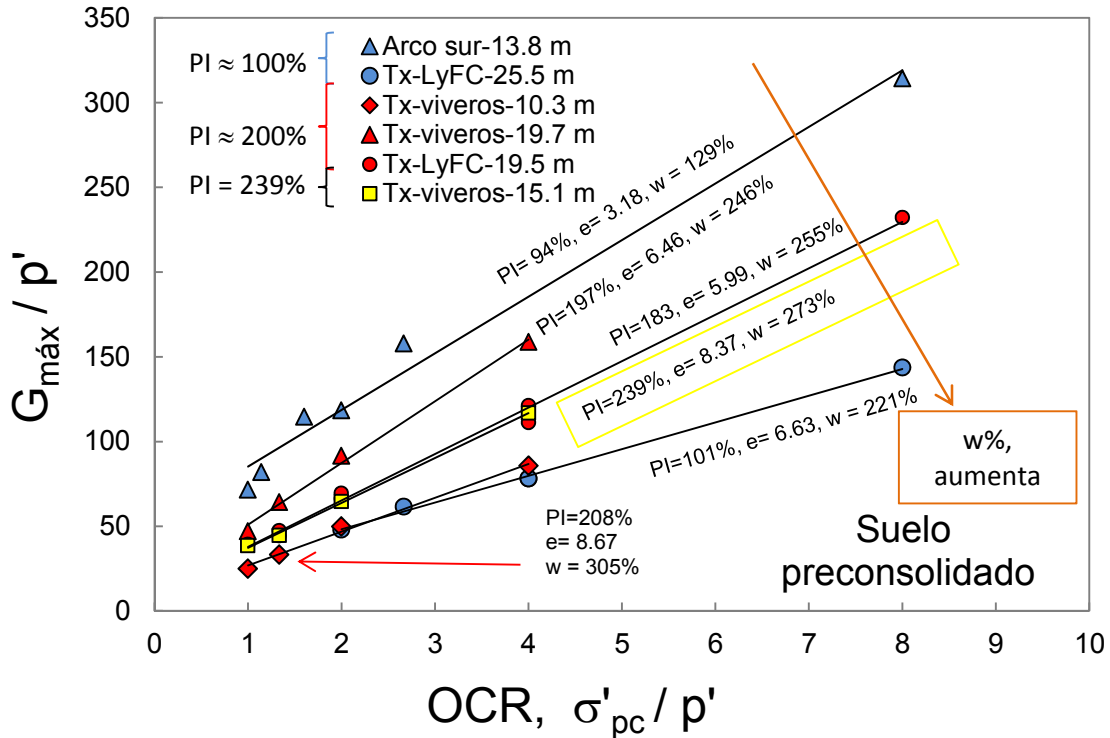


Figura 5. 19  $G_{máx} / p'$  versus OCR para suelos preconsolidados.

### 5.3.5 Normalización de $G / p'_e$ versus $p'_e / p'$ .

En esta sección se presentan los datos experimentales de seis ensayos realizados en especímenes de suelo con diferentes índices de plasticidad. Los módulos de rigidez máximos se calcularon a partir de las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en especímenes de suelo ensayados en la cámara triaxial instrumentada.

En el eje de las ordenadas,  $G_{máx}$  se normalizó con respecto a una presión equivalente,  $p'_e$ , definida como el esfuerzo efectivo asociado a una relación de vacíos a lo largo de la línea virgen de consolidación, LVC. En el eje de las abscisas se graficó  $p'_e / p'$ . Para los suelos normalmente consolidados la normalización de  $p'_e / p' = 1,0$  y para los suelos preconsolidados el cociente  $p'_e / p' > 1$ . Para los suelos preconsolidados, la relación entre  $G_{máx}/p'_e$  contra  $p'_e / p'$  no es única, de acuerdo a los resultados experimentales obtenidos en esta investigación.

En la Figura 5.20 se presentan las normalizaciones de  $G_{máx}/p'_e$  contra el  $p'_e/p'$  de dos especímenes de suelo con un índice de plasticidad cercano a 100%. Un espécimen se recuperó en el lago de Texcoco (sitio 2, Tx-LyFC) a una profundidad de 25.5 m y el otro espécimen se recuperó en el sitio 3 (Arco sur) a una profundidad de 13.8 m. A los especímenes de suelo ensayados se le aplicaron esfuerzos en diferentes ciclos de carga-

descarga-recarga. En la curva normalizada, para cada ciclo se trazan líneas de tendencia cuyas pendientes disminuyen cuando se le aplican a los especímenes de suelo otro ciclo de carga-descarga-recarga.

En la Figura 5.21 se muestran los datos experimentales de cuatro especímenes con índices de plasticidad que varían de 200 a 239%, recuperados en los sitios uno y dos (Lago de Texcoco). Los módulos de rigidez se normalizaron como  $G_{m\acute{a}x}/P'_e$  versus  $P'_e/P'$ , y se observa nuevamente que las pendientes que se obtienen al trazar una línea de tendencia a lo largo de las ramas de descarga-recarga son menores en comparación a las obtenidas para especímenes con un índice de plasticidad de 100%.

En la Figura 5.22 se muestra la gráfica que corresponde a los ciclos de carga y dos ciclos de descarga-recarga aplicados a los especímenes de suelo durante la etapa de consolidación. A cada ciclo se le asocia una pendiente y éstas disminuyen cuando al espécimen de suelo se le aplica otro ciclo de descarga-recarga, esto se debe a que el espécimen sufre un cambio de volumen y su rigidez aumenta después de cada ciclo de carga-descarga; es decir, los ciclos de carga y descarga endurecen al suelo. También se observa que las pendientes son menores en los especímenes recuperados en el lago de Texcoco cuyo índice de plasticidad es cercano a 200%.

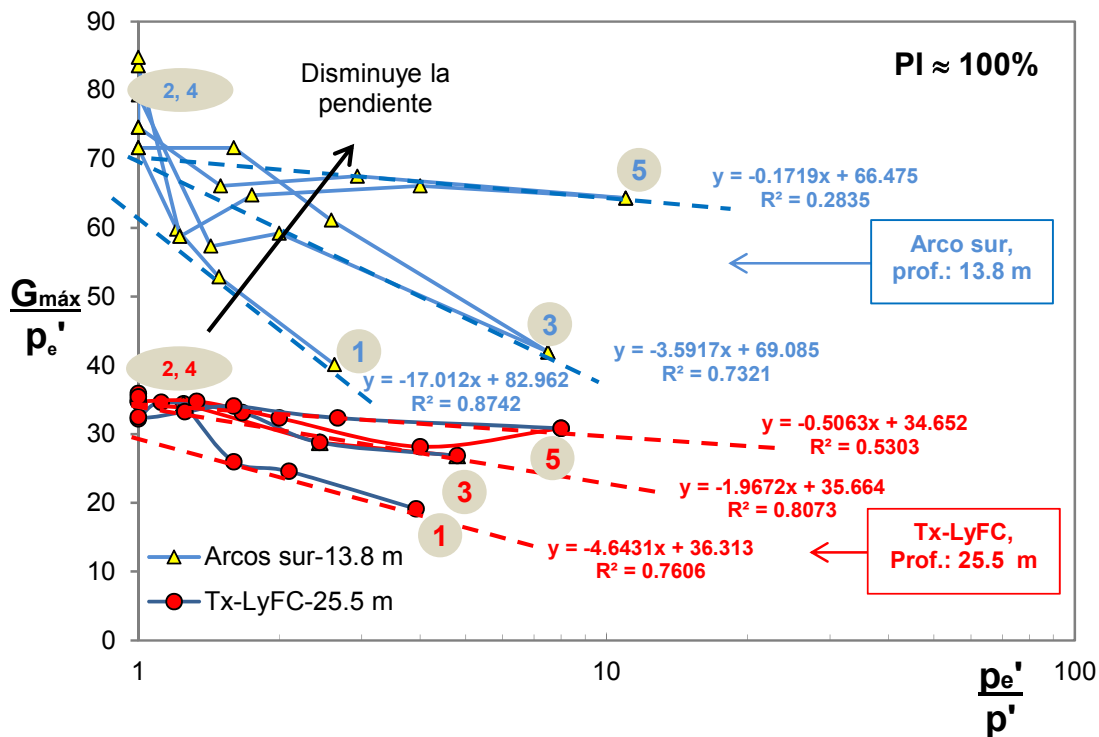


Figura 5. 20  $G_{m\acute{a}x} / p'_e$  versus  $p'_e / p'$

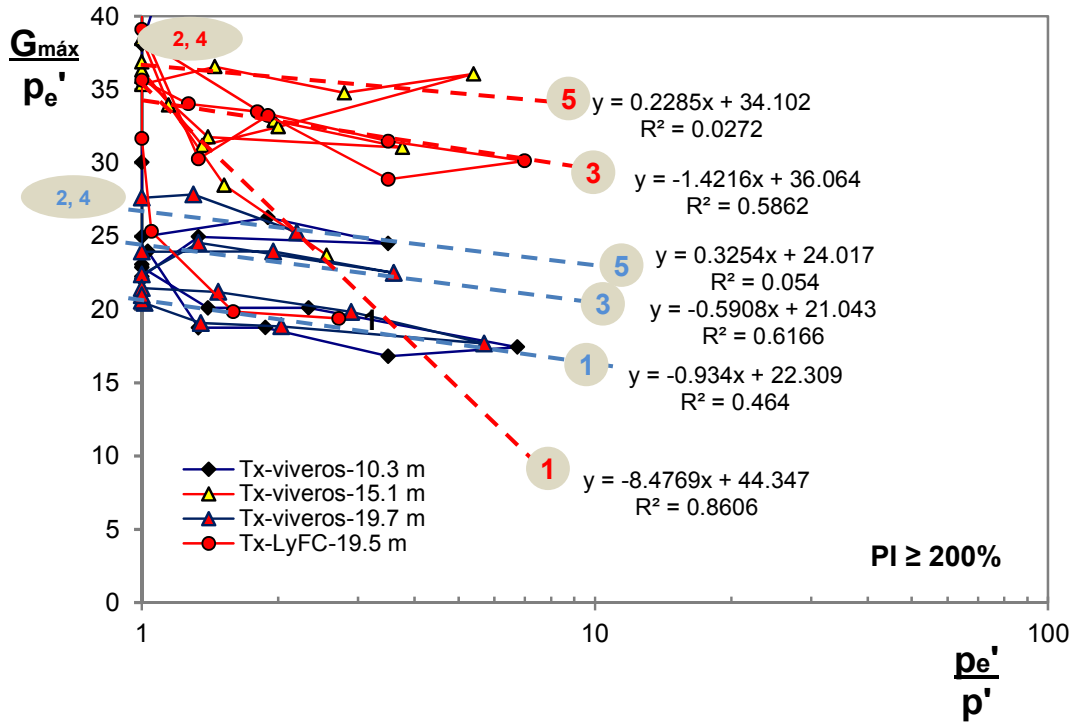


Figura 5. 21  $G_{\max} / P_e'$  versus  $P_e'/p'$ .

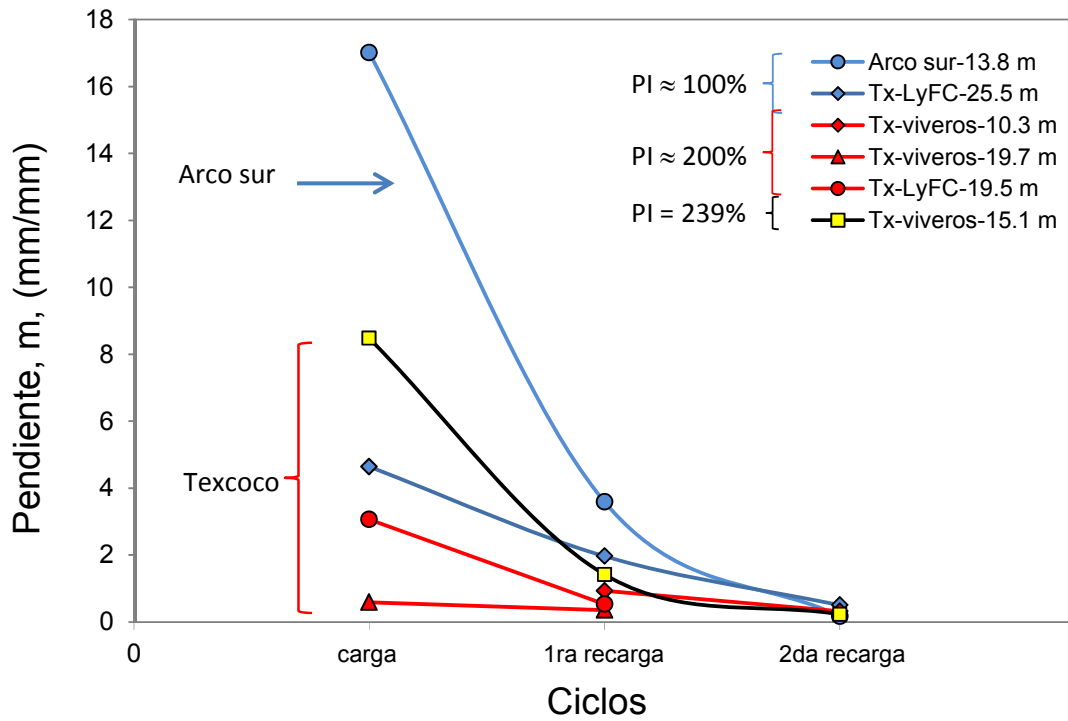


Figura 5. 22 Pendiente de los ciclos de carga –descarga-recarga

---

En síntesis, las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión en los especímenes de suelo durante la etapa de consolidación isótropa son insensibles al incremento del esfuerzo debido a que los especímenes estaban saturados. Las  $V_p$  fueron en promedio de 1510 m/s, que es la velocidad en que viajan las ondas de compresión a través del agua. Las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes tienen una relación lineal al incrementarse el esfuerzo. También se observa una clara influencia del índice de plasticidad y el contenido de agua de los especímenes de suelo en las  $V_s$ .

Los módulos de rigidez se calcularon a partir de las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo. Se trazan dos líneas de tendencias de tipo polinómica de segundo grado. Las líneas de tendencia polinómica tienen coeficientes de correlación 0.99 y 0.92 para los especímenes recuperados en el sitio de arco sur y Texcoco, respectivamente. Esto indica que en los datos del sitio de Texcoco hay más dispersión que en los datos de Arco sur.

En los suelos preconsolidados se observa que los módulos de rigidez de los especímenes de suelo disminuyen cuando el índice de plasticidad aumenta.

Por otro lado, los módulos de rigidez normalizados con respecto al esfuerzo efectivo, muestran menos dispersión de datos, además se observa que para los especímenes de suelo con mayor contenido de agua disminuye su rigidez.

Por último, cuando se normaliza  $G / p'_e$  versus  $p'_e / p'$ , el cociente  $p'_e / p'$  es igual a la unidad para los suelos normalmente consolidados y  $p'_e / p' > 1$  para los suelos preconsolidados.



### 5.3.6 Otros criterios para interpretar los resultados con base en leyes de potencias.

En esta sección se analizan las  $V_p$  y  $V_s$  medidas con los cristales piezoeléctricos en especímenes de suelo consolidados isotrópamente a diferentes esfuerzos efectivos octaédricos en condiciones saturadas con un modelo de leyes de potencia.

Los datos experimentales se presentan gráficamente a escala logarítmica ( $\log V_s - \log \sigma_o'$ ). Las ecuaciones 5.1 y 5.2 son las expresiones del modelo de leyes de potencia que se utilizan para las  $V_p$  y  $V_s$  medidas al variar el esfuerzo efectivo,  $\sigma_o'$  (Hardin y Drnevich, 1972, Hardin, 1978):

$$V_p = A_p \times \left( \frac{\sigma_o'}{P_a} \right)^{n_p} \quad 5.1$$

$$V_s = A_s \times \left( \frac{\sigma_o'}{P_a} \right)^{n_s} \quad 5.2$$

donde:

$A_p$  y  $A_s$  son las velocidades de compresión y de cortante a 1 atm (100 kPa),

$n_p$  y  $n_s$  son exponentes adimensionales, y

$P_a$  es la presión atmosférica ( $P_a = 100$  kPa).

Dichas ecuaciones son expresiones empíricas que tienen una base teórica, y el marco de referencia es para materiales ideales. Para la relación entre  $V_s$  y el esfuerzo efectivo, Cascante y Santamarina (1996) mostraron que  $n_s$  en la ecuación 5.2 es de 0,25. De acuerdo a la investigación de estos autores, el exponente  $n_s = 0.25$  se obtiene cuando se ensaya un medio ideal de esferas viscoplasticas perfectas con un arreglo uniforme. Otros autores han mostrado que las mediciones del exponente  $n_s$  con diferentes materiales varían entre 0.17 y 0.48 y que además pueden variar posiblemente con la plasticidad del suelo (Fam y Santamarina, 1997)

Debe tenerse en cuenta que los materiales ensayados en esta investigación difieren considerablemente de los estudiados por otros investigadores previamente, el contenido de humedad oscila entre 238 y 273%, la relación de vacíos varía entre 6,46 y 8,42, y los índices de plasticidad son entre 197 y 239%.

Además, el modelo de leyes de potencia no se ha utilizado para estudiar las velocidades de ondas en las arcillas de la ciudad de México (compresibles y con altos índices de plasticidad).

Con las  $V_p$  y  $V_s$  medidas a lo largo de la línea virgen de consolidación de cada ensaye, se definió una línea de tendencia con el modelo de leyes de potencia y se calcularon los

---

parámetros de  $A_{p,s}$  y  $n_{p,s}$ . En la Tabla 5.1 se presentan dichos parámetros para cada uno de los ensayos realizados para suelos normalmente consolidados y en la Tabla 5.2 se presentan los parámetros que corresponden a suelos preconsolidados.

La Figura 5.23 muestra las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión en siete especímenes de suelo al aumentar el esfuerzo octahédrico. A los datos experimentales se traza un ajuste lineal con el modelo de leyes de potencias (Ecuación 5.1). Como se observa, las  $V_p$  son casi insensible al incrementarse el esfuerzo octahédrico, esto se debe a que los especímenes se encontraban saturados. De acuerdo a los resultados experimentales,  $A_p$  es igual a 1514 m/s y esta corresponde a la velocidad de las ondas de compresión que viajan a través del agua, y que la línea de potencia es casi lineal con un exponente  $n_s$  igual a 0.002.

En la Figura 5.24 se presentan las  $V_p$  al variar el esfuerzo octahédrico, a los datos experimentales se le trazaron dos líneas de potencia, una línea corresponde a un modelo teórico cuando el exponente  $n_s$  es igual a 0.25 y la otra línea representa a los datos experimentales cuyo  $n_s$  promedio es igual a 0.33, dicho valor es representativo para los siete ensayos realizados.

La Figura 5.25 muestra los datos experimentales a los cuales se les trazaron tres líneas de potencia que corresponden a diferentes índices de plasticidad. Como se observa, los exponentes  $n_s$  son 0.33, 0.30 y 0.37 y corresponden a los especímenes de suelo cuyo índice de plasticidad son cercanos a 100, 200 y 240 % respectivamente.

La Figura 5.26 presenta las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en especímenes de suelo a lo largo del tramo de recarga (suelos preconsolidados) de seis especímenes de suelo. A dichos datos experimentales se le traza una línea de potencia representativa empleando el modelo de leyes de potencia. De acuerdo a los datos experimentales el parámetro  $A_s$  es igual a 64 m/s y su exponente  $n_s$  es 0.10. El exponente medido corresponde a suelos preconsolidados (Fam y Santamarina, 1997)

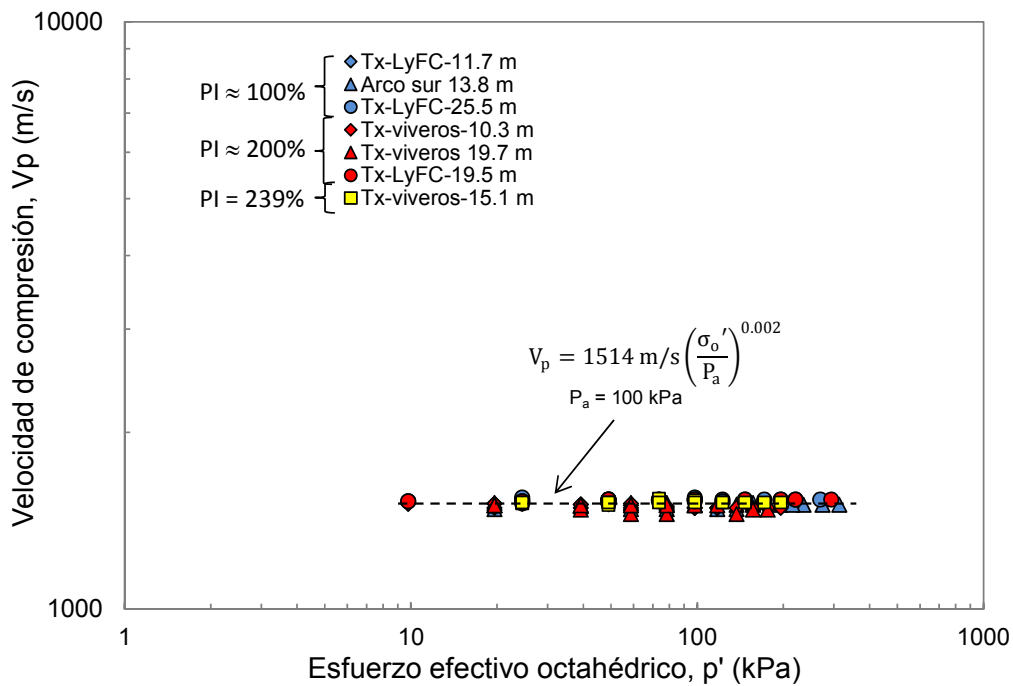
En la Figura 5.27 se presentan las  $V_s$  al variar el esfuerzo octahédrico medidos en especímenes preconsolidados con tres diferentes índices de plasticidad. A los datos experimentales se le trazan líneas de tendencia empleando el modelo de leyes de potencia cuyos exponentes de 0.13, 0.07 y 0.09 para especímenes con índices de plasticidad cercano a 100, 200 y 240% respectivamente.

**Tabla 5. 1 Parámetros  $A_{p,s}$  y  $n_{p,s}$  que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados.**

suelo normalmente consolidado									Ponderado	
Sitio	PI %	Prof. m	$A_p$ m/s	$n_p$ adimensional	$A_p$ m/s	$n_p$ adimensional	$A_s$ m/s	$n_s$ adimensional	$A_s$ m/s	$n_s$ adimensional
Arco sur	94	13.8	1500.0	0.002	1515	0.001	78.3	0.377	72	0.33
Tx-LyFC	113	11.7	1510.0	0.001			48.7	0.302		
Tx-LyFC	101	25.5	1533.0	0.001			62.3	0.332		
Tx-viveros	208	10.3	1494.0	0.001	1504	0.002	43.5	0.327	57	0.30
Tx-viveros	197	19.7	1488.0	0.001			56.6	0.302		
Tx-LyFC	183	19.5	1532.0	0.003			67.9	0.281		
Tx-viveros	239	15.1	1522.0	0.002	1522	0.002	49.2	0.371	49	0.37
Prom.					1514	0.002	Prom.		59	0.33

**Tabla 5. 2 Parámetros  $A_{p,s}$  y  $n_{p,s}$  que se obtiene de los datos experimentales al utilizar el modelo de leyes de potencia en suelos preconsolidados.**

Suelo preconsolidado					Ponderado	
Sitio	PI %	Prof. m	$A_s$ m/s	$n_s$ adimensional	$A_s$ m/s	$n_s$ adimensional
Arco sur	94	13.8	89	0.15	75	0.13
Tx-LyFC	113	11.7	no hubo recarga			
Tx-LyFC	101	25.5	62	0.11		
Tx-viveros	208	10.3	42	0.07	62	0.07
Tx-viveros	197	19.7	57	0.06		
Tx-LyFC	183	19.5	73	0.07		
Tx-viveros	239	15.1	55	0.09	55	0.09
Prom.					64	0.10



**Figura 5. 23 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas.**

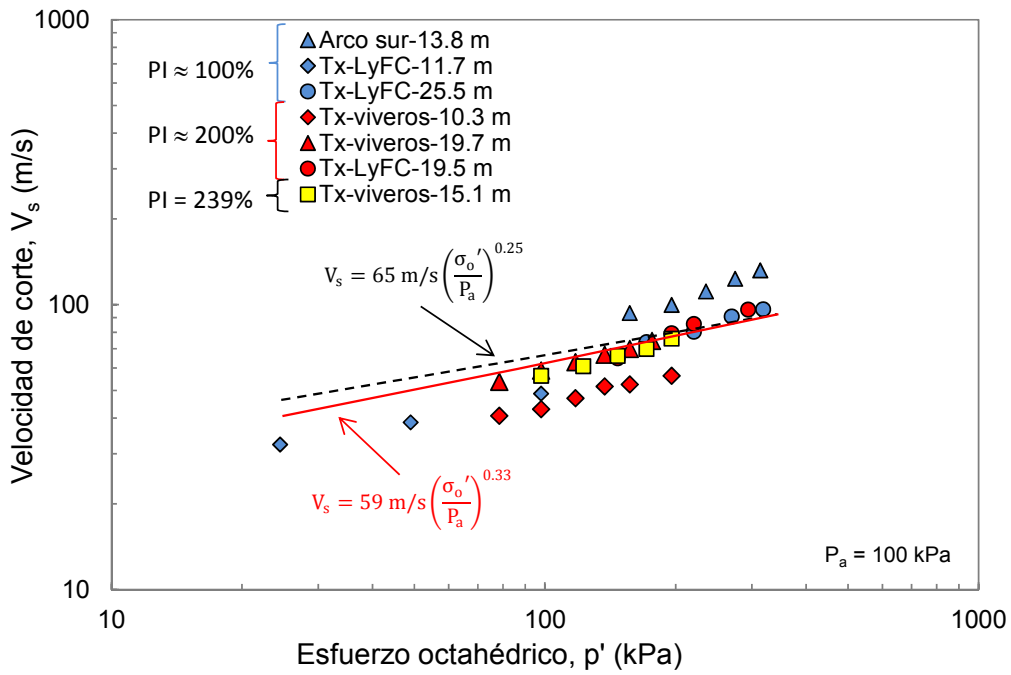


Figura 5. 24 Velocidad de onda cortante al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas.

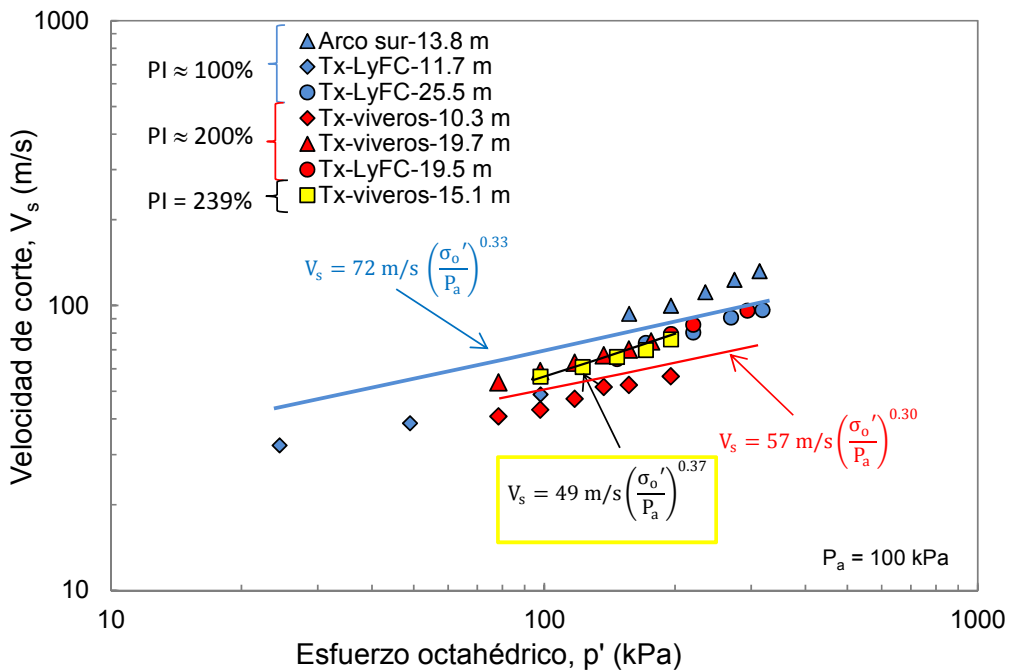


Figura 5. 25 Línea de potencia para muestras de suelo normalmente consolidados con diferentes índices de plasticidad.

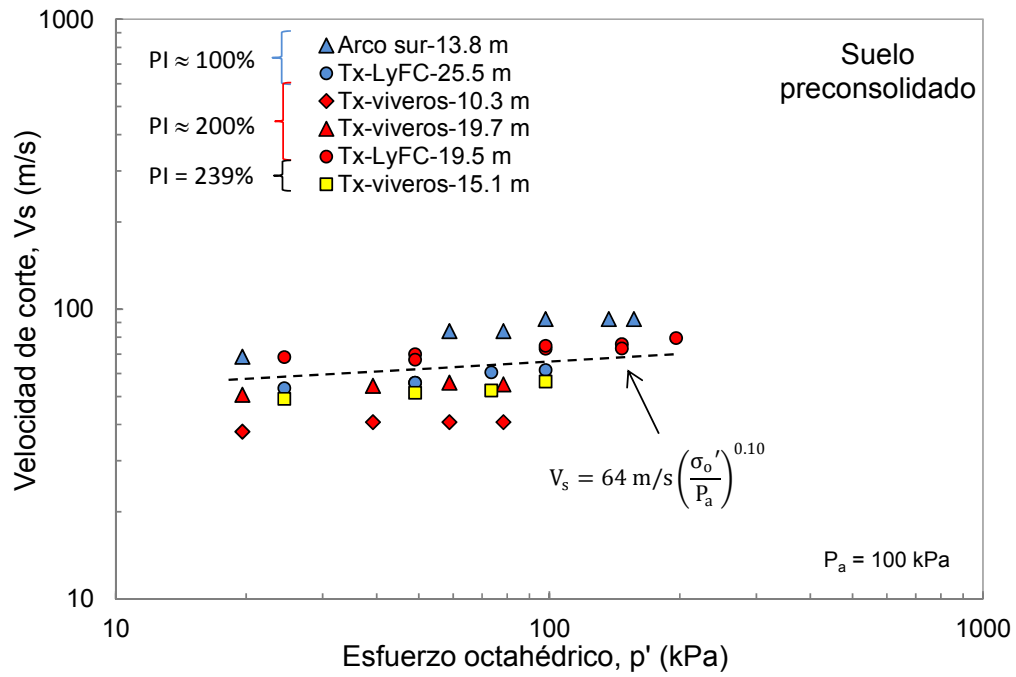


Figura 5. 26 Velocidad de onda cortante al variar el esfuerzo octahédrico de muestras preconsolidadas.

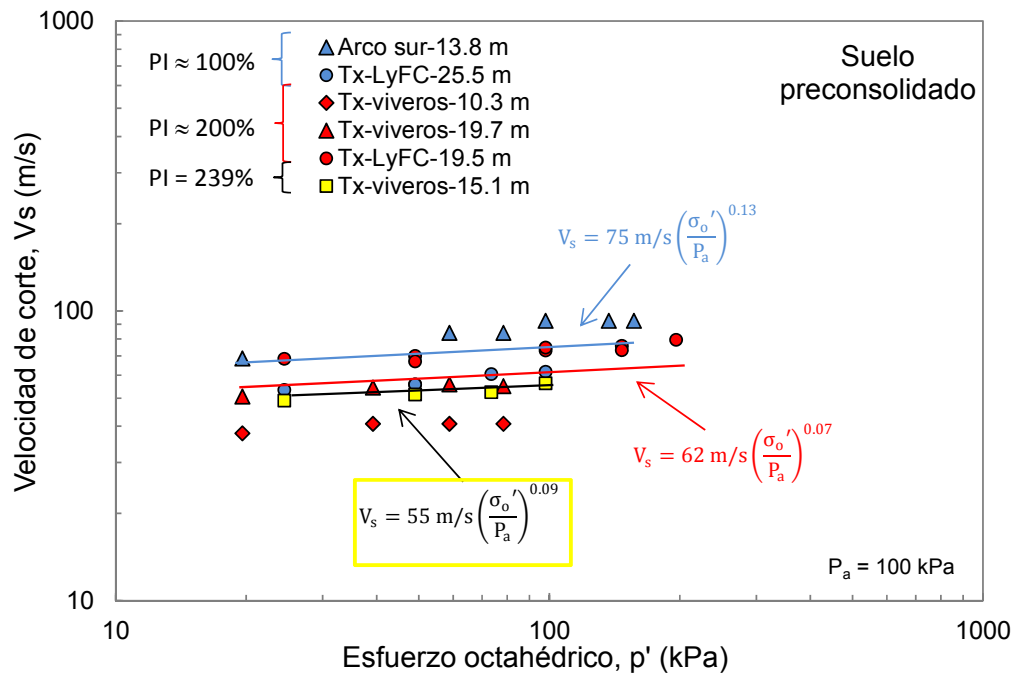


Figura 5. 27 Línea de potencia para muestras de suelo preconsolidados con diferentes índices de plasticidad.

---

#### 5.4. Muestras de suelo consolidadas anisótricamente

En esta sección se presentan los resultados de cuatro ensayos efectuados en la cámara triaxial neumática instrumentada con los cristales piezoeléctricos. Los especímenes ensayados se consolidaron anisótricamente manteniendo constante la relación  $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$ . Las trayectorias de esfuerzo se representa con el diagrama  $p' - q$ , siendo  $p'$  el esfuerzo efectivo octahédrico o esfuerzo efectivo medio y  $q$  el esfuerzo desviador. Usualmente, se utiliza el esfuerzo desviador,  $q$ , en lugar del esfuerzo cortante octahédrico,  $\tau_{oct}$ :

$$p' = \sigma'_{oct} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (5.1)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2]}{3}} \quad (5.2)$$

cuando:  $\sigma'_2 = \sigma'_3$

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3)}{3} \quad (5.3)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (5.4)$$

Para los ensayos de compresión en la cámara triaxial neumática, el esfuerzo efectivo vertical  $\sigma'_v = \sigma'_1$  y el horizontal  $\sigma'_h = \sigma'_3$ .

##### 5.4.1 Efecto de la magnitud del esfuerzo efectivo en $V_p$ y $V_s$ .

En las Figuras 5.28 a 5.31 se muestran los resultados de cuatro ensayos realizados en especímenes de suelo consolidados anisótricamente. Las Figuras 5.28a a 5.31a muestran a trayectoria de esfuerzos  $p'-q$  obtenida durante el ensaye de los especímenes en sus diferentes etapas. En la etapa inicial del ensaye, se aplican al espécimen dos o tres esfuerzos con incrementos de 20 kPa, con la finalidad de alejar la línea de falla de la línea en donde se cumpla la relación  $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$  (consolidación isótropa en el tramo A-B). Después, se aplican esfuerzos axiales hasta que la trayectoria de esfuerzos alcance a la línea teórica (tramo B-C). Una vez que la trayectoria de esfuerzos llega a la línea teórica, se aplican al espécimen esfuerzos axiales y/o confinantes a fin de seguir la trayectoria de esfuerzos sobre la línea teórica definida como  $K_0$  hasta alcanzar el  $\sigma'_1$  programado (tramo C-D). Para cada esfuerzo aplicado al espécimen durante la consolidación anisótropa (axial o confinante), se define un tiempo de espera, el cual depende de qué tan rápido se disipe la presión de poro

acumulada en el espécimen. En el tramo que va de C a D los valores de  $K_0$  experimentales se comparan con los valores teóricos asociados a  $p'$  y  $q$ , con la finalidad de aproximar el  $q$  experimental, al valor de  $q$  teórico. Finalmente, la trayectoria de esfuerzos en la etapa de falla se muestra en el tramo que va de D a E. La velocidad de carga aplicada a los especímenes de suelo durante la etapa de falla fue de 0.1 mm/min.

Las trayectorias de esfuerzos de los especímenes ensayados definen una envolvente de falla, la cual se observa en las Figuras 5.28a a 5.31a, después de alcanzar el valor pico del esfuerzo desviador la resistencia del espécimen disminuye. Este aspecto es importante desde el punto de vista práctico puesto que estos valores de resistencia definen una condición límite, a partir de la cual, el incremento en el esfuerzo cortante lleva a la falla a un espécimen de suelo.

Durante la consolidación anisótropa se midieron  $V_p$  y  $V_s$  a lo largo de los puntos que van de la A a D. En las Figuras 5.28b a 5.31b, se muestran las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión en los especímenes durante la etapa de consolidación anisótropa. Los círculos rojos representan las  $V_p$  medidas durante el ensaye en la etapa inicial de la consolidación anisótropa (consolidación isótropa en el tramo A-B). Los triángulos amarillos son las  $V_p$  que se midieron en el ensaye durante la consolidación anisótropa a diferentes esfuerzos octahédricos (tramo B-C-D). Como se observa, las  $V_p$  son insensibles al incremento de esfuerzos octahédricos debido a que los especímenes de suelo se encontraban saturados o casi saturados. Los valores de  $V_s$  son en promedio de 1500 m/s, que corresponde a la velocidad de ondas de compresión que viajan a través del agua.

En las Figuras 5.28c a 5.31c se presentan las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo durante la etapa de consolidación anisótropa. Dichas figuras muestran que las  $V_s$  están relacionadas linealmente al incrementarse el esfuerzo octahédrico.

En las Figuras 5.28c y 5.29c las trayectorias de esfuerzos de los especímenes recuperados en el sitio de Texcoco-Viveros, muestran dos pendientes durante la consolidación isótropa y anisótropa, esto es, la relación entre el esfuerzo octahédrico y la velocidad de onda es diferente. La muestra se endurece más cuando ocurre el segundo tipo de consolidación. Esto es muy importante desde el punto de vista práctico, si queremos obtener valores de  $V_s$  en el laboratorio sean cercanos a las  $V_s$  medidas in situ.

En cambio, en las Figuras 5.30c y 5.31c se aprecia que las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en especímenes de suelo recuperados en el sitio de Arco sur a lo largo de la trayectoria de esfuerzos muestra una pendiente única (tramos de A a D).

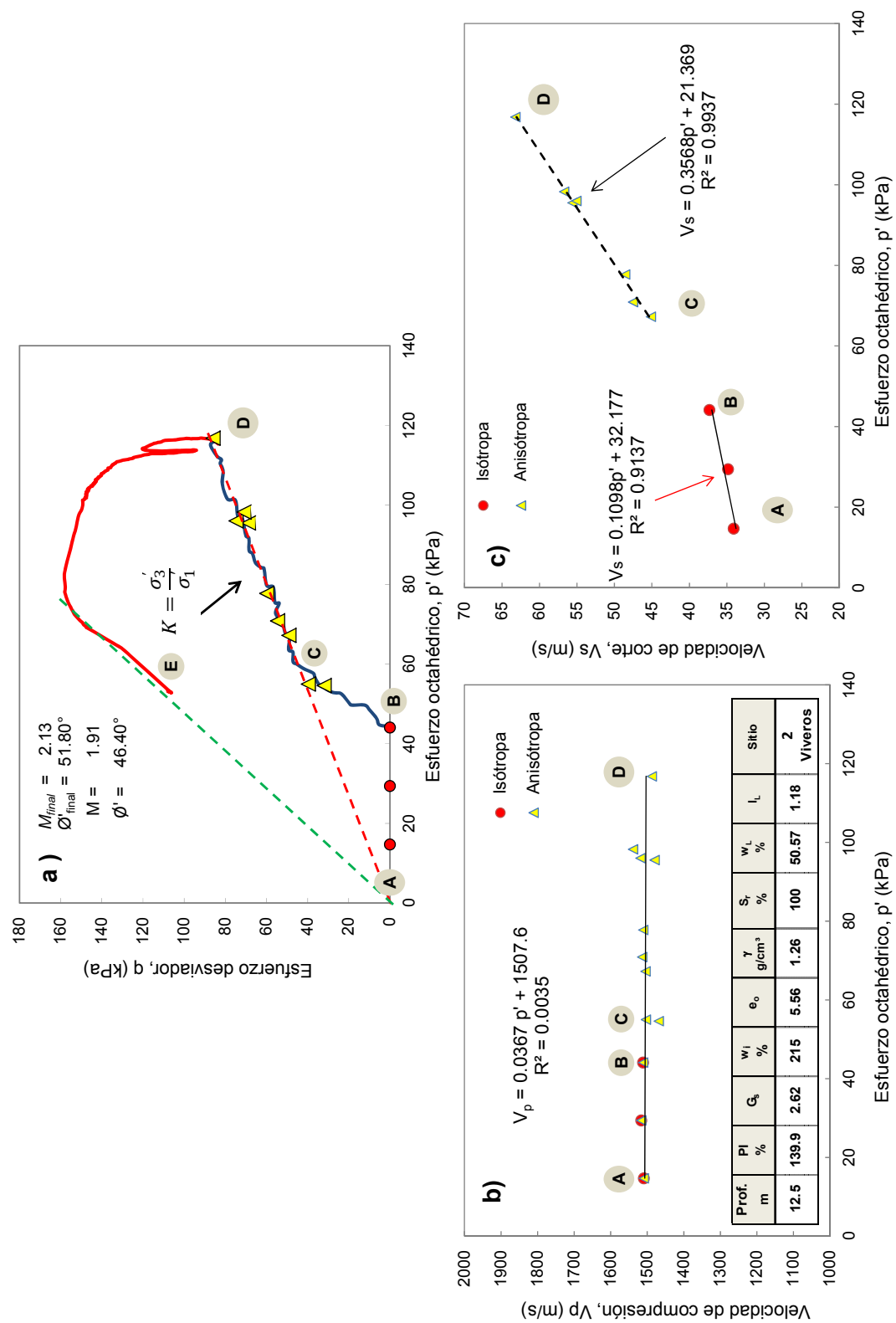


Figura 5.28  $V_p$  y  $V_s$  medidos durante la etapa de consolidación anisótropa,  $PI \approx 140\%$ , viveros, prof.: 12.50 m



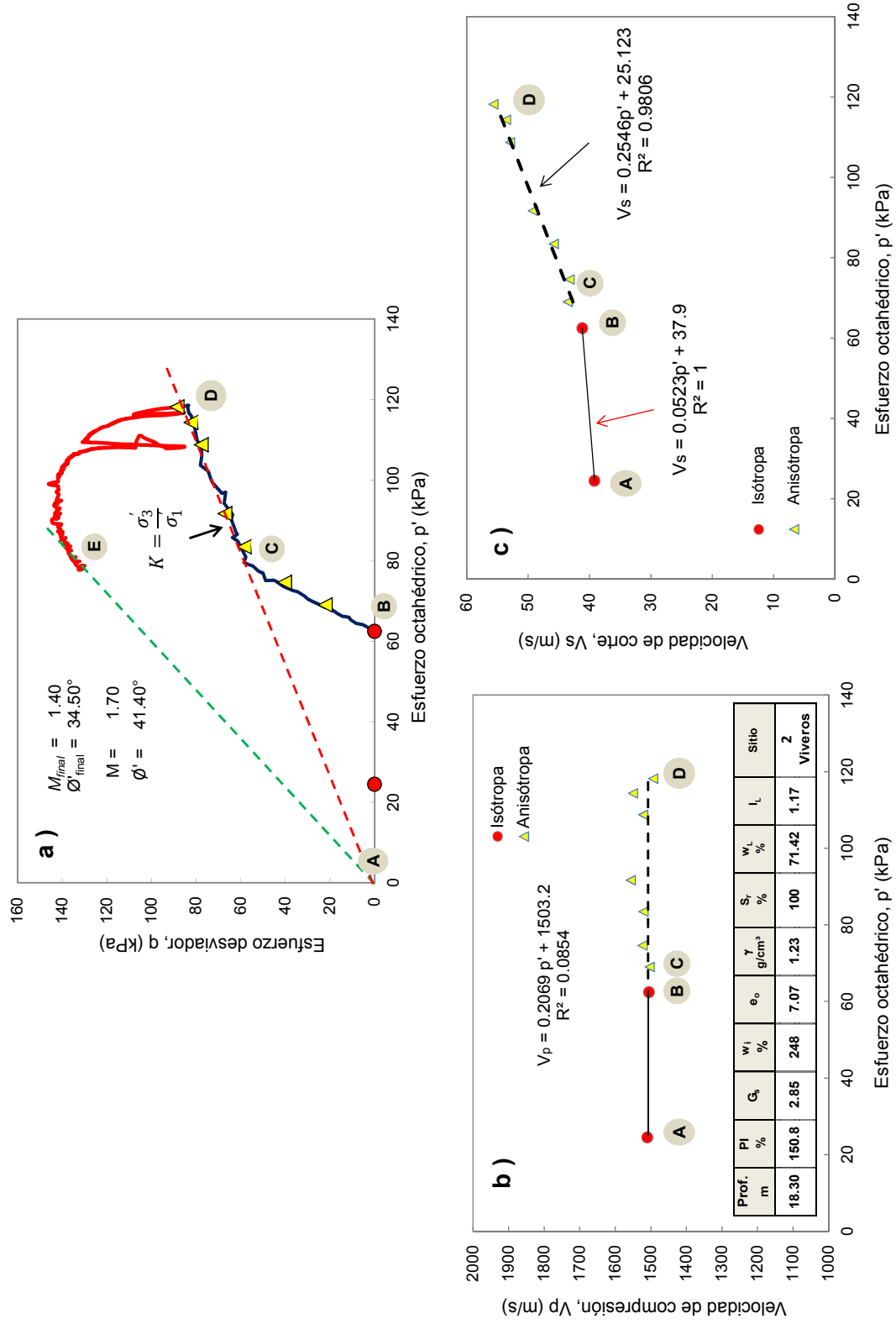


Figura 5.29  $V_p$  y  $V_s$  medidos durante la etapa de consolidación anisótropa,  $PI \approx 140\%$ , viveros, prof.: 18.30 m

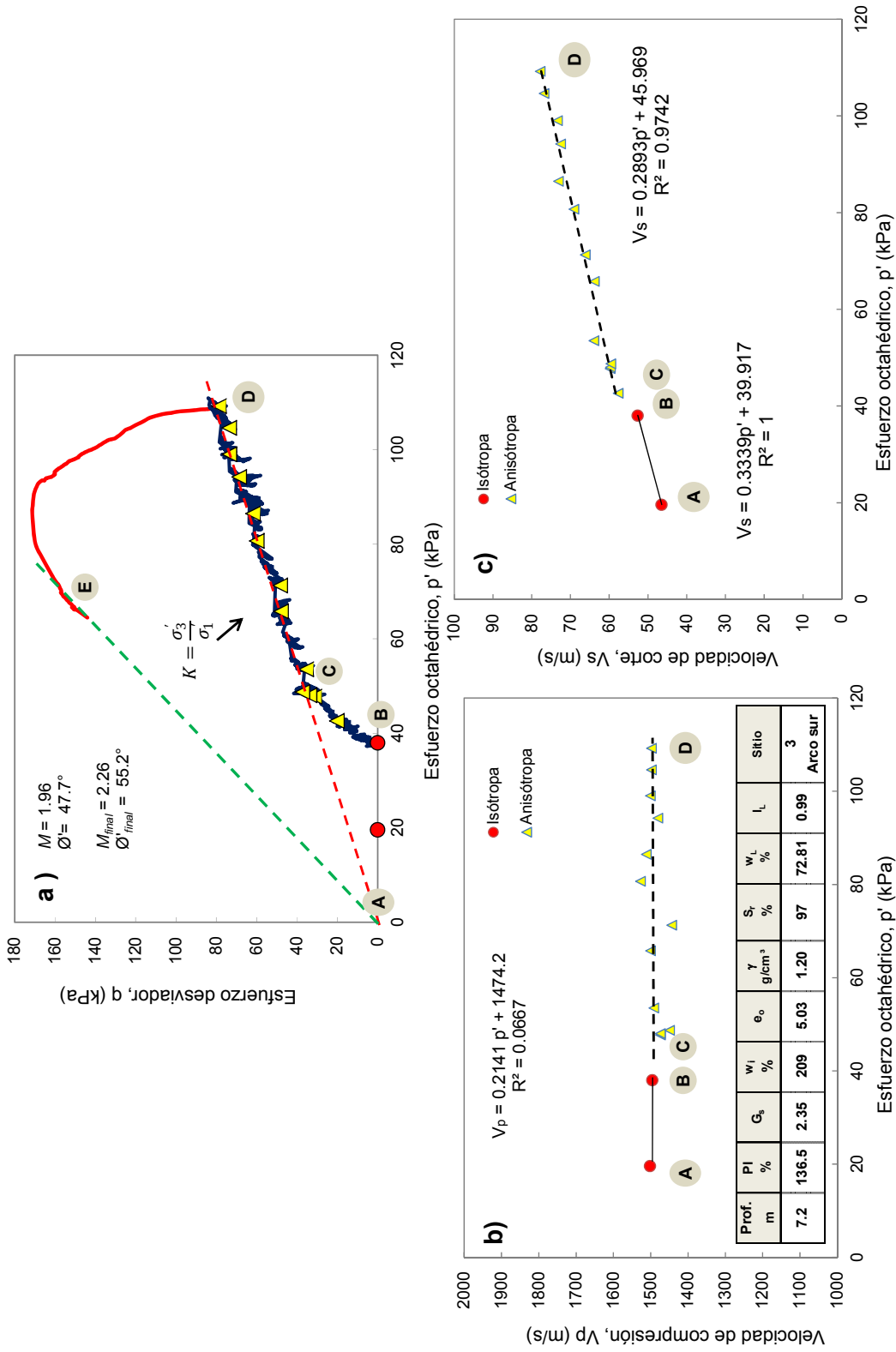


Figura 5.30  $V_p$  y  $V_s$  medidos durante la etapa de consolidación anisótropa,  $PI \approx 140\%$ , Arco sur, prof: 7.20 m

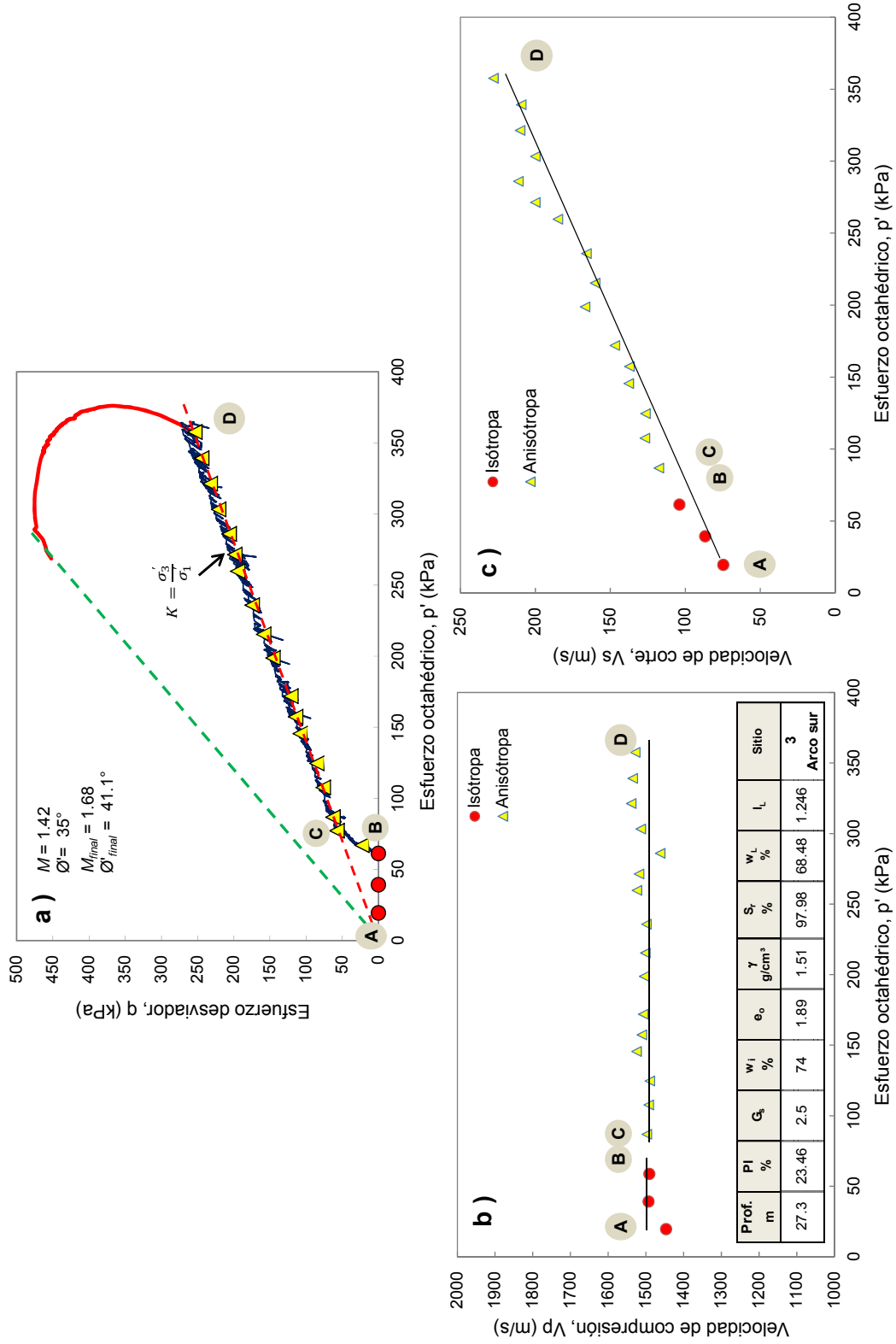


Figura 5.31  $V_p$  y  $V_s$  medidos durante la etapa de consolidación anisótropa, PI = 23% , Arco sur, prof.: 27.30 m.

---

Los datos experimentales de los ensayos realizados en los cuatro especímenes de suelo se agrupan y se presentan en las Figuras 5.32 y 5.33. En la Figura 5.32 se observa de nuevo que las  $V_p$  son insensibles al incremento del esfuerzo aplicado, esto es debido a que los especímenes de suelo se encontraban saturados al momento de consolidarlas. En la Figura 5.33 se aprecia que el contenido de humedad y el índice de plasticidad de los especímenes ensayados sí influyen en las  $V_s$ ; es decir, al disminuir el contenido de humedad y el índice de plasticidad, las  $V_s$  crecen en el eje de las ordenadas.

En la Figura 5.34 muestra la trayectoria de esfuerzos de tres especímenes recuperados en el sitio de Texcoco-Viveros con un índice de plasticidad cercano a 140%. La trayectoria de esfuerzos muestra dos pendientes (tramo de A a B y tramo de C a D). Es decir, la relación entre el esfuerzo octahédrico y la velocidad de onda es diferente cuando al espécimen se consolida isótropa y anisótricamente. Ambas son relaciones casi lineales, pero la pendiente de las  $V_s$  medidas durante la consolidación isótropa es más suave que la pendiente de las  $V_s$  medidas durante la consolidación anisótropa, lo que indica que para un mismo esfuerzo se obtienen velocidades mayores cuando el espécimen se consolida anisótricamente que cuando se consolida isótricamente. Es decir, la muestra se endurece más cuando ocurre el segundo tipo de consolidación. Esto es muy importante desde el punto de vista práctico, si queremos obtener valores de  $V_s$  en el laboratorio más cercanos a los valores de  $V_s$  medidas en campo.

La trayectoria de esfuerzos de los especímenes recuperados en el sitio Arco sur muestra una pendiente única (tramos de A a D), esto es debido a que el suelo ya está endurecido porque tiene menor índice de plasticidad y además en el sitio en donde se recuperaron las muestras, la presión de poro se encuentra casi abatida.

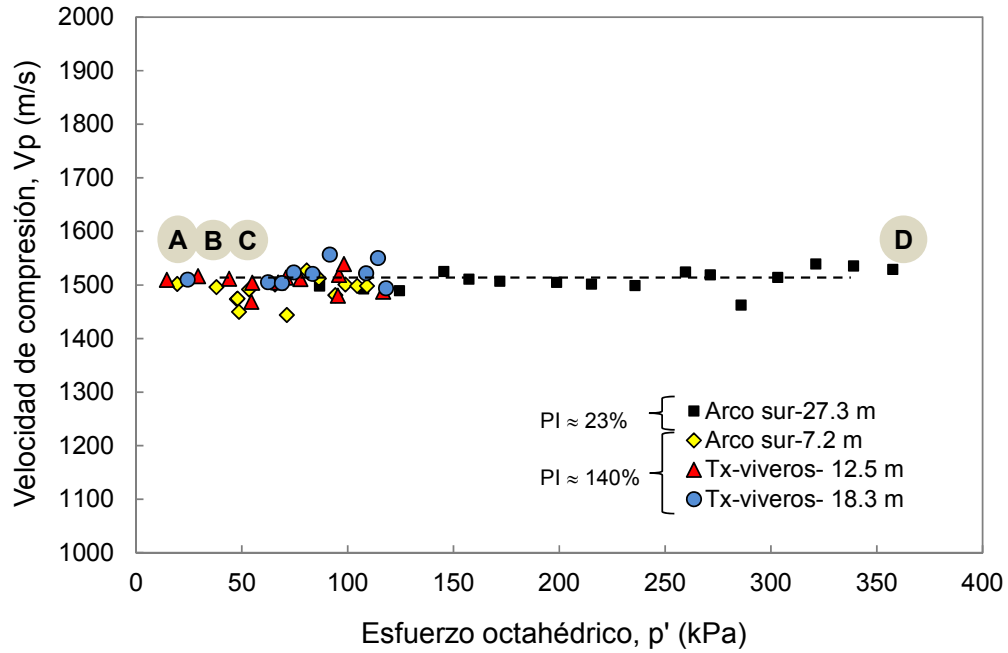


Figura 5. 32 Trayectoria de esfuerzos de  $V_s$  para suelos normalmente consolidados.

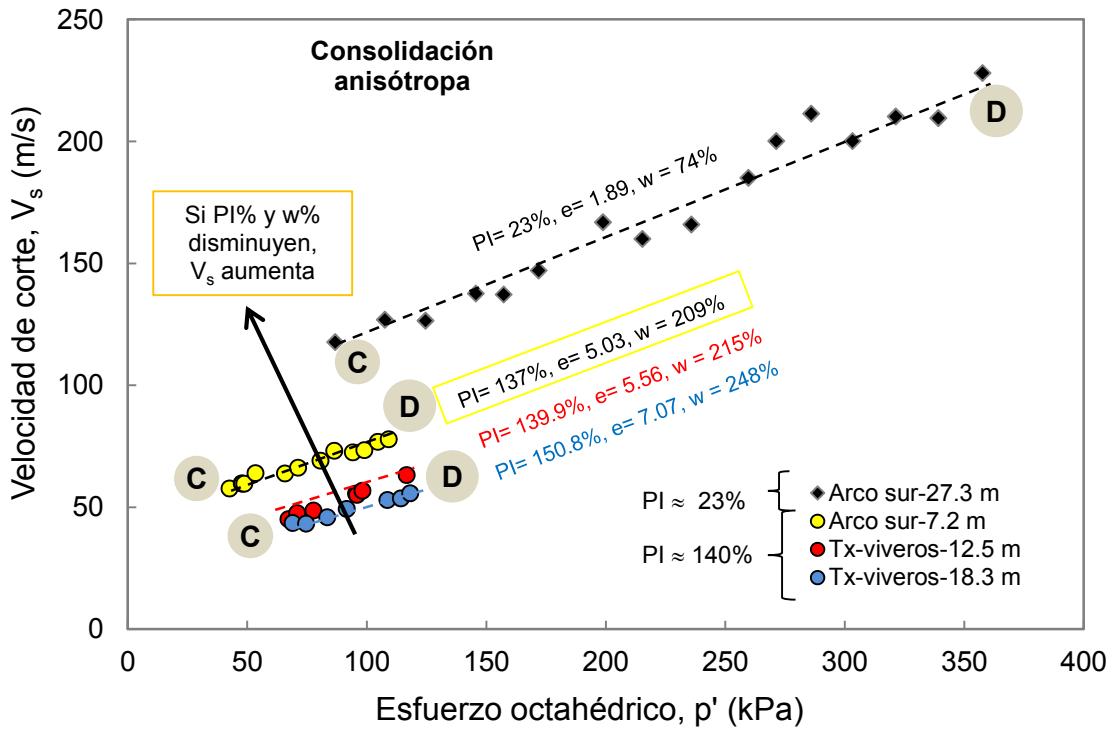
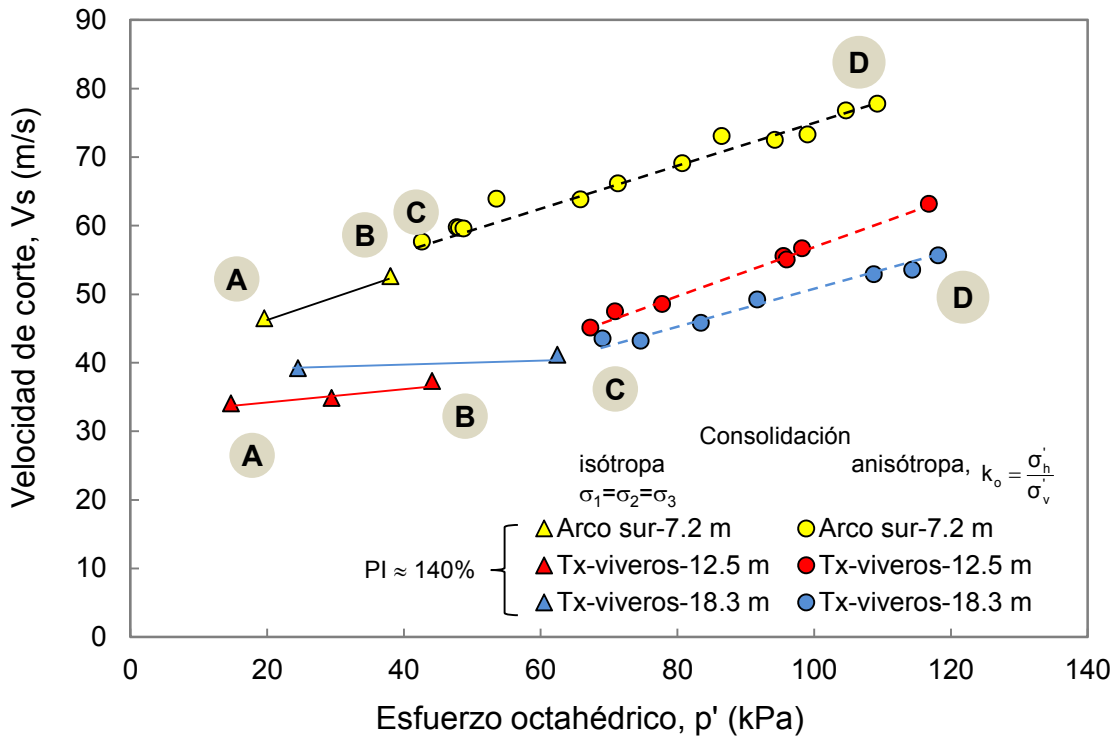


Figura 5. 33 Trayectoria de esfuerzos de  $V_s$  para suelos normalmente consolidados.



**Figura 5. 34 Relación entre la  $V_s$  y el esfuerzo octahédrico efectivo durante diferentes tipos de consolidación.**

#### 5.4.2 Efecto de la magnitud del esfuerzo en el módulo de rigidez.

En la Figura 5.35 se presentan los módulos de rigidez máximos calculados a partir de las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión de cuatro especímenes de suelo. Los módulos de rigidez que se presentan, se midieron durante la consolidación anisótropa a lo largo del tramo C- D. En dicha figura se observa claramente que cuando disminuye el índice de plasticidad de los especímenes, el módulo de rigidez aumenta. Por otro lado, cuando aumenta el contenido de humedad en los especímenes, el módulo de rigidez disminuye.

A los datos experimentales se le trazan líneas de tendencia de tipo polinómica de segundo grado. Para los especímenes recuperados en el sitio 3 (Arco sur), los coeficientes de correlación obtenidos son de 0.9674 y 9744. Para los especímenes recuperados en el lago de Texcoco, los módulos de rigidez presentan mayor dispersión a pesar de tener un índice de plasticidad cercano a 150%, pero el contenido de humedad entre ambos especímenes varía en un 15%, por lo que el coeficiente de correlación es de 0.6194.

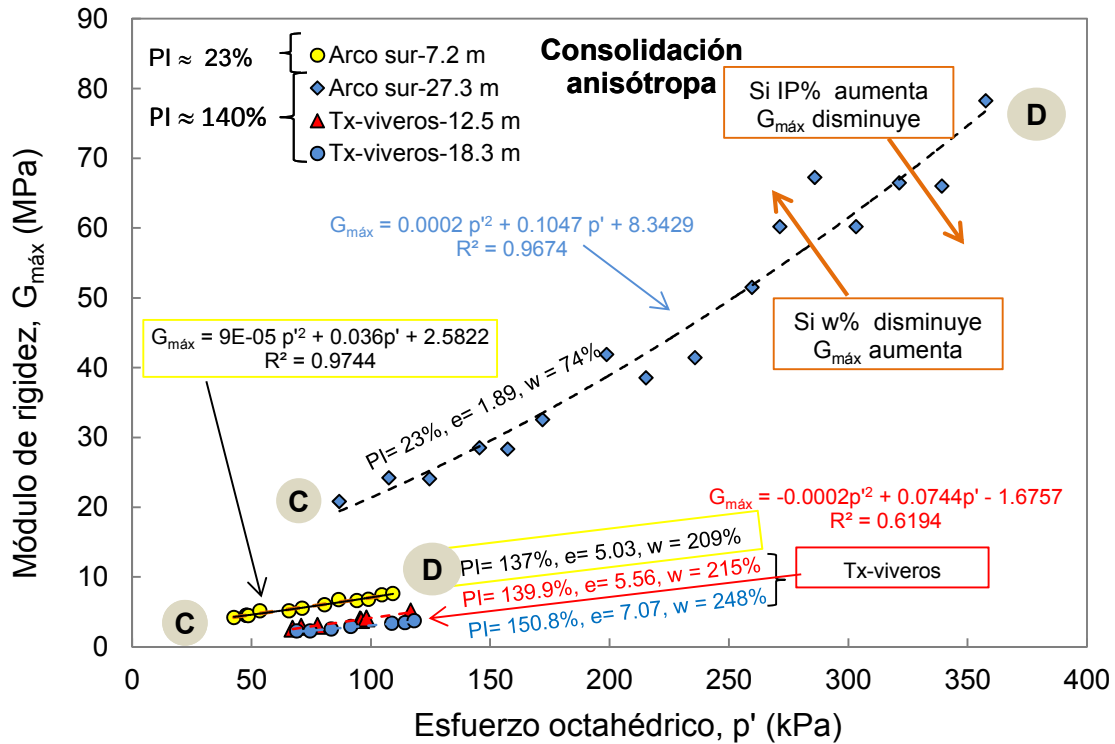


Figura 5. 35 G versus  $p'$  medidos durante la consolidación anisótropa.

En síntesis, las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión en los especímenes de suelo durante la etapa de consolidación anisótropa, muestran que las velocidades de compresión son insensibles al incremento del esfuerzo debido a que los especímenes se encontraban saturados. Las  $V_p$  fueron en promedio de 1500 m/s, dicha velocidad corresponde a las velocidades de las ondas de compresión que viajan a través del agua. Las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo presentan una relación lineal al incrementarse el esfuerzo.

Es importante mencionar que la trayectoria de esfuerzos de los especímenes recuperados en el sitio de Texcoco-Viveros, tienen dos pendientes, lo que indica que para un mismo esfuerzo se obtienen velocidades mayores cuando el espécimen se consolida anisótropamente que cuando se consolida isotrópamente.

La trayectoria de esfuerzos de los especímenes recuperados en el sitio Arco sur muestra una pendiente única (tramos de A a D), esto es debido a que los especímenes son menos plásticos, además la presión de poro se encuentra casi abatida en el sitio en donde se recuperaron los especímenes.

También se observa una clara influencia del contenido de humedad y del índice de plasticidad de los especímenes de suelo en las velocidades de onda cortante.

---

### 5.5. Módulo de rigidez normalizada con respecto a $G_{\text{bender}}$ .

En esta sección se presentan los módulos de rigidez que se obtienen al ensayar especímenes de suelo con diferentes técnicas. Dicho módulo se normaliza con respecto a  $G_{\text{máx}}$  ( $G/G_{\text{máx}}$  versus deformación angular). Después de estimar las velocidades de onda cortante, el módulo de rigidez máximo,  $G_{\text{máx}}$ , se define a través de la siguiente ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$G_{\text{máx}} = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_{\text{nat}}}{g} V_s^2 \quad (5.5)$$

Cabe señalar que la normalización de dichas curvas fue con el  $G_{\text{máx}}$  calculado con las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo ensayados en las cámaras triaxiales estáticas instrumentadas, el cual lo denominamos como  $G_{\text{bender}}$ .

Los datos experimentales se agruparon de acuerdo al índice de plasticidad de los especímenes. En la Figura 5.36 se muestran los módulos de rigidez normalizado con respecto a  $G_{\text{bender}}$  a deformaciones angulares en un intervalo de  $10^{-6}$  hasta la falla. Las curvas del módulo de rigidez, se obtuvieron con diferentes técnicas de laboratorio. El  $G_{\text{bender}}$  para deformaciones angulares iguales a  $10^{-6}\%$  se calcularon con las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo. El módulo de rigidez que se encuentra en el intervalo de deformación angular de  $10^{-5}$  a  $10^{-3}\%$  se obtuvo al ensayar una serie de especímenes de suelo con la cámara de columna resonante. Finalmente, la rigidez del suelo para deformaciones angulares mayores a  $10^{-3}\%$  hasta la falla, se obtuvo al ensayar los especímenes con las cámaras triaxiales estáticas instrumentadas. Cabe señalar que cada par de especímenes ensayados en la cámara triaxial instrumentada y la columna resonante se labraron del mismo tramo del suelo, es decir, son probetas gemelas.

En resumen, para los especímenes con mayores índices de plasticidad la deformación umbral es mayor. Es decir, el módulo de rigidez no se degrada hasta una deformación angular igual a  $10^{-3}\%$ , puesto que el cociente de  $G/G_{\text{bender}}$  permanece constante, es decir, el comportamiento esfuerzo-deformación es lineal hasta este punto. Para los especímenes con un índice de plasticidad cercano a 100%, la degradación del módulo de rigidez se corre a la izquierda hasta una deformación angular de  $10^{-5}\%$ . Cabe señalar que los resultados experimentales que se presentan, se obtienen de los ensayos realizados en esta investigación con diferentes técnicas de laboratorio.



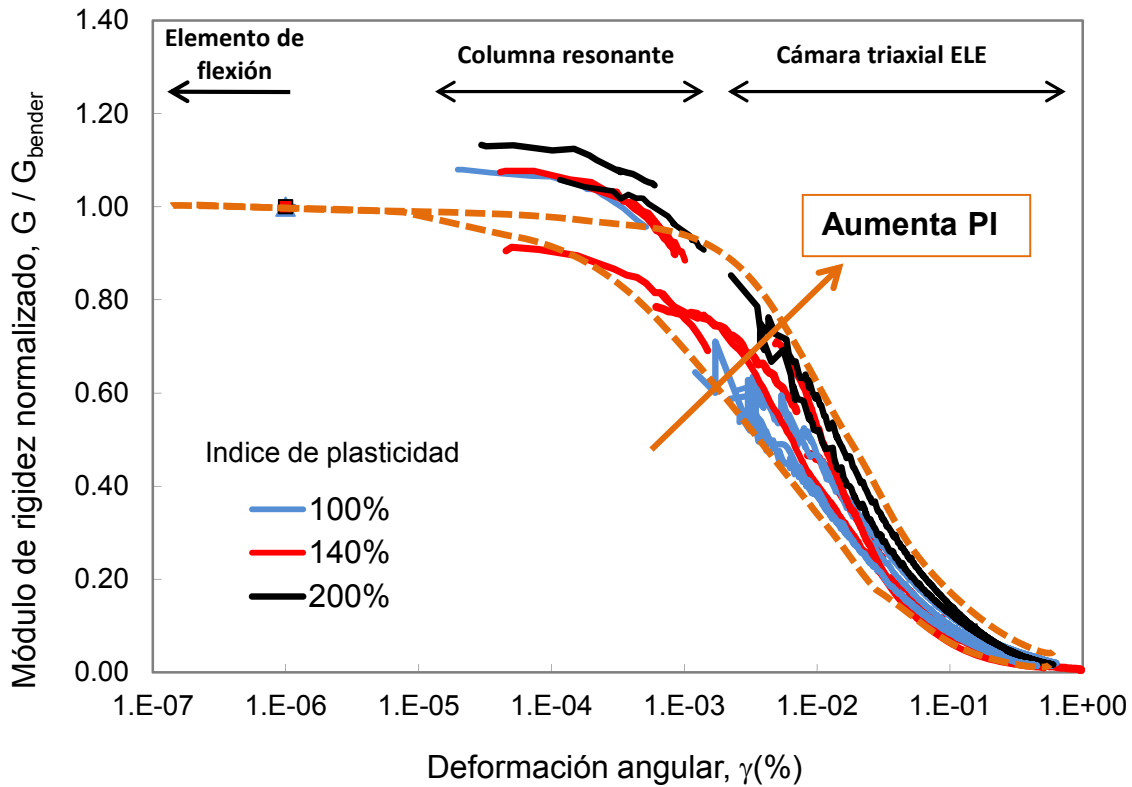


Figura 5. 36 Efecto del índice de plasticidad en el módulo de rigidez del suelo

### 5.6. Resultados experimentales de campo y laboratorio

En esta sección se comparan las  $V_s$  medidas en campo con las que se obtuvieron en el laboratorio con la columna resonante y los elementos de flexión. A cada espécimen ensayado se le aplicó un esfuerzo octahédrico efectivo igual al de campo, tomando en cuenta su profundidad y peso volumétrico. En el campo, las  $V_s$  se determinaron usando las técnicas de la sonda suspendida, como sísmico, y Cross Hole para los sitios 1, 2 y 3, respectivamente. La distancia entre los sondeos donde se recuperaron las muestras de suelo y los ensayos realizados en campo fue de 5 m aproximadamente

En la Figura 5.37 se presentan las  $V_s$  medidas en campo y las obtenidas en la columna resonante y con los cristales piezoeléctricos en muestras de suelo recuperados de los sitios 1, 2 y 3. En la Figura 5.37a se muestran las  $V_s$  medidas en campo con la técnica de la sonda suspendida realizado en el sitio 1 (Texcoco, LyFC). En este sitio se recuperaron tres especímenes de suelo a diferentes profundidades y se ensayaron en la cámara triaxial instrumentada. Como se observa, las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los

---

especímenes de suelo son muy parecidas a las  $V_s$  medidas en campo con la sonda suspendida.

La Figura 5.37b muestra las  $V_s$  medidas con un ensaye de cono sísmico realizado en el sitio 2 (Texcoco, viveros). En este sitio se recuperaron seis muestras de suelo extraídos a diferentes profundidades. Se labraron dos especímenes de suelo en cada muestra seleccionada. Un espécimen de suelo se ensayó en la columna resonante y el otro espécimen se ensayó en la cámara triaxial estática instrumentada. Como se observa, las  $V_s$  medidas con la columna resonante en los especímenes de suelo son mayores a las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en un espécimen gemelo a la ensayada en la columna resonante. Además, se observa que las  $V_s$  medidas con la técnica del cono sísmico solo son mayores a las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes.

En la Figura 5.37c se observan las  $V_s$  medidas con un ensaye realizado en el sitio 3 (Arco Sur) con la técnica de Cross hole. En este sitio se recuperaron cinco muestras de suelo a diferentes profundidades. En el laboratorio, a cada muestra seleccionada nuevamente se labraron dos especímenes de suelo, un espécimen se ensayó en la columna resonante y el otro espécimen se ensayó en la cámara triaxial instrumentada. Las  $V_s$  medidas con la columna resonante y los elementos de flexión en los especímenes de suelo recuperados del sitio 3 son muy similares, sin embargo, hay una gran discrepancia con respecto a las  $V_s$  medidas en campo.

Las  $V_s$  medidas con la columna resonante son mayores en un 35% a las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión para los datos experimentales del sitio 2 (Texcoco-Viveros) y para los datos del sitio 3 (Arco sur), las  $V_s$  medidas con la columna resonante también son mayores en un 12% con respecto a las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión.

Los datos experimentales de las muestras recuperadas en sitio 2 (Texcoco-Viveros) dejan ver que las  $V_s$  medidas en campo con respecto a las medidas con los elementos de flexión son menores en un 25%, y las  $V_s$  medidas en la columna resonante son mayores en un 15% a las medidas en campo.

Los datos experimentales de las muestras recuperadas en sitio 3 (Arco sur) muestran que las  $V_s$  medidas en campo con respecto a las medidas con los elementos de flexión y la columna resonante varían de 30 a 90%, es decir las  $V_s$  de campo son mayores y presentan mayor dispersión.

### 5.6.1 Discusión de las $V_s$ medidos en campo y laboratorio.

Principalmente las diferencias entre los resultados de las  $V_s$  medidas en el laboratorio y en campo son debido a que se utilizaron diferentes técnicas experimentales. Ambas técnicas ofrecen ventajas y desventajas relacionadas con la medición de las  $V_s$ . A continuación se discuten las posibles causas que influyen en la medición de las velocidades de onda medidas en el laboratorio y en campo:

- Las  $V_s$  medidas in situ tendrían que ser valores mayores que las  $V_s$  medidas en la columna resonante ya que en las pruebas de campo se inducen niveles de deformación angular más bajos. Además, en las pruebas de campo no está presente la alteración del espécimen de suelo por muestreo.
- De los ensayos realizados en el laboratorio, se observó que las  $V_s$  medidas con la columna resonante son mayores a las medidas con los elementos de flexión, estos resultados no se esperaban y se concluyó que puede estar relacionado con la frecuencia de excitación aplicada a los cristales, el cual se estudiará posteriormente en otras investigaciones.
- Los datos experimentales de las muestras recuperadas en sitio 3 (Arco sur) muestran que las  $V_s$  medidas en campo con respecto a las medidas en el laboratorio varían de 30 a 90%, donde las  $V_s$  de campo son mayores. La dispersión de las  $V_s$  medidas probablemente se deba a que en el sitio donde se recuperaron las muestras se encuentra en una zona de transición por lo que la extracción, el manejo y el traslado de las muestras de suelo recuperadas in situ sí tienen una influencia y dan lugar a que en el laboratorio obtengamos valores de  $V_s$  más bajos.
- Otro factor por la que las  $V_s$  pueden ser menores a las medidas in situ puede atribuirse a que en las cámaras triaxiales no se reproducen con exactitud las condiciones reales de campo, es solo una aproximación, lo cual pudo provocar que las  $V_s$  medidas en el laboratorio no correspondan a las  $V_s$  medidas en el campo.
- Al revisar el contenido de humedad y de la relación de vacíos entre los especímenes gemelos ensayados con diferentes técnicas de laboratorio, estas son del orden de 4 y 6%, respectivamente, por lo que se estima que estas propiedades no influyen significativamente en las diferencias de las  $V_s$  medidas en el laboratorio.

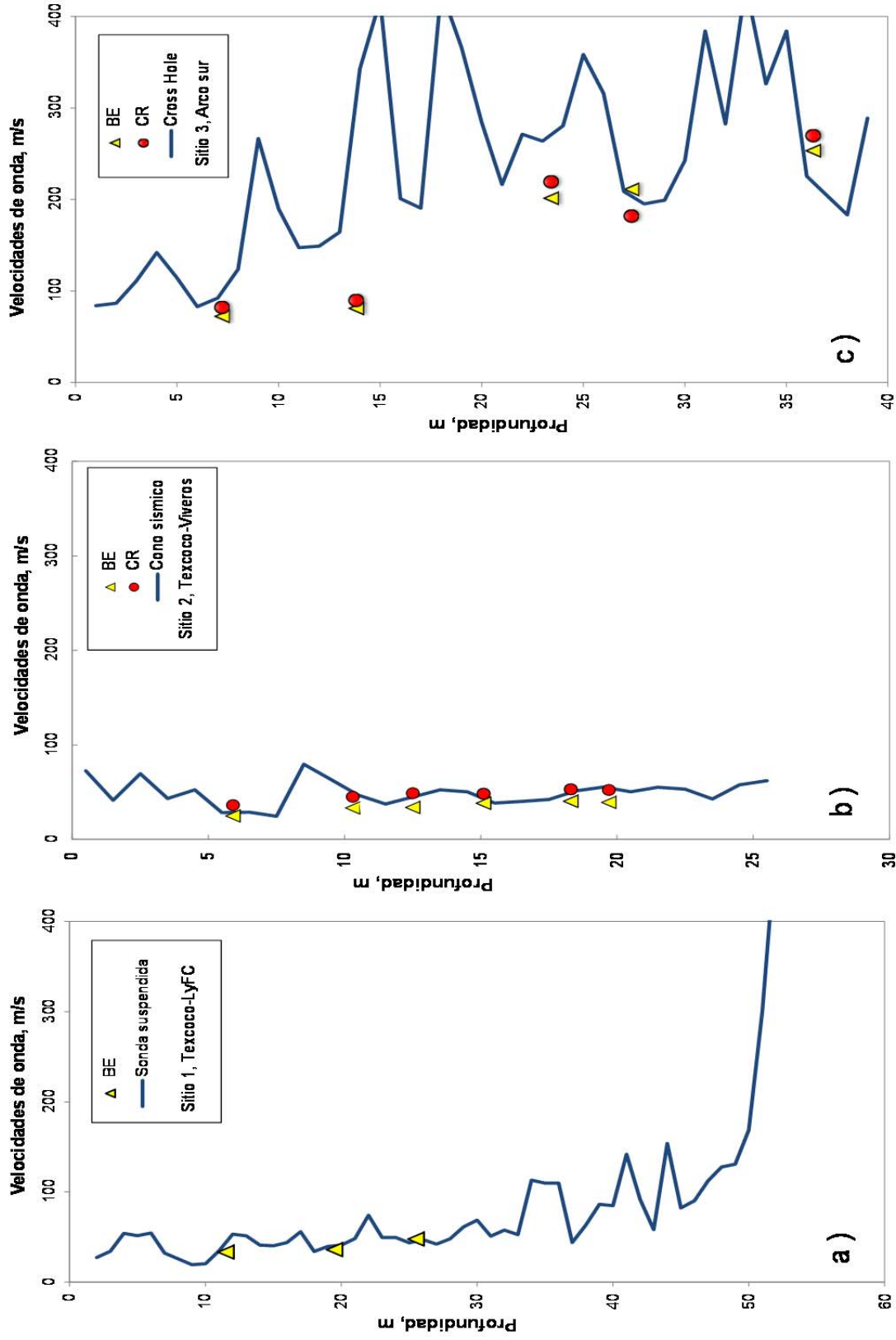


Figura 5. 37  $V_s$  medidos en campo y laboratorio en diferentes sitios del Valle de México.

# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES

La aportación principal de este trabajo fue implementar una cámara triaxial que mide las  $V_p$  y  $V_s$  con los cristales piezoeléctricos en un mismo espécimen de suelo en el laboratorio, ya que la mayoría de los equipos triaxiales están instrumentados únicamente con los elementos de flexión que determinan solo las  $V_s$  en un espécimen de suelo.

### 6.1 Etapa de saturación

Durante la etapa de saturación del espécimen, se observó que cuando la  $B$  de Skempton se acerca a la unidad ( $B \geq 0.96$ ), las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión tienen velocidades cercanas a 1510 m/s, es decir, la velocidad a la que viajan las ondas de compresión a través del agua. Por otra parte, las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión son insensibles al aumentar la  $B$ , lo que significa que la velocidad de onda de corte viaja a través del suelo y sólo depende del estado de esfuerzos, información previamente conocida y correlacionada con los resultados experimentales realizados.

La medición de las velocidades de ondas de compresión durante la etapa de saturación es una manera indirecta de verificar la saturación del espécimen; para  $B \cong 1$ ,  $V_p \cong 1510$  m/s.

Además, con las  $V_p$  y  $V_s$  se puede calcular el cociente de Poisson,  $\nu$ , y éste tiende a un medio, como se espera cuando el  $S_r$  tiende a 100%.

---

## 6.2 Muestras consolidadas isotrópamente

Durante la etapa de consolidación, las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión en los especímenes de suelo resultaron ser insensibles al incremento del esfuerzo ya que los especímenes estaban saturados. Por el contrario, las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes se observó que están relacionadas linealmente con el esfuerzo octahédrico. Otras características que se identificaron fueron, si el índice de plasticidad de los especímenes disminuye, las  $V_s$  crecen. Por otro lado, si el contenido de humedad y la relación de vacíos del espécimen aumentan, las  $V_s$  disminuyen.

Las  $V_s$  que se midieron en las ramas de descarga –recarga (tramos de 2-3-2 y/o 4-5-4) definen dos líneas de tendencias las cuales corresponden a un suelo preconsolidado cuya pendiente disminuye al incrementarse los ciclos de descarga-recarga aplicados al espécimen debido a que el suelo se endurece. Para estos suelos cuando el contenido de humedad y la relación de vacíos aumentan en los especímenes, las  $V_s$  disminuyen; por el contrario, cuando el índice de plasticidad disminuye, las  $V_s$  aumentan.

## 6.3 Muestras consolidadas anisótricamente

Los ensayos en especímenes de suelo con consolidación anisótropa se realizan en dos etapas: En la etapa inicial se le aplican dos o tres esfuerzos con incrementos de 20 kPa, para alejar la línea de falla de la línea en donde se cumpla la relación  $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$  (consolidación isotropa). En la segunda etapa, se aplican al espécimen esfuerzos axiales hasta que la trayectoria de esfuerzos alcance a la línea teórica. Posteriormente, se le aplican al espécimen esfuerzos axiales y/o confinantes a fin de continuar la trayectoria de esfuerzos sobre la línea teórica definida como  $K_0$  hasta llegar al esfuerzo  $\sigma'_1$  programado (consolidación anisótropa).

Las  $V_p$  medidas con los elementos de compresión fueron insensibles en las dos etapas de consolidación al incremento del esfuerzo octahédrico, con un valor en promedio de 1500 m/s, esto es debido a que los especímenes se encontraban saturados. Para las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en los especímenes se relacionan linealmente al incrementarse el esfuerzo octahédrico.

De acuerdo con los datos experimentales, los especímenes recuperados en el sitio de Texcoco-Viveros, las  $V_s$  medidas muestran dos pendientes, es decir, la relación entre el esfuerzo octahédrico y la velocidad de onda es diferente cuando al espécimen se consolida isotrópica y anisótricamente, lo cual indica que para un mismo esfuerzo se obtienen valores

de velocidades mayores cuando el espécimen se consolida anisótricamente que cuando se consolida isotrópicamente. Ambas son relaciones casi lineales, pero la pendiente de las  $V_s$  medidas durante la consolidación isotrópica es más suave que la pendiente de las  $V_s$  medidas durante la consolidación anisótropa. Esto indica que la muestra se endurece más cuando ocurre el segundo tipo de consolidación. Esto es muy importante desde el punto de vista práctico, si queremos obtener valores de velocidades de onda cortante en el laboratorio cercanos a los medidos in situ.

Para los especímenes recuperados en el sitio Arco sur, los resultados de los ensayos muestran una pendiente única, esto pudiera ser a que los especímenes son menos plásticos, además de que la presión de poro se encuentra casi abatida en el sitio en donde se recuperaron las muestras. Se deberá realizar más ensayos a manera de verificar lo antes mencionado.

Además se observa es que si el índice de plasticidad de los especímenes disminuye, las  $V_s$  crecen. Por otro lado, si el contenido de humedad y la relación de vacíos del espécimen aumentan, las  $V_s$  disminuyen, por lo que se concluye que estos parámetros sí influyen en las  $V_s$  medidas.

#### 6.4 Módulo de rigidez normalizado, $G/G_{bender}$

Se obtuvieron curvas de módulo de rigidez-deformación angular con diferentes técnicas de laboratorio (Los elementos de flexión, la columna resonante y la cámara triaxial estática). Con los resultados obtenidos de los ensayos realizados se observó el comportamiento del módulo de rigidez al variar el índice de plasticidad de los especímenes. El  $G_{bender}$  se calculó con las  $V_s$  medidas con los elementos de flexión en especímenes ensayados en las cámaras triaxiales estáticas instrumentadas.

Se observa que para los especímenes de suelo con mayores índices de plasticidad, la deformación umbral es mayor. Es decir, el módulo de rigidez permanece prácticamente constante hasta una deformación angular igual a  $10^{-3}\%$ . Para los especímenes con menor índice de plasticidad, la degradación del módulo de rigidez se corre a la izquierda hasta una deformación angular menor, del orden de  $10^{-5}\%$

#### 6.5 $V_s$ medidos en el laboratorio y en campo.

Las diferencias principales entre los resultados de las  $V_s$  medidas en el laboratorio y en campo se cree son debido a:

- 
- i) Que se utilizaron diferentes técnicas experimentales.
  - ii) En campo no está presente la alteración del espécimen de suelo por muestreo.
  - iii) La frecuencia de excitación aplicada a los cristales influye en la obtención de las velocidades, el cual se estudiará posteriormente en otras investigaciones.
  - iv) En las cámaras triaxiales no se reproducen con exactitud las condiciones reales de campo.

## 6.6 Aplicaciones inmediatas

Finalmente, las aplicaciones inmediatas de los equipos de laboratorio instrumentados con cristales piezoeléctricos para medir las velocidades de onda compresión y de corte son las siguientes:

- o Observar de forma indirecta la saturación del espécimen de suelo a través de  $V_p$ .
- o Calcular los módulos elásticos a bajos niveles de deformaciones.
- o Estimar la relación de Poisson en el rango lineal.
- o Evaluar que influencia tiene el esfuerzo octahédrico efectivo de consolidación en los valores de  $V_p$  y  $V_s$ .

Otra aplicación de interés ingenieril al medir  $V_p$  y  $V_s$  en los especímenes de suelo en el laboratorio durante la etapa de saturación es estimar la presencia de gas. Esta cuantificación se puede estudiar teóricamente a partir de la relación entre los parámetros de B de Skempton y el grado de saturación ( $S_r, \%$ ), siguiendo el criterio definido por Valle Molina (2006) y Valle Molina y Stokoe (2012).

La instrumentación de la cámara triaxial y el sistema de medición que se utilizó en este trabajo es de gran utilidad para la caracterización de suelos en el Valle de México, y para que el sistema siga a la vanguardia de futuras investigaciones en muestras de suelo no solo del Valle de México, se recomienda instrumentar con cristales piezoeléctricos otros equipos de laboratorio como la columna resonante y el consolidómetro.

Para ello se recomienda que se defina una metodología detallada que incluya insumos y procedimientos para instrumentar los equipos con los cristales piezoeléctricos para que el estándar de calidad, en términos de repetitividad, sea alto. Además de realizar un programa de visualización de señales que facilite el análisis post-proceso, trabajo que puede ser resuelto en futuras investigaciones.



# CAPÍTULO 7

## REFERENCIAS

Alanís González, R. (2003), "*Caracterización geotécnica del ex-lago de Texcoco*", MSc Thesis, School of Engineering, Universidad Nacional Autónoma de México.

Arroyo, M., Muir Wood, D, & Greening P.P. (2003), "*Source near-field effects and pulse test in soil samples*", *Géotechnique* 53, No 3, pp 337-345

Arulnathan R., Boulanger RW, Riemer MF, (1998), "*Analysis of Bender Element Tests*", *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 21, No. 2, June, pp 120-131.

Bishop, A and Hight, DW (1977), "*The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions*", *Géotechnique*, Vol. 27, No. 3.

Brignoli, E., Gotti, M, and Stokoe, K., H. II, (1996), "*Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers*" *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 19, No4, December, pp 384-397.

Carrillo, N., (1969). "*The subsidence of Mexico City and Texcoco Lake*". Texcoco Project

---

Cascante, G. and Santamarina, J. C., (1996). "*Interparticle contact behaviour and wave propagation*". ASCE Journal of Geotechnical Engineering 122, No. 10, pp 831-839.

De Alba, P., and Baldwin, K. (1991). "*Use of bender elements in soil dynamic experiments*". In Proceedings of Recent Advances in Instrumentation, Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics, Orlando, Fla., 21 October 1991. Geotechnical Special Publication No. 29, American Society of Civil Engineers. pp. 86–101.

Dobry, R. and Vucetic, M. (1987), "*Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*", Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2.

Dyvik, R., and Olsen, TS, (1987), "*Gmax Measurements in Oedometer and DSS using Bender Elements*". Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp 39-42.

Fam, M.A., and Santamarina, J.C., (1995). "*Study of geoprocesses with complementary mechanical and electromagnetic wave measurements in an oedometer*". Geotechnical Testing Journal, 18(3): 307– 314. doi:10.1520/GTJ10999J.

Fam, M. and Santamarina, J.C. (1997). "*A Study of Consolidation Using Mechanical and Electromagnetic Waves*". Geotechnique, vol. 47, no. 2, pp. 203-216

Flores, E. et al (2009), "*Texcoco Lake seismic response. Results from strong motion records*". Earthquake Engineering Magazine No. 81 37-51.

Foti, S., Lai, C.G., and Lancellotta, R., (2002). "*Porosity of fluidsaturated porous media from measured seismic wave velocities*". Géotechnique, 52(5): 359–373.

Giraldo S. M. and Ovando Shelley E. (1996), "*Evaluación de un modelo elasto-plástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México*". Engineering Institute, Universidad Nacional Autónoma de México.

Hardin, B. O., (1978), "*The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils*". Proc., Geotechnical Engineering Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, ASCE, Pasadena, June, pp, 3-90.

Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. 1972a. "*Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects*". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98 (SM6): 603–624.

Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. 1972b. "*Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98(SM7): 667–692.

Hardin, B. O., (1978), "*The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils*". Proc., Geotechnical Engineering Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, ASCE, Pasadena, June, pp, 3-90.

Head, K.H., (1986), "*Manual of soil laboratory testing*", ELE International Limited, Pentech Press, volume 3: Effective stress tests, pp, 782.

Jovičić, V., and Coop, M.R. (1998). "*The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus*". Geotechnical Testing Journal, 21(1): 3–10. doi:10.1520/ GTJ10419J.

Marsal, R. y Mazari, M. (1957). "The subsoil of Mexico City. Mexico City". Facultad de Ingeniería, UNAM.

Marsal, R. J. y Graue, R. (1969), "*El subsuelo del lago de Texcoco*", Volumen Nabor Carrillo, Ministry of Finance and Public Credit, Mexico, pp 167-202.

Mayoral, J.M., Romo, M.P., Osorio, L. (2008). "*Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico*". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28. Pp 507–521.

---

Ovando E, Ossa A, Romo M.P., (2007). "*The sinking of Mexico City: its effect on soil properties and seismic response*". Int J Soil Dyn Earthquake Engineering; 27:333–43.

Ovando-Shelley E., (2011). "*Some geotechnical properties to characterize Mexico City Clay*". Proceedings of the -14th Panamerican conference of soil mechanics and geotechnical engineering. Paper 889, Canadian Geotechnical society

Romo MP, Jaime A, Reséndiz D. (1988). "*General soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico*". J Earthquake SPECTRA 1988;4(2):731–52.

Romo M.P., (1995), "*Clay behavior, soil response and soil structure interaction studies in Mexico City*". In: Proceedings of the third International conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics. San Luis Missouri: USA, vol 2, 1995. p. 1039–5.

Romo M P y Ovando E (1996), "*Modelling the dynamic behaviour of Mexican Clays*". Proc. 11 World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.

Robertson P. K., et al (1986). "*Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity*". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 8; pp 791-803.

Sanchez-Salinerio, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.H., II. (1986). "*Analytical studies of body wave propagation and attenuation*". Civil Engineering Department, The University of Texas at Austin, Austin, Tex. Geotechnical Engineering Report No.GR86-15.

Santamarina, J.C, and Fam, MA, (1997), "*Interpretation of Bender Elements*", Discussion, Geotechnique, Vol. 47, No.4, pp. 873-877.

Santamarina, J.C, Klein,K.,and Fam, MA, (2001), "*Soils and waves*", John Wiley & Sons LTD, pp. 488.

Skempton, A. W. (1954), "*The Pore-Pressure Coefficients A and B*", Geotechnique, Vol. 4, No. 4, pp. 143-147.

Stokoe, K.H., II, Hwang, H.K., Lee, J.N.-K., and Andrus, R.D. (1994), "*Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains*". In Proceedings of the International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, Japan, 12–14 September 1994. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp. 785–816.

Santoyo, E. (2010). "*Exploración de Suelos: Métodos Directos e Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo*". Vigésima Conferencia Nabor Carrillo, XXV Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Acapulco, Mexico.

Tanaka, M.,(2012), Personal communication.

Taylor, D. W. (1948). "*Fundamentals of soil mechanics*". John Wiley & Son, New York, pp. 700.

Valle, C, and Stokoe, K.H, (2003), "*Laboratory measurements of the Dynamic Properties of Intact and Remolded Offshore Clays from Campeche Bay*" , Proceedings Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference, OMAE'2003,American Society of Mechanical Engineers, Paper No.37248, Workshop of Offshore Geotechnics, Cancun, Mexico, June

Valle-Molina, C, and Stokoe, K.H. (2012), "*Seismic Measurements in Sand Specimens Varying Degrees of Saturation Using Piezoelectric Transducers*". Canadian Geotechnical Journal, 49-6, pp 671-685.

Viggiani, G., Atkinson, JH, (1995), "*Interpretación of bender elements tests*", Géotechnique 45, No 1, pp 149-154.



# **A N E X O “ A ”**

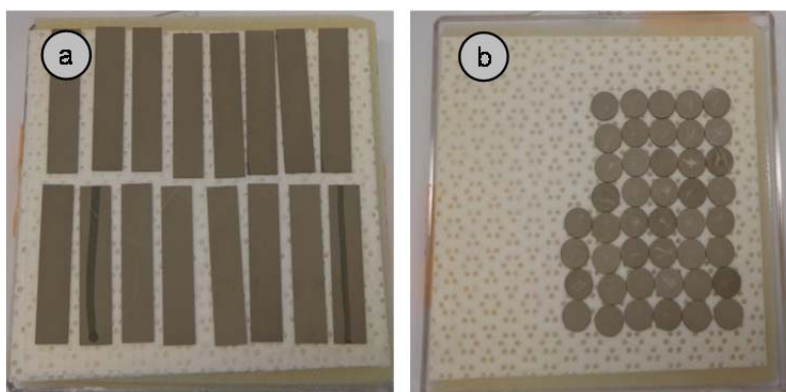




En el laboratorio de mecánica de suelos del Instituto de Ingeniería, de la UNAM, se desarrolló una técnica para instrumentar el pedestal y cabezal de una cámara triaxial estática con los cristales piezoeléctricos.

### A.1 Características de los cristales piezoeléctricos.

1. Elementos de flexión (elemento Bender). (clave del proveedor: T215-H4CL-203X): PSI-5H4E .015" T x .25" W x 1.25" L .38 mm T x 6.4 mm W x 31.8 mm L, 2 layers high performance piezo bending actuator, Fig. 1.a).
2. Elementos de compresión (disco). (clave con proveedor: T216-A4NO-173X): PSI-5A4E .015" thick x .25" Dia .38 mm thick x 6.4 mm Dia 2 layers piezo bending disk actuator, Fig. 1.b).



*a) Elementos de flexión, b) elementos de compresión.*

**Figura A. 1 Cristales piezoeléctricos**

### A.2 Materiales y equipo para la instrumentación

1. Alambre de cobre galvanizado
2. Cable coaxial de 1 mm de diámetro
3. Pintura conductiva de plata.
4. Resina ultravioleta transparente.
5. Epóxico transparente
6. Multímetro digital
7. Generador de funciones
8. Cautín eléctrico de estación.
9. Cámara de luz ultravioleta
10. Termo-contráctil (Thermo fit) de 1/8" de diámetro, (3.2 mm).
11. Soldadura de plata y líquido fundente, marca Stay flux.

12. Acetona pura.
13. M-Coat A (resina no conductiva)
14. Molde para cristales piezoeléctricos.
15. Otros accesorio: encendedor, pinzas, pinzas de cortar cable (22-10 AWG), cutter, lija fina (carburo de silicio), tijeras, papel absorbente, pincel delgado, cinta adherente.



Figura A. 2 Materiales y equipo para instrumentar el cabezal y pedestal de una cámara triaxial.

### A.3 Instrumentación del cabezal y pedestal de la cámara triaxial.

#### Actividades previas:

- i) Se cortan tramos de alambre de cobre de 3 y 5 cm de longitud, esto con el fin de diferenciar el polo positivo y negativo al momento de soldarlos a los elementos de flexión y los elementos de compresión.

- ii) Se quita el recubrimiento galvanizado en las puntas del alambre de cobre en ambos extremos con el caudín eléctrico. (Se sumerge la punta del alambre de cobre al fundente y con la punta del caudín se retira el recubrimiento). Finalmente las puntas del alambre se recubren con la soldadura de plata.

*Preparación de los cables coaxiales ( $\phi = 1\text{mm}$ )*

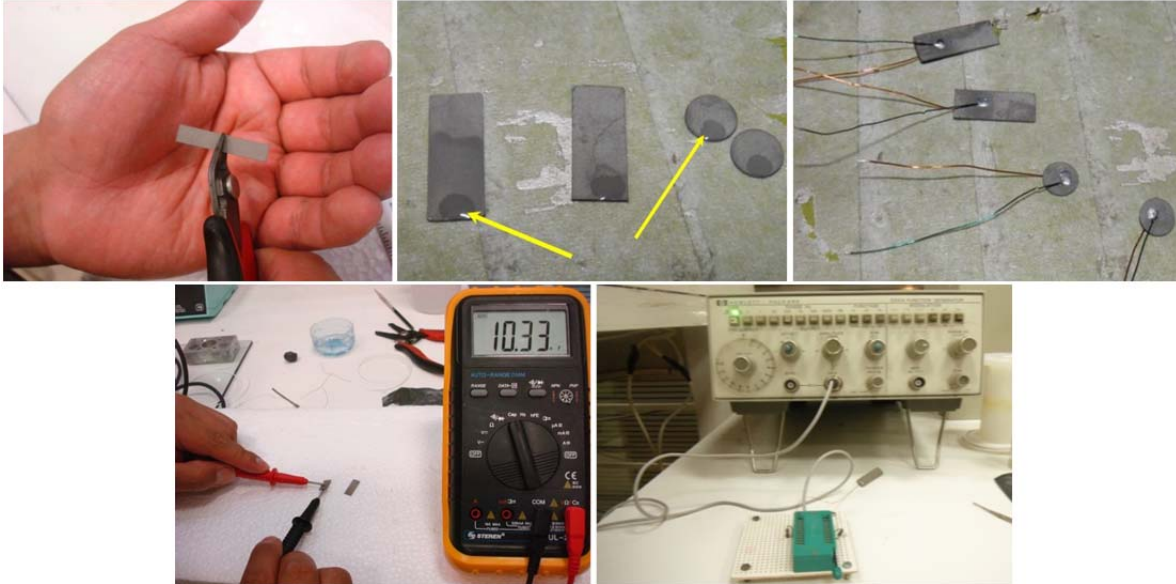
- iii) Se corta del cable coaxial con 30 cm de longitud y retirar el recubrimiento.
- iv) El cable coaxial tiene un recubrimiento de plástico el cual se retira para conectar los alambres de cobre. Se quita dicho recubrimiento con la pinza para pelar cable a una longitud de 1 cm en ambos extremos. El cable coaxial se compone de una malla exterior (polo negativo) y en su interior el núcleo (polo positivo).
- v) Después de retirar el recubrimiento de plástico del cable coaxial, se separa la malla exterior y el núcleo del cable coaxial.
- vi) Se retirar el recubrimiento que tiene el núcleo del cable coaxial, es necesario utilizar una pinza y con mucho cuidado se retira el recubrimiento de plástico. Este procedimiento se realiza para ambos extremos.
- vii) Finalmente se bañan con soldadura de plata la malla y el núcleo para realizar la conexión con los alambres de cobre de los elementos de compresión y flexión.

*Conexión del alambre de cobre a los elementos de compresión y flexión:*

- viii) Los elementos de flexión se cortan a una longitud de 16 mm de largo con las pinzas de corte en un solo movimiento. Las aristas se lijan para eliminar las asperezas en el extremo donde se realizó el corte, además se lijan las esquinas para evitar futuros puntos de corto eléctrico.
- ix) Se limpian las superficies de los elementos de flexión y compresión con acetona pura a fin de retirar la suciedad por la manipulación.
- x) Se revisa la capacitancia de los cristales piezoeléctricos con un multímetro digital. Es necesario que en cada paso a realizar se verifique el funcionamiento de los cristales al medir la capacitancia de estos. En la Tabla 1 se muestran los valores de capacitancia de los cristales piezoeléctricos.
- xi) Se realiza la conexión eléctrica de los elementos de compresión y flexión a los alambres de cobre. Para soldar los dos alambres de cobre al elemento de

compresión o de flexión se utiliza el fundente y la soldadura de plata.

- xii) Se define el polo positivo y negativo de los elementos de compresión y flexión. El usuario define si el alambre largo es positivo o negativo o viceversa. Se revisa que los cristales no estén en corto circuito verificando su capacitancia



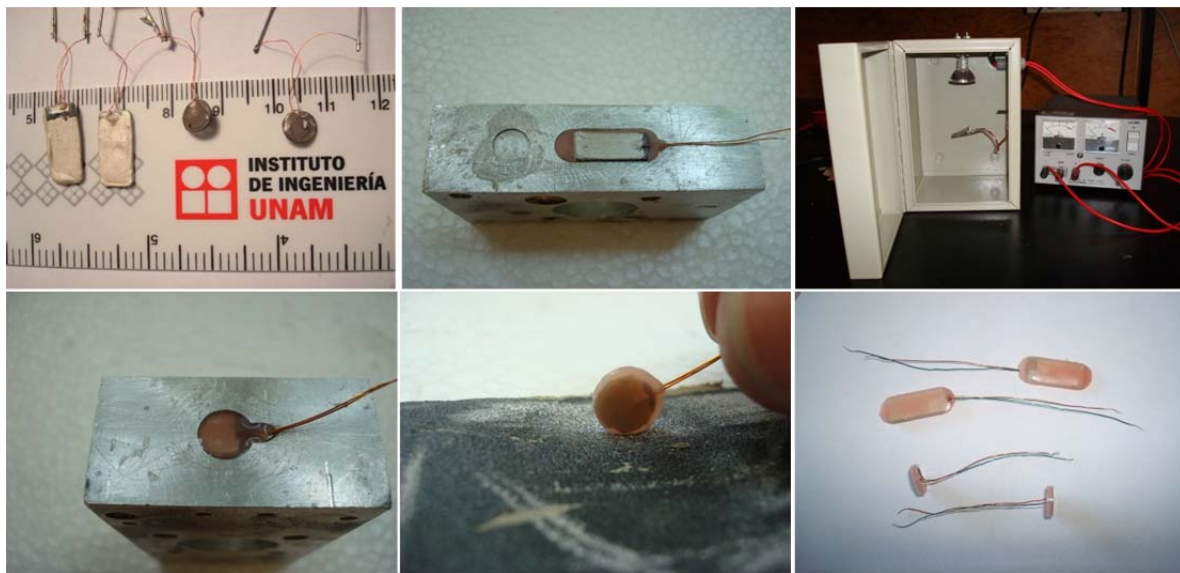
**Figura A. 3 Corte, medición de capacitancia y verificación de la conexión del cristal con el alambre de cobre utilizando el generador de funciones.**

- xiii) Se aplica una excitación a los cristales con un generador de funciones para verificar el buen funcionamiento de estos con diferentes frecuencias y amplitudes. Al generador de funciones se le conecta un adaptador al cual se colocan los alambres de cobre soldados a los elementos de compresión o flexión. Este adaptador va conectado al generador de funciones por medio de cable coaxial y un conector BNC.

*Conexión a tierra de los cristales y encapsulados de los cristales con resina UV.*

- xiv) Se envuelve a los elementos de compresión o de flexión con un plástico adherente. Se deja una abertura pequeña en la parte negativa de tal manera que coincida con el punto de soldadura. Es necesario verificar que el plástico este bien adherido en el elemento para no tener posible puntos de corto. Finalmente se revisa la capacitancia para verificar su buen funcionamiento.
- xv) Se cubren a los elementos de compresión y de flexión con pintura conductiva (pintura de plata), el secado de la pintura conductiva, puede ser al aire libre por 15 min o se puede utilizar el horno de curado por 4 min.

- xvi) Con la ayuda de un molde se recubre a los elementos de compresión y flexión con la resina UV. Previamente el molde se limpia de toda la grasa o suciedad con la acetona pura. Se fija el elemento al molde con un poco de pasta para soldar, esta pasta permitirá fijar y centrar al cristal en el molde.
- xvii) Se coloca la resina UV al molde cubriendo a los elementos compresión y flexión por una cara, con el pincel se expande la resina verificando que no quede burbujas de aire hasta cubrir todo el elemento *Bender* o Disco.
- xviii) Después de colocar la resina al cristal, se lleva al horno de curado con luz ultravioleta por un tiempo aproximado de 2 a 4 min.
- xix) Para colocar resina UV en la otra cara del elemento es necesario limpiar el molde, nuevamente fijar el elemento en el molde, se coloca la resina UV y se cura la resina en el horno. Nuevamente se verifica la capacitancia de los elementos de compresión y flexión a fin de verificar el buen funcionamiento de estos. Una vez encapsulado los cristales, se liján las aristas con el moto-tool.



**Figura A. 4 Encapsulado de los cristales piezoeléctricos con resina ultravioleta.**

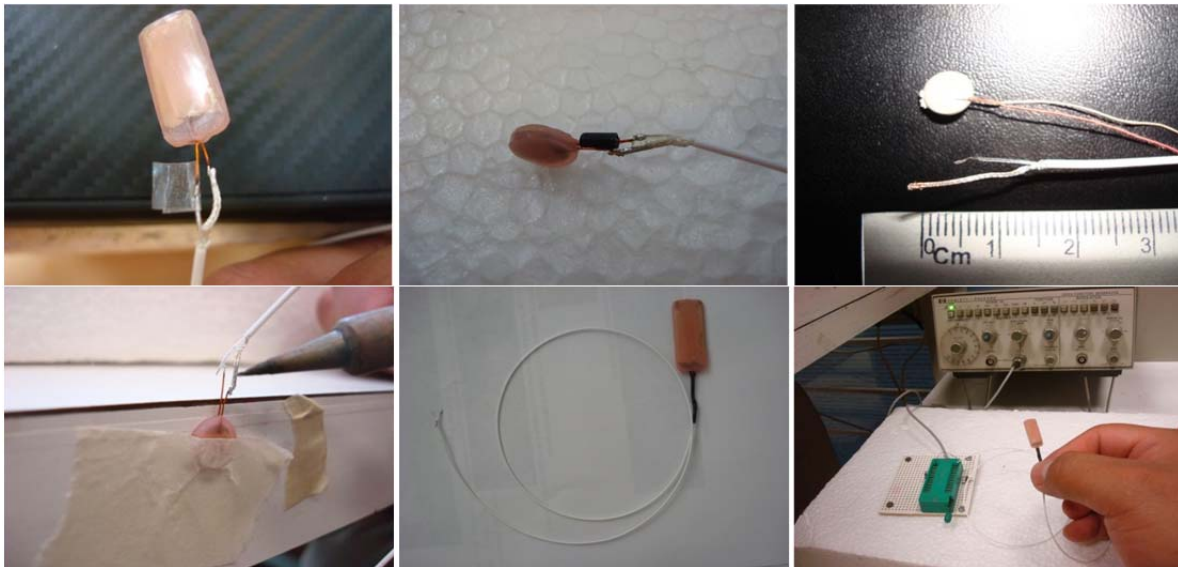
#### *Conexión de los cristales con el cable coaxial*

- xx) Se realiza la conexión del cable coaxial a los elementos de compresión de flexión, para conectar el alambre de cobre con el cable coaxial es necesario cortar el alambre de cobre y volver a retirar el galvanizado y bañarlos con soldadura de plata.

xxi) Se coloca el termofit en la parte interna de la conexión en la línea positivo o negativa para aislar la parte positiva de la negativa y no provocar un corto circuito.

xxii) Se Coloca un recubrimiento (M-Coat) a los puntos donde se soldó el cable coaxial con los alambres de cobre para asegurar el aislamiento entre la parte positiva y negativa.

xxiii) Se coloca el termofit en la parte externa para proteger la conexión entre el cable de cobre y el cable coaxial. Finalmente se verifica la capacitancia de los elementos de compresión y flexión para verificar su buen funcionamiento.



**Figura A. 5 Conexión de los cristales al cable coaxial.**

*Arreglo final de los cristales en el pedestal y cabezal de una cámara triaxial*

xxiv) Después de realizar las conexiones de los elementos de compresión y flexión al cable coaxial se fijan en el cabezal y pedestal de la cámara triaxial. con un pegamento epóxico transparente que seca a los 5 mins. Además se sellar la salida de los cables coaxiales. Posteriormente se miden las capacitancias de los elementos de compresión y flexión para verificar el buen funcionamiento de estos.



**Figura A. 6 Arreglo final de los cristales en el pedestal y cabezal de una cámara triaxial**

#### A.4. Proveedores

Descripción	Proveedores	Modelos según catalogo	Observaciones	e-mail
Elemento de compresión	Piezo Systems, Inc.	T216-A4NO-173X	2 layer piezo bending disk actuator	<a href="http://www.piezo.com">www.piezo.com</a>
Elemento de flexión		T215-H4CL-203X	2 layer high performance piezo bending actuator	
Cable coaxial	Coner Wire	CW2040-3650F	Cable coaxial de 1 mm de diametro	<a href="http://www.coonerwire.com">www.coonerwire.com</a>
Pintura conductiva dielectrica base plata	Newark	96H6677	CONDUCTIVE INK, BOTTLE, 125G; Coating Type:Conductive; Chemical Color:Silver.	<a href="http://www.newark.com">www.newark.com</a>
Material para fabricar el pedestal y cabezal de 3.6 cm de Ø.	Metales Díaz S.A. de C. V.	14212	RED. NYLAMID 44.4 Mm SL (NEGRO)	<a href="http://www.metalesdiaz.com.mx">www.metalesdiaz.com.mx</a>
Kit de recubrimiento M-coat A	Micro medidas, S.A. de C.V.	---	VISHAY	<a href="http://www.micromedidas.com">www.micromedidas.com</a>
Fotoplas S10	Dreve otoplastik GmbH	4972	Resina UV	<a href="http://www.dreve.com">www.dreve.com</a>
Kit de soldadura y fundente	Harris products group	SBSKPOP Kit con Fundente	Stay-Brite® Kit	<a href="http://www.harrisproductsgroup.com">www.harrisproductsgroup.com</a>