



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

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS NO SATURADOS APLICADO A LAS  
VÍAS TERRESTRES

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

PRESENTA:  
DANIEL OMAR LAVARIEGA AGUIRRE

TUTOR PRINCIPAL:  
DR. PAUL GARNICA ANGUAS, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. AGOSTO DE 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M. I. MORENO PECERO GABRIEL  
Secretario: M. I. DEMÉNEGHI COLINA AGUSTÍN  
Vocal: DR. GARNICA ANGUAS PAUL  
1er. Suplente: DR. FLORES CASTRELLÓN OSVALDO  
2do. Suplente: DRA. PÉREZ GARCÍA NATALIA

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

**TUTOR DE TESIS:**

DR. PAUL GARNICA ANGUAS

-----  
**FIRMA**

*A MIS PADRES, CRISTINA Y BALDOMERO.*

*Por darme la vida y por todo el apoyo y cariño brindado durante toda una vida llena de esfuerzos y sacrificios, esta es una más de las metas alcanzadas y se las dedico con todo mi amor, respeto y admiración.*

*A MIS HERMANOS, CARO Y OSVALDO.*

*Por la dicha de tenerlos como tales y por dejarme compartir grandes momentos de mi vida a su lado.*

Este trabajo se desarrolló en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto Mexicano del Transporte, por cual expreso mi sincero agradecimiento a esta institución y muy en especial, al personal que integra la División de laboratorios de Infraestructura encabezados por el Dr. Paul Garnica Anguas que sin su apoyo no hubiera sido posible la realización del presente documento.

Un agradecimiento especial a la Dra. Natalia Pérez García por su paciencia y dedicación para que este trabajo pudiera culminarse. Dra. Natalia, muchísimas gracias por sus atinados comentarios y apoyo brindado durante el desarrollo de las pruebas, así mismo, por el apoyo incondicional para la redacción del trabajo final, sus recomendaciones y correcciones al mismo.

De igual forma quiero destacar, que este documento se enriqueció de manera importante con las concretas y acertadas opiniones que hicieron los miembros del jurado durante la revisión de este trabajo, los maestros Gabriel Moreno Pecero, Agustín Deméneghi Colina y el Dr. Osvaldo Flores Castellón. A todos ellos mis más sinceros agradecimientos.

Por último, un agradecimiento muy especial al M. en I. Daniel Camacho Barrón, al Ing. Alfonso Pérez Salazar, a la M. en C. Itandehui Martínez Peña y al Ing. Edgar Ramírez Vásquez, por su amistad y todo el apoyo brindado durante mi estancia en Grupo Geotecnia y Estructuras Consultores. A todos ustedes muchas gracias.

## RESUMEN

En este trabajo se llevó a cabo un estudio experimental utilizando un equipo triaxial cíclico para investigar el comportamiento dinámico de dos suelos finos compactados. Los especímenes fueron compactados con un mismo contenido de agua inicial (contenido de agua óptimo) y un peso volumétrico seco determinado (peso volumétrico seco máximo). Posteriormente unos fueron secados al aire libre y otros humedecidos utilizando un procedimiento de saturación por capilaridad. Esos procedimientos fueron realizados para simular las condiciones de servicio de un suelo compactado en campo. La influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión fue evaluada en la rigidez (compresión no confinada y módulo de Young) y el amortiguamiento del suelo.

Para obtener la succión en cada uno de los especímenes ensayados, se realizaron diferentes ensayos para determinar las curvas características de los suelos estudiados a partir del dispositivo de Fredlund. El efecto de la presión de la sobrecarga sobre dicha curva también fue estudiado.

Los resultados obtenidos indican que las variables evaluadas son factores trascendentales en el comportamiento dinámico y estático de los suelos estudiados. Sin embargo, los valores de amortiguamiento obtenidos mostraron una mayor dispersión, por lo que fue difícil precisar un comportamiento más generalizado para dicha propiedad. Así mismo, el modelo de proporcionalidad natural parece ajustarse adecuadamente a las curvas módulo de Young – succión y compresión no confinada – succión de los materiales utilizados.

Finalmente, se observó que el efecto de la presión de la sobrecarga en las curvas características obtenidas fue despreciable.

## **ABSTRACT**

This research shows an experimental study on dynamic behavior of two fine grained compacted soils. The soil specimens were initially compacted at a specified water content (optimum water content) and dry unit weight (maximum dry unit weight). Then, some of the specimens were allowed to imbibe water through capillarity and others were allowed to loss water through evaporation. These processes were done with the aim of simulating post – compaction conditions. The influence of water content, degree of saturation and suction were evaluated in properties such as stiffness (unconfined compression and Young modulus) and damping.

To obtain the suction at which the samples were tested, the soil water characteristic curve of the soils were evaluated with the Fredlund – type pressure plate apparatuses. Regarding this relationship, the effect of the overburden pressure was evaluated.

The results indicated that the variables that were studied are of great importance when evaluating the dynamic and static behavior of the studied soils. However, the damping data showed scatter, reason why it was not possible to determine a generalized trend. The natural proportionality model was derived for relationships such as Young modulus versus suction and unconfined compression versus suction. The model seems to fit very well the laboratory data.

Finally, it was shown that the effect of the overburden pressure was negligible on the soil water characteristic curve.

# CONTENIDO

<b>Resumen</b> .....	<b>v</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>vi</b>
<b>Contenido</b> .....	<b>vii</b>
<b>Relación de figuras</b> .....	<b>x</b>
<b>Relación de tablas</b> .....	<b>xviii</b>
<b>Nomenclatura</b> .....	<b>xix</b>
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3. Alcance.....	4
1.4. Organización.....	5
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>6</b>
<b>ASPECTOS GENERALES SOBRE SUELOS NO SATURADOS</b> .....	<b>6</b>
2.1. Introducción.....	6
2.2. Generalidades.....	6
2.2.1 Fases de un suelo no saturado.....	6
2.2.2 Definición de succión del suelo.....	7
2.3. Técnicas experimentales para la medición de la succión.....	8
2.3.1 Método del papel filtro.....	8
2.3.2 Técnica de translación de ejes.....	10
2.4. Curva característica.....	10
2.4.1 Zonas de la curva característica.....	13
2.4.2 Factores que afectan la determinación de la curva característica.....	14
2.4.3 Modelos para predecir a la curva característica.....	14
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>15</b>
<b>COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS</b> .....	<b>15</b>
3.1. Introducción.....	15
3.2. Características de los problemas dinámicos.....	15
3.2.1 Rango de deformación.....	16
3.2.2 Diferencias entre condiciones de carga estática y dinámica.....	17
3.3. Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.....	18
3.3.1 Equipos y métodos de prueba de laboratorio.....	18
3.3.2 Comportamiento de los suelos bajo carga dinámica.....	23
3.4. Factores que afectan los parámetros dinámicos en suelos no saturados.....	26

<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>35</b>
<b>EQUIPO, MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA .....</b>	<b>35</b>
4.1 Introducción .....	35
4.2 Descripción del equipo y técnicas de medición utilizadas .....	35
4.2.1 Equipo triaxial cíclico .....	35
4.2.2 Celdas de presión tipo Fredlund .....	40
4.3 Descripción de los materiales utilizados .....	42
4.3.1 Propiedades índice y clasificación SUCS .....	43
4.3.2 Características de compactación .....	44
4.4 Elaboración y acondicionamiento de especímenes de prueba para el ensaye triaxial cíclico y resistencia a la compresión no confinada .....	46
4.4.1 Método para la formación de la probeta .....	46
4.4.2 Acondicionamiento de especímenes de prueba .....	51
4.5 Procedimientos de prueba .....	52
4.5.1 Módulo de Young y amortiguamiento .....	52
4.5.2 Resistencia a la compresión no confinada (compresión simple) .....	58
4.5.3 Determinación de la curva característica .....	58
 <b>CAPÍTULO 5.....</b>	 <b>62</b>
<b>PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>62</b>
5.1 Introducción .....	62
5.2 Acondicionamiento de especímenes de prueba .....	62
5.2.1 Evaluación de la distribución del contenido de agua y repetibilidad de las muestras utilizadas .....	63
5.2.2 Trayectoria de secado .....	63
5.2.3 Trayectoria de humedecimiento .....	65
5.3 Curvas características .....	69
5.3.1 Efecto del tipo de suelo .....	69
5.3.2 Efecto de la sobrecarga .....	70
5.4 Resistencia a la compresión no confinada .....	71
5.4.1 Condiciones de las pruebas realizadas .....	71
5.4.2 Influencia del contenido de agua y el grado de saturación .....	72
5.4.3 Influencia de la succión .....	80
5.5 Módulo de Young y amortiguamiento .....	82
5.5.1 Condiciones de las pruebas realizadas .....	82
5.5.2 Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento .....	83
5.5.3 Influencia del contenido de agua y grado de saturación .....	96
5.5.4 Influencia de la succión .....	105
 <b>CAPÍTULO 6.....</b>	 <b>110</b>
<b>MODELACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>110</b>
6.1 Introducción .....	110
6.2 Modelos constitutivos para predecir la rigidez en suelos no saturados .....	110
6.3 Modelo de proporcionalidad natural .....	112
6.3.1 Leyes naturales en geomecánica .....	112
6.3.2 Deducción del modelo para ensayos de resistencia no confinada y módulo dinámico .....	115

6.3.3 Verificación del modelo de proporcionalidad natural aplicado a las relaciones $q_u - \psi$ y $E - \psi$ .....	118
<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>125</b>
<b>Referencias y bibliografía.....</b>	<b>127</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>130</b>

## RELACIÓN DE FIGURAS

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 2.1	Diagrama trifásico para un suelo no saturado (Juárez y Rico, 1992; tomada de Pola, 2010)	7
Figura 2.2	Componentes de cada una de las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963, tomada de Pola, 2010)	7
Figura 2.3	Determinación de la succión total del suelo utilizando el método sin contacto por medio de papel filtro (Bulut et al., 2001; tomada de Pola, 2010)	9
Figura 2.4	Determinación de la succión mátrica del suelo utilizando el método de contacto por medio de papel filtro (Bulut et al., 2001; tomada de Pola, 2010)	10
Figura 2.5	Ilustración de la sección transversal de la interfase suelo no saturado y disco de cerámica (AVEA) para la medición de la succión del suelo por medio de la técnica de translación de ejes (Lu y Likos, 2004; tomada de Pola, 2010)	10
Figura 2.6	Ilustración de la zona vadosa del suelo (Pola, 2010)	11
Figura 2.7	Zonas típicas de la curva característica (modificada de Database, Soilvision, 2010; tomada de Pola, 2010)	13
Figura 3.1	Situaciones de cargas dinámicas relacionadas con la ingeniería de suelos (Díaz, 2005)	16
Figura 3.2	Variación de las propiedades de los suelos con el nivel de deformación angular (tomada de Ishihara, 1996)	16
Figura 3.3	Clasificación de los problemas dinámicos (tomada de Ishihara, 1996)	17
Figura 3.4	Ilustración esquemática de las partes esenciales de la columna resonante (www.GCTS.com; www.CONTROLS.com)	20
Figura 3.5	Esfuerzo desviador cíclico aplicado a la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005)	21
Figura 3.6	Condición de esfuerzos a la que se somete la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005)	21
Figura 3.7	Módulo de elasticidad secante, $E_{sec}$ y módulo de elasticidad tangente, $E_{tan}$	22
Figura 3.8	Lazo de histéresis y definiciones (modificada de Díaz, 2005)	22
Figura 3.9	Esquema típico de deformación durante un ensaye cíclico (Díaz, 2005; tomada de González, 2005)	24
Figura 3.10	Deformación acumulada con el numero de aplicaciones del esfuerzo desviador (Garnica et al., 2002)	24
Figura 3.11	Comportamiento de las propiedades dinámicas para un suelo cohesivo saturado (González, 2005)	25
Figura 3.12	Efecto del nivel de deformación angular en las propiedades dinámicas de los suelos (tomada de Silver y Seed, 1971)	25
Figura 3.13	Propiedades dinámicas de suelos compactados parcialmente saturados, no consolidados no drenados (González et al., 2007)	26
Figura 3.14	Variación de $G/G_{seco}$ con el grado de saturación para una arena (Quian et al., 1993)	27
Figura 3.15	Variación del módulo de rigidez con el grado de saturación para tres tipos de suelos compactados (Inci et al 2003)	28
Figura 3.16	Variación de $G_{máx}$ y $D_{min}$ con el grado de saturación para un suelo fino compactado (Martínez, 2005)	29

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 3.17	Variación del módulo de rigidez máximo con la succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006)	30
Figura 3.18	Influencia de la relación de vacíos inicial sobre la relación módulo de rigidez – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006)	31
Figura 3.19	Influencia del contenido de agua inicial sobre la relación módulo de Young – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006)	31
Figura 3.20	Comportamiento del $G_{\text{máx}}$ respecto al $w_{\text{opt}}$ y al $\gamma_d$ (González et al., 2007)	32
Figura 3.21	Variación del módulo de rigidez máximo bajo diferentes trayectorias de humedecimiento para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009)	33
Figura 3.22	Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y el contenido de agua para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009)	34
Figura 4.1	Unidades que componen el equipo triaxial cíclico	36
Figura 4.2	Componentes de la unidad de aplicación de carga	36
Figura 4.3	Algunos sensores instalados en el equipo triaxial cíclico GCTS; a) Celda de carga, b) Sensor de desplazamiento axial ( $\pm 1.25$ mm)	37
Figura 4.4	Sistema hidráulico para la aplicación de cargas	38
Figura 4.5	Panel de presión (a) y compresor para el suministro de aire (b)	38
Figura 4.6	Sistema de control y adquisición de datos	39
Figura 4.7	Interfaz del programa C.A.T.S. para la calibración de los sensores de medición	39
Figura 4.8	Esquema del dispositivo de Fredlund sin marco de carga (GCTS, 2009)	40
Figura 4.9	Dispositivos de Fredlund para la determinación de la curva característica	41
Figura 4.10	Base de la celda de presión y disco de cerámica de alto valor de entrada de aire	41
Figura 4.11	Panorámica de los bancos donde se extrajeron los materiales estudiados	42
Figura 4.12	Localización espacial de los bancos de materiales estudiados	42
Figura 4.13	Carta geológica – minera de Querétaro F14 - 10 (SGM, 1999)	43
Figura 4.14	Curva de compactación, Banco Misha	44
Figura 4.15	Curva de compactación, Banco Lucio Fajardo	45
Figura 4.16	Contenido de agua vs. grado de saturación	45
Figura 4.17	Dosificación de materiales	46
Figura 4.18	Proceso de humectación, mezclado y curado de muestras	46
Figura 4.19	Equipo de compactación para la fabricación de los especímenes de prueba	47
Figura 4.20	Dimensiones del molde y pisón de compactación utilizados	47
Figura 4.21	Pesaje y colocación del suelo en el molde de compactación	49
Figura 4.22	Secuencia de apisonado	49
Figura 4.23	Proceso de compactación	49
Figura 4.24	Enrase y extracción del espécimen de prueba	50
Figura 4.25	Pesaje y medición del espécimen compactado	50
Figura 4.26	Empaque de especímenes compactados	50
Figura 4.27	Verificación de las condiciones de compactación	51
Figura 4.28	Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de secado)	51
Figura 4.29	Preparación de especímenes para el proceso de humedecimiento	51
Figura 4.30	Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de humedecimiento)	52
Figura 4.31	Colocación de piedras porosas y papel filtro	53

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 4.32	Colocación de membrana de látex y o' rings	53
Figura 4.33	Ensamble del pistón de carga y de la cubierta de acrílico	53
Figura 4.34	VARIABLES relacionadas con carga cíclica durante un ensaye triaxial (ASTM, D 3999)	54
Figura 4.35	Inicialización del programa C.A.T.S. para la prueba de módulo dinámico	54
Figura 4.36	Ajuste de los transductores de desplazamiento	55
Figura 4.37	Ajuste de la presión de confinamiento	55
Figura 4.38	Interfaz del programa C.A.T.S. para el monitoreo de ganancias, durante la ejecución de las pruebas dinámicas	56
Figura 4.39	Cálculo de parámetros (Flores y Romo, 2005)	57
Figura 4.40	Esquema idealizado de un lazo de histéresis generado por un equipo triaxial cíclico (ASTM D 3999)	57
Figura 4.41	Prueba de resistencia a la compresión simple; (a) Curva carga – tiempo, (b) Plano de falla del espécimen ensayado	58
Figura 4.42	Preparación del espécimen de prueba para la determinación de la curva característica	59
Figura 4.43	Proceso de saturación del espécimen de prueba	59
Figura 4.44	Colocación de papel filtro y ensamble de la celda de presión	60
Figura 4.45	Colocación de pesos en la placa de carga y toma de lecturas iniciales	60
Figura 4.46	Incremento de presiones y toma de lecturas durante la ejecución de la prueba	60
Figura 4.47	Desensamble de la celda de presión y determinación del contenido de agua final	61
Figura 4.48	Curva de ajuste para el suelo Price Club (Pérez, 2006; tomada de Pola, 2010)	61
Figura 5.1	Distribución del contenido de agua en un espécimen de suelo después de un día de humedecimiento: (a) localización de la capa, (b) mediciones del contenido de agua	63
Figura 5.2	Relación entre el tiempo de secado de las muestras y su contenido de agua	64
Figura 5.3	Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo ML)	65
Figura 5.4	Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo SM)	65
Figura 5.5	Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y su contenido de agua	66
Figura 5.6	Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo ML)	67
Figura 5.7	Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo SM)	67
Figura 5.8	Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y su grado de saturación	68
Figura 5.9	Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y la variación de su volumen respecto al inicial	68
Figura 5.10	Curvas características para los dos suelos estudiados	69
Figura 5.11	Curvas características para el limo de baja compresibilidad a tres diferentes presiones de sobrecarga	70

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 5.12	Curvas características para la arena limosa a tres diferentes presiones de sobrecarga	70
Figura 5.13	Curva esfuerzo – deformación típica obtenida de la prueba de compresión simple para uno de los materiales en estudio	71
Figura 5.14	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo ML)	72
Figura 5.15	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo SM)	72
Figura 5.16	Curvas esfuerzo – desviador para diferentes condiciones de saturación (Suelo ML)	73
Figura 5.17	Curvas esfuerzo – desviador para diferentes condiciones de saturación (Suelo SM)	73
Figura 5.18	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo ML)	74
Figura 5.19	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo SM)	74
Figura 5.20	Relación de la resistencia a la compresión no confinada con la variación del grado de saturación	75
Figura 5.21	Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el contenido de agua (Suelo ML)	76
Figura 5.22	Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el contenido de agua (Suelo SM)	76
Figura 5.23	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML)	77
Figura 5.24	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML)	77
Figura 5.25	Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo ML)	78
Figura 5.26	Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo SM)	78
Figura 5.27	Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo ML)	79
Figura 5.28	Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo SM)	79
Figura 5.29	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo ML)	80
Figura 5.30	Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo SM)	80
Figura 5.31	Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo ML)	81
Figura 5.32	Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo SM)	81
Figura 5.33	Lazo de histéresis para el ciclo 40 de un suelo cohesivo compactado	82
Figura 5.34	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 20.57\%$ (Suelo ML)	83
Figura 5.35	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 30.42\%$ (Suelo ML)	84
Figura 5.36	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 34.56\%$ (Suelo ML)	84

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 5.37	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión confinamiento (Suelo ML)	85
Figura 5.38	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 20.57\%$ (Suelo ML)	86
Figura 5.39	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 30.42\%$ (Suelo ML)	86
Figura 5.40	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 34.56\%$ (Suelo ML)	87
Figura 5.41	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	87
Figura 5.42	Variaciones de los lazos de histéresis para el ciclo 40 de un suelo cohesivo con la deformación axial y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo ML)	89
Figura 5.43	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 12.73\%$ (Suelo SM)	90
Figura 5.44	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 23.32\%$ (Suelo SM)	90
Figura 5.45	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 27.69\%$ (Suelo SM)	91
Figura 5.46	Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	91
Figura 5.47	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 12.73\%$ (Suelo SM)	92
Figura 5.48	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 23.32\%$ (Suelo SM)	92
Figura 5.49	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para $w = 27.69\%$ (Suelo SM)	93
Figura 5.50	Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	93
Figura 5.51	Variaciones de los lazos de histéresis para el ciclo 40 de una arena con la deformación axial y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo SM)	95
Figura 5.52	Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML)	96
Figura 5.53	Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	97
Figura 5.54	Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML)	98
Figura 5.55	Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	98
Figura 5.56	Variación de D con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML)	99
Figura 5.57	Variación de D con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	99

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 5.58	Variación de D con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML)	100
Figura 5.59	Variación de D con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	100
Figura 5.60	Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	101
Figura 5.61	Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	101
Figura 5.62	Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	102
Figura 5.63	Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	102
Figura 5.64	Variación de D con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	103
Figura 5.65	Variación de D con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	103
Figura 5.66	Variación de D con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	104
Figura 5.67	Variación de D con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	104
Figura 5.68	Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML)	105
Figura 5.69	Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	106
Figura 5.70	Variación de D con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).	107
Figura 5.71	Variación de D con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML)	107
Figura 5.72	Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	108
Figura 5.73	Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	108
Figura 5.74	Variación de D con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM)	109
Figura 5.75	Variación de D con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM)	109
Figura 6.1	Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de $q_u$ obtenidos (Suelo ML)	118
Figura 6.2	Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de $q_u$ obtenidos (Suelo SM)	119
Figura 6.3	Curvas de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para la resistencia a la compresión no confinada normalizada ( $q_u / q_{m\acute{a}x}$ ).	119
Figura 6.4	Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de E obtenidos (Suelo ML)	120
Figura 6.5	Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de E obtenidos (Suelo SM)	120

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura 6.6	Curvas de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para el módulo de Young normalizado ( $E / E_{m\acute{a}x}$ )	121
Figura 6.7	Relación E medido versus E estimado con el modelo de proporcionalidad natural.	121
Figura 6.8	Variación de $\psi^*$ con el esfuerzo desviador para tres presiones de confinamiento	123
Figura 6.9	Variación de $\gamma$ con el esfuerzo desviador para tres presiones de confinamiento	123
Figura B1	Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga (Suelo ML)	136
Figura B2	Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga (Suelo ML)	136
Figura B3	Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga (Suelo ML)	137
Figura B4	Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga (Suelo ML)	137
Figura B5	Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga (Suelo SM)	138
Figura B6	Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga (Suelo SM)	138
Figura B7	Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga (Suelo SM)	139
Figura B8	Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga (Suelo SM)	139
Figura D1	Curva E – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	145
Figura D2	Curva E – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	145
Figura D3	Curva E – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	145
Figura D4	Curva E – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	146
Figura D5	Curva D – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	146
Figura D6	Curva D – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	146
Figura D7	Curva D – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	147
Figura D8	Curva D – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	147
Figura D9	Curva E – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	148
Figura D10	Curva E – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	148
Figura D11	Curva E – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	148
Figura D12	Curva E – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	149
Figura D13	Curva D – w, para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	149
Figura D14	Curva D – w, para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	149
Figura D15	Curva D – w, para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	150
Figura D16	Curva D – w, para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	150
Figura D17	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	151
Figura D18	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	151
Figura D19	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	151
Figura D20	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	152
Figura D21	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	152
Figura D22	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo ML)	152
Figura D23	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	153
Figura D24	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo ML)	153
Figura D25	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	154
Figura D26	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	154
Figura D27	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	154
Figura D28	Curva E – $\psi$ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y 200 kPa (Suelo SM)	155
Figura D29	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_d = 97$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y 55 kPa (Suelo SM)	155

FIGURA NO.	NOMBRE DE LA FIGURA	PÁGINA
Figura D30	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_d = 200$ kPa y $\sigma_3 = 14, 28$ y $55$ kPa (Suelo SM)	155
Figura D31	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_3 = 28$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y $200$ kPa (Suelo SM)	156
Figura D32	Curva D – $\psi$ , para $\sigma_3 = 55$ kPa y $\sigma_d = 46, 97$ y $200$ kPa (Suelo SM)	156
Figura E1	Curva de verificación para el LVDT 1 (Desplazamiento axial)	158
Figura E2	Curva de verificación para el LVDT 2 (Desplazamiento axial)	158
Figura E3	Curva de verificación para el LVDT 3 (Desplazamiento axial)	159
Figura E4	Curva de verificación para la celda de carga	159
Figura E5	Portada de la carta de calibración para manómetro de presión (United Instrument)	160
Figura E6	Portada de la carta de calibración para manómetro de presión (Perma – Cal)	161
Figura E7	Portada de la carta de calibración para la celda de carga	162

## RELACIÓN DE TABLAS

TABLA NO.	NOMBRE	PÁGINA
Tabla 2.1	Técnicas para determinar la succión de un suelo no saturado en laboratorio o en campo (Modificada de Lu y Likos, 2004; Gens y Romero, 2000; tomada de Pola, 2010)	9
Tabla 2.2	Ventajas y desventajas de las variables que definen la cantidad de agua en un suelo (Fredlund, 2006)	12
Tabla 3.1	Pruebas de laboratorio para determinar parámetros dinámicos en suelos (Flores y Romo, 2005)	19
Tabla 4.1	Propiedades índice y clasificación SUCS de los suelos estudiados	44
Tabla 4.2	Peso volumétrico seco máximo y contenido de agua óptimo para los materiales estudiados	45
Tabla 4.3	Características de compactación obtenidas con el molde y pisón utilizados	48
Tabla 4.4	Secuencia de aplicación de esfuerzos cíclicos	56
Tabla 6.1	Valores de los parámetros para el modelo de proporcionalidad natural (Suelo ML)	122
Tabla 6.2	Valores de los parámetros para el modelo de proporcionalidad natural (Suelo SM)	122
Tabla A1	Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML)	131
Tabla A2	Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo SM)	131
Tabla A3	Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML)	132
Tabla A4	Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo SM)	132
Tabla A5	Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML)	133
Tabla A6	Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM)	133
Tabla A7	Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML)	134
Tabla A8	Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM)	134
Tabla C1	Resistencia a la compresión no confinada (Suelo ML)	141
Tabla C2	Resistencia a la compresión no confinada (Suelo SM)	141
Tabla D1	Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo ML)	143
Tabla D2	Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo SM)	143
Tabla D3	Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo ML)	144
Tabla D4	Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo SM)	144

## NOMENCLATURA

ASTM	American Society for Testing and Materials
AVEA	Alto Valor de Entrada de Aire del disco de cerámica
C.A.T.S.	Computer Aided Testing Software
D	Amortiguamiento histerético
E	Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente, en MPa
$E_c$	Energía de compactación, en $\text{kg} - \text{cm}/\text{cm}^3$
$E_{\text{sec}}$	Módulo de elasticidad secante en prueba de compresión axial, en MPa
$E_{\text{std}}$	Energía de compactación Proctor estándar = $600 \text{ kN} - \text{m} / \text{m}^3$
$e$	Relación de vacíos
$f_0$	Frecuencia de resonancia, en Hz
$f_1, f_2$	Frecuencias determinadas en la curva respuesta, para la determinación del amortiguamiento, en Hz
$f$	Frecuencia de excitación, en Hz
G	Módulo de rigidez al cortante, en MPa
$G_s$	Densidad de los sólidos
$G_{\text{máx}}$	Módulo de rigidez máximo, en MPa
$G_0$	Módulo de rigidez para deformaciones angulares muy pequeñas
GCTS	Geotechnical Consulting & Testing Systems
h	Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo, en cm
IMT	Instituto Mexicano del Transporte
IP	Índice plástico, en %
$k, k_1, k_2, k_3,$ $k_4, k_5, k_6, k_s$	Parámetros de regresión
LPM	Litros por minuto
LTPP	Long Term Pavement Performance
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
$m_w$	Masa de la fase líquida de la probeta de suelo, en g
$m_s$	Masa de la fase sólida de la probeta de suelo, en g
$M_R$	Módulo de resiliencia, en MPa
ML	Limo de baja compresibilidad
NAF	Nivel de agua freática
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
n	Número de capas a ser compactadas
N	Número de golpes del pisón por cada capa en que se acomoda el suelo en el molde de compactación
N	Número de ciclos de aplicación de carga en la prueba triaxial cíclica
$q_u$	Resistencia a la compresión no confinada, en kPa
$q_{\text{máx}}$	Esfuerzo desviador máximo en compresión axial, en kPa
$R^2$	Coefficiente de correlación
SA	Semi amplitud de la señal
$S_r$	Grado de saturación, en %
SGM	Servicio Geológico Mexicano
SM	Arena limosa
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SWCC	Soil Water Characteristic Curve
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México
UU	Ensayo triaxial no consolidado no drenado

$u_a$	Presión en la fase de aire en los vacíos del suelo, en kPa
$u_w$	Presión en la fase de agua en los vacíos del suelo, en kPa
$u_a - u_w$	Succión mátrica, en kPa
$V$	Volumen total del espécimen compactado correspondiente al volumen del molde de compactación, en $\text{cm}^3$
$V_a$	Volumen del aire, en $\text{cm}^3$
$V_w$	Volumen del agua, en $\text{cm}^3$
$V_v$	Volumen de vacíos, en $\text{cm}^3$
$V_s$	Volumen de los sólidos, $\text{cm}^3$
$w$	Contenido de agua gravimétrico, en %
$w_{eq}$	Contenido de agua de equilibrio, en %
$w_L$	Límite líquido, en %
$w_o$	Contenido de agua natural del suelo, en %
$w_{opt}$	Contenido de agua óptimo, en %
$w_p$	Límite plástico, en %
$W_{capa}$	Peso del suelo húmedo requerido para cada capa, en g
$W_t$	Peso total del espécimen de prueba para producir la densidad requerida, en g
$W$	Masa del pisón compactador, en g
$\alpha, \beta$	Constantes de ajuste asociados a la composición del suelo en la ec 3.3
$\chi$	Parámetro relacionado con el grado de saturación del suelo
$\varepsilon$	Deformación axial unitaria, en %
$\varepsilon_{m\acute{a}x}$	Deformación axial unitaria máxima, en %
$\gamma$	Deformación angular, en %
$\gamma$	Coefficiente de proporcionalidad
$\gamma_c$	Deformación angular umbral, en %
$\gamma_d$	Peso volumétrico seco, en $\text{kN/m}^3$
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	Peso volumétrico seco máximo, en $\text{kN/m}^3$
$\nu$	Relación de Poisson
$\pi$	Succión osmótica en la ec 2.1
$\pi$	3.1416.....
$\theta$	Contenido de agua volumétrico, %
$\sigma_b$	Esfuerzo volumétrico, en kPa
$\sigma_c$	Esfuerzo de confinamiento, en kPa
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor, en kPa
$\sigma_d$	Esfuerzo desviador cíclico, en kPa
$\sigma_n - u_a$	Esfuerzo normal neto
$\tau_c$	Esfuerzo cortante de referencia
$\psi$	Succión del suelo, en kPa
$\psi_a$	Valor de entrada de aire
$\psi_m$	Succión mátrica, en kPa
$\psi_{m\acute{a}x}$	Valor máximo de succión del suelo, en kPa
$\psi_r$	Valor de succión residual
$\psi^*$	Succión característica
$\Psi$	Succión total

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

El estudio del comportamiento de los Suelos No Saturados ha sido objeto de numerosos trabajos de investigación debido a las dificultades que representa la aplicación de la Mecánica de Suelos tradicional a los problemas geotécnicos que se plantean en este tipo de suelos. A pesar de los trabajos publicados sobre este tema, es claro que aún falta información sobre diversos aspectos de estos suelos que puedan contribuir para su mejor entendimiento.

Cabe señalar que uno de los fenómenos característicos asociados al comportamiento de los suelos no saturados se relaciona con la modificación de su grado de saturación al variar las condiciones ambientales donde se encuentran, factores externos tales como; la precipitación, la temperatura, la posición del nivel freático, juegan un papel importante al definir el impacto del medio ambiente en el funcionamiento de un sistema suelo – estructura. El cambio de humedad puede causar serios daños debido a la degradación en la resistencia de dichos suelos, modificando a su vez propiedades tales como rigidez, resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad, etc. Entonces, las propiedades de los materiales presentarán variaciones estacionales que es recomendable conocer de tal forma que se pueda predecir cuál será el comportamiento futuro de las diferentes estructuras.

Desde un punto de vista práctico, el estudio experimental de los suelos no saturados al igual que el desarrollo de un modelo constitutivo que permita simular su comportamiento bajo sollicitaciones del tipo dinámico (sismos, vibración de maquinaria, tránsito de vehículos y operaciones de construcción) y frente a cambios en su contenido de agua inicial, son de gran interés dentro del campo de la Ingeniería Geotécnica, y en este caso, de las Vías Terrestres.

En las últimas dos décadas se han realizado varias investigaciones con el fin de explorar el comportamiento dinámico en suelos no saturados, induciendo para ello un bajo nivel de deformación y midiendo sus efectos utilizando algunos métodos teóricos y/o técnicas de laboratorio específicas (Quian et al., 1991; Jiménez, 1992; Marinho et al., 1995; Mancuso et al., 2002; Inci et al., 2003; Hoyos et al., 2004; Martínez, 2005; Mendoza y Colmenares, 2006; González et al., 2007). Así mismo, el interés en determinar la influencia de la succión en el comportamiento dinámico de suelos finos compactados ha ido creciendo de igual forma en años recientes, esto debido a que la succión define el estado de esfuerzos en un suelo no saturado con la variación en su contenido de agua inicial. Estudios como los realizados por Khoury et al., 2003, Yang et al., 2005, Sawangsuriya et al., 2009, Yang y Lin, 2009, ponen de manifiesto la importancia de este tema en la actualidad.

Por lo que se refiere a la medición de propiedades dinámicas para un alto nivel de deformación, la información que se tiene al respecto es muy escasa. Es por ello que, a pesar del hecho de que el comportamiento dinámico del suelo a pequeñas deformaciones es considerado como una función clave para la estimación del desempeño de los sistemas suelo – estructura, se hace imprescindible de igual manera el estudio de su comportamiento para un rango de deformación mayor, ya que se ha demostrado que la respuesta del suelo depende fuertemente del nivel de deformaciones inducidas y éstas a su vez, se encuentran asociadas al tipo de sollicitación o sollicitaciones del problema que se esté analizando.

El problema entonces es que no se ha determinado en forma precisa cómo es que las propiedades dinámicas de los suelos se ven afectadas por la variación del contenido de agua, a fin de que éstas se puedan estimar tomando en cuenta la humedad que el suelo pueda tener a lo largo de su vida útil. Por tanto, es importante que al llevar a cabo el análisis o diseño de una estructura cualquiera se pueda considerar dichas variaciones en las propiedades de los materiales que intervengan para su construcción.

A la luz de lo anterior, es necesario continuar con la organización de la información disponible sobre los mismos para poder predecir con suficiente aproximación su comportamiento y enfocar racionalmente el diseño de las obras en las que intervienen.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Estudiar el comportamiento dinámico de dos suelos finos compactados sometidos a un ciclo de humedecimiento o uno de secado en laboratorio, y determinar la influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión en el módulo de Young y amortiguamiento del suelo.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general planteado en el inciso anterior se requiere cumplir los objetivos particulares siguientes:

- Establecer una caracterización de las propiedades físicas e índice de los suelos analizados y obtener sus propiedades de compactación.
- Determinar la curva característica (por sus siglas en inglés, SWCC) para cada tipo de suelo estudiado.
- Determinar la resistencia no drenada ( $q_u$ ) de los materiales mediante pruebas de compresión simple.
- Determinar los parámetros representativos de los suelos: módulo de Young,  $E$ , y amortiguamiento,  $D$ , para cada condición de saturación analizada.
- Verificar los efectos de la amplitud del esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos estudiados.
- Evaluar la influencia del tipo de suelo, contenido de agua, grado de saturación y succión, en la respuesta mecánica (estática y dinámica) de los suelos ensayados.
- Realizar un análisis de las variables de mayor influencia y discernir sobre el establecimiento de algunas correlaciones útiles entre las variables estudiadas y los parámetros mecánicos obtenidos.
- Evaluar la aplicabilidad del principio de la proporcionalidad natural para definir el modelo que represente el comportamiento observado y permita predecir de la mejor forma los parámetros mecánicos estudiados ( $E$  y  $q_u$ ).

### 1.3. Alcance

Los alcances de la presente investigación se limitaron a lo siguiente:

- La determinación de los parámetros dinámicos estudiados (E y D) fue llevada a cabo para dos tipos de suelos de diferente plasticidad (ML – limo de baja compresibilidad y SM – arena limosa) mediante un equipo para ensayos triaxiales cíclicos, bajo carga controlada y manteniendo esfuerzos de confinamiento constantes.
- Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron en especímenes compactados a partir de una condición inicial (óptima), y sometidos a un ciclo de humedecimiento o secado por un periodo de 1, 5, 10, 15 y 30 días, respectivamente. La variación en peso de los especímenes al final de cada periodo, se le atribuyó al aumento o decremento en la cantidad de agua presente en cada uno de ellos.
- El aumento de resistencia en los especímenes causados por el fenómeno de tixotropía, no fue considerado.
- La determinación de la curva característica se obtuvo a partir de las mediciones realizadas con celdas de presión tipo Fredlund, la cual utiliza la técnica de traslación de ejes. De esta manera, la estimación de la succión en cada espécimen se determinó a partir de dicha curva.
- La caracterización del comportamiento dinámico de los dos tipos de suelos se orientó al rango de esfuerzos provocados por la acción del tránsito de vehículos, por lo que los resultados pueden ser utilizados para evaluar el desempeño de pavimentos y de los diferentes tipos de estructuras complementarias (terraplenes, rellenos para muros de retención y pasos a desnivel, etc.).

## 1.4. Organización

Un resumen de los aspectos principales sobre el comportamiento de los suelos no saturados, es presentado en el capítulo dos. Éste incluye algunas de las técnicas experimentales para la determinación de la succión y además, se mencionan algunos aspectos referentes a la curva característica de los suelos.

El capítulo tres contiene una breve descripción de algunos conceptos asociados a la dinámica de suelos. Se describen, de igual forma, algunos de los equipos y técnicas de medición más utilizadas en laboratorio para la determinación de las propiedades dinámicas más representativas de los suelos (módulo de rigidez al corte, G, módulo de Young, E, y amortiguamiento, D). Así mismo, se hace una revisión de las investigaciones más sobresalientes realizadas en los últimos años sobre los factores que afectan de manera significativa las propiedades dinámicas de suelos no saturados y que son de gran interés para el campo de aplicación de las Vías Terrestres.

En el capítulo cuatro se describen las características de los equipos empleados para la obtención de los parámetros dinámicos así como para la determinación de la curva característica de los suelos estudiados. De igual forma, se describe la metodología y el desarrollo experimental referente a la caracterización de los materiales y ensayos mecánicos realizados a las muestras de suelo compactadas.

Por lo que se refiere al capítulo cinco, aquí se presentan y discuten los resultados experimentales obtenidos a partir de los ensayos dinámicos y estáticos efectuados. Así mismo, se presentan las curvas características obtenidas a partir del dispositivo de Fredlund y se discute el efecto de la presión de sobrecarga que tiene sobre las mismas.

El modelo derivado a partir del principio de la proporcionalidad natural propuesto por el Dr. Eulalio Juárez Badillo es evaluado y verificado al comportamiento estático y dinámico observado. El marco de referencia del modelo, así como la deducción de la ecuación que nos permitió definir el módulo de Young y la resistencia a la compresión no confinada a partir de la succión de los suelos, se presenta en el capítulo seis.

Finalmente, se presentan las conclusiones derivadas del estudio y se dan algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

## CAPÍTULO 2

### ASPECTOS GENERALES SOBRE SUELOS NO SATURADOS

#### 2.1. Introducción

Hace algunas décadas, la Mecánica de Suelos No Saturados se le había considerado tradicionalmente como un tema especializado dentro del campo de la Mecánica de Suelos y la Ingeniería Geotécnica. Gran parte de los estudios que se realizaban para estudiar el comportamiento de los suelos, eran dirigidos principalmente a los suelos saturados, esto debido probablemente a la gran ocurrencia de suelos sedimentarios en países con clima templado y también por el descubrimiento de la ley de presiones efectivas de Terzaghi, que permite explicar de una forma sencilla el comportamiento de los suelos saturados. Sin embargo, existe una mayor escasez de información y conocimientos en el campo de los suelos parcialmente saturados a pesar de que extensas regiones de la tierra se encuentran cubiertas por ellos.

Lo que sigue es un resumen de los aspectos principales sobre el comportamiento de los suelos no saturados. Éste comienza con una breve explicación acerca de sus generalidades, y continúa con la descripción de algunas de las técnicas experimentales para la determinación de la succión. Por último, se presenta una revisión de los aspectos más relevantes referentes a la curva característica de los suelos.

#### 2.2. Generalidades

La condición de saturación parcial en un suelo puede deberse a distintos factores, entre ellos, la variación de su contenido de agua. Dicha variación puede ser resultado tanto de procesos naturales como aquellos causados por el hombre.

Atendiendo a su origen, los suelos no saturados pueden ser de dos tipos; naturales y artificiales. Los primeros, como su nombre lo indica, son suelos que se han formado de manera natural y en la literatura se han descrito una gran variedad de ejemplos sobre ellos, tanto en suelos sedimentarios (eólicos, aluviales, coluviales, etc.) como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos. Dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, que son extensamente utilizados en obras de ingeniería, y que debido a su condición parcialmente saturada son considerados de igual forma como suelos no saturados.

##### 2.2.1 Fases de un suelo no saturado

Un suelo no saturado ha sido relacionado comúnmente a un sistema compuesto por tres fases (Fig. 2.1). La fase sólida, constituida por las partículas sólidas del suelo y el agua higroscópica contenida en la capa absorbida y en la doble capa difusa. La fase líquida, compuesta por el agua libre (agua que se mueve por la acción de la fuerza gravitacional), el aire disuelto y las sales disueltas, ocupa el espacio de los poros del suelo no ocupados por la fase gaseosa. Y por último, la fase gaseosa, integrada por el aire libre, el vapor de agua y otros gases, ocupa el espacio de los poros del suelo no ocupados por la fase líquida.

Yoshimi y Osterberg (1963); (citados por Josa, 1998), presentaron los componentes principales de cada una de las fases para un suelo no saturado (Fig. 2.2). El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado.

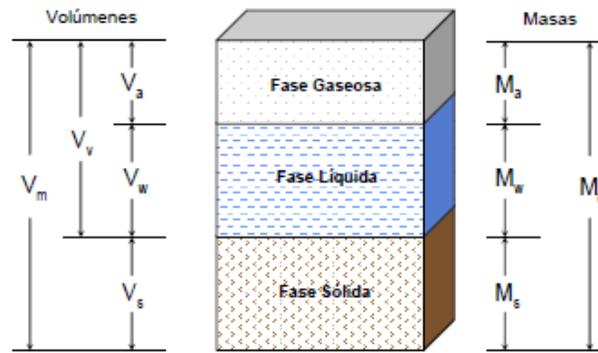


Figura 2.1. Diagrama trifásico para un suelo no saturado (Juárez y Rico, 1992; tomada de Pola, 2010).

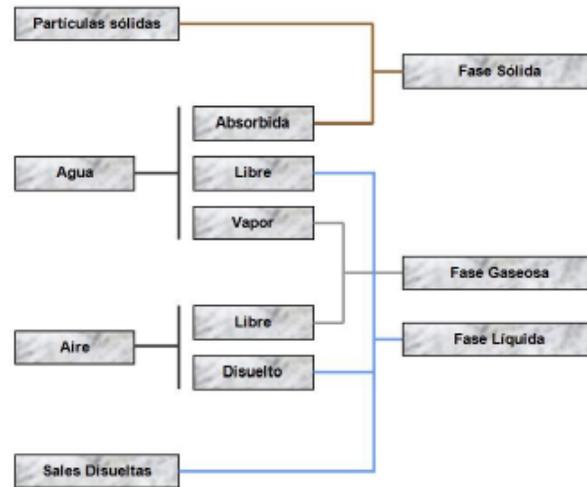


Figura 2.2. Componentes de cada una de las fases de un suelo no saturado (Yoshimi y Osterberg, 1963, tomada de Pola, 2010).

### 2.2.2 Definición de succión del suelo

La teoría de la succión en los suelos surge a principios del siglo XX, derivado de las investigaciones realizadas por varios especialistas en relación al sistema suelo – agua – planta. Así mismo, su importancia en el comportamiento mecánico de los suelos no saturados fue introducida por primera vez por el laboratorio de investigación sobre carreteras de Inglaterra (Croney y Coleman, 1948; Croney et al., 1950; citados por Fredlund y Rahardjo, 1993).

Baltodano (2006); (citado en Pola, 2010), define la succión del suelo como la habilidad de un suelo no saturado para atraer o retener agua. Así mismo, el término succión ( $\Psi$ ) o “succión total” del suelo, se refiere a la energía libre del agua en el suelo y es expresada en términos de humedad relativa. Está formada por dos componentes: la succión mátrica o capilar ( $u_a - u_w$ ) y la succión osmótica ( $\pi$ ) de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.1)$$

Donde,  $u_a$  es la presión de aire de poros y  $u_w$  es la presión de agua de poros.

La succión mátrica ( $u_a - u_w$ ) o energía potencial se define como la diferencia entre la presión de aire de poros y la presión de agua de poros. Está asociada a las fuerzas capilares del agua (tensión superficial y el radio de curvatura del menisco) y de las fuerzas de adsorción (los campos de fuerzas eléctricas y las fuerzas de Van Der Waals), existentes en el suelo. Para la mayoría de las aplicaciones prácticas en la ingeniería, la succión mátrica es de principal importancia.

El efecto de cambio de humedad relativa provocado por la composición química del agua se denomina succión osmótica ( $\pi$ ). La succión osmótica se produce por las sales disueltas en el agua de los poros del suelo. Así mismo, los solutos disueltos provienen de fuentes externas cuando son introducidos por procesos tales como la lixiviación y naturales cuando los solutos son adsorbidos por la superficie de los minerales del suelo (cuando los cationes intercambiables son adsorbidos por las partículas de arcillas).

### 2.3. Técnicas experimentales para la medición de la succión

En la actualidad existen varias técnicas experimentales para medir la succión del suelo tanto en campo como en laboratorio (Tabla 2.1). Las diferencias entre cada una de ellas radican principalmente en términos de costo, complejidad y rango de medición.

A continuación se presenta en forma breve la descripción de dos de las técnicas más utilizados en laboratorio, tanto para medir (método del papel filtro) como para imponer (técnica de traslación de ejes) succión al suelo.

#### 2.3.1 Método del papel filtro

El método del papel filtro fue desarrollado en Europa en 1920 y posteriormente fue adoptado por Gardner (1937) en los Estados Unidos. Es un método relativamente simple, barato, preciso y usado por un gran número de investigadores como medida en amplios rangos de succión mátrica y total.

El método del papel filtro estima la succión del suelo midiendo indirectamente la cantidad de humedad transferida por el espécimen de suelo no saturado a un papel filtro inicialmente seco. El contenido de agua del papel filtro en equilibrio se mide gravimétricamente y relaciona la succión del suelo a través de una curva de calibración predeterminada para un tipo de papel filtro en particular. De esta forma, el papel filtro actúa como un sensor pasivo que mide la succión del suelo como una medida de la energía libre de la presión de poro o esfuerzo de tensión ejercida en el agua de los poros del suelo.

La norma ASTM D 5298 describe de manera más precisa el procedimiento para la calibración y determinación de las mediciones de la succión mátrica (o método de contacto) o succión total del suelo (o método sin contacto) por el método del papel filtro. Según Lu y Likos (2004), el método de contacto comprende un rango de 0 a 1000 MPa y el método sin contacto de 1 a 500 MPa.

La determinación de la succión total por el método sin contacto consiste en suspender el papel filtro en el espacio dado entre el espécimen y el elemento que lo soporta al interior de un contenedor o recipiente, tal que la transferencia de humedad ocurre como fase de vapor de agua. La cantidad de agua adsorbida por el papel filtro es una función de la humedad relativa del aire de poros y corresponde a la succión total del suelo (Fig. 2.3).

**Tabla 2.1 Técnicas para determinar la succión de un suelo no saturado en laboratorio o en campo (Modificada de Lu y Likos, 2004; Gens y Romero, 2000; tomado de Pola, 2010).**

Técnica o tipo de sensor		Tipo de medición	Componente de medición	Fenómeno medido	Rango de medición (kPa)	Tiempo de equilibrio a un nivel de succión
Tensiómetros	Convencionales	Laboratorio y campo	Mátrica	Tensión del agua	0-90	Minutos
	Alta capacidad	Laboratorio y campo	Mátrica	Tensión del agua	0-1,500	Minutos
Técnica de translación ejes	Celda Tempe	Laboratorio	Mátrica	Tensión del agua	0-200	Semanas
	Placas de presión con disco poroso			Tensión del agua	0-1500	Semanas
	Dispositivo de Fredlund			Tensión del agua	0-1,500	Semanas
Sensores de conductividad	Eléctrica	Laboratorio y campo	Mátrica	Conductividad eléctrica	0 - 1500	Semanas
	Térmica			Conductividad térmica	0-2500	
Método del papel filtro	Contacto	Laboratorio y campo	Mátrica	Contenido de agua	0- 1,000,000	7 días
	Sin contacto		Total	Contenido de agua	1,000-500,000	7-14 días
Técnicas de medición de humedad	Psicrómetro de termopar	Laboratorio y campo	Total	Humedad relativa	100-8000	días
	Higrómetros Chilled-mirror	Laboratorio	Total	Humedad relativa	1,000-450,000	Minutos
	Sensores de capacitancia	Laboratorio	Total	Humedad relativa	0- 1,000,000	Minutos
Técnicas de control de humedad	Método isopiético (Transferencia de vapor usando soluciones salinas)	Laboratorio	Total	Humedad relativa	4,000-400,000	Semanas



**Figura 2.3. Determinación de la succión total del suelo utilizando el método sin contacto por medio de papel filtro (Bulut et al., 2001; tomada de Pola, 2010).**

Por su parte, la determinación de la succión mátrica por la técnica de contacto consiste en colocar el papel filtro en contacto directo con la muestra de suelo. La transferencia de humedad del suelo en el papel filtro es controlado por la capilaridad del agua y las fuerzas de adsorción de la superficie de la partícula que comprende la componente mátrica del suelo (Fig. 2.4).

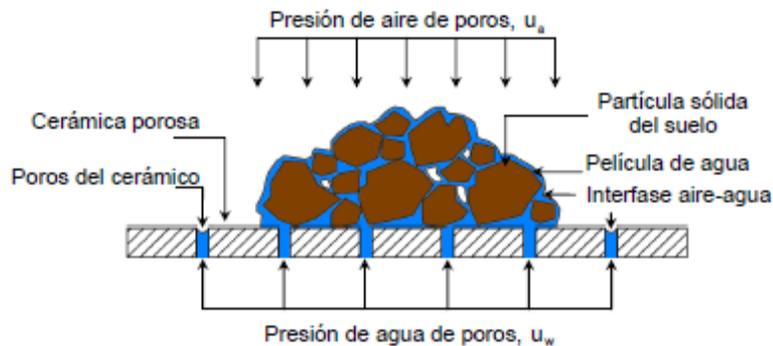


**Figura 2.4. Determinación de la succión mátrica del suelo utilizando el método de contacto por medio de papel filtro (Bulut et al., 2001; tomada de Pola, 2010).**

### 2.3.2 Técnica de translación de ejes

La aplicación y control de la succión por medio de la técnica de translación de ejes está ligada fundamentalmente al control de la transferencia de agua en forma líquida. Esta técnica fue desarrollada en la década de los 50's y se basa en el concepto de succión mátrica definida como la sobrepresión de aire respecto a la presión de agua. Dicha técnica, supone que al aplicar incrementos de presión sobre la fase gaseosa, se inducen idénticos incrementos sobre la fase líquida y de esta manera se pueden medir presiones de agua positivas (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La translación de ejes se lleva a cabo separando las fases de aire y agua del suelo por medio de los poros diminutos del disco de cerámica, siempre y cuando la presión aplicada no exceda el valor de entrada de aire del disco de cerámica (Lu y Likos, 2004). La Fig. 2.5 muestra la sección transversal de un espécimen de suelo no saturado y un disco de cerámica de alto valor de entrada de aire (AVEA) saturado.



**Figura 2.5. Ilustración de la sección transversal de la interfase suelo no saturado y disco de cerámica (AVEA) para la medición de la succión del suelo por medio de la técnica de translación de ejes (Lu y Likos, 2004; tomada de Pola, 2010).**

## 2.4. Curva característica

La curva característica suelo – agua (por sus siglas en inglés, SWCC) se define como la relación entre la succión del suelo y el contenido de agua (volumétrico o gravimétrico) o grado de saturación (Vanapalli et al., 1996). En otras palabras, la curva característica es una representación de la capacidad de un suelo para retener agua, bajo un cierto valor de succión aplicada (Pérez, 2006).

La curva característica también se le conoce como: curva de succión, curva de retención del suelo, etc., dependiendo del campo de aplicación. Para cuestiones de ingeniería geotécnica, la mayor parte de la literatura hace referencia a la curva característica del suelo.

La curva característica surge en un principio para estimar la succión del suelo *in situ* a través de la medición del contenido de agua natural y relacionándola con la curva característica. La analogía consistía en suponer que el espesor de la zona no saturada o zona vadosa (Bouwer, 1978; citado en Fredlund, 2006) era controlada por las variaciones climatológicas en la superficie de la tierra y por el nivel de aguas freáticas (NAF), produciendo diferentes zonas de desaturación entre ellas (variación del grado de saturación del suelo de 100 al 0%) y caracterizándose por la presión negativa del agua de poro (Croney et al., 1958; citado por Fredlund, 2006). De esta manera, los cambios de succión en el suelo originaban distintas zonas de saturación (Fig. 2.6), que se trataban de reproducir en laboratorio por medio de curvas características.

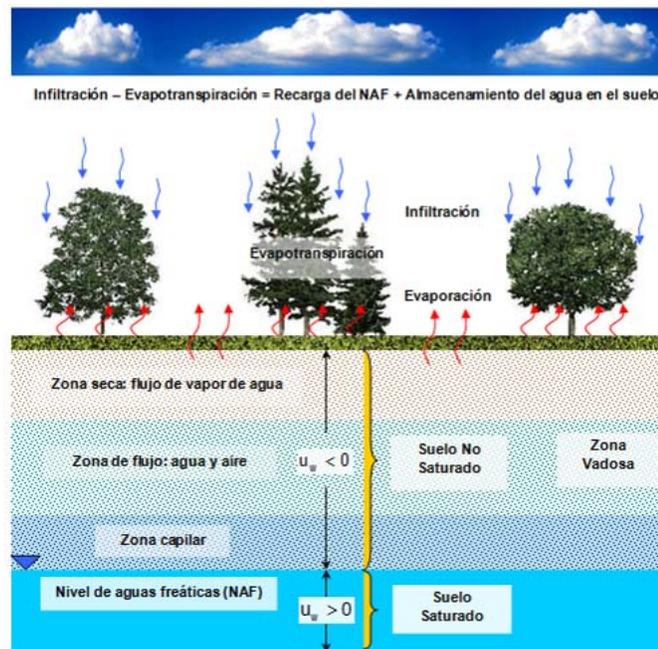


Figura 2.6. Ilustración de la zona vadosa del suelo (Pola, 2010).

La curva característica puede considerarse como una herramienta conceptual e interpretativa para entender el comportamiento de los suelos no saturados. A medida que un suelo en estado saturado pasa a un estado seco, la distribución de las fases aire – agua – sólidos se modifica, cambiando el estado de esfuerzos en el suelo. La interacción entre estas fases y su distribución (volumen, geometría, continuidad) controlan las propiedades del suelo no saturado.

Por otro lado, es importante mencionar que los términos que se emplean para definir la cantidad de agua presente en el suelo, son:

El contenido de agua volumétrico  $\theta$ , relaciona la cantidad de volumen de agua en el suelo con el volumen total del espécimen del suelo, y puede representarse mediante la siguiente expresión:

$$\theta = \frac{V_w}{V_m} = \frac{V_w}{(V_v + V_s)} \quad (2.2)$$

Donde,  $V_w$ , es el volumen de agua,  $V_v$ , es el volumen de vacíos,  $V_s$ , es el volumen de los sólidos y  $V_m$  es el volumen de la masa de suelo. Cabe mencionar que en el caso de un suelo saturado, el volumen del agua es igual al volumen de vacíos debido a que el volumen ocupado por el aire ( $V_a$ ) es 0. De esta manera, el contenido de agua volumétrico y la porosidad,  $n$ , coinciden. Esto es:

$$n = \frac{V_v}{V_m} = \frac{(V_a + V_w)}{V_m} = \frac{V_w}{V_m} = \theta \quad (2.3)$$

El contenido de agua gravimétrico  $w$ , relaciona la cantidad de masa de agua con la cantidad de masa de los sólidos del suelo. Y puede expresarse de la siguiente manera:

$$w = \frac{m_w}{m_s} \quad (2.4)$$

Donde,  $m_w$ , es la masa de agua y  $m_s$ , es la masa de los sólidos del suelo.

El grado de saturación  $S_r$ , relaciona el volumen del agua con el volumen de vacíos, mediante la expresión:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{(V_a + V_w)} \quad (2.5)$$

Donde,  $V_a$ , es el volumen ocupado por el aire.

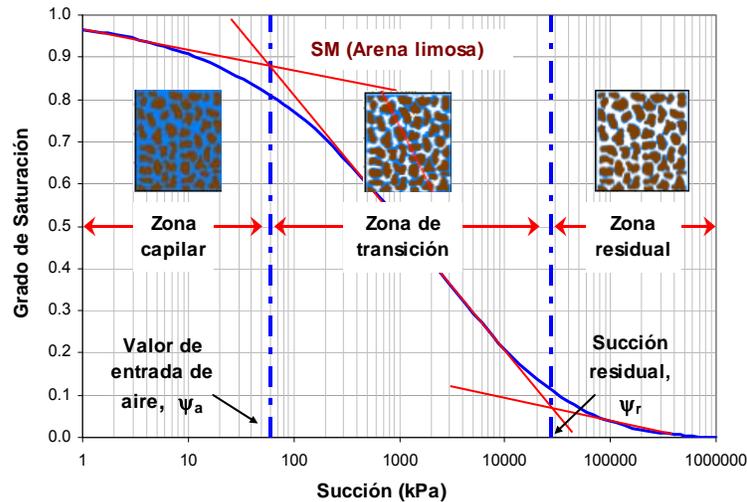
En la Tabla 2.2 se muestra las ventajas y las desventajas de cada una de las variables que cuantifican el contenido de agua en un suelo.

**Tabla 2.2 Ventajas y desventajas de las variables que definen la cantidad de agua en un suelo (Fredlund, 2006).**

Designación	Ventajas	Desventajas
Contenido de agua gravimétrico, $w$ $w = \frac{m_w}{m_s}$	De uso común en la mecánica de suelos clásica. Es la expresión más común para cuantificar el contenido de agua. No se requiere medir volúmenes Como referencia la masa de suelo permanece constante.	No permite identificar la diferencia entre el cambio de volumen y el cambio en el grado de saturación. No proporciona el valor correcto de la entrada de aire cuando el suelo cambia su volumen por secado.
Contenido de agua volumétrico, $\theta$ $\theta = \frac{V_w}{V_m}$	Es la forma básica que surge de la derivación de flujo transitorio en los suelos saturados. Comúnmente usada en la base de datos de los resultados obtenidos en las ciencias del suelo.	Se requiere medir el volumen. Exhorta una rigurosa medición del volumen en cada uno de los valores de la succión del suelo. Es la designación menos familiar y usada en la ingeniería geotécnica.
Grado de saturación, $S_r$ $S_r = \frac{V_w}{V_v}$	Define más claramente el valor de entrada de aire. Parece ser la variable que controla más exactamente el comportamiento del suelo no saturado. Da a conocer cuando el suelo experimenta un cambio de volumen.	Se requiere medir el volumen.

### 2.4.1 Zonas de la curva característica

La naturaleza de la curva característica está directamente asociada a la composición granulométrica y estructura del suelo (T. J., 1993; citado por Pérez, 2008), por tanto la relación puede variar para diferentes tipos de suelo. Sin embargo, independientemente del tipo de suelo que se trate, en una curva característica se pueden distinguir claramente tres zonas: la capilar, la de transición o de desaturación, y la residual (Fig. 2.7).



**Figura 2.7. Zonas típicas de la curva característica (modificada de Database, Soilvision, 2010; tomada de Pola, 2010).**

La zona capilar es aquella en la cual el suelo se mantiene en un estado de saturación porque todos los poros del suelo están llenos de agua. El límite de esta zona, se le conoce como valor de entrada de aire,  $\psi_a$ , el cual está definido como el valor que debe de exceder la succión mátrica, antes de que el aire empiece a entrar en los macroporos del suelo.

En la zona de desaturación, el suelo comienza a desaturarse y los vacíos empiezan a ser ocupados por aire, lo que origina que el agua comience a desplazarse por el aumento de succión. Por tanto, la fuerza con la que el agua se encuentra adherida a las partículas del suelo se incrementa a medida que el suelo pierde más agua. La zona de transición finaliza con el valor de succión residual,  $\psi_r$ , que es el valor de succión en la cual la fase líquida del suelo comienza a ser discontinua y adopta la forma de películas delgadas alrededor de las partículas sólidas del suelo.

La zona residual se identifica porque la fase líquida del agua está discontinua debido a que la conectividad del agua en los poros continuos o vacíos del suelo se reduce por el aumento de succión. Para esta zona, un incremento de succión no produce un cambio importante en el contenido de agua, la cual es tan escasa que no fluye entre los poros y la remoción puede ser sólo por evaporación (Hosagasi, 2006; citado por Pérez, 2008). El estado residual termina cuando el contenido de agua es igual a cero correspondiente a un valor de  $1 \times 10^6$  kPa de succión (Crony y Coleman, 1961; Fredlund, 1964; Wilson et al., 1994; Vanapalli et al., 1998; citados en Pola, 2005).

Las componentes de la succión total: mátrica y osmótica, se grafican en la misma curva característica. El rango de succión correspondientes a valores menores a los 1500 kPa se concibe como valores de succión mátrica y los valores mayores a los 1500 kPa, como valores de la succión total del suelo (Fredlund, 2004; citado por Pola, 2010).

#### **2.4.2 Factores que afectan la determinación de la curva característica**

De igual forma que algunas otras propiedades de los suelos, la determinación de la curva característica también depende de varios factores. Entre ellos podemos mencionar: el tipo y estructura del suelo, tipo y energía de compactación usada en la preparación del espécimen, influencia del estado de esfuerzos, histéresis, técnica de saturación del espécimen, grado de saturación inicial, etc.

Por su parte, en Pérez (2008) se presenta un estudio más exhaustivo sobre cómo afectan dichas propiedades a las curvas características para distintos tipos de suelos.

#### **2.4.3 Modelos para predecir a la curva característica**

Las técnicas experimentales para determinar la curva característica proporcionan un conjunto de mediciones que no definen en la mayoría de los casos la curva característica; esto se debe a que los puntos obtenidos, por lo general, cubren un rango muy bajo de succiones, por lo que se requiere de técnicas adecuadas para poder medir o predecir valores de la curva característica en rangos más amplios.

Las mediciones obtenidas en laboratorio comprenden únicamente una pequeña parte de la curva característica sobre un rango menor a los 1500 kPa para los equipos que utilizan disco de cerámica de alto valor de entrada de aire o hasta 10 000 kPa en caso de las membranas celulosas, teniendo en ocasiones la necesidad de combinar hasta dos técnicas para abarcar gran parte del rango de succión o en su caso emplear una técnica que requiera de muchas muestras o periodos largos de equilibrio para cada valor de succión.

Los parámetros usados en los modelos matemáticos para definir la curva característica incluye puntos fijos conocidos como valores principales de succión o contenido de agua (contenido de agua saturado, valor de entrada de aire y contenido de agua residual) que ayudan a definir con la ayuda de las constantes de ajustes empíricas o semiempíricas una forma más apropiada a la curva característica. Por lo general esas constantes de ajuste están relacionadas con características físicas del suelo tales como el valor de entrada de aire y la distribución del tamaño de poros.

Los modelos pueden diferenciarse por el número de constantes de ajuste, utilizando en la mayoría de éstos alrededor de dos o tres. Los modelos empíricos más conocidos para predecir la curva característica se encuentran: el de Brooks y Corey, el de Van Gnuichten y el de Fredlund y Xing (1994). Éste último fue el utilizado para la modelación de las curvas características de los suelos estudiados en la presente investigación.

## CAPÍTULO 3

### COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS

#### 3.1 Introducción

El comportamiento dinámico de los suelos ha sido investigado por numerosos investigadores utilizando una variedad de técnicas de campo y de laboratorio. En cada uno de esos estudios las técnicas utilizadas han sido restringidas a un rango específico de deformación o a ciertos aspectos que influyen de manera significativa en el comportamiento dinámico del suelo.

Por lo que respecta al comportamiento dinámico de suelos no saturados (compactados), la mayoría de los estudios publicados han sido en relación al diseño de cimentaciones sometidas tanto a solicitaciones sísmicas como a las debidas por vibración de maquinaria. Sin embargo, temas como el diseño y comportamiento de estructuras de pavimento en donde el rango de deformación difiere sensiblemente del caso anterior, han evidenciado la necesidad de más investigación sobre el comportamiento de dichos suelos.

Este capítulo contiene una breve descripción de algunos conceptos asociados a la dinámica de suelos. Se describen de igual forma, algunos de los equipos y técnicas de medición más utilizadas en laboratorio para la determinación de las propiedades dinámicas más representativas de los suelos (módulo de rigidez al corte,  $G$ , módulo de Young,  $E$  y amortiguamiento,  $D$ ). Así mismo, se hace una revisión de las investigaciones más sobresalientes realizadas en los últimos años sobre los factores que afectan de manera significativa las propiedades dinámicas de suelos no saturados y que son de gran interés para el campo de aplicación de las Vías Terrestres.

#### 3.2 Características de los problemas dinámicos

Cuando se aplican cargas dinámicas a una masa de suelo, bien se trate de sismos, tránsito de vehículos, vibración de maquinaria, etc., se provocan cambios en el estado de esfuerzos de dicha masa, que pueden causar un incremento en las deformaciones y por tanto una reducción en su resistencia (Fig. 3.1).

En otras situaciones, las cargas dinámicas pueden no inducir la falla del suelo, pero sí propiciar modificaciones o amplificaciones del movimiento del terreno que afecte en forma importante las estructuras suprayacentes.

Según Díaz (2005), las características de los problemas asociados con la dinámica de suelos son:

- Las solicitaciones varían con el tiempo, como resultado, las respuestas son también función del tiempo.
- Se desarrollan fuerzas de inercia cuyas ecuaciones que gobiernan la distribución espacial de esfuerzos y deformaciones son ecuaciones de ondas más ecuaciones de equilibrio. Las soluciones para este tipo de ecuaciones son generalmente de naturaleza diferente.
- Los esfuerzos y deformaciones son de naturaleza cíclica, esto es, se presentan varios ciclos de carga – descarga – recarga.



Cuando las deformaciones que son impuestas a los suelos exceden un nivel de deformación mayor, las deformaciones empiezan a aumentar considerablemente pudiendo llegar a una condición de falla. El deslizamiento en taludes y la licuación en arenas son dos de los fenómenos típicos asociados con la falla del suelo inducida por grandes deformaciones.

Otro fenómeno observado en el comportamiento de los suelos es la dilatación (tendencia del suelo a contraerse o dilatarse durante una prueba triaxial en condiciones drenadas o no drenadas). En el rango de muy pequeñas a medianas deformaciones, el fenómeno de dilatación en la repetición de carga no puede llegar a ocurrir (Ishihara, 1996). Este efecto comienza a ser evidente cuando la magnitud de deformación incrementa entre los niveles de aproximadamente  $10^{-4}$  y  $10^{-3}$ , como se indica en la Fig. 3.2. Se debe tener en cuenta que el cambio progresivo en las propiedades del suelo durante la repetición de cargas, tal como la degradación de la rigidez en suelos saturados o la rigidización en suelos secos o parcialmente saturados, puede ocurrir como consecuencia de los efectos de la dilatación.

### 3.2.2 Diferencias entre condiciones de carga estática y dinámica

Puede afirmarse que las características esfuerzo – deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas son diferentes de aquellas bajo carga estática. La relación de vacíos, el esfuerzo de confinamiento, contenido de agua, y muchos otros factores influyen en el comportamiento mecánico de los suelos. Sin embargo, esos factores son igualmente importantes para ambas condiciones de carga. De esta manera, los rasgos distintivos de una condición dinámica a diferencia de la estática, deben concebirse a través de la derivación de fenómenos tales como pulsos, vibración y transmisión de ondas.

Una clasificación de los eventos más comunes que se presentan en la práctica de la ingeniería, se debe a Ishihara (1996), quien clasificó los problemas dinámicos y estáticos basados en el tiempo de aplicación de carga y el número de ciclos que involucran cada uno de los fenómenos arriba mencionados (Fig. 3.3).

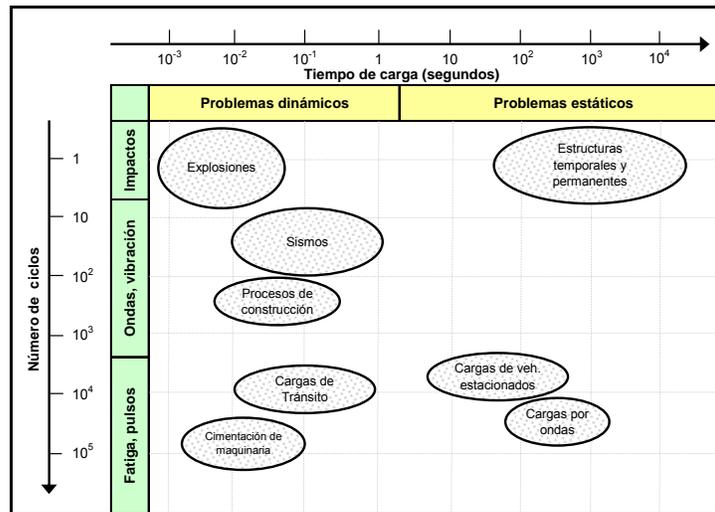


Figura 3.3. Clasificación de los problemas dinámicos (tomada de Ishihara, 1996).

#### Efecto de la velocidad de aplicación de la carga

El lapso de tiempo en el cual un suelo se ve sometido a un cierto nivel de esfuerzo o deformación, puede ser definido como tiempo de carga. La rapidez o velocidad con que esa carga es aplicada, es ciertamente un rasgo característico para definir el comportamiento dinámico de un suelo.

En general, la evidencia experimental indica que en condiciones de carga monotónica la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se incrementa con el aumento de la velocidad de aplicación de la carga y que la deformación angular umbral a partir de la cual este efecto es más notorio es por arriba de  $10^{-1}\%$ . En el caso de carga cíclica, si la amplitud de deformación excede dicho valor umbral, la resistencia del suelo debe ser mayor aplicando cargas con una frecuencia alta que con una frecuencia de aplicación menor (Ishihara, 1996).

Por su parte, Kim y Stokoe II (1992) investigaron el efecto de la frecuencia de aplicación de carga en la rigidez de varios tipos de suelos cohesivos compactados. Los resultados experimentales indicaron que el efecto de la frecuencia en el módulo de Young (E) para dichos suelos fue mayor a medida que el suelo era más plástico y que E se incrementó casi linealmente como una función del logaritmo de la frecuencia de aplicación de carga. El rango de frecuencias utilizadas en este caso fue de 0.05 a 90 Hz y los valores del índice de plasticidad (IP) de los suelos ensayados fueron de 4 a 52%.

#### *Efecto de la carga repetida*

En condiciones dinámicas, la carga es repetida cuando se aplica muchas veces con una misma frecuencia. Esa repetibilidad es otra característica atribuida al comportamiento dinámico de los suelos y es utilizada a su vez para la clasificación de los problemas dinámicos.

### **3.3 Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos**

Para describir el comportamiento esfuerzo – deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas, el conocimiento de las propiedades dinámicas es básico. Así mismo, el diseño de un pavimento y el comportamiento de un depósito de suelo durante la ocurrencia de un sismo requieren la determinación de esas propiedades para rangos distintos de deformación. Mientras que en un pavimento, las cargas de un vehículo pesado que le transmite al cuerpo de un terraplén desarrollan deformaciones axiales en un rango de pequeñas ( $< 10^{-3}\%$ ) a medianas ( $< 10^{-1}\%$ ) deformaciones (Uddin et al., 1985; citado en Kim y Stokoe II, 1992), el intervalo de deformación angular inducida por sismos en la superficie del terreno, según Flores y Romo (2005) va de  $10^{-4}$  a 10% aproximadamente.

Atendiendo a lo anterior, se han desarrollado a la fecha varias técnicas de laboratorio y de campo que toman en cuenta el rango de deformaciones características para cada aplicación.

Las ventajas de las técnicas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensaye se pueden manipular, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye. Por su parte, las ventajas de las técnicas de campo radican en el ensaye de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo puede ser minimizada; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar.

#### **3.3.1 Equipos y métodos de prueba de laboratorio**

En general, se pueden distinguir tres grupos de pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos (Tabla 3.1). Uno de ellos son las pruebas cíclicas (carga repetida), que están basadas en las mediciones de las relaciones esfuerzo – deformación a bajas frecuencias de aplicación de carga donde los efectos de la inercia pueden ser despreciados. En este grupo, las características dinámicas de los suelos son evaluadas mediante pruebas en las que generalmente se usa carga senoidal como fuerza de excitación y las pruebas se hacen a carga o desplazamiento controlado.

El ensaye triaxial cíclico, el ensaye de corte simple cíclico y el ensaye en mesa vibradora, son algunos ejemplos típicos de esta categoría.

**Tabla 3.1. Pruebas de laboratorio para determinar parámetros dinámicos en suelos (Flores y Romo, 2005).**

Tipo de excitación	Ensaye	Distorsión angular, $\gamma$ (%)								
		$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	$10^0$	$10^1$	
Transmisión de ondas	Cristales piezoeléctricos									
	Elementos laminares	↔								
	Laser pulsado									
Torsión	Columna resonante									
	Columna torsionante		←				→			
Carga repetida	Triaxial cíclica									
	Corte simple cíclico					←				→

El segundo grupo se basa principalmente en métodos de transmisión de ondas que involucran mediciones realizadas por medio de pulsos o con algún otro tipo de excitación. En este tipo de pruebas la frecuencia de excitación a la que es sometida la muestra de suelo, es mucho mayor con respecto a las impuestas en las pruebas cíclicas. Dentro de este grupo se pueden mencionar el ensayo de pulsos ultrasónicos y el ensayo con elementos laminares o elementos Bender. Por último, un tercer grupo puede ser referido a las denominadas pruebas por torsión o resonancia, siendo los ensayos de columna resonante y columna torsionante los más representativos de dicho grupo.

De los equipos de prueba antes mencionados, los más utilizados en la actualidad son; la columna resonante (genera deformaciones angulares entre  $10^{-5}$  y  $10^{-1}$  %), el equipo triaxial cíclico y el corte simple cíclico (ambos inducen deformaciones entre  $10^{-3}$  hasta 10%), tal como se indica en la Tabla 3.1.

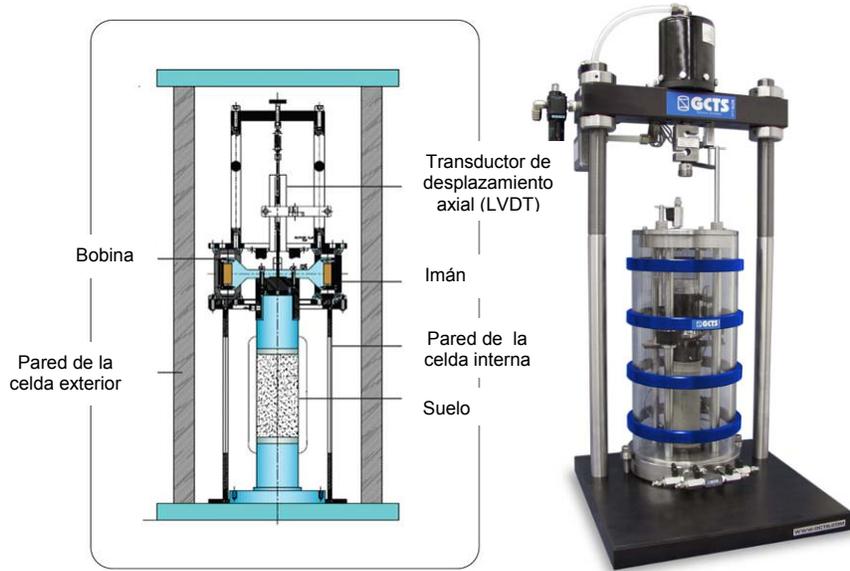
*Ensaye de columna resonante*

Los antecedentes del equipo de columna resonante se remontan a los ingenieros japoneses Ishimoto y Lida (1937) y Lida (1938 y 1940); (citados en Kim, 1991). Posteriormente, Bishop (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante.

Hoy en día, el equipo de columna resonante (Fig. 3.4) es utilizado ampliamente debido a la relativa facilidad del ensayo y a la habilidad para desarrollar un rango de muy pequeñas ( $\gamma < 10^{-4}$  %) a medianas ( $\gamma < 10^{-1}$  %) deformaciones.

El método de prueba consiste en someter un espécimen cilíndrico (hueco o sólido) de suelo a un estado de vibración forzada torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen. A partir de los datos obtenidos de la frecuencia de resonancia,  $f_0$ , la geometría del espécimen y las características del equipo, se puede determinar el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , el amortiguamiento,  $D$ , y la distorsión angular,  $\gamma$ . Una información más detallada acerca del procedimiento de prueba y el procesamiento de los datos, se encuentra descrita en Flores y Romo (2005).

El módulo  $G$  se calcula a partir de la frecuencia de resonancia, utilizando las expresiones obtenidas por Hardin (1965); (citado en Díaz, 2005) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico. Por su parte, el amortiguamiento puede calcularse a partir del registro de vibración libre, obtenido al suspender la corriente eléctrica de excitación y aplicando la expresión del decremento logarítmico, o bien, con base en la curva de aceleraciones totales generadas durante el ensayo.



**Figura 3.4. Ilustración esquemática de las partes esenciales de la columna resonante (www.GCTS.com; www.CONTROLS.com).**

Los principales factores que afectan los resultados de este tipo de prueba son: la amplitud de deformación angular,  $\gamma$ , la presión de confinamiento,  $\sigma_c$  y la relación de vacíos,  $e$ , entre otros factores.

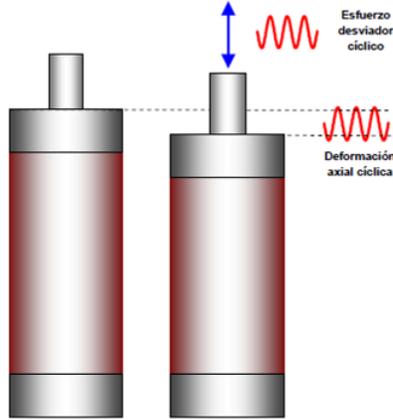
Dentro las limitantes de este equipo se pueden mencionar que la resistencia dinámica y la información de las curvas esfuerzo – deformación no pueden evaluarse. Así mismo la interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica.

#### *Ensayo triaxial cíclico*

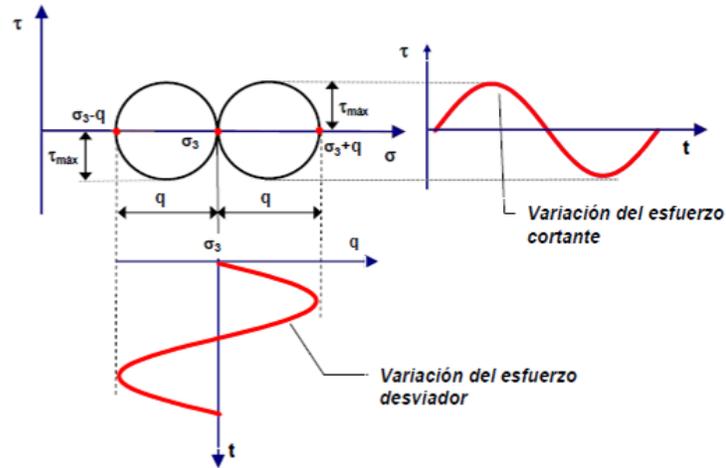
El ensayo triaxial cíclico es otra de las pruebas más comunes para evaluar el comportamiento dinámico de los suelos debido a su facilidad y simplicidad de aplicación. Tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo – deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo, sometido a carga axial cíclica.

La primera prueba de este tipo fue reportada en estudios realizado por Seed y Lee (1966); (citados en Kim, 1991) aunque algunos años anteriores Casagrande y Shannon (1948); (citados en Díaz, 2005) ya habían desarrollado un equipo similar para aplicar cargas dinámicas. Así mismo, en el capítulo 4 se presenta y se describen de manera específica las características del equipo triaxial cíclico utilizado en este estudio.

El procedimiento de ensayo consiste en someter un espécimen de suelo a una señal con patrón dinámico senoidal, a desplazamiento o esfuerzo controlado, como se muestra en la Fig. 3.5; se define el número de ciclos,  $N$ , una frecuencia de excitación,  $f$  y la semiamplitud de la señal (SA). Se parte del esfuerzo  $\sigma_3$ , y se aplica un esfuerzo desviador cíclico,  $q$ , por medio de la señal periódica senoidal axial actuando en la parte superior de la muestra. De esta manera la probeta de suelo se somete a una variación de esfuerzos desviadores y cortantes como el que se muestra en la Fig. 3.6.



**Figura 3.5. Esfuerzo desviador cíclico aplicado a la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005).**



**Figura 3.6. Condición de esfuerzos a la que se somete la probeta de suelo (Flores y Romo, 2005).**

La rigidez del suelo se evalúa mediante el módulo de elasticidad obtenido a partir de la curva esfuerzo – deformación de la muestra sometida a carga cíclica (Fig. 3.7). En dicha curva, pueden reconocerse al menos dos módulos de elasticidad; uno denominado módulo tangente ( $E_{tan}$ ) y otro, denominado módulo secante ( $E_{sec}$ ). El primero, como su nombre lo indica, es tangente a cualquier punto sobre la curva, y varía en todo el ciclo de carga. El segundo, es secante porque corta a la curva y se considera como un valor promedio que describe la inclinación general del lazo de histéresis.

En este trabajo, la rigidez de los suelos se representa con el módulo secante,  $E_{sec}$ , el cual determina la pendiente de la recta que une los puntos extremos del lazo histerético y es conocido también como módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente,  $E$ . Geométricamente, este parámetro representa la relación entre un esfuerzo axial cíclico ( $q_{cyc}$ ) y la deformación axial ( $\epsilon_{cyc}$ ) correspondiente a ese nivel de esfuerzo y puede determinarse mediante la expresión:

$$E = \frac{q_{cyc}}{\epsilon_{cyc}} \quad (3.1)$$

Donde,  $q_{cyc}$  y  $\epsilon_{cyc}$  son el esfuerzo y la deformación axial de referencia, respectivamente.

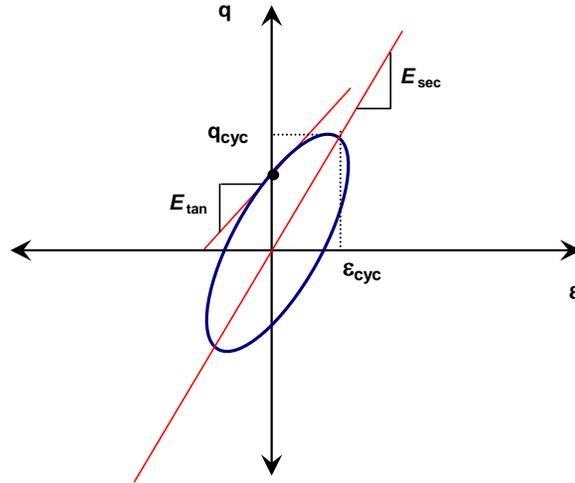


Figura 3.7. Módulo de elasticidad secante,  $E_{sec}$ , y módulo de elasticidad tangente,  $E_{tan}$ .

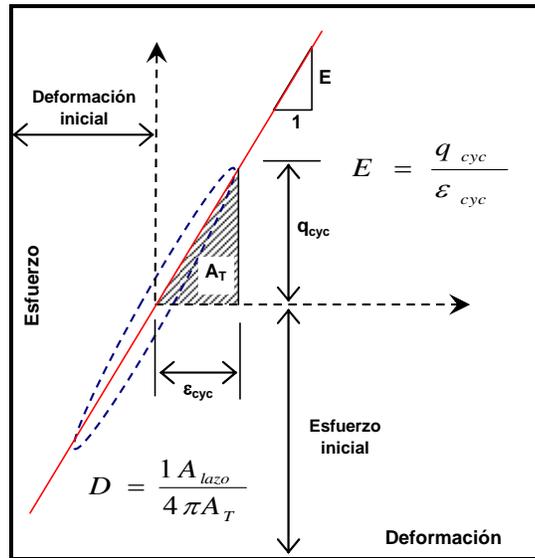


Figura 3.8. Lazo de histéresis y definiciones (modificada de Díaz, 2005).

De igual forma, cuando el suelo se expone a la acción de cargas dinámicas, debido a su rigidez, almacena y disipa energía potencial en cada periodo de carga, lo cual se comprueba con la aparición de ciclos de histéresis (Fig. 3.8). La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético,  $D$ . En ensayos triaxiales cíclicos, este parámetro puede evaluarse con la siguiente expresión:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{A_{lazo}}{4\pi A_T} \quad (3.2)$$

Donde,  $W_D$  corresponde a la energía disipada,  $W_S$  es la energía potencial de deformación almacenada,  $A_{lazo}$  el área del lazo de histéresis generado y  $A_T$  es el área del triángulo sombreado.

En general podemos decir que el amortiguamiento,  $D$ , proporciona una medida de la capacidad disipadora de la energía del suelo, reconociendo su naturaleza viscosa y elastoplástica. Bajo carga cíclica, el amortiguamiento resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizar entre si las partículas minerales. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga. Por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida.

A mayor desplazamiento (deformación) en el suelo (sin alcanzar la falla), más alto será el amortiguamiento. Esta propiedad se representa usualmente por el área dentro del lazo de histéresis, como se señala en la Fig. 3.8.

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo ( $E$  y  $D$ ) se selecciona el mismo número de ciclo para todas las SA aplicadas. Con los resultados experimentales correspondientes a los vectores de carga y desplazamiento, y los datos volumétricos de la probeta se determinan los vectores de esfuerzos y deformaciones, respectivos. De los ciclos de histéresis, correspondiente a una SA, se determinan los módulos secantes y el amortiguamiento para cada nivel de distorsión. Cabe mencionar, que las relaciones esfuerzo – deformación descritas por medio del módulo de Young y el amortiguamiento, dependen de las condiciones de carga y de frontera a las que se somete la probeta de suelo.

Por otro lado, todas las pruebas de laboratorio intentan duplicar las condiciones dinámicas a las que se encuentran sujetos los suelos en campo. Sin embargo, según Woods (1978); (citado por Kim 1991), el ensayo triaxial cíclico tiene las siguientes desventajas:

- Se presentan dificultades en la medición de deformaciones angulares por debajo de  $10^{-2}\%$ ,
- Las etapas de compresión y extensión en cada ciclo de carga, producen distintos resultados,
- Durante la ejecución del ensayo, ocurre una redistribución de la relación de vacíos al interior del espécimen,
- Se generan concentraciones de esfuerzos, tanto en la base como en la parte superior del espécimen, y
- Durante la prueba el esfuerzo principal mayor cambia de dirección a  $90^\circ$ .

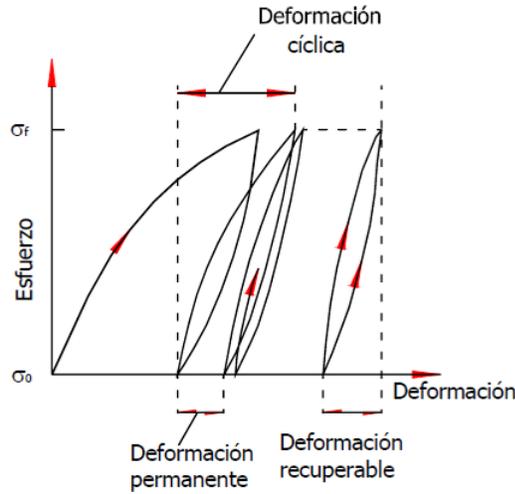
Aunada a las desventajas arriba citadas, es importante señalar que no es posible obtener el valor de  $G_{\max}$ , a partir de dicho equipo. Razón por la cual la información generada se debe usar complementándola con ensayos de columna resonante y/ o torsionante.

### 3.3.2 Comportamiento de los suelos bajo carga dinámica

La solución a un grupo importante de problemas de la ingeniería geotécnica requiere conocer el comportamiento de los suelos bajo carga cíclica. En el caso de suelos compactados (no saturados), la respuesta de éstos usualmente se considera que ocurre bajo condiciones drenadas. Por el contrario, en el caso de suelos saturados, su respuesta es considerada bajo condiciones no drenadas. Así mismo, ambos comportamientos dependen fuertemente del nivel de deformación inducido al suelo.

#### *Mecanismo de deformación de un suelo sujeto a carga cíclica*

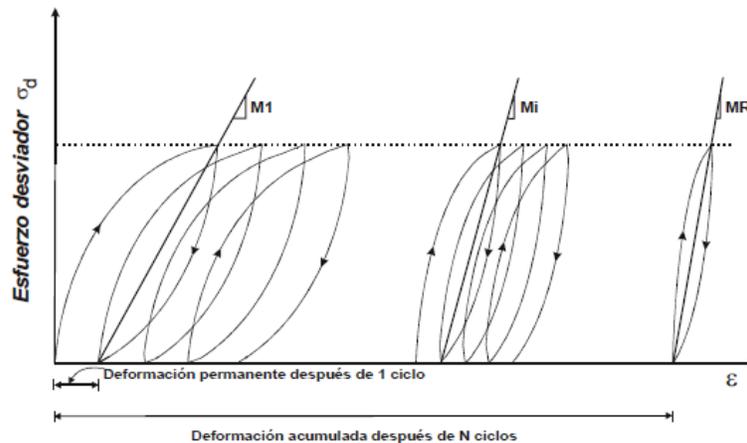
Cuando una muestra de suelo se somete a carga cíclica, en general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y otra permanente que se acumula después de cada ciclo de esfuerzos. La Fig. 3.9 muestra ambos componentes de la deformación para un ensayo de esfuerzo controlado uni-direccional, entre dos estados de esfuerzos,  $\sigma_0$  y  $\sigma_f$ . Cada ciclo es acompañado por un cambio en la deformación y la magnitud de la deformación recuperable permanece aproximadamente constante durante cada ciclo.



**Figura 3.9. Esquema típico de deformación durante un ensayo cíclico (Díaz, 2005; tomada de González, 2005).**

En cambio, la deformación permanente o deformación plástica presenta dos casos: uno en que durante cada ciclo sucesivo tiende a reducirse y el suelo tiende a un patrón de equilibrio; y dos, en que la deformación plástica tiende a aumentar ciclo a ciclo conduciendo finalmente a la falla. La frontera que define los patrones de comportamiento se denomina relación de esfuerzo cíclico umbral.

En el primero de los casos, la muestra de suelo llega a un estado tal, en que toda la deformación es recuperable y en ese momento se tiene un comportamiento resiliente del material. En esta condición, el módulo de elasticidad secante es igual al denominado módulo de resiliencia,  $M_R$  (Fig. 3.10) considerado dentro de la Ingeniería de Pavimentos como la base para la caracterización del comportamiento dinámico de suelos finos y materiales granulares frente a sollicitaciones impuestas por el tránsito vehicular.

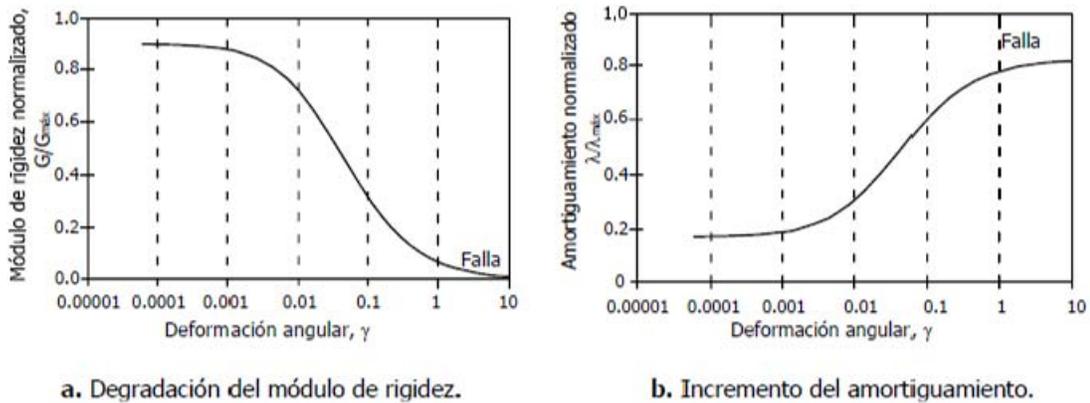


**Figura 3.10. Deformación acumulada con el número de aplicaciones del esfuerzo desviador (Garnica et al., 2002).**

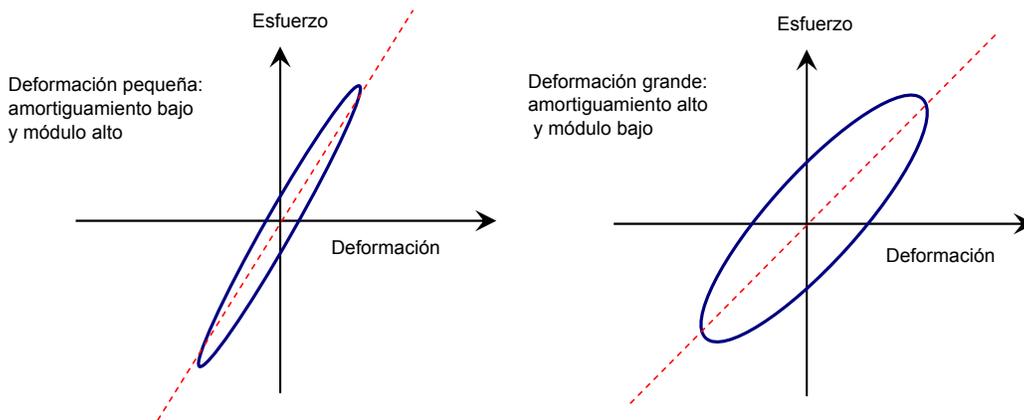
Es conveniente señalar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente o plástica se usa para estimar los desplazamientos permanentes o asentamientos de una estructura cualquiera.

*Efecto del nivel de deformación*

En el caso de suelos saturados, resultados de investigaciones experimentales han señalado que la rigidez y el amortiguamiento bajo carga dinámica, expresados en términos de  $G$  y  $D$  respectivamente, dependen fuertemente del nivel de deformación inducido en él. El comportamiento general de dichas propiedades dinámicas se presenta de manera esquemática y resumida en las Figs. 3.11 y 3.12.



**Figura 3.11. Comportamiento de las propiedades dinámicas para un suelo cohesivo saturado (González, 2005).**

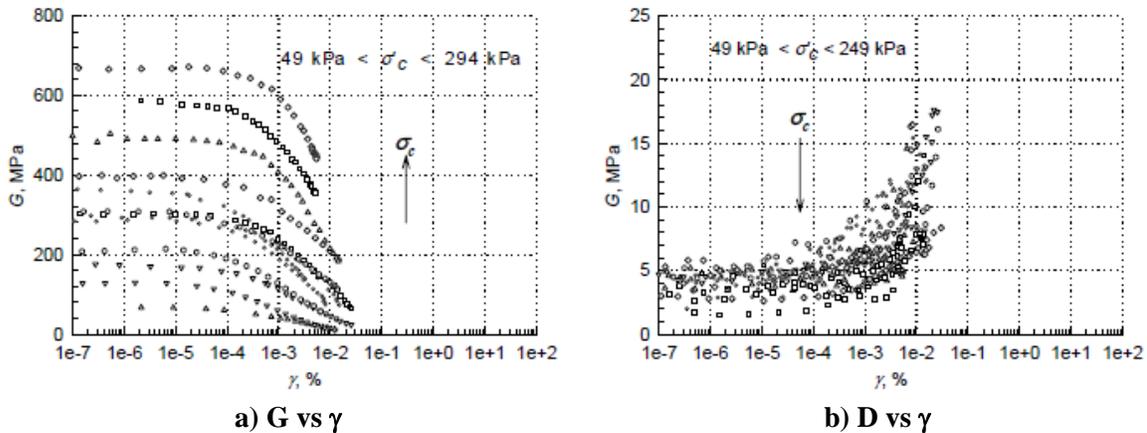


**Figura 3.12. Efecto del nivel de deformación angular en las propiedades dinámicas de los suelos (tomada de Silver y Seed, 1971)**

De acuerdo con su orden de magnitud las deformaciones pueden ser pequeñas ( $\gamma < 10^{-2} \%$ ) o grandes ( $\gamma > 10^{-2} \%$ ). Para el primer caso, la respuesta del suelo es relativamente lineal, el suelo no disipa mucha energía y se tiene una pequeña o nula degradación con el número de ciclos de aplicación de carga. Dentro de este nivel, se considera que el módulo de rigidez permanece prácticamente constante, y su valor máximo o inicial,  $G_{m\acute{a}x}$  corresponde al valor del módulo de rigidez a deformaciones muy pequeñas (p.e.  $10^{-4} \%$ ).

A grandes niveles de deformación angular, la respuesta empieza a ser marcadamente no lineal, existe mayor disipación de energía y la degradación en la resistencia y rigidez, causada por la carga cíclica, es considerable. Se ha observado que entre ambos tipos de respuesta existe un valor crítico de la deformación angular, a la cual se le ha denominado deformación umbral,  $\gamma_c$ .

Por otro lado, en el caso de suelos parcialmente saturados, el comportamiento dinámico de éstos parece no alejarse mucho de lo visto en el caso saturado (Fig. 3.13).



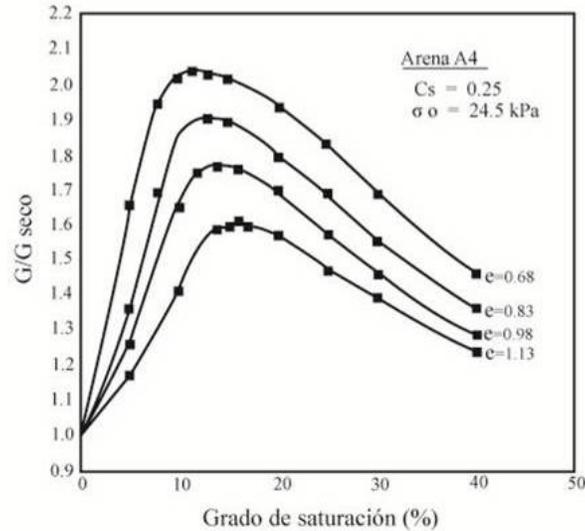
**Figura 3.13. Propiedades dinámicas de suelos compactados parcialmente saturados, no consolidados no drenados (González et al., 2007).**

### 3.4 Factores que afectan los parámetros dinámicos en suelos no saturados

Derivado de las investigaciones realizadas sobre una extensa variedad de suelos, se ha demostrado la existencia de una serie de factores que influyen de manera determinante en el comportamiento dinámico de los suelos. Estudios como los efectuados por Hardin y Black (1969), Silver y Seed (1971), Hardin y Drnevich (1972) a principios de la década de los 70's, indican que en el caso de suelos cohesivos, los factores que más influencia tienen en su comportamiento dinámico, son: la amplitud de deformación angular,  $\gamma$ , el esfuerzo de confinamiento,  $\sigma_c$ , la relación de vacíos,  $e$ , y el grado de saturación,  $S_r$ . En cuanto a los suelos granulares, los autores indican que los tres primeros son los de mayor relevancia. A estos, pueden agregarse el número de ciclos, el método para formar la muestra, la distribución granulométrica, tiempo de consolidación, etc.

En el caso de suelos no saturados, poca es la evidencia que se tiene al respecto sobre los factores que afectan su comportamiento dinámico y la influencia de cada uno de ellos es todavía objeto de estudios y debate. A continuación se mencionan algunas de las aportaciones más recientes.

Quian et al. (1993) ensayaron muestras de arena parcialmente saturadas en un equipo de columna resonante y reportaron que el módulo de rigidez,  $G$ , varió significativamente con el grado de saturación. Cuando el grado de saturación se incrementaba a partir de una condición completamente seca ( $S_r = 0$ ), el módulo de rigidez aumentaba rápidamente hasta un valor máximo. Por arriba de ese valor, correspondiente al grado de saturación óptimo, el módulo disminuía notablemente siguiendo una pendiente bien definida (Fig. 3.14).



**Figura 3. 14. Variación de  $G/G_{seco}$  con el grado de saturación para una arena (Quián et al., 1993).**

Resultados similares a los anteriores, fueron observados por Marinho et al. (1995), quienes midieron el módulo de rigidez máximo,  $G_{máx}$ , de una arcilla de Londres compactada, utilizando la técnica de elementos bender. Mencionaron además, que la existencia de un valor óptimo de saturación podría ser debido a: (1) el desarrollo de micro – fracturas en las muestras de suelo durante el proceso de secado, ó (2) el desarrollo de fallas de los meniscos entre las partículas que se encuentran separadas a una corta distancia, durante la aplicación de los esfuerzos cortantes. La deformación de corte involucra desplazamiento y rotación de las partículas. Cuando un suelo no saturado es sujeto al corte, los meniscos son contraídos y pueden romperse eventualmente causando una reducción de los efectos capilares (Cho y Santamarina, 2001; citados en Mendoza y Colmenares, 2006). Por lo tanto,  $G_{máx}$  disminuye con un incremento en la succión.

Años más tarde, Mancuso et al. (2002) mediante el uso de un dispositivo de columna resonante con succión controlada, observaron que el módulo de rigidez máximo,  $G_{máx}$ , para una arena limosa incrementaba ligeramente a medida que la succión del suelo aumentaba también.

Posteriormente, Inci et al. (2003) llevó a cabo un estudio experimental empleando el método de pulsos ultrasónicos para determinar algunas propiedades dinámicas en suelos finos compactados sujetos a bajas amplitudes de vibración. En dicho estudio, se observó el efecto del tipo de suelo, condiciones de compactación y el grado de saturación sobre la respuesta dinámica de los suelos estudiados. Dentro de las conclusiones a las que llegaron se pueden mencionar las siguientes:

- Las condiciones de compactación y el grado de saturación afectan significativamente la respuesta dinámica de los suelos (Fig. 3.15). El módulo de rigidez incrementa y la relación de Poisson disminuye, debido al secado del suelo y por ende a la disminución en su grado de saturación.
- En los suelos que fueron compactados con una energía de compactación baja y con un contenido de agua alto, se observaron fuertes variaciones en los valores del módulo de rigidez.

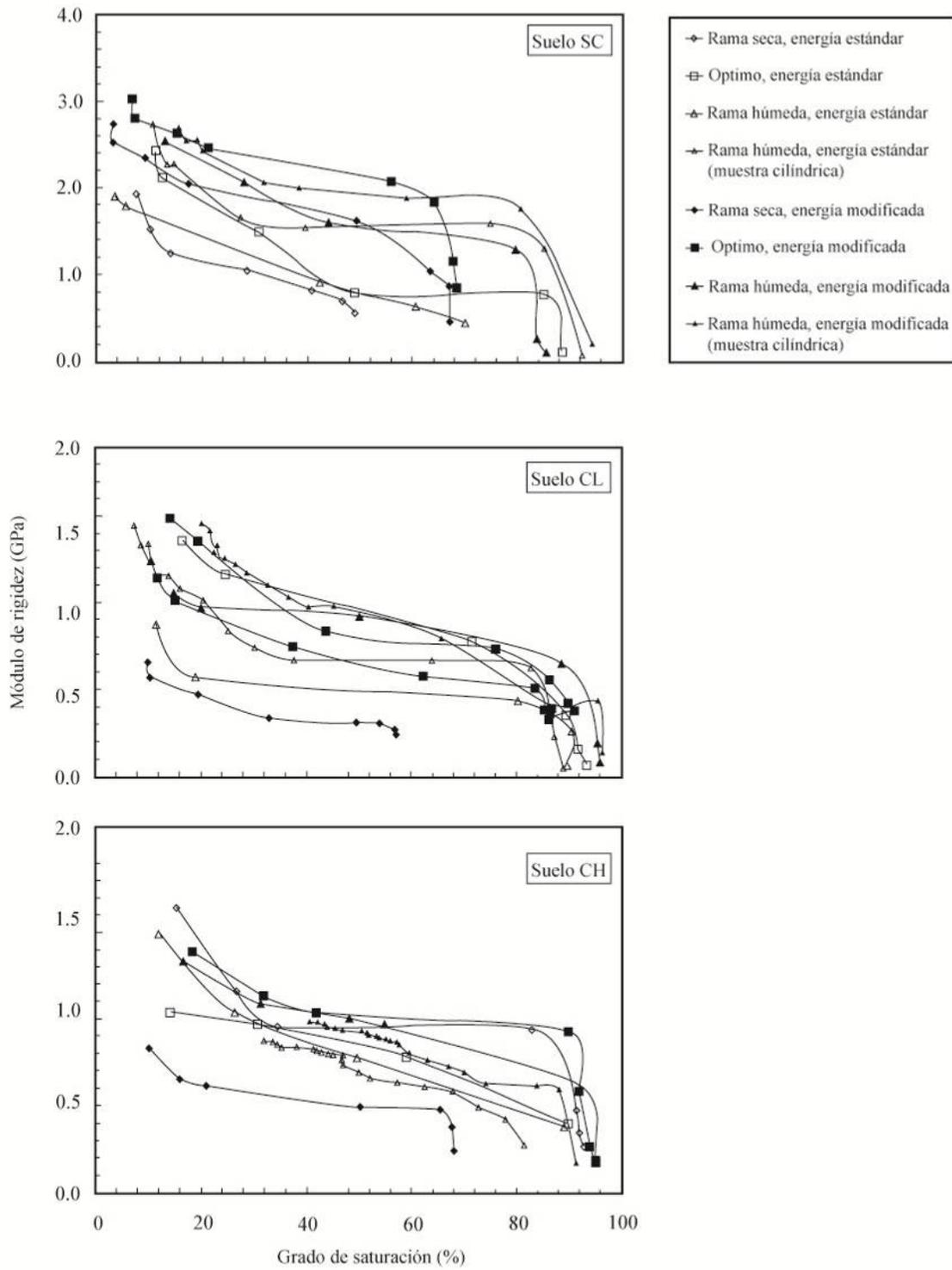


Figura 3. 15. Variación del módulo de rigidez con el grado de saturación para tres tipos de suelos compactados (Inci et al., 2003).

- En los suelos que fueron compactados a bajos contenidos de agua, las velocidades de propagación de las ondas P y S, y el módulo de rigidez no tuvieron un cambio significativo.

De los cuatro estudios mencionados, se puede decir que la variación de  $G_{m\acute{a}x}$  con la succión durante un proceso de secado al parecer depende del tipo de suelo: si el suelo es cohesivo o presenta una distribución granulométrica continua, la relación entre el módulo y la succión es proporcional (Mancuso et al., 2002, Inci et al., 2003). Por el contrario, si el suelo es básicamente friccionante o presenta una distribución granulométrica uniforme, existe un valor óptimo del grado de saturación que corresponde al grado de saturación donde el módulo de rigidez adquiere un valor máximo (Quian et al., 1993, Marinho et al., 1995).

Flores y Romo (2003) presentaron resultados de ensayos realizados en columna resonante, para la determinación de propiedades dinámicas en suelos finos compactados comparando diferentes energías de compactación obtenidas con un molde de menor tamaño al molde Proctor pero tratando de reproducir una energía de compactación específica. Los autores observaron que en el caso de la energía de compactación más baja, el módulo de rigidez máximo se incrementaba al aumentar el contenido de agua y al pasar éste del óptimo de compactación, el módulo disminuye. Para el caso de las otras dos energías de compactación empleadas, el módulo de rigidez máximo disminuía con el incremento del contenido de agua. De lo anterior se dedujo que dos de las variables de mayor interés en el comportamiento dinámico observado, son el contenido de agua y el grado de saturación.

Por su parte, Hoyos et al. (2004) realizaron pruebas de columna resonante en muestras de suelo compactadas cuyo objetivo principal consistía en determinar la respuesta dinámica de las arcillas expansivas de Arlington, Tex., tratadas con diferentes tipos de estabilizadores químicos. Se analizó la influencia del contenido de agua de compactación y la presión de confinamiento sobre el módulo de rigidez,  $G_{m\acute{a}x}$  y el amortiguamiento,  $D$ , de los suelos estabilizados. Estos investigadores concluyen que una de las variables de mayor impacto, tanto para el módulo de rigidez como del amortiguamiento del suelo, es el contenido de agua de compactación. Encontraron también que el peso volumétrico seco juega un papel importante dentro la determinación de dichas propiedades.

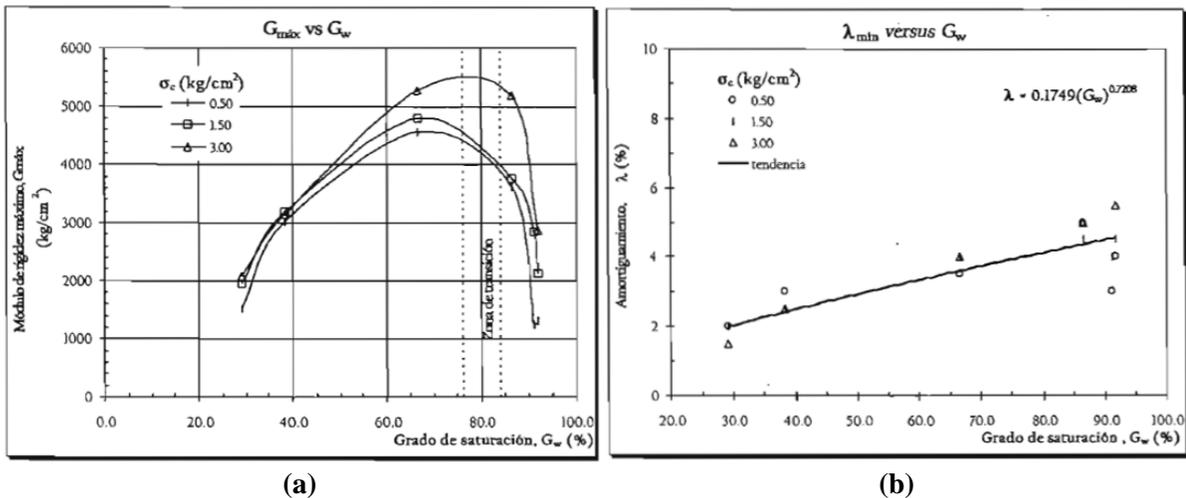
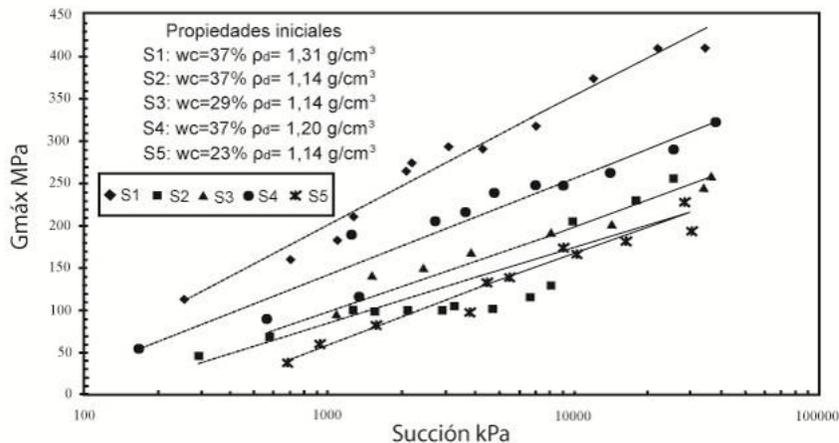


Figura 3. 16. Variación de  $G_{m\acute{a}x}$  y  $D_{min}$  con el grado de saturación para un suelo fino compactado (Martínez, 2005).

Martínez (2005), publicó resultados de un estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). En este trabajo de investigación se llevaron a cabo diferentes pruebas tipo UU en suelos finos compactados, para estudiar su comportamiento dinámico a pequeñas deformaciones mediante el empleo de un equipo de columna resonante. Los resultados experimentales indican en general, que si la relación de vacíos disminuye, el módulo de rigidez máximo aumenta y dado que la relación de vacíos está en función del peso volumétrico seco del material, se infiere que si éste aumenta, el módulo de rigidez también. En lo que concierne al grado de saturación, se pudo concluir que al aumentar éste, el módulo de rigidez máximo aumenta también, hasta llegar a un valor límite, a partir del cual el módulo de rigidez disminuye paulatinamente (Fig. 3.16a). Por otro lado no se obtuvo una relación concluyente entre el grado de saturación y el amortiguamiento, pero parece ser que si el grado de saturación aumenta el amortiguamiento aumenta también, aunque este incremento parece no ser muy significativo (Fig. 3.16b).

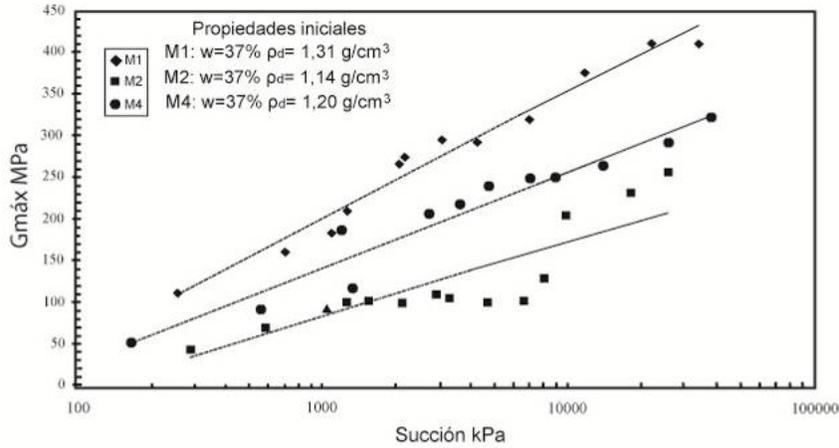
Mendoza y Colmenares (2006), presentaron los resultados de una investigación sobre la rigidez a pequeñas deformaciones de un suelo arcilloso no saturado sujeto a un proceso de secado. La rigidez del suelo fue medida por técnicas que involucraban transmisión de ondas (pulsos ultrasónicos y elementos Bender). Los efectos de la relación de vacíos inicial, el contenido de agua de compactación y la succión mátrica sobre la respuesta dinámica del suelo fueron investigados. Las principales conclusiones de este estudio, fueron las siguientes:

- La rigidez de una arcilla no saturada compactada estáticamente, incrementa significativamente con la succión. Este efecto es más notable en muestras con una relación de vacíos inicial baja y grado de saturación inicial alto (Fig. 3.17).

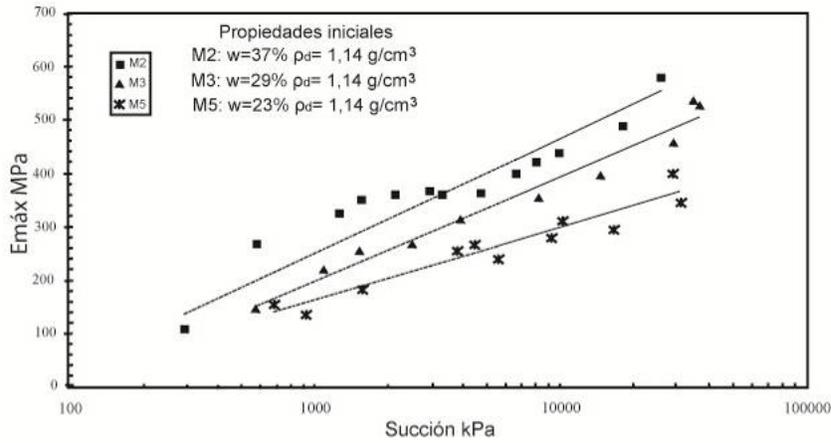


**Figura 3. 17. Variación del módulo de rigidez máximo con la succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).**

- La succión mátrica produce una presión de confinamiento efectiva adicional en la estructura del suelo.
- Una relación de vacíos baja y un contenido de agua de compactación alto, produce poros más pequeños y por lo tanto, mayor rigidez.
- Al parecer la relación de vacíos muestra una mayor influencia que el contenido de agua de compactación sobre la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones (Fig. 3.18 y 3.19).



**Figura 3. 18. Influencia de la relación de vacíos inicial sobre la relación módulo de rigidez – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).**

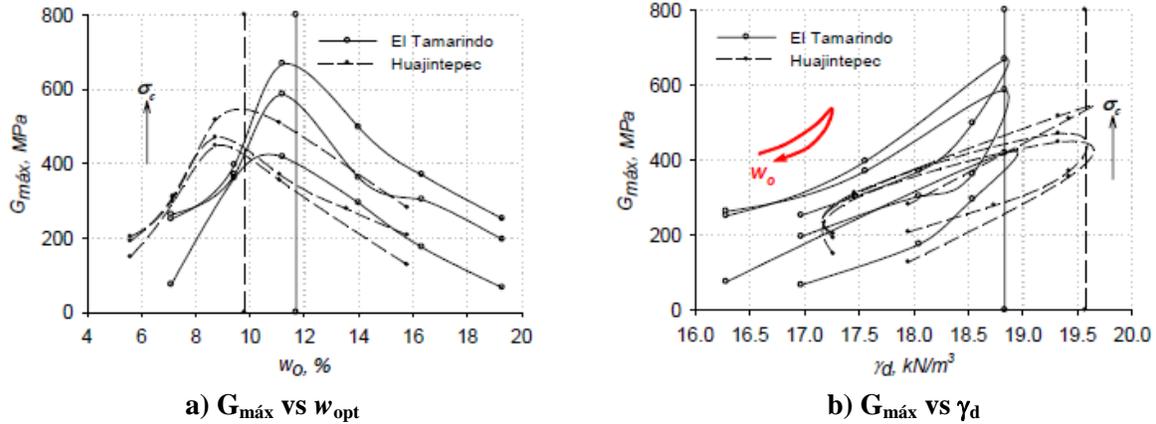


**Figura 3. 19. Influencia del contenido de agua inicial sobre la relación módulo de Young – succión mátrica, para un suelo arcilloso no saturado (Mendoza y Colmenares, 2006).**

El efecto de la succión matricial sobre la respuesta esfuerzo – deformación de un suelo es reconocido por numerosos autores. Alonso et al. (1987); (citado en Barrera y Garnica, 2002), analizando el comportamiento en deformación del suelo no saturado con relación a cambio de succión, observaron que un aumento de la succión contribuye a un incremento de la rigidez y del grado de sobreconsolidación del suelo, ya que actúa en las uniones entre partículas incrementando las fuerzas que las mantienen unidas.

González et al. (2007), presentaron resultados de un estudio experimental realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM acerca del comportamiento dinámico de suelos compactados ensayados en condiciones UU y para ello utilizaron un equipo de columna resonante. El programa de ensayos se llevó a cabo en muestras de suelos clasificados según el SUCS como SC – arenas con arcilla de baja plasticidad y con diferentes contenidos iniciales de agua, con objeto de definir las propiedades dinámicas abarcando toda la curva de compactación. Para ello, se realizó la prueba de compactación Proctor estándar en dichos suelos para determinar las curvas de compactación  $\gamma_d$  vs.  $w$ ; luego, utilizando un molde partido con un molde de menores dimensiones se compactó el suelo con una energía equivalente que permitiera reproducir las curvas de compactación Proctor.

Elaboradas cada una de las probetas, el procedimiento de las pruebas tipo UU comprendió la aplicación del nivel de esfuerzo de confinamiento, seguido de la etapa de ensaye, sin un proceso de saturación previa. Los resultados experimentales permitieron obtener las curvas de degradación del módulo de rigidez y del aumento del amortiguamiento con la distorsión angular aplicada (Fig. 3.13). Se obtuvieron, además, el módulo de rigidez máximo,  $G_{m\acute{a}x}$ , para cada nivel de esfuerzo efectivo aplicado (Fig. 3.20).



**Figura 3. 20. Comportamiento del  $G_{m\acute{a}x}$  respecto al  $w_{opt}$  y al  $\gamma_d$  (González et al., 2007).**

En general, se pudo observar que la rigidez dinámica máxima de los suelos compactados aumentó al incrementarse la magnitud del esfuerzo de confinamiento,  $\sigma_c$  (Fig. 3.13a). En el caso del amortiguamiento (Fig. 3.13b), el  $\sigma_c$  no presentó un efecto notable en el amortiguamiento de los materiales, sin embargo, se observó que al aumentar el confinamiento, éste disminuyó ligeramente. Así mismo, los resultados mostraron también cómo la rigidez dinámica máxima ( $G_{m\acute{a}x}$ ) aumentó su valor y luego disminuyó, alcanzando su valor máximo para contenidos de agua ligeramente inferiores al óptimo,  $w_{opt}$ , (Fig. 3.20a) y su correspondiente peso volumétrico seco,  $\gamma_d$ , (Fig. 3.20b).

Por último, Yang y Lin (2009) estudiaron la influencia de la succión sobre la rigidez a pequeñas deformaciones de un suelo residual laterítico compactado. Los especímenes de suelo fueron compactados a diferentes contenidos de agua y posteriormente se sometieron a un ciclo de humedecimiento utilizando un cuarto de simulación ambiental desarrollado para dicho estudio y que pretendía simular las variaciones del contenido de agua de los suelos en condiciones de servicio. Una vez finalizado el periodo de humedecimiento, los especímenes fueron ensayados determinando la velocidad de onda de corte por medio de elementos bender, y posteriormente, se determinó la succión del suelo utilizando el método del papel filtro. La información experimental obtenida, indicó claramente que el efecto del contenido de agua, grado de saturación y la succión mátrica sobre la velocidad de onda de corte del suelo y a su vez sobre el módulo de rigidez obtenido, fue muy significativo (Fig. 3.21).

Así mismo, se observó que los especímenes compactados con diferentes contenidos de agua inicial experimentaron diferentes trayectorias de humedecimiento hasta alcanzar su contenido de agua de equilibrio (Fig. 3.22).

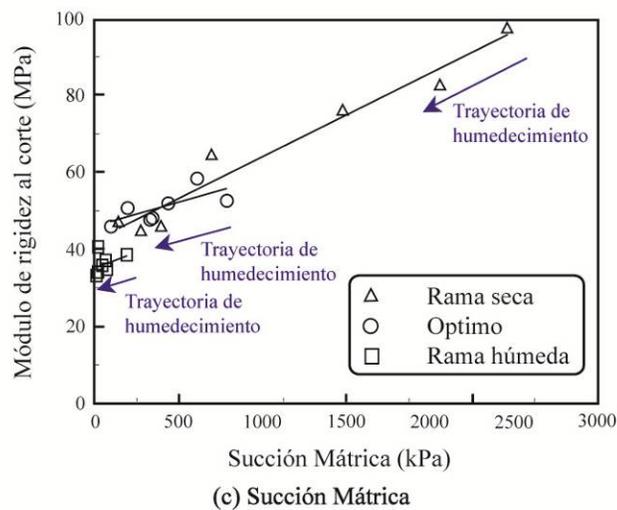
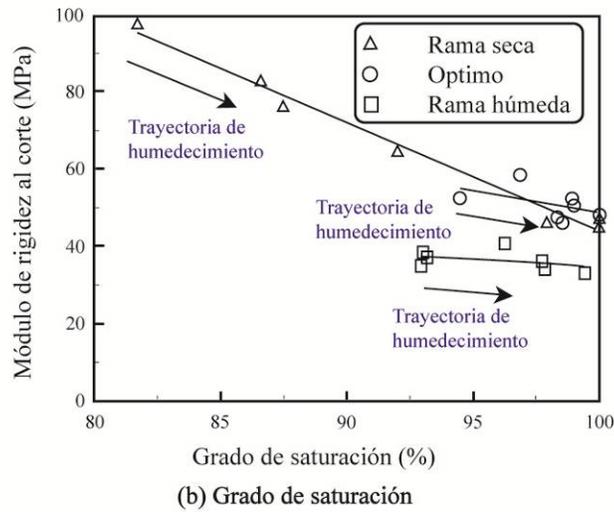
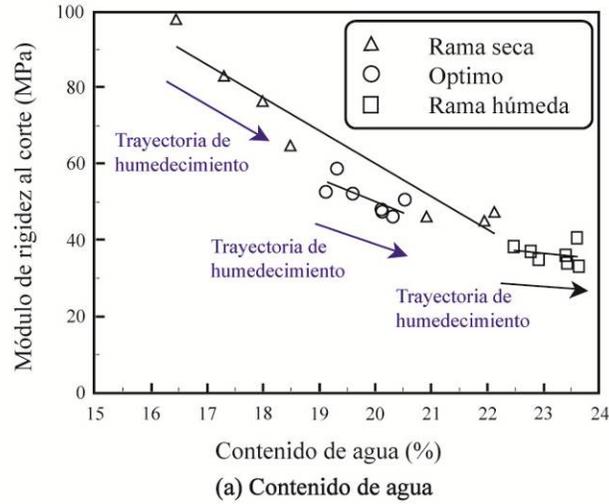
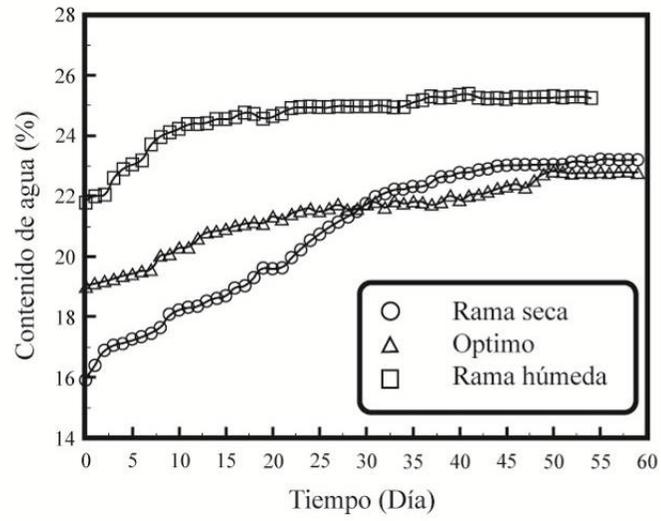


Figura 3. 21. Variación del módulo de rigidez máximo bajo diferentes trayectorias de humedecimiento para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009).



**Figura 3. 22. Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y su contenido de agua para una arcilla compactada (Yang y Lin, 2009).**

## **CAPÍTULO 4**

### **EQUIPO, MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE PRUEBA**

#### **4.1 Introducción**

En los inicios de la Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, las propiedades índice de los suelos fueron uno de los principales indicadores de su comportamiento mecánico. Sin embargo, con el transcurso de los años, el conocimiento de las propiedades índice ya no fue suficiente para poder predecir el comportamiento de los materiales. Ahora es necesario llevar a cabo pruebas mucho más sofisticadas para determinar parámetros que describan en una forma más adecuada el comportamiento de dichos materiales.

Una de las tendencias actuales en la Mecánica de Suelos no Saturados es formar bases de datos con diferentes tipos de suelos, y con propiedades que van desde propiedades índice, propiedades mecánicas determinadas en suelos saturados, hasta propiedades en condiciones no saturadas y que sirvan de base para determinar correlaciones y modelos enfocados a la predicción de propiedades más complejas.

En este capítulo se describen las características y técnicas de medición de los equipos empleados en la presente investigación, tanto para la obtención de los parámetros dinámicos, como para la determinación de la curva característica de los suelos estudiados. De igual forma, se describe la metodología y el desarrollo experimental referente a la caracterización de los materiales y ensayos mecánicos realizados a las muestras de suelo compactadas.

#### **4.2 Descripción del equipo y técnicas de medición utilizadas**

##### **4.2.1 Equipo triaxial cíclico**

El avance de los métodos de análisis para evaluar la respuesta dinámica de los suelos ha excedido la capacidad que se tiene en la determinación de sus propiedades y su comportamiento ante cargas transitorias. Hoy en día, se han desarrollado varias técnicas de laboratorio que intentan reproducir las características de los fenómenos dinámicos y las condiciones in situ que prevalecen durante la ocurrencia de ellos.

El sistema de carga triaxial utilizado para el desarrollo de este proyecto fue desarrollado por la empresa Geotechnical Consulting & Testing Systems (GCTS). Este equipo es capaz de aplicar tanto carga dinámica repetida (a carga o desplazamiento controlado) como presión de confinamiento de magnitud y duración controlada. El equipo triaxial cíclico se compone básicamente de tres unidades (Fig. 4.1):

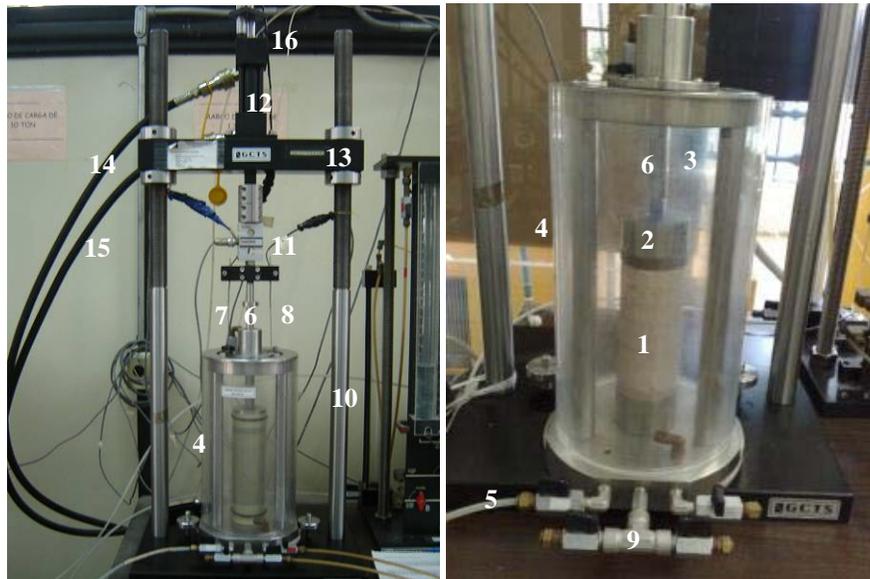
- Unidad de aplicación de carga
- Unidad de regulación de presión
- Unidad de registro de información



**Figura 4.1. Unidades que componen el equipo triaxial cíclico.**

*Unidad de aplicación de carga*

La unidad de aplicación de carga consta principalmente de un marco de carga y una cámara triaxial (Fig. 4.2). El marco de carga se encuentra formado por dos columnas con rosca para el ajuste de la viga de reacción. Espacio libre vertical máximo de 940 mm y espacio libre horizontal de 330 mm. Incluye un pistón hidráulico montado en la viga de reacción con capacidad de 13 kN y 50 mm de carrera. Incluye también una servoválvula de 19 LPM para el control digital de la carga o la deformación y con frecuencia de hasta 10 Hertz



- |                    |                                      |
|--------------------|--------------------------------------|
| 1. Muestra         | 9. Línea de drenaje                  |
| 2. Cabezal         | 10. Marco de carga                   |
| 3. Aire            | 11. Celda de carga                   |
| 4. Cámara triaxial | 12. Pistón hidráulico                |
| 5. Entrada de aire | 13. Viga de reacción                 |
| 6. Pistón          | 14. Línea de alimentación hidráulica |
| 7. LVDT 1          | 15. Línea de retorno hidráulico      |
| 8. LVDT 2          | 16. LVDT 3                           |

**Figura 4.2. Componentes de la unidad de aplicación de carga.**

Por su parte, la cámara triaxial está construida de acero inoxidable, aluminio anodizado y pared de acrílico transparente, tiene una capacidad en presión confinante máxima de 1000 kPa. El espesor de las paredes de la cámara es de media pulgada (1/2"). Las dimensiones de la cámara permiten ensayar especímenes en un rango de 35 mm (1.4") hasta 90 mm (3.54") de diámetro.

La medición de la carga axial se efectúa con una celda electrónica de carga localizada entre la parte superior de la cámara triaxial y la viga de reacción (Fig. 4.2). Los desplazamientos axiales son medidos a través de tres sensores o LVDT's (Linear Variable Differential Transformers) que se encargan de transmitir la magnitud de dichos desplazamientos a la unidad de registro y control de información. Estos elementos se encuentran localizados en la parte externa de la cámara triaxial.

De igual forma, algunas de las características de los transductores o sensores que se utilizan para la medición de carga axial, deformación axial y presión de confinamiento son:

- Celda de carga con una capacidad nominal de 5 kN (Fig. 4.3a).
- Sensor de desplazamiento axial (LVDT 3) con un rango de  $\pm 25$  mm. Con este sensor se realiza el control automático del equipo y puede utilizarse también cuando se trabaja en pruebas a desplazamiento controlado. Se localiza en la parte más alta del marco de carga (Fig. 4.2).
- Sensores de desplazamiento axial (LVDT 1 y 2) con un rango de  $\pm 1.25$  mm. Con estos sensores se realizan las mediciones de los desplazamientos para pruebas donde se requieran aplicar amplitudes de carga pequeñas, siempre y cuando no rebasen el intervalo de medición de éstos (Fig. 4.3b).



(a)

**ESPECIFICACIONES**

**Marca:** interface  
**Modelo:** SSM -1000  
**Capacidad:** 1000 lbs  
**Voltaje de salida:** 3 mV/V  
**Linealidad:**  $\pm 0.05\%$   
**Histéresis:**  $\pm 0.03\%$   
**Repetibilidad:**  $\pm 0.02\%$   
**Deflexión máxima:** 0.005 in.



(b)

**ESPECIFICACIONES**

**Marca:** Macro sensors  
**Modelo:** CD 375-050  
**Rango:**  $\pm 1.25$  mm  
**Sensibilidad:** 63 mV/V/mm  
**Linealidad:**  $< \pm 0.25\%$   
**Histéresis:**  $< 0.01\%$   
**Repetibilidad:**  $< 0.01\%$

**Figura 4.3. Algunos sensores instalados en el equipo triaxial cíclico GCTS; a) Celda de carga, b) Sensor de desplazamiento axial ( $\pm 1.25$  mm).**

Cabe mencionar que las características de cada uno de los dispositivos de medición antes mencionados, cumplen a su vez con los requerimientos mínimos exigidos para el desarrollo de cada una de las pruebas efectuadas en este trabajo.

Por otro lado, el sistema de carga es operado por un medio hidroneumático a través de una bomba con capacidad de 3000 psi de presión que suministra aceite a dos acumuladores que a su vez están conectados cada uno a una manguera. El aceite viaja por una de las mangueras en un sentido para

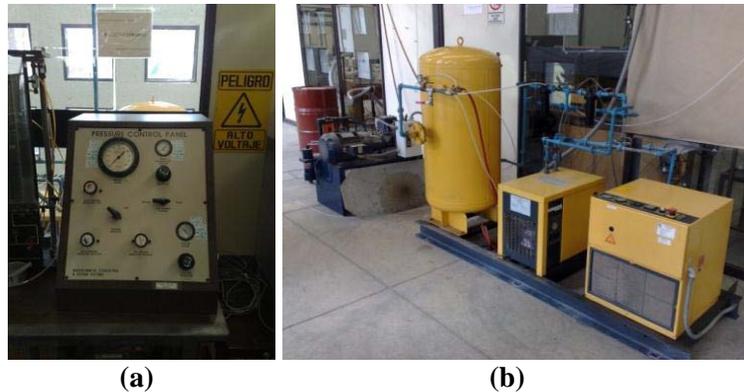
hacer que el pistón aplique carga y se libera por la otra para descargarlo, formando un circuito cerrado de presión de aceite (Fig. 4.4).



**Figura 4.4. Sistema hidráulico para la aplicación de cargas.**

*Unidad de regulación de presión*

Esta unidad consta de un panel con válvulas reguladoras de presiones de confinamiento y vacío, por lo tanto, es en esta unidad donde se regula manualmente el aire comprimido y aplica las presiones necesarias para la ejecución de los ensayos triaxiales (Fig. 4.5). Incluye tres reguladores de presión para el control manual de presiones, medidor de presión con 1 kPa de precisión, válvula seleccionadora y bomba de vacío tipo venturi. Este equipo incluye también una válvula servo neumática y un regulador de aire para el control digital por computadora de la presión de confinamiento.



**Figura 4.5. Panel de presión (a) y compresor para el suministro de aire (b).**

*Unidad de control y adquisición de datos*

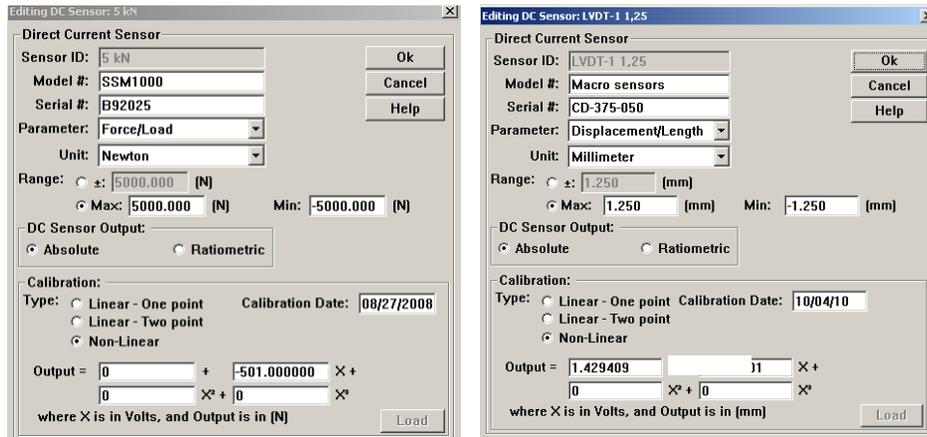
Esta unidad contiene los controles que permiten accionar el equipo electrónicamente para que opere y a su vez, registre la información generada durante la ejecución de los ensayos (Fig. 4.6). La unidad fue hecha para controlar la adquisición de datos en un equipo de cómputo personal, mediante un programa que tiene integrado. Este programa permite al usuario ejecutar varias pruebas automáticamente, incluye el control automático de los esfuerzos axiales y de la presión de confinamiento así como la generación automática de reportes y resultados, etc. Así mismo se registra la información proveniente de las otras dos unidades, que corresponde a la magnitud de carga aplicada, presión de confinamiento y magnitud de deformaciones verticales, y las reporta en la pantalla digital.



**Figura 4.6. Sistema de control y adquisición de datos.**

*Sistema de calibración y verificación periódica*

Con objeto de minimizar errores de medición durante la ejecución de los ensayos, el software con el que cuenta el equipo triaxial incluye módulos o rutinas que permiten calibrar periódicamente los sensores instalados en el equipo. En la Fig. 4.7 se presenta el menú de calibración para la celda de carga y para un sensor de desplazamiento. De esta manera, si se desea calibrar alguno de los transductores es necesario introducir los intervalos de medición correspondientes y las constantes de ajuste para cada dispositivo de acuerdo al patrón de medición utilizado.



**Figura 4.7. Interfaz del programa C.A. T. S. para la calibración de los sensores de medición.**

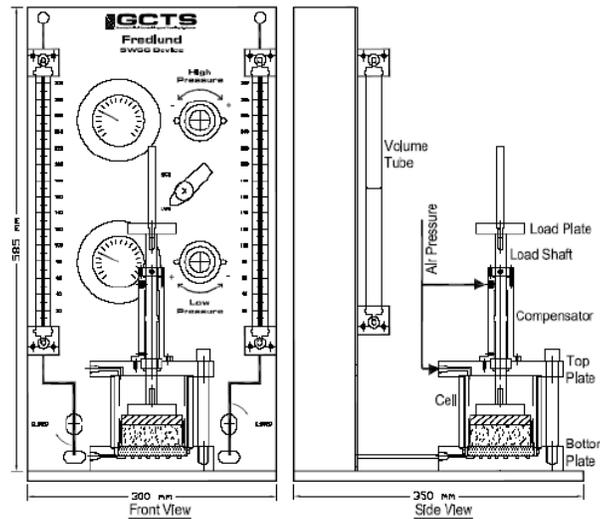
Así mismo, para la obtención de las constantes de calibración es necesario llevar a cabo las verificaciones correspondientes. Para ello, se toman los valores de salida generados por el equipo y se comparan con el patrón de medición utilizado. De los puntos registrados se forma una curva; en la ordenada se encuentran las unidades patrón y en las abscisas la variación de voltaje generada por el equipo. Posteriormente, se determinan la pendiente y la ordenada que se toman como las constantes de ajuste para el sensor calibrado.

Las verificaciones realizadas para los diferentes sensores de medición así como sus correspondientes cartas de calibración, pueden mostrarse en el anexo E localizado al final de este documento.

#### 4.2.2 Celdas de presión tipo Fredlund

Las técnicas experimentales para medir la succión y determinar la curva característica en los suelos son muy extensas y varían mucho en términos de costo, complejidad y rango de medición.

El dispositivo de Fredlund es una celda de presión mejorada que usa la técnica de traslación de ejes para el control de la succión. Este equipo consta de una celda de presión que emplea un disco de cerámica de alto valor de entrada de aire (AVEA) y un panel de presión con manómetros con capacidad baja y alta, dos buretas y dos reglas graduadas para medir la variación de la columna de agua (Fig. 4.8). Así mismo, cuenta con aditamentos para simular el efecto de sobrecarga y se pueda llevar a cabo la medición del cambio de volumen del espécimen.



**Figura. 4.8. Esquema del dispositivo de Fredlund sin marco de carga (GCTS, 2009).**

Algunas de las características innovadoras con respecto a otras celdas de presión son:

- Relativa facilidad para la preparación y colocación de la muestra.
- Capacidad de simular la presión de sobrecarga *in situ* mediante la aplicación de pesos muertos colocados sobre la placa de carga.
- Medición del volumen de agua drenado o absorbido por la muestra de suelo durante la prueba, permitiendo la determinación del contenido de agua en cualquier momento.
- Permite medir la deformación vertical del espécimen durante la prueba.
- Expulsión del aire difuso cuando así se requiera
- Capacidad de generar cualquier número de datos sin desmontar el equipo.

La Fig. 4.9 muestra un par de celdas de presión puestas en operación.

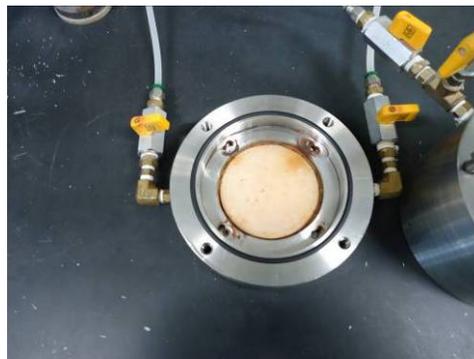
Cabe mencionar, que estos equipos de prueba deben cumplir con el requisito de poder medir o controlar en forma independiente la presión de poro de agua y de aire. La presión de poro del agua se mantiene en condiciones atmosféricas por medio de dos buretas conectadas a la base de la celda y abiertas a la atmósfera. A su vez, el suministro de presión de aire se lleva a cabo mediante un compresor (Fig. 4.5b).



**Figura 4.9. Dispositivos de Fredlund para la determinación de la curva característica.**

Por otro lado, para aplicar la sobrecarga al espécimen, la celda cuenta con una placa circular atornillada al pistón de carga en donde se colocan los pesos muertos de la magnitud requerida para provocar el esfuerzo de sobrecarga deseado. Para contrarrestar la fricción que se produce en el pistón se coloca un peso adicional a la sobrecarga, de tal forma que el pistón se mueva libremente. Otro de los aditamentos es el compensador, cuya función es evitar que el pistón experimente un movimiento debido a la aplicación del aire en el interior de la celda.

Uno de los componentes más importantes del dispositivo de Fredlund es el disco de cerámica de alto valor de entrada de aire. Estos discos se pegan a un anillo de acero inoxidable, y posteriormente se colocan en la base de la celda (Fig. 4.10). Los discos de cerámica son el medio para controlar en forma independiente la presión de poro de agua y de aire. En condiciones saturadas, únicamente permiten el flujo de agua e impiden el paso de aire. Sin embargo, a medida que la presión de aire se incrementa, éste inicia un proceso de difusión a través del agua del disco y se acumula en el sistema de medición de presión de poro de agua, trayendo como consecuencia errores en los volúmenes de agua registrados en las buretas.



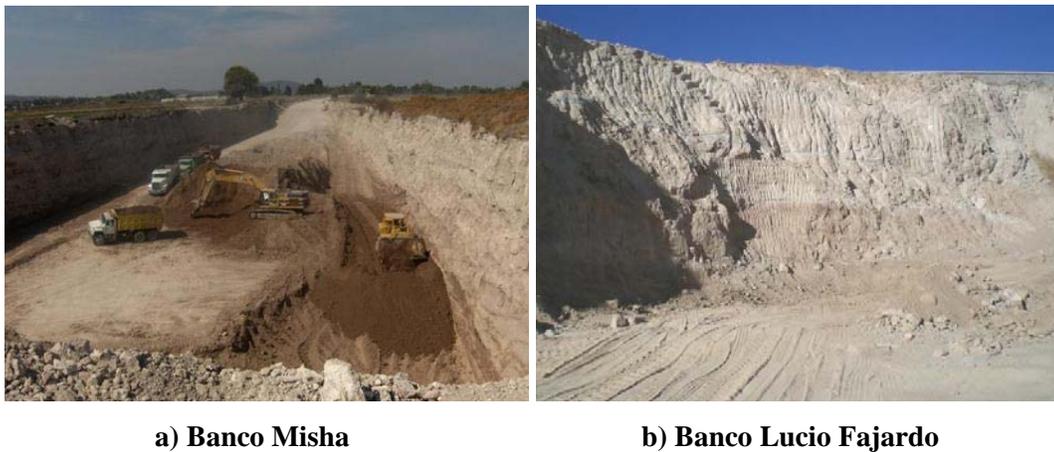
**Figura 4.10. Base de la celda de presión y disco de cerámica de alto valor de entrada de aire.**

En el caso del dispositivo de Fredlund, el aire difuso no constituye un problema ya que la base va conectada a dos buretas. En una de ellas se aplica una pequeña presión de aire para provocar un movimiento del agua hacia la otra bureta. Cuando esto ocurre, el aire también se mueve y es expulsado por la segunda bureta; por tanto, las mediciones de volumen no requieren ninguna corrección.

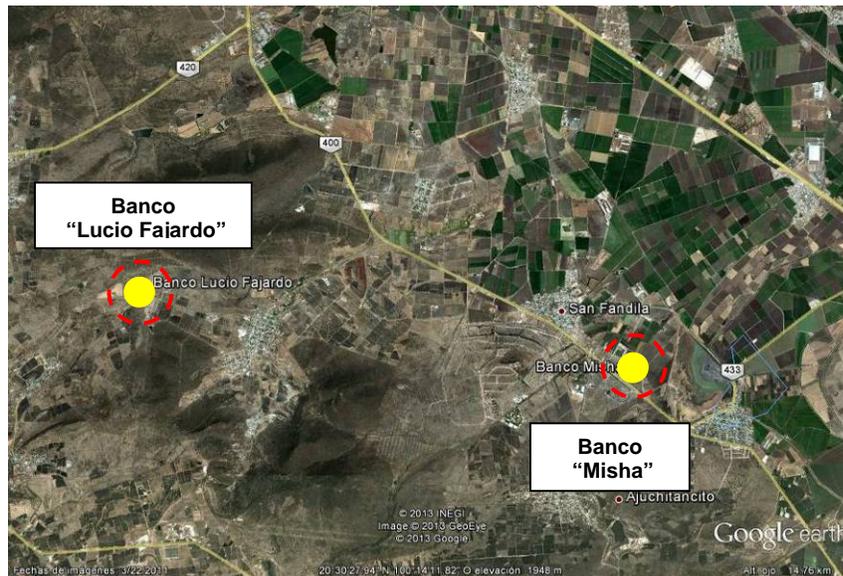
### 4.3 Descripción de los materiales utilizados

La investigación que se reporta en este trabajo se enfocó al estudio del comportamiento de suelos finos, mismos que son utilizados por lo general como parte de la estructuración de un pavimento en un proyecto carretero, por tanto, se trataron de elegir materiales provenientes de bancos que pudieran cumplir con esa condicionante.

Los bancos de materiales seleccionados fueron dos; el primero, denominado “Misha”, ubicado en la localidad de Sanfandila, y el segundo denominado “Lucio Fajardo” ubicado en la localidad de Los Cues; ambos, en el estado de Querétaro (Fig. 4.11). Así mismo, la ubicación espacial de cada uno de ellos pueden observarse en la Fig. 4.12.



**Figura 4.11. Panorámica de los bancos donde se extrajeron los materiales estudiados.**



**Figura 4.12. Localización espacial de los bancos de materiales estudiados.**

Es importante señalar, que los materiales aquí estudiados conformaron las capas de terraplén y subrasante, respectivamente, como parte de la estructuración del pavimento para la pista de pruebas del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) construida durante los años 2010 y 2011.

Por su parte, el origen y naturaleza de los materiales difieren sensiblemente entre uno y otro banco. El material proveniente del banco Misha, es un suelo lacustre cohesivo de origen pumítico. En el caso del material proveniente del banco Lucio Fajardo, éste corresponde a un suelo con características básicamente del tipo friccionante y cuyo origen es volcánico producto de la descomposición de rocas madres tales como tobas basálticas – areniscas y andesitas, presentes en la zona. Ambos pertenecientes al periodo cuaternario de la era cenozoica. La Fig. 4.13 muestra las columnas estratigráficas de las zonas donde fueron extraídos dichos materiales.

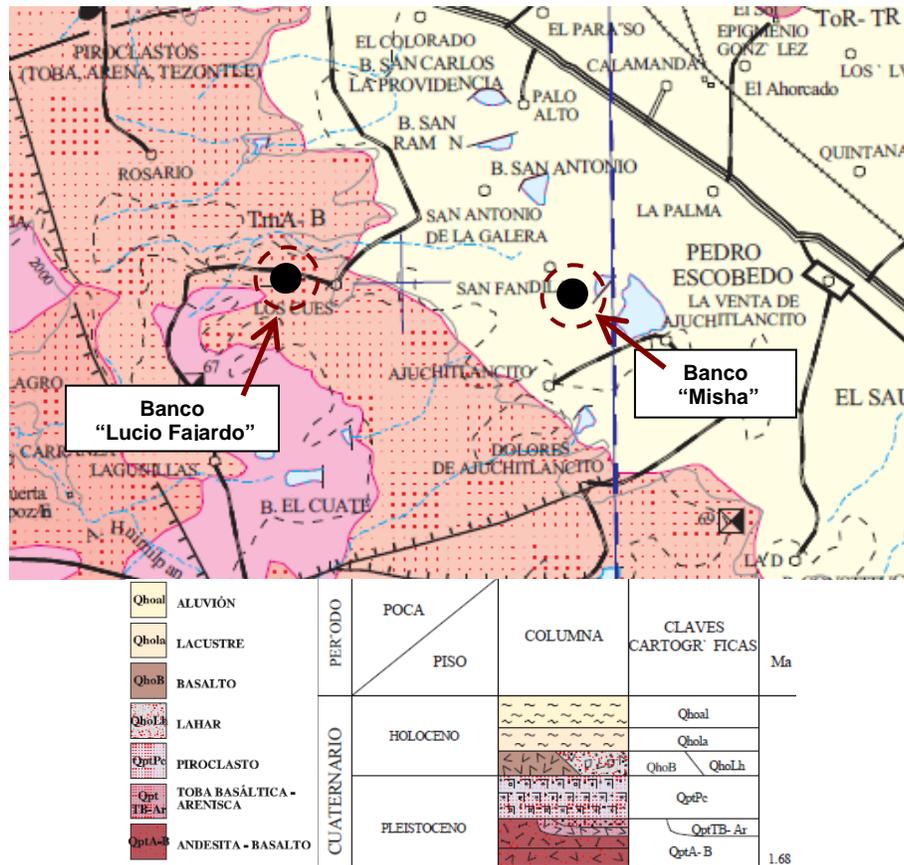


Figura 4.13. Carta geológica – minera de Querétaro F14 - 10 (SGM, 1999).

### 4.3.1 Propiedades índice y clasificación SUCS

Las muestras de suelo de los sitios antes descritos, fueron obtenidas a partir de un muestreo de tipo alterado. Posterior al muestreo, el material fue secado al aire libre, disgregado y cribado por la malla no. 4 para finalmente cuartearlo y almacenarlos en costales.

Antes de llevar a cabo la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, se determinaron las propiedades índice y físicas de acuerdo con los procedimientos de prueba respectivos. Dichos procedimientos incluyeron; determinación del contenido de agua (ASTM D 2216), límites de consistencia (ASTM D 4318), densidad de sólidos (ASTM D 854) y determinación de la cantidad de suelo más fino que la malla no. 200 (ASTM D 1130), entre otros. Las propiedades índice y físicas determinadas, así como la clasificación del suelo – de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) – se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 4.1 Propiedades índice y clasificación SUCS de los suelos estudiados.**

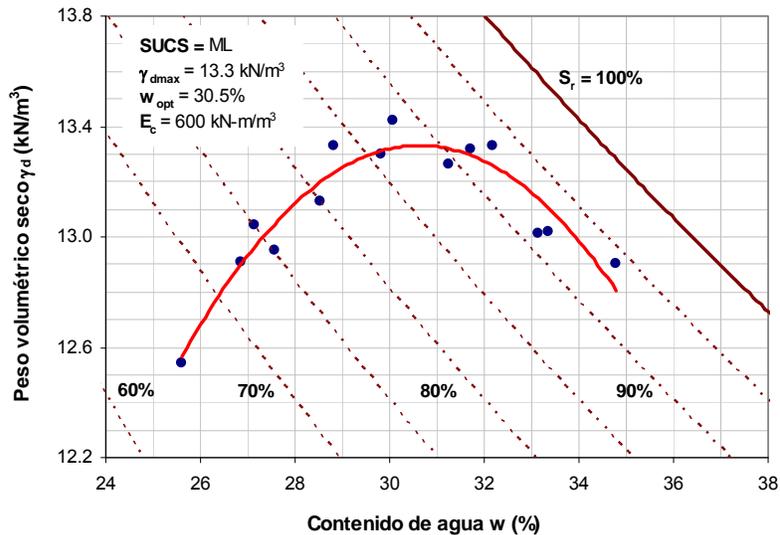
Banco de materiales	Clasif. SUCS	Límites de consistencia			Contenido de agua natural $w_o$ (%)	Arenas %	Finos %	Densidad de sólidos $G_s$
		$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$IP$ (%)				
<i>Misha (San Fandila)</i>	ML - limo de baja plasticidad	44	33	11	8	13	87	2.57
<i>Lucio Fajardo (Los Cues)</i>	SM - arena limosa	----	NP	NP	5	63	37	2.52

### 4.3.2 Características de compactación

La compactación puede definirse como el proceso por el cual se incrementa la densidad del suelo a través de mecanismos tales como amasado, vibración, presión o impacto, haciendo que se reduzca el volumen de aire contenido en la estructura del suelo (Flores, 1996).

Es evidente que la compactación de suelos es ante todo y sobre todo una técnica de trabajo de campo y que si sus particularidades se estudian también en los laboratorios o son objeto de investigación teórica, ello no puede tener otra finalidad más que para el apoyo de las propias obras donde se aplique.

Antes de iniciar la etapa de fabricación de especímenes para los ensayos dinámicos y estáticos correspondientes, se obtuvieron las curvas de compactación a través del procedimiento descrito en la norma ASTM D 698 (Método A). Este procedimiento de prueba cubre los métodos utilizados para la determinación de la relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco de los suelos (curva de compactación). En las Figs. 4.14 y 4.15 se presentan las curvas de compactación de los materiales de los bancos estudiados. Así mismo, el peso volumétrico seco máximo y el contenido de agua óptimo obtenidas a partir de dichas curvas se presentan en la Tabla 4.2.



**Figura 4.14. Curva de compactación, Banco Misha.**

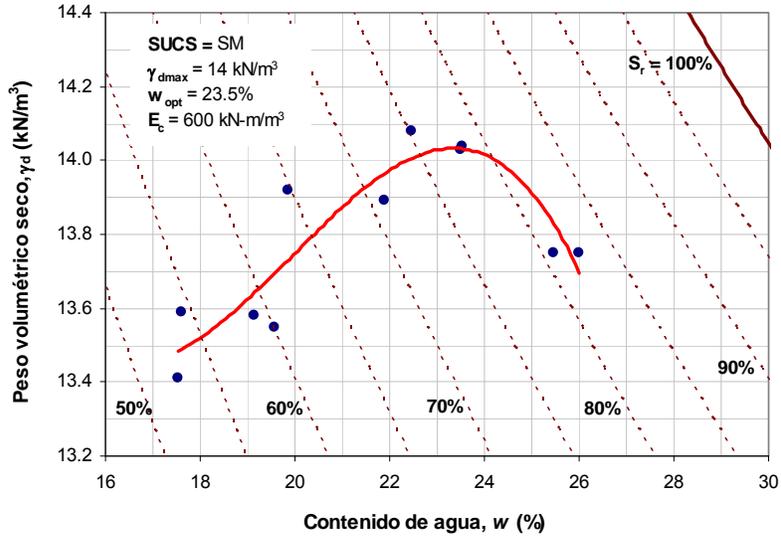


Figura 4.15. Curva de compactación, Banco Lucio Fajardo.

Tabla 4.2 Peso volumétrico seco máximo y contenido de agua óptimo para los materiales estudiados.

Banco de materiales	Peso volumétrico seco máximo $\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Contenido de agua óptimo $w_{opt}$ (%)
Misha (San Fandila)	13.33	30.5
Lucio Fajardo (Los Cues)	14.03	23.5

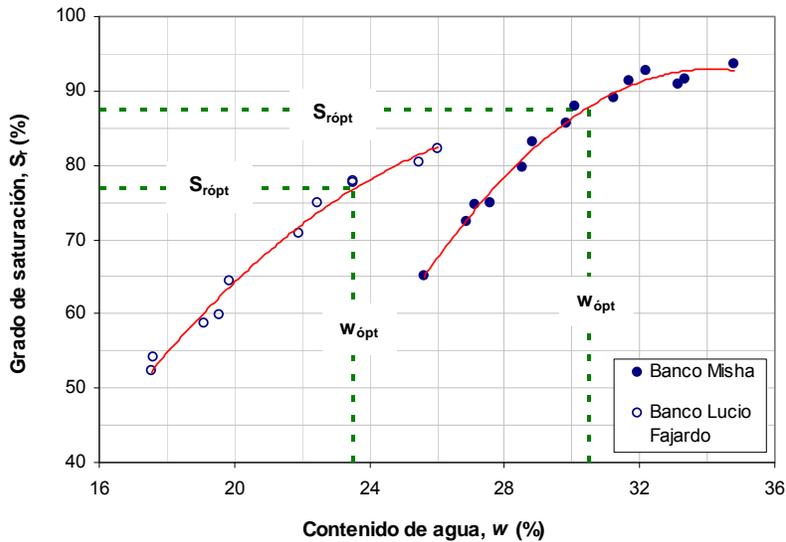


Figura 4.16. Contenido de agua versus grado de saturación.

Por su parte, en la Fig. 4.16 se muestra la variación del grado de saturación con el contenido de agua de cada uno de los puntos de la curva de compactación; en ella se puede observar que el grado de

saturación máximo alcanzado para los dos materiales y con el método de compactación empleado, resultaron de 94% para el banco “Misha”, y de 82% para el banco “Lucio Fajardo”. En el caso de los grados de saturación correspondientes a los contenidos de agua óptimos, estos resultaron de igual forma de 87.5 y 77%, para el banco “Misha” y “Lucio Fajardo”, respectivamente.

#### 4.4 Elaboración y acondicionamiento de especímenes de prueba para el ensaye triaxial cíclico y resistencia a la compresión no confinada

##### 4.4.1 Método para la formación de la probeta

Una vez conocidas las condiciones de compactación ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ,  $w_{opt}$ ) necesarias para la reproducción de los especímenes de prueba, se procedió a lo siguiente:

##### *Determinación de la cantidad de material a preparar*

En esta etapa, se dosificaron alrededor de 140 muestras para cada tipo de material, todas ellas con un peso aproximado de 1300 g por muestra (Fig. 4.17). Posteriormente, se determinó el contenido de agua inicial de los materiales utilizando muestras aleatorias durante todo el proceso, esto, con el fin de identificar variaciones que pudieran afectar la ejecución de ensayes posteriores.



**Figura 4.17. Dosificación de materiales.**

##### *Mezclado, humectación y curado de muestras*

Estas etapas consistieron básicamente en agregar el agua necesaria al suelo de tal forma que éste alcanzara el contenido de agua deseado para la compactación. Después de mezclar el suelo con el agua y obtener una mezcla homogénea, ésta se guardó en una bolsa de plástico para dejarla curar por un periodo de al menos 12 horas (Fig. 4.18). Con ello se pretendía asegurar una distribución uniforme del agua agregada. Una vez terminado este periodo, el material estaba listo para compactarse.



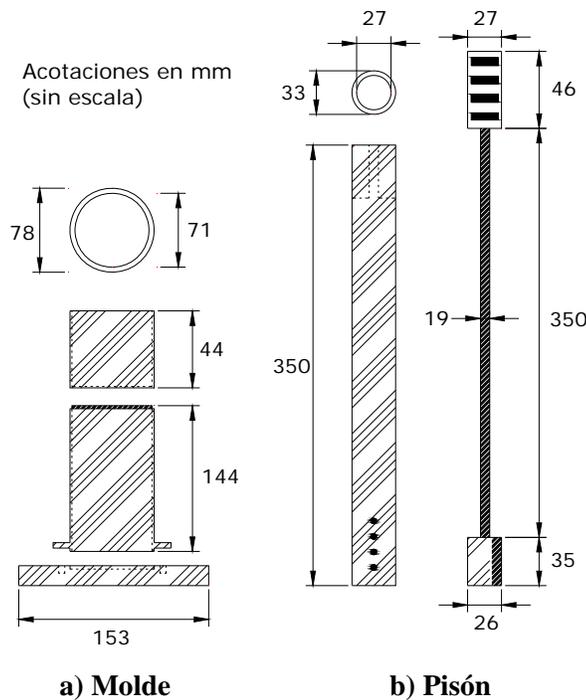
**Figura 4.18. Proceso de humectación, mezclado y curado de muestras.**

*Compactación de especímenes, reproducidos al contenido de agua óptimo ( $\pm 0.5\%$ ) y masa volumétrica seca máxima ( $\pm 1\%$ ), respecto a la prueba Proctor estándar (ASTM D 698)*

El equipo utilizado para la compactación de los especímenes de prueba, está formado por un molde metálico bipartido unido por un collarín en la parte superior, ambos sujetos a una base de acero en su parte inferior, y un pisón metálico, como los mostrados en la Fig. 4.19. Las dimensiones de todo el conjunto fueron las requeridas para formar especímenes de 71 x 144 mm (Fig. 4.20).



**Figura 4.19. Equipo de compactación para la fabricación de los especímenes de prueba.**



**Figura 4.20. Dimensiones del molde y pisón de compactación utilizados.**

La fabricación del espécimen dentro del molde se realizó aplicando compactación por impactos. El procedimiento seguido, se describe a continuación:

- Se determina el volumen del espécimen que se preparará, utilizando las dimensiones del molde y considerando una altura adicional para el enrase del mismo (por lo regular, no mayor a 5 mm).

- Se determina el peso del material húmedo que será compactado, a partir del volumen calculado y la masa volumétrica húmeda deseada (obtenida de la curva de compactación).
- Se determina el número de capas “n”, a usar para compactar el suelo. En este caso, el número de capas utilizadas para la compactación de todos los especímenes, fue de 8.
- Se determina el peso del suelo húmedo requerido para cada capa con la siguiente expresión:

$$W_{capa} = \frac{W_t}{n} \quad (4.1)$$

Donde:

$W_t$  = Peso total del espécimen de prueba para producir la densidad requerida ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ )  
 $n$  = Número de capas a ser compactadas.

- Se determina el número de golpes “N” necesarios para producir la energía de compactación deseada (en este caso fue de 6 kg – cm/cm<sup>3</sup>) y lograr la densidad deseada. Dicho número de golpes puede estimarse en función de la energía específica entregada al suelo, en este caso es:

$$E_c = \frac{NnWh}{V} \quad (4.2)$$

Donde:

$E_c$  = Energía de compactación  
 $N$  = Número de golpes del pisón por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación  
 $n$  = Número de capas en que se dispone el suelo hasta llenar el molde  
 $W$  = Masa del pisón compactador  
 $h$  = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo  
 $V$  = Volumen total del molde de compactación, considerado igual al volumen total del suelo compactado.

De esta manera, las características del molde de compactación y pisón utilizados, se resumen en la tabla siguiente y a su vez se comparan con los utilizados en la prueba Proctor estándar.

**Tabla 4.3 Características de compactación obtenidas con el molde y pisón utilizados.**

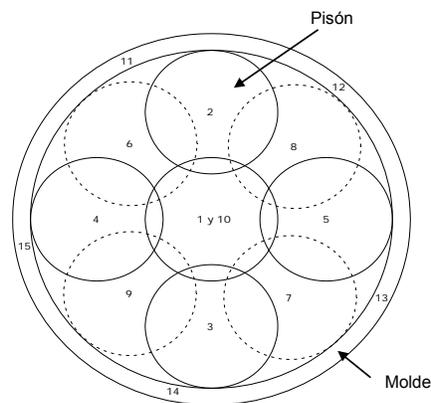
Descripción	Número de impactos N	Masa del pisón W (kg)	Altura de caída h (cm)	Volumen del molde V (cm <sup>3</sup> )	Número de capas n	Energía de compactación E <sub>c</sub> (kg-cm/cm <sup>3</sup> )
Equipo ASTM D698	25	2.50	30.50	934.10	3	6.12
Equipo utilizado	15	1.01	30.00	570.10	8	6.38

- Una vez montado el molde de compactación en la base metálica, se pesa la cantidad de material requerido por capa ( $W_{capa}$ ) y se vierte el suelo al interior del molde (Fig. 4.21). Antes de vaciar el material que compone cada una de las capas, es importante colocar un acrílico en las paredes del molde y en el fondo del mismo, para que no se adhiriera la probeta a la superficie del molde y facilite su extracción al término del proceso de compactación.



**Figura 4.21. Pesaje y colocación del suelo en el molde de compactación.**

- Se introduce el pisón y se compacta el espécimen en el número de capas calculadas. El suelo se compacta aplicando 15 impactos por capa, siguiendo el orden mostrado en la Fig. 4.22.



**Figura 4.22. Secuencia de apisonado.**

Después del apisonado, cada capa debe ser aproximadamente igual en espesor y previo a la compactación de la capa subsecuente, la superficie de la capa compactada se escarifica y cualquier porción de suelo adyacente a las paredes del molde se retira y se extiende para ser compactado nuevamente. Durante el proceso de apisonado se debe mantener la guía del pisón constante y como mínimo  $5^\circ$  de inclinación con respecto a la vertical, aplicando los golpes a una velocidad constante, de tal manera que se obtenga una superficie de suelo uniforme (Fig. 4.23).



**Figura 4.23. Proceso de compactación.**

- Cuando el proceso de compactación de la última capa finaliza, se retira la extensión del molde o collarín, se enrasa la parte superior de la probeta. Se retira el molde de la base y se separa éste para extraer cuidadosamente el espécimen (Fig. 4.24).



**Figura 4.24. Enrase y extracción del espécimen de prueba.**

- Se determina el peso del espécimen con aproximación de 0.01 g. Se mide la altura y diámetro con aproximación de 0.01 mm, registrando dichos datos en la bitácora correspondiente. Este peso obtenido es el peso del suelo húmedo utilizado (peso del espécimen) y las mediciones realizadas son para obtener su volumen real (Fig. 4.25).



**Figura 4.25. Pesaje y medición del espécimen compactado.**

- Finalmente, se envuelve la probeta con plástico auto – adherente, se coloca en una bolsa de plástico y posteriormente se almacena en el cuarto de temperatura controlada para preservar dentro de lo posible las condiciones de humedad adquiridas (Fig. 4.26).



**Figura 4.26. Empaque de especímenes compactados.**

- Con el suelo sobrante de la compactación se determina el contenido de agua del material, asumiendo que este es igual al de la muestra compactada. Con las dimensiones y el contenido de agua determinados, se verifica que la masa volumétrica seca máxima y

el contenido de agua sea el requerido o en su defecto, cumplan con el rango de variación permisible. En caso contrario, el espécimen es desechado (Fig. 4.27).



**Figura 4.27. Verificación de las condiciones de compactación.**

#### 4.4.2 Acondicionamiento de especímenes de prueba

Una vez que se fabricaron los especímenes necesarios, según el programa de ensaye establecido, los especímenes que deberían someterse a una trayectoria de secado se les permitió su secado al aire libre dentro de contenedores de plástico. Los recipientes fueron cubiertos parcialmente con tapas de plástico para permitir el flujo paulatino de aire al interior del mismo, permitiendo con ello un secado lento y evitando así, la generación de grietas en las muestras de suelo (Fig. 4.28). Este procedimiento trajo como consecuencia una reducción en el contenido de agua inicial de los especímenes y por ende un incremento en la succión de los mismos.



**Figura 4.28. Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de secado).**

Por otro lado, a los especímenes que debían someterse a una trayectoria de humedecimiento, se les colocó un disco poroso en la parte inferior y entre la muestra y el disco, un papel filtro. Una vez colocado el espécimen sobre el disco poroso con el papel filtro, éstos se envolvieron con acrílicos y hule para evitar que perdieran agua durante el tiempo que durara su ciclo (Fig. 4.29).



**Figura 4.29. Preparación de especímenes para el proceso de humedecimiento.**

Posteriormente, el conjunto disco – espécimen se colocó en un contenedor con agua asegurando que en todo momento el nivel de ésta se mantuviera constante, propiciado de esta manera, la ascensión capilar del agua al interior de la muestra de suelo y al mismo tiempo incrementar su contenido de agua (Fig. 4.30).



**Figura 4.30. Acondicionamiento de especímenes (trayectoria de humedecimiento).**

En este estudio fueron utilizados periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días para el humedecimiento y secado de muestras y para cada periodo, una serie de 6 especímenes fueron preparados. Tres probetas para pruebas dinámicas (módulo de Young y amortiguamiento) y las otras 3 para pruebas en condiciones estáticas (resistencia a la compresión no confinada).

Finalizado el ciclo de humedecimiento o secado de los especímenes, éstos se retiraron de sus respectivos contenedores y se envolvieron nuevamente con plástico para preservar las características de humedad logradas. Posteriormente, los especímenes se almacenaron por un periodo de tiempo pertinente (no menor a 15 días) para que las nuevas condiciones de humedad adquiridas durante todo el proceso al que fueron sometidos sean asimiladas en todo el espécimen y de esta manera encontrarse en condiciones para ser ensayados.

## 4.5 Procedimientos de prueba

### 4.5.1 Módulo de Young y amortiguamiento

Para la determinación del módulo de Young ( $E$ ) y el amortiguamiento ( $D$ ) de cada espécimen, se utilizó como referencia el procedimiento descrito en la norma ASTM D 3999. Los métodos de prueba descritos en dicha norma cubren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos ya sea en estado inalterado o reconstituido, por medio de técnicas a base de carga o deformación cíclica controlada. Así mismo, estos métodos son aplicables tanto para suelos finos como a materiales granulares.

El procedimiento descrito en la norma anterior provee dos métodos para la determinación de  $E$  y  $D$ , bajo carga o desplazamiento controlado. En este estudio el método adoptado, fue el A, el cual requiere la aplicación de una carga cíclica constante. De esta manera, los especímenes compactados y que terminaron su ciclo de humedecimiento o secado, fueron colocados en la cámara triaxial, siguiendo el procedimiento que se menciona a continuación.

*Montaje del espécimen en la cámara triaxial*

Se coloca la base de la cámara triaxial sobre la base del marco de carga. Posteriormente, se coloca una piedra porosa en la parte superior del pedestal inferior y encima de la piedra un papel filtro. Cuidadosamente se coloca el espécimen y encima de éste un papel filtro y otra piedra porosa junto con el cabezal superior (Fig. 4.31).



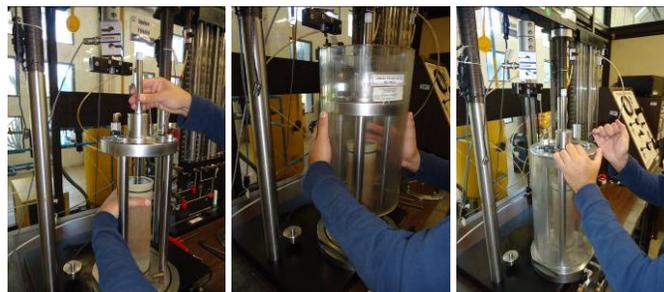
**Figura 4.31. Colocación de piedras porosas y papel filtro.**

Con ayuda del expansor de membranas, se coloca una membrana de látex alrededor de todo el conjunto. Se sella la membrana al pedestal y al cabezal con los arosellos (o' rings) o algún otro sello que ofrezca presión (Fig. 4.32).



**Figura 4.32. Colocación de membrana de látex y o' rings.**

Posteriormente, se atornilla la placa de cubierta a los postes de la cámara y se ajusta el pistón de carga en el hueco del cabezal, teniendo cuidado en que éste no llegue a dañar la probeta. Se coloca la cubierta de acrílico sobre la base de la cámara. Colocada la cubierta, ésta se atornilla a la placa superior, asegurando su cierre hermético (Fig. 4.33). Por último, se inserta el pistón al actuador de carga, obteniendo una firme conexión con el vástago y la celda de carga.

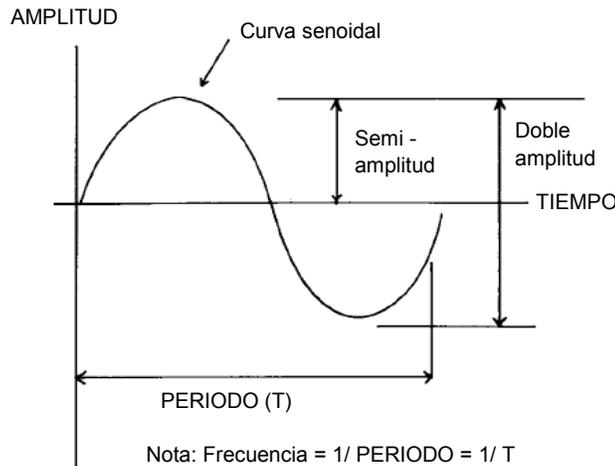


**Figura 4.33. Ensamble del pistón de carga y de la cubierta de acrílico.**

Finalizado el montaje del espécimen al interior de la cámara triaxial y ésta a su vez, en el marco de carga, se conecta la línea de suministro de presión a la cámara, verificando en todo momento que no muestre indicio de fugas de aire antes de la ejecución de la prueba. Una vez realizado esto, la muestra se encuentra lista para su ensaye.

*Desarrollo de la prueba*

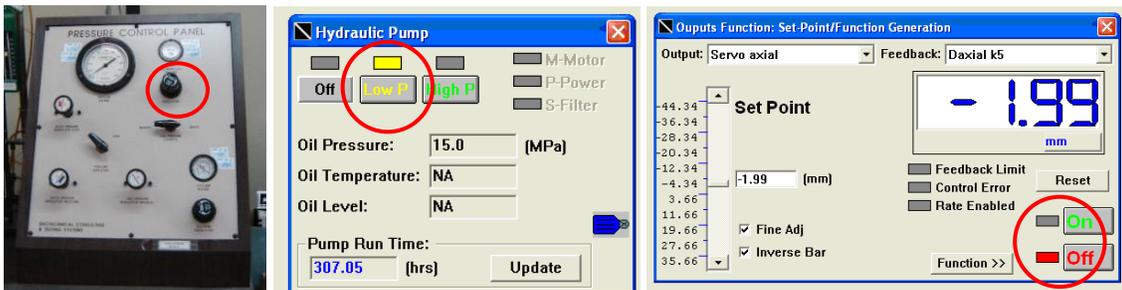
El ensayo se realiza aplicando a la probeta un patrón dinámico de carga senoidal y de amplitud constante. Se define el número de ciclos,  $N$ , la frecuencia de excitación,  $f$ , y la semiamplitud de la señal (SA) (Fig. 4.34). De los resultados obtenidos, se definen los vectores de carga versus tiempo y desplazamiento versus tiempo. El equipo triaxial descrito en incisos anteriores realiza la prueba a través de un software que se encuentra incluido en la unidad de control y adquisición de datos.



**Figura 4.34. Variables relacionadas con carga cíclica durante un ensaye triaxial (ASTM, D 3999).**

A continuación, los siguientes pasos son necesarios para guiar la prueba de módulo de Young y amortiguamiento sobre los especímenes compactados:

- Se regula la salida de la presión de confinamiento (70 psi) que se va a proporcionar a la muestra a través del panel de presión. Posteriormente, se inicializa el programa C.A.T.S en la computadora. En la pantalla de inicio se enciende la bomba hidráulica y el servo axial y confinamiento (Fig. 4.35).



**Figura 4.35. Inicialización del programa C.A.T.S. para la prueba de módulo dinámico.**

- Se ajustan los transductores de desplazamiento (LVDT's) colocados en la parte exterior de la cámara (Fig. 4.36) y en seguida se proporciona la presión de confinamiento previamente establecida abriendo las válvulas correspondientes para permitir la entrada del aire al interior de la cámara. (Fig. 4.37).

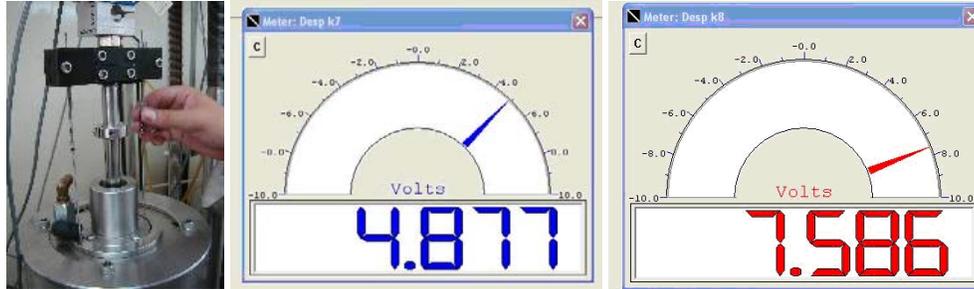


Figura 4.36. Ajuste de los transductores de desplazamiento.

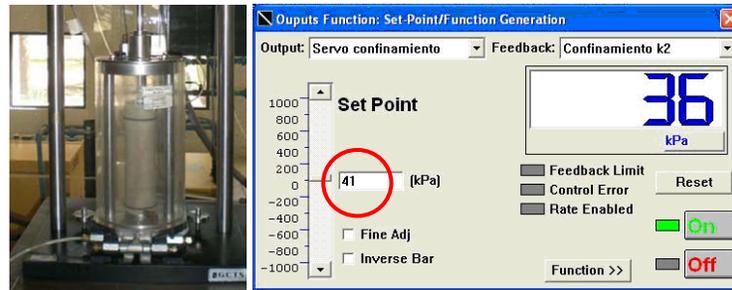


Figura 4.37. Ajuste de la presión de confinamiento.

- Con la computadora configurada y una vez que se han ingresados los datos geométricos del espécimen a ensayar, se verifica que no haya ningún tipo de filtración de aire en el espécimen de prueba y que las válvulas de drenaje se encuentren totalmente abiertas.
- A continuación, se da inicio a la etapa de compresión cíclica siguiendo la secuencia de esfuerzos desviadores cíclicos y presiones de confinamiento indicados en la Tabla 4.4. Cabe señalar, que para establecer dicha secuencia se tomó como referencia la utilizada en el protocolo NCHRP – 28A para la prueba del módulo de resiliencia ( $M_R$ ). De esta manera las configuraciones de esfuerzos considerados son dirigidos básicamente a reproducir el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido un elemento de suelo en las diferentes capas que constituyen las terracerías de un pavimento. Así mismo, la secuencia seguida para la aplicación de dichos esfuerzos está configurada para causar la menor degradación posible de los especímenes, ya que a cada uno de ellos se les aplica todo el barrido de secuencias indicadas en la tabla anterior. Sin embargo, es claro que en algunos casos las condiciones de los materiales eran tales que el grado de afectación generado en ellos podría influir notablemente en su comportamiento dinámico, razón por la cuál, algunas de las secuencias tuvieron que ser descartadas.

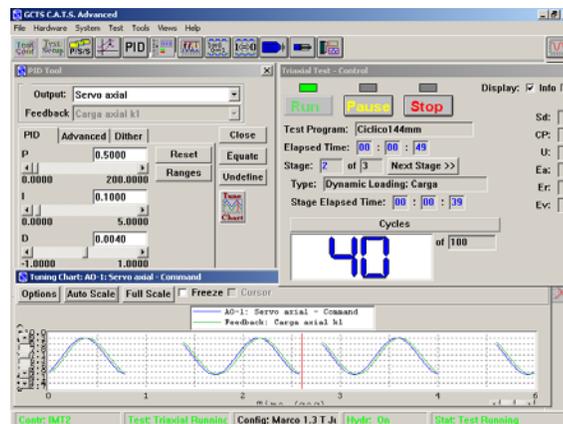
Por otro lado, el sistema genera un tipo de onda senoidal y la onda de salida del equipo es mostrada en la pantalla para permitir al operador hacer los ajustes de las ganancias y asegurar que ambas salidas coincidan durante todas las etapas de la prueba (Fig. 4.38). Así, el sistema fue programado para aplicar 100 repeticiones del esfuerzo desviador a una frecuencia de 1 Hz por cada una de las secuencias indicadas. Para ello se acciona el

equipo triaxial a esfuerzo controlado al mismo tiempo que el equipo de cómputo inicia la toma de lecturas y adquisición de datos (100 puntos por ciclo).

- Al terminar las secuencias de carga respectivas, se reduce la presión de confinamiento a cero y se procede a desensamblar la cámara. Se desmonta la probeta, se verifica la apariencia del espécimen y se hacen las anotaciones correspondientes. Por último, se disgrega la probeta por capa y se determinan los contenidos de agua correspondientes a cada una de ellas.

**Tabla 4.4 Secuencia de aplicación de esfuerzos cíclicos.**

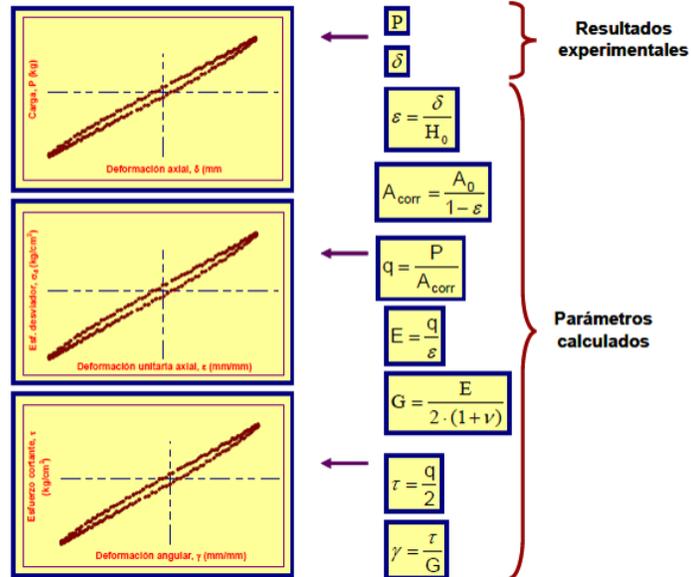
Secuencia No.	Presión de confinamiento $\sigma_3$ (kPa)	Esfuerzo desviador cíclico $\sigma_d$ (kPa)
1	55	28
2	28	28
3	14	28
4	55	48
5	28	48
6	14	48
7	55	97
8	28	97
9	14	97
10	55	150
11	28	150
12	14	150
13	55	200
14	28	200
15	14	200
16	55	300
17	28	300
18	14	300



**Figura 4.38. Interfaz del programa C.A.T.S. para el monitoreo de ganancias, durante la ejecución de las pruebas dinámicas.**

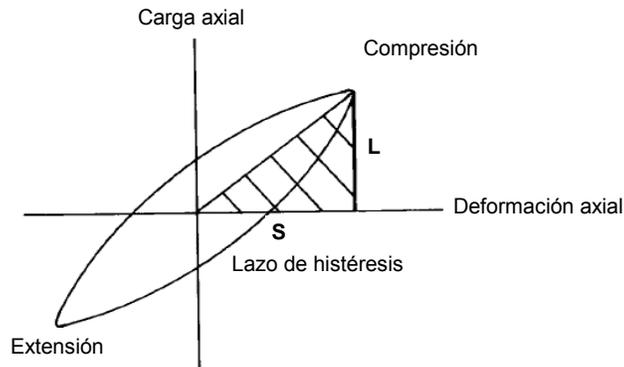
*Cálculo de parámetros*

Para determinar los parámetros dinámicos del suelo, se selecciona el mismo número de ciclo para todas las SA (semiamplitud de la señal) aplicadas. Con los resultados experimentales correspondientes a los vectores de carga y desplazamiento, y los datos volumétricos de la probeta, se determinan los vectores de esfuerzo cortante y distorsión angular, según la secuencia de cálculo mostrado en la Fig. 4.39.



**Figura 4.39. Cálculo de parámetros (Flores y Romo, 2005).**

De los ciclos de histéresis correspondiente a una SA aplicada, como el mostrado en la Fig. 4.40, se determinan los módulos de Young, E, y los amortiguamientos, D, para cada nivel de deformación.



**Figura 4.40. Esquema idealizado de un lazo de histéresis generado por un equipo triaxial cíclico (ASTM D 3999).**

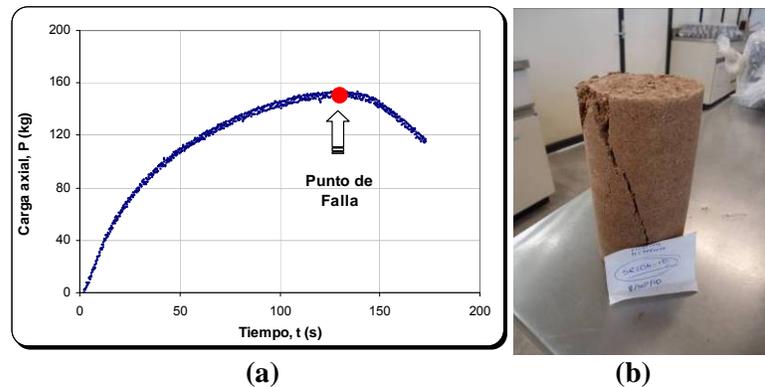
Por su parte, para el cálculo del amortiguamiento (D), se utilizó la expresión (3.2) mostrada en el capítulo anterior.

#### 4.5.2 Resistencia a la compresión no confinada (compresión simple)

Para la determinación de la resistencia no drenada ( $q_u$ ) de cada espécimen, se utilizó como referencia el procedimiento descrito en la norma ASTM D 2166. Este método de prueba cubre la determinación de la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos; inalterados, remoldeados, o reconstituidos mediante compactación en laboratorio; mediante la aplicación de carga axial a deformación controlada. Así mismo, este método de prueba provee un valor aproximado de la resistencia de suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales.

Los especímenes compactados y que terminaron su ciclo de humedecimiento o secado, fueron colocados en la cámara triaxial siguiendo el mismo procedimiento mencionado en el inciso anterior. Una vez montados en el equipo triaxial, se verifica que el cabezal superior haga contacto perfectamente con la muestra. Posteriormente, se carga al espécimen con una velocidad de deformación de 1.2% por minuto, hasta alcanzar la falla del mismo.

Durante la aplicación de la carga, el programa C.A.T.S. (utilizado por el equipo triaxial), muestra una gráfica en tiempo real de la carga aplicada como la que se observa en la Fig. 4.41a. Cuando la falla del espécimen es inminente (Fig. 4.41b), se procede a detener la compresión y se da por terminada la prueba.



**Figura 4.41. Prueba de resistencia a la compresión simple; (a) Curva carga – tiempo, (b) Plano de falla del espécimen ensayado.**

Por último, se procede a desmontar el espécimen de la cámara triaxial. Se verifica el tipo de falla o apariencia que presentó el espécimen y se hacen las anotaciones correspondientes. Se disgrega y se toman las muestras necesarias para determinar su contenido de agua final.

#### 4.5.3 Determinación de la curva característica

La preparación de las muestras para determinar la curva característica depende del tipo de procedimiento que se use. En este trabajo se utilizaron las celdas de presión tipo Fredlund para determinar dicha relación (este método utiliza la técnica de translación de ejes y es un método directo para medir las presiones de agua negativas). Cabe señalar que este método de prueba fue elegido debido a las ventajas que ofrecía sobre el método del papel filtro y que para nuestro caso, la practicidad y flexibilidad para la ejecución de múltiples ensayos para diferentes condiciones de sobrecarga y el tiempo necesario para su ejecución fueron algunas de las más relevantes. El procedimiento general utilizado se describe a continuación:

*Preparación del espécimen de prueba*

Para la preparación del espécimen de prueba se prepara una muestra de suelo con el contenido de agua requerido con un procedimiento similar al descrito en el inciso 4.4.1. Posteriormente, se compacta el material en 3 capas al interior de un anillo metálico de aproximadamente 63 mm de diámetro y 20 mm de altura. El proceso de compactación se lleva a cabo apisonando el suelo con un pisón metálico de pequeñas dimensiones hasta alcanzar una determinada masa volumétrica. El contenido de agua óptimo y la masa volumétrica seca máxima requeridos fueron los mismos a los obtenidos en las curvas de compactación determinadas en el inciso 4.3.2, respectivamente. Una vez compactado el material, éste se enrasa y se pesa junto con el anillo (Fig. 4.42).



**Figura 4.42. Preparación del espécimen de prueba para la determinación de la curva característica.**

Es importante mencionar que las variables en cuanto al equipo y método de compactación aquí utilizados proveen cierta estructura al suelo compactado, y esto a su vez, tiene importantes consecuencias sobre las propiedades del mismo. Por lo anterior, es difícil precisar si realmente se pueda correlacionar el comportamiento entre la variable a medir (succión) y las propiedades mecánicas del suelo obtenidas a partir de especímenes compactados con equipo y métodos de compactación diferentes. Sin embargo, asumimos que si controlamos las variables de humedad y densidad en la elaboración de los especímenes para el ensayo de succión podemos reproducir la misma estructura en el suelo que los elaborados para los ensayos mecánicos, aunque esto no sea del todo cierto.

*Saturación del espécimen de prueba*

Si por las condiciones de ensayo se requiere iniciar la prueba con grado de saturación alto o muy cercano al 100% de saturación, la muestra compactada se coloca entre piedras porosas y se satura por medio de capilaridad colocándola en un recipiente con agua. El tiempo de saturación dependerá del tipo de suelo a ensayar y de las propias condiciones del ensayo impuestas. Así, suelos muy arenosos no necesitan un tiempo demasiado largo para saturarse, podrían ser sólo algunas horas. Por el contrario, para el caso de arcillas, puede que se requirieran de algunos días o inclusive hasta semanas para ello.



**Figura 4.43. Proceso de saturación del espécimen de prueba.**

De igual forma, para evitar que la muestra de suelo pudiera expandirse durante todo el proceso de saturación, se colocan sobrepesos encima del espécimen (Fig. 4.43). Cuando la muestra ha absorbido agua durante varios días, se retira del contenedor y se elimina el exceso de agua superficial que pudiera presentar la muestra con el anillo. Se toma su peso inicial registrándolo en la bitácora correspondiente y una vez realizado esto, la muestra está lista para su montaje en la celda de presión.

*Montaje y ejecución del ensaye*

El anillo con la muestra de suelo es colocado en la celda de presión sobre un papel filtro que se encuentra en contacto directo con el disco de cerámica en condición saturada y superficialmente seco. Posterior a esto, se coloca un papel filtro, una piedra porosa y la placa de carga sobre la superficie de la muestra. Por último, se ensambla la celda atornillándola a la placa inferior (Fig. 4.44).

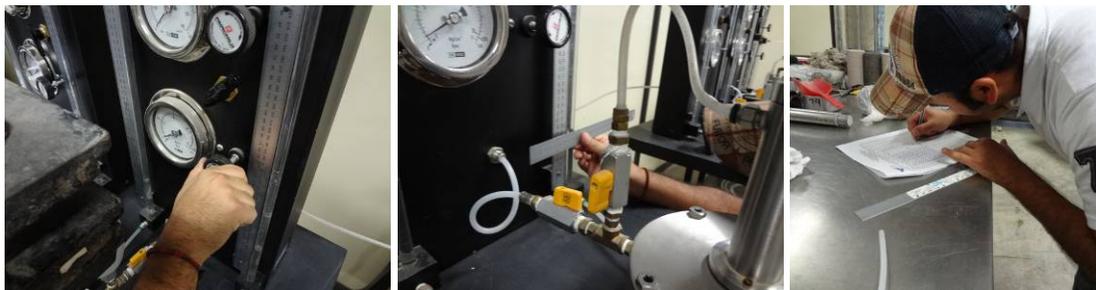


**Figura 4.44. Colocación de papel filtro y ensamble de la celda de presión.**

Una vez ensamblada la celda de presión, se ajusta la altura del pistón colocando masas sobre la placa de carga para compensar la fricción generada. Se toman lecturas iniciales de la altura del agua de las buretas así como la altura de la placa de carga (Fig. 4.45).



**Figura 4.45. Colocación de pesos en la placa de carga y toma de lecturas iniciales.**



**Figura 4.46. Incremento de presiones y toma de lecturas durante la ejecución de la prueba.**

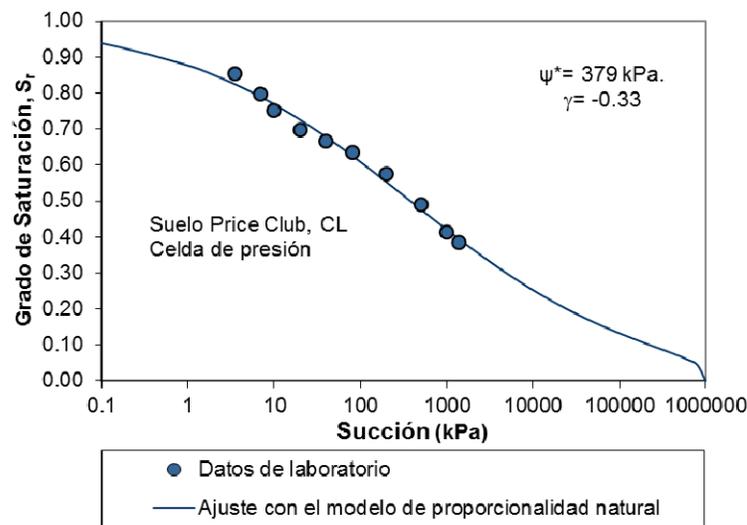
El siguiente paso es incrementar el primer valor de presión de aire que también será igual al primer valor de succión. Las lecturas se toman por el periodo en el que haya flujo de agua evidente. Cuando se equilibra la succión; es decir, no se presenta más flujo de agua, se incrementa el siguiente valor de presión de aire (Fig. 4.46).

Cuando se han aplicado todas las presiones de aire requeridas, se desmonta la celda y se retira la muestra para pesarla. Posteriormente la muestra se coloca en el horno durante 24 horas para determinar su peso seco y obtener su contenido de agua final (Fig. 4.47).



**Figura 4.47. Desensamble de la celda de presión y determinación del contenido de agua final.**

Una vez que se han obtenido todos los datos anteriores, se realiza un retro – cálculo con los contenidos de agua y grados de saturación para cada valor de succión (presión de aire) impuesto. Finalmente, el resultado de la prueba es una curva que relaciona el contenido de agua o grado de saturación contra la succión del suelo, tal como se muestra de forma ilustrativa en la Fig. 4.48 siguiente.



**Figura 4.48. Curva de ajuste para el suelo Price Club (Pérez, 2006; tomada de Pola, 2010)**

Esta relación se obtuvo en este trabajo con el propósito de obtener el valor de succión de las muestras que fueron ensayadas tanto en condiciones dinámicas como en estáticas. Es decir, conociendo el contenido de agua o grado de saturación de cada uno de los especímenes se puede inferir el valor de succión correspondiente a esa condición analizada.

## CAPÍTULO 5

### PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

#### 5.1 Introducción

Los suelos compactados son comúnmente utilizados en la ingeniería civil en sistemas que involucran carga dinámica o cíclica, tales como pavimentos, vías férreas y cimentaciones de maquinaria. Las características de deformación de estos materiales expresadas en términos de módulo de Young y amortiguamiento son muy importantes para predecir su comportamiento ante dichas sollicitaciones.

Así mismo, el módulo de Young es una propiedad de los suelos no saturados que varía con el estado de esfuerzos y éste a su vez, se encuentra fuertemente influenciado por la presencia de agua y por el desarrollo de succión capilar entre sus poros. Por su parte, la succión dicta el estado de esfuerzos en los suelos no saturados que presentan variaciones en su contenido inicial de agua y por lo tanto, es importante entender la influencia que tiene ésta sobre las propiedades dinámicas de los mismos.

En este estudio se examinó el efecto del contenido de agua, el grado de saturación y la succión en la rigidez y en la relación de amortiguamiento de dos suelos finos compactados. Para ello, se llevaron a cabo una serie de pruebas dinámicas en un equipo triaxial bajo carga controlada en especímenes que se sometieron a un ciclo de humedecimiento y uno de secado en laboratorio.

En los incisos siguientes se presentan y analizan los resultados experimentales obtenidos a partir de los ensayos dinámicos y estáticos efectuados sobre las muestras de suelo que fueron compactadas a un mismo nivel de compactación relativa y una vez compactadas, se humedecieron o se secaron por un periodo de tiempo previamente establecido. Así mismo, se presentan las curvas características de los suelos estudiados, obtenidas a partir del dispositivo de Fredlund y se discute el efecto de la presión de sobrecarga sobre las mismas.

#### 5.2 Acondicionamiento de especímenes de prueba

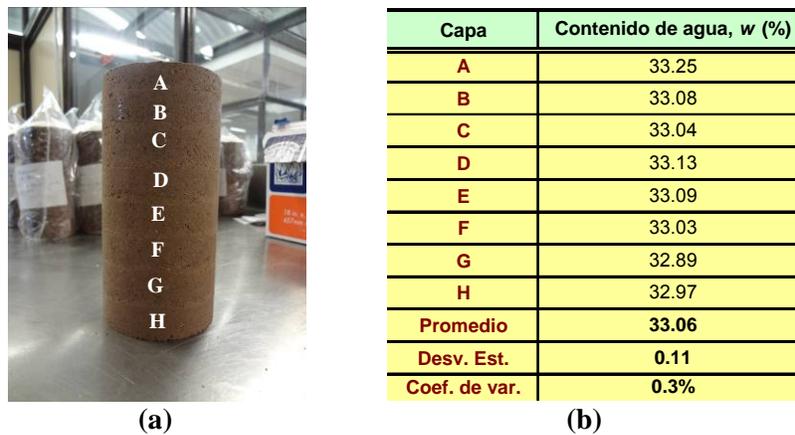
Las especificaciones de construcción para diversos sistemas suelo – estructura, generalmente requieren que los suelos sean compactados con el contenido de agua óptimo ( $w_{opt}$ ) obtenido de una prueba de referencia, o con un contenido de agua muy cercano a éste. Sin embargo, es un hecho comprobado que el contenido de agua en los suelos compactados varíe con el tiempo como resultado de factores externos, tales como el medio ambiente y la posición del nivel de agua freática (NAF) del lugar donde éstos se encuentren alojados.

Con el fin de simular las condiciones de servicio (post – construcción) que pudiera presentar un suelo compactado en campo, se acondicionaron especímenes siguiendo trayectorias de secado y humedecimiento de acuerdo a los procedimientos descritos en el capítulo anterior. Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

### 5.2.1 Evaluación de la distribución del contenido de agua y repetibilidad de las muestras utilizadas

Para evaluar la distribución del contenido de agua en las muestras que fueron humedecidas o secadas en el laboratorio, al término de su ensaye correspondiente, se obtuvo el contenido de agua de cada una de las capas que conformaron el espécimen de prueba. A partir de dichos resultados, se determinó la desviación estándar y el coeficiente de variación respectivos.

Los resultados correspondientes a una muestra de suelo (ML – limo de baja compresibilidad) que se compactó con un contenido de agua inicial de 30.97% y después se humedeció por un día pueden verse en la Fig. 5.1. En ella se puede observar que el contenido de agua se incrementó en aproximadamente 2 puntos porcentuales al final de dicho periodo. Así mismo, la desviación estándar y el coeficiente de variación respecto a los contenidos de agua obtenidos en cada una de las capas fueron de 0.1 y 0.3%, respectivamente.



**Figura 5.1. Distribución del contenido de agua en un espécimen de suelo después de un día de humedecimiento: (a) localización de la capa, (b) mediciones del contenido de agua.**

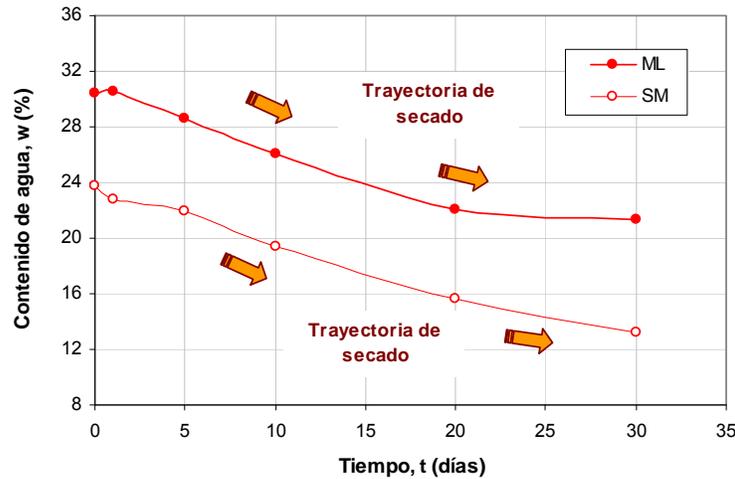
En general, los valores de desviación estándar así como los coeficientes de variación obtenidos fueron de pequeña magnitud, por lo que se estimó que con el procedimiento de acondicionamiento seguido (humedecimiento o secado) puede obtenerse una distribución adecuada del contenido de agua en toda la muestra de suelo.

Por su parte, las Tablas 1 a la 4 del anexo A, presentan los resultados del contenido de agua de cada uno de los especímenes utilizados en esta investigación. Cabe señalar que los resultados de contenido de agua aquí reportados fueron los correspondientes al valor promedio de todas las capas del espécimen. Así mismo, todos los ensayos programados fueron llevados a cabo por duplicado y en algunos casos por triplicado para asegurar la repetibilidad de los resultados obtenidos.

### 5.2.2 Trayectoria de secado

La Fig. 5.2 presenta la relación entre el tiempo de secado y el contenido de agua obtenido, para cada uno de los suelos estudiados. Para el caso del limo de baja compresibilidad (ML), se puede observar una disminución considerable en su contenido de agua en los primeros 20 días de secado, posterior a estos, la variación fue poco significativa.

Lo anterior, sugiere que la pérdida de humedad se vuelve más lenta a partir de cierto tiempo umbral donde la reducción en el contenido de agua empieza hacer casi imperceptible. Por el contrario, en el caso de la arena limosa (SM), esta tendencia no fue observada debido probablemente a que la naturaleza friccionante del material permite la entrada de aire con una mayor facilidad a través de sus poros, y esto a su vez, puede traducirse en un aumento de su velocidad de secado. O bien, quizá se deba a las condiciones ambientales distintas que pudieron imperar durante el tiempo que estuvieron los suelos expuestos al aire libre.



**Figura 5.2. Relación entre el tiempo de secado de las muestras y su contenido de agua.**

En las Tablas 5 y 6 del anexo A, se resumen los resultados de las muestras que fueron ensayadas tanto en compresión simple como en compresión cíclica y que sirvieron de base para la construcción de la gráfica mostrada en la figura anterior. Es importante mencionar de igual forma, que los valores de contenido de agua aquí considerados correspondieron a los valores promedios de los especímenes ensayados por cada periodo de acondicionamiento.

Por otro lado, las Figs. 5.3 y 5.4 muestran la variación del peso volumétrico seco con el contenido de agua de los especímenes que fueron compactados en una condición inicial (óptima) y posteriormente fueron sometidos a periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días de secado. Cabe señalar, que cada uno de los puntos graficados corresponde a especímenes que fueron ensayados tanto en compresión monotónica como los que fueron ensayados dinámicamente.

Como se puede apreciar, en el caso del suelo cohesivo (Fig. 5.3), los especímenes experimentaron un aumento de su peso volumétrico conforme el contenido de agua disminuía siguiendo una trayectoria más o menos definida. Esto debido a la disminución del volumen (contracción) que experimentaron los especímenes durante el proceso de secado. Tal hecho, se vio reflejado de igual forma en el cambio de sus relaciones volumétricas y gravimétricas al final de cada periodo de acondicionamiento al que estuvieron sujetos.

Por lo que se refiere al caso de la arena limosa (Fig. 5.4), los especímenes no experimentaron cambios de volumen considerables durante la etapa de secado. De esta manera, los pesos volumétricos obtenidos al final del proceso de compactación (condiciones iniciales) y los obtenidos al término del periodo de secado (condiciones finales), se mantuvieron constantes.

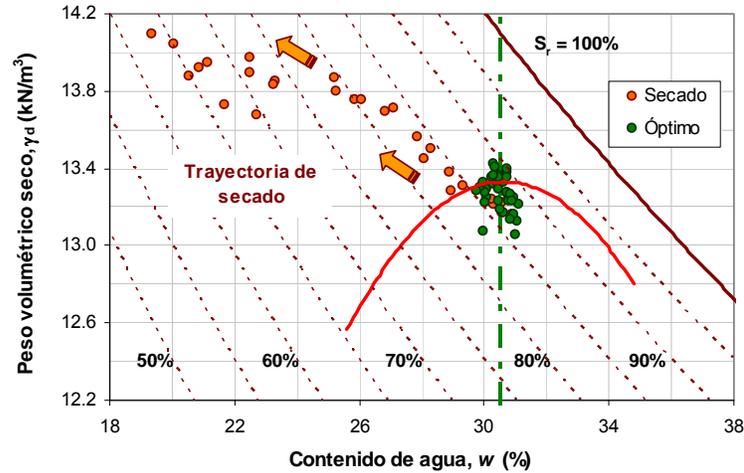


Figura 5.3. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo ML).

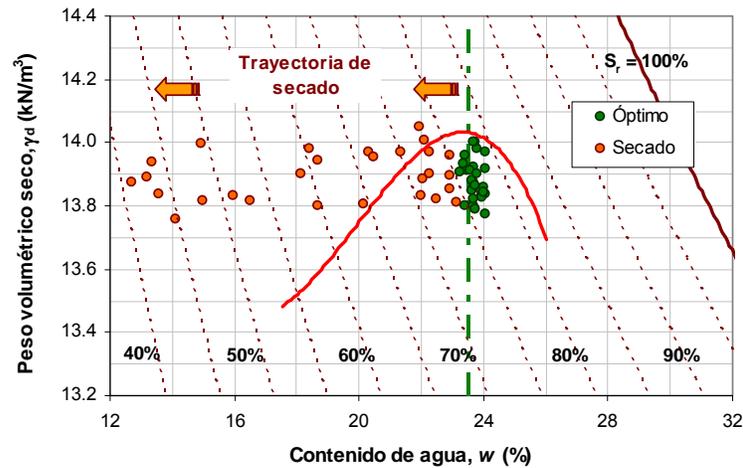
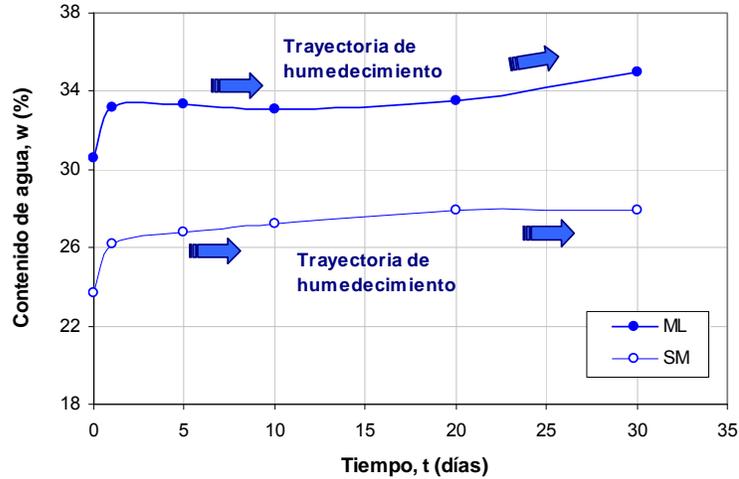


Figura 5.4. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de secado (Suelo SM).

### 5.2.3 Trayectoria de humedecimiento

La relación entre el tiempo de humedecimiento de los especímenes de prueba y su contenido de agua para los dos tipos de suelos estudiados, se presenta en la Fig. 5.5. En ella, se puede observar que el contenido de agua de ambos suelos incrementó rápidamente durante las primeras 24 h de saturación. Posteriormente, el incremento del contenido de agua fue más lento hasta alcanzar un contenido de agua de equilibrio ( $w_{eq}$ ).

De igual forma, se puede observar que en el caso del suelo cohesivo (ML) el contenido de agua de equilibrio resultó de 35%, mientras que para la arena limosa (SM), este valor fue del 28%. Así mismo, los contenidos de agua iniciales considerados fueron de 30.6 y 23.7%, respectivamente. De esta manera, los contenidos de agua de equilibrio aquí reportados resultaron aproximadamente cuatro puntos porcentuales por arriba del óptimo de compactación.



**Figura 5.5. Relación entre el tiempo de humedecimiento de las muestras y su contenido de agua.**

Con relación a lo anterior, Uzan (1998); (citado por Yang y Lin 2009), encontró que un suelo cohesivo bajo la estructura de un pavimento incrementa su contenido de agua aproximadamente de 20% a un 30% por arriba del contenido de agua correspondiente a su límite plástico, durante los primeros 3 ó 5 años de servicio.

Por su parte, Quintus y Killingsworth (1998); (citados en Yang y Lin 2009), examinaron la capa de subrasante en 59 sitios de prueba correspondientes al programa “Desempeño de pavimentos a largo plazo” (LTPP, por sus siglas en inglés). Ellos reportaron que el contenido de agua *in situ* de los suelos cohesivos que formaban dicha capa, estuvo siempre entre el contenido de agua óptimo ( $w_{opt}$ ) y siete puntos porcentuales arriba de éste. De ahí, que el procedimiento utilizado en este estudio para la saturación de especímenes no solamente puede simular el contenido de agua *in situ* de la capa de subrasante de un pavimento, sino también, puede reducir el tiempo para que el suelo alcance su contenido de agua de equilibrio.

Las gráficas que se ilustran en las Figs. 5.6 y 5.7 muestran la variación del peso volumétrico seco con el contenido de agua de los especímenes que fueron compactados en una condición inicial (óptima) y posteriormente se humedecieron por periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días. Cabe señalar, que cada uno de los puntos graficados corresponde a especímenes que fueron ensayados tanto a compresión simple, como los que fueron ensayados dinámicamente.

En relación a las gráficas mencionadas es notorio que, en el caso de los especímenes de limo, éstos disminuyeron sus pesos volumétricos secos debido al aumento en el volumen (expansión) de los mismos, y esto a su vez, provocado por un aumento en su contenido de agua inicial. Sin embargo, en el caso de la arena limosa esto no fue así, ya que puede observarse que los pesos permanecieron constantes al término de cada ciclo de humedecimiento. Así mismo, puede observarse también que los grados de saturación máximos logrados fueron de alrededor del 95 y 90%, para el limo y la arena limosa, respectivamente.

Por otro lado, los resultados finales del contenido de agua para cada uno de los periodos de saturación durante la trayectoria de humedecimiento se presentan en las Tablas 7 y 8 del anexo A.

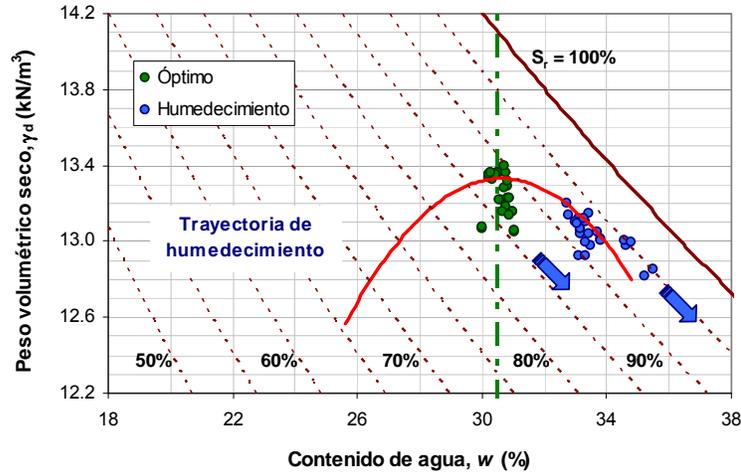


Figura 5.6. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo ML).

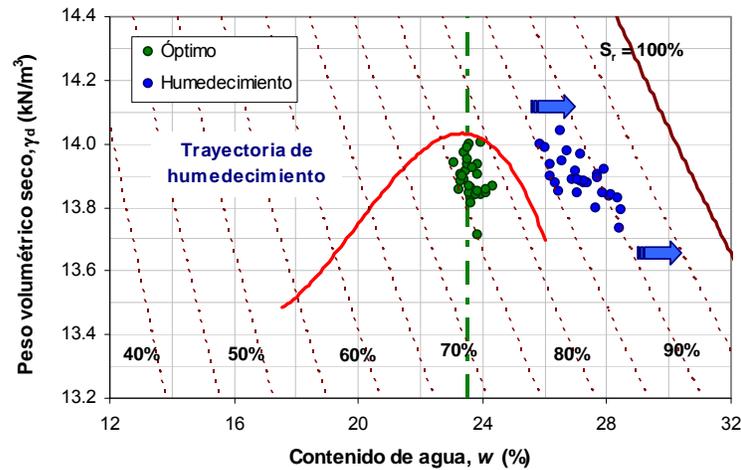
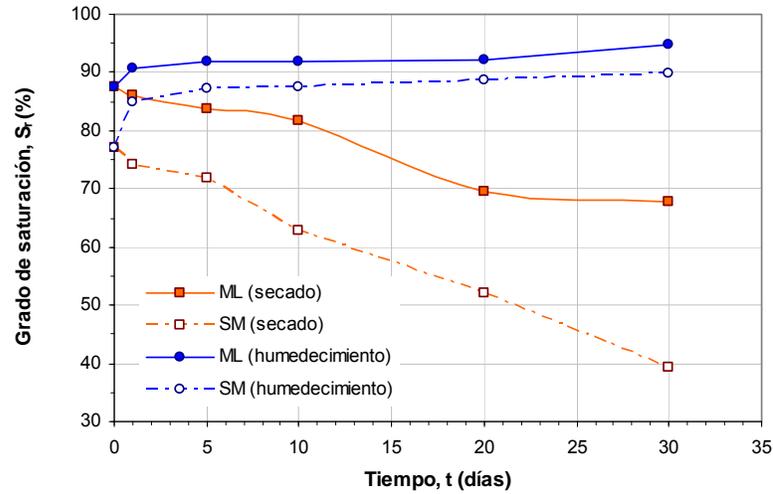


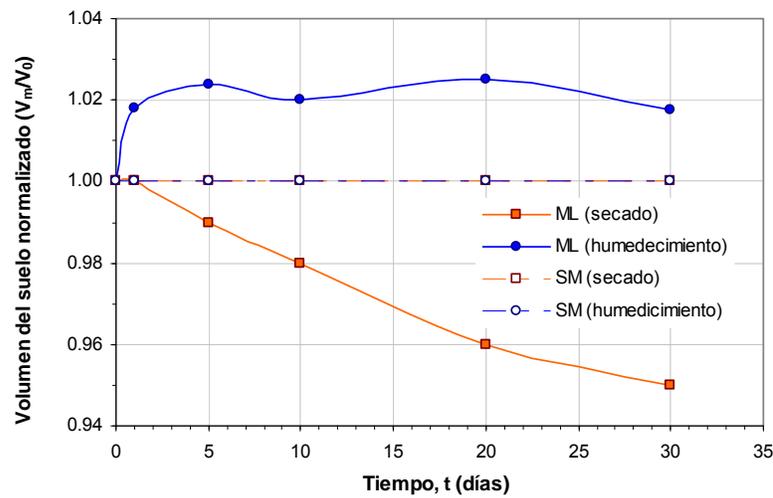
Figura 5.7. Relación entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco, en trayectoria de humedecimiento (Suelo SM).

Finalmente, las Figs. 5.8 y 5.9 pueden resumir lo explicado anteriormente acerca del comportamiento general observado en los especímenes durante las trayectorias de secado y humedecimiento, respectivamente. Cabe mencionar, que los resultados de dichas gráficas corresponden únicamente a los especímenes que fueron ensayados en compresión cíclica.

Con respecto a la gráfica que relaciona el tiempo de acondicionamiento de las muestras de suelo con la variación de su grado de saturación (Fig. 5.8), se puede apreciar de una forma más clara como dicha variación es más evidente para el caso de la arena limosa, especialmente durante la trayectoria de secado. Ya que el grado de saturación disminuye hasta un valor de 40% aproximadamente, siendo que las muestras fueron compactadas con un grado de saturación inicial alrededor del 77%. De igual forma, durante la trayectoria de humedecimiento el incremento mostrado fue del 13% llegando así a grados de saturación del orden del 90%.



**Figura 5.8. Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y su grado de saturación.**



**Figura 5.9. Relación entre el tiempo de acondicionamiento de las muestras y la variación de su volumen respecto al inicial.**

Por su parte, la gráfica que corresponde a la Fig. 5.9 muestra la variación del volumen inicial que experimentaron los especímenes respecto al tiempo de acondicionamiento. En ella se observa que los cambios volumétricos se presentaron únicamente para el caso del limo de baja compresibilidad. En este caso, las máximas variaciones correspondieron a una disminución de su volumen inicial del 5% durante la trayectoria de secado y un aumento del mismo del orden del 2% durante el proceso de humedecimiento. Por el contrario, las probetas de arena limosa mantuvieron su volumen constante durante los correspondientes periodos de acondicionamiento.

### 5.3 Curvas características

Una de las funciones clave en el análisis de problemas geotécnicos que involucran suelos no saturados es la “curva característica”. Esta curva relaciona el valor de succión del suelo contra un parámetro que depende de la cantidad de agua que se encuentra en sus poros y que puede ser contenido de agua gravimétrico ( $w$ ), grado de saturación ( $S_r$ ) o contenido de agua volumétrico ( $\theta$ ). Sin embargo, el parámetro que se toma muchas veces depende del autor que presente los resultados.

En el presente trabajo se optó por presentar los resultados en función del grado de saturación, ya que de esta forma se toma en cuenta los cambios de volumen que pudiera presentar la muestra de suelo durante el ensayo. De igual forma, las curvas de ajuste que se muestran para los datos experimentales obtenidos, se basan en la ecuación desarrollada por Fredlund y Xing (1994). Cabe señalar, que para obtener dicha curva en términos del grado de saturación, se utilizó la herramienta SOLVER del programa Excel. Los resultados experimentales de cada uno de los suelos ensayados, así como la determinación de los parámetros de ajuste con dicho modelo pueden resumirse en las Figs. 1 a la 8 mostradas en el anexo B.

#### 5.3.1 Efecto del tipo de suelo

La naturaleza de la curva característica está directamente asociada a la composición granulométrica y estructura del suelo; por tanto, la forma de ésta puede variar para diferentes tipos de suelos. En la Fig. 5.10, se presentan las curvas características obtenidas para cada uno de los suelos estudiados. Nótese que el limo de baja compresibilidad (ML) se desaturó en forma gradual; mientras que para la arena limosa (SM), la pérdida de agua ocurrió en forma más rápida.

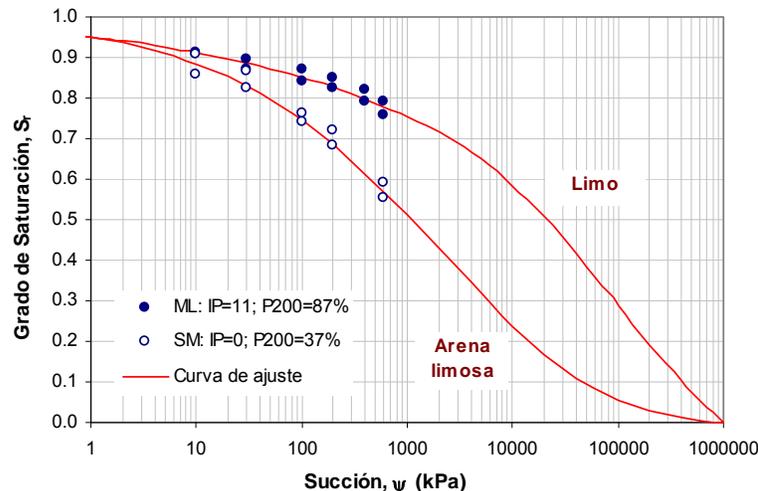


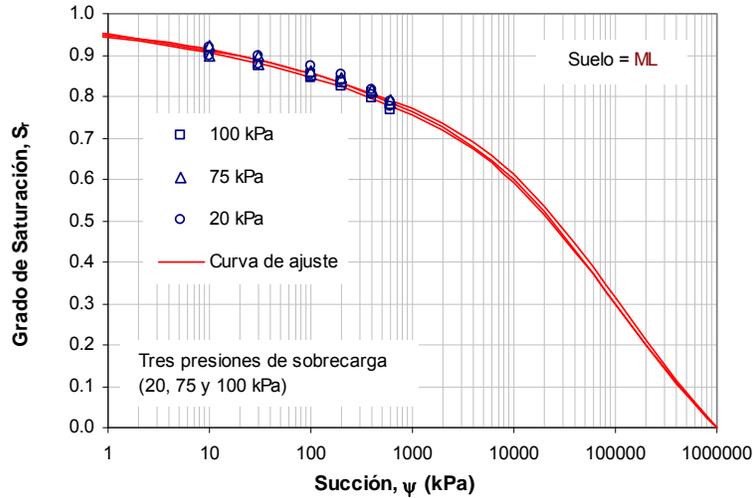
Figura 5.10. Curvas características para los dos suelos estudiados.

Refiriéndonos nuevamente a la figura anterior, podemos observar que para un valor de succión dado – en este caso de 200 kPa – el limo presenta un grado de saturación cercano al 85%; en el caso de la arena el grado de saturación es de 70% para el mismo valor de succión considerado. Lo anterior confirma lo expuesto por varios autores que a medida que el suelo es más plástico, la capacidad de retención de agua en el suelo es mayor. De igual forma los materiales que presentan una menor cantidad de finos exhiben curvas con valores de entrada de aire relativamente bajos (retienen muy poca agua), es decir, se desaturan a niveles de succión muy bajos.

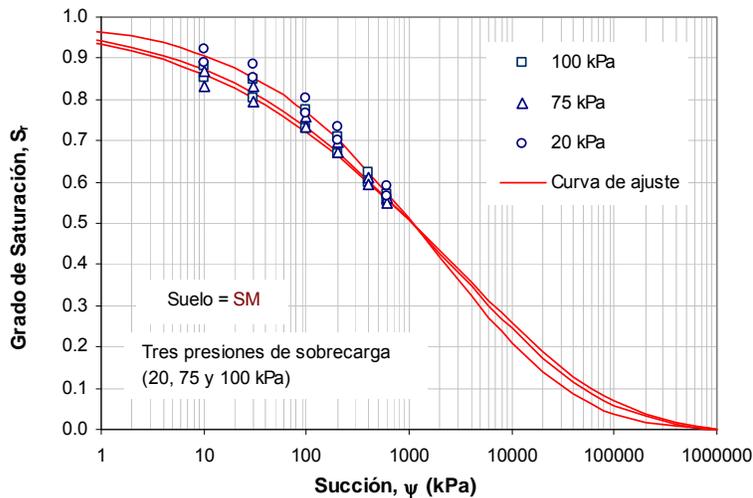
### 5.3.2 Efecto de la sobrecarga

Como se mencionó en el capítulo 2, uno de los factores de los que depende la curva característica es la presión de sobrecarga. En la presente investigación se determinaron curvas características para presiones de 20, 75 y 100 kPa, con el fin de estudiar el efecto de esta variable sobre la forma de las mismas.

La Fig. 5.11 muestra que para el limo de baja compresibilidad, la presión de sobrecarga no ejerce gran efecto en su curva característica. Por su parte, la arena limosa presentó sólo ligeras diferencias en las curvas con el incremento de la presión de sobrecarga (Fig. 5.12).



**Figura 5.11. Curvas características para el limo de baja compresibilidad a tres diferentes presiones de sobrecarga.**



**Figura 5.12. Curvas características para la arena limosa a tres diferentes presiones de sobrecarga.**

De las curvas mostradas, pareciera ser que el efecto de sobrecarga hasta el nivel de esfuerzos estudiado se puede despreciar, confirmando lo expuesto por Pérez (2008) al estudiar el mismo efecto

en otros tipos de suelos con diferentes valores de plasticidad y hasta niveles de sobrecarga de 196 kPa. Sin embargo, como lo expone el autor anterior, posiblemente sea necesario ensayar más suelos con diferentes valores de plasticidad (p.e., arcillas de alta compresibilidad) y así obtener suficientes evidencias a fin de poder concluir que en verdad el efecto de sobrecarga es despreciable.

#### 5.4 Resistencia a la compresión no confinada

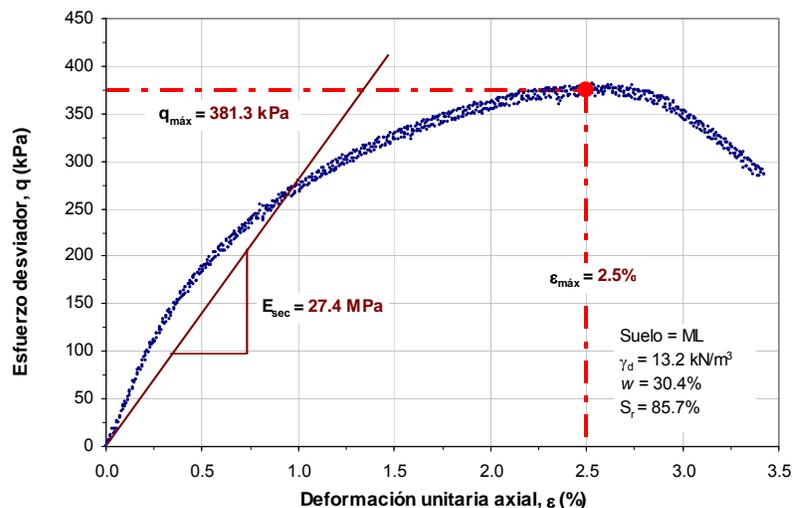
El principal propósito de la prueba de compresión simple es obtener de forma rápida la resistencia a la compresión de un suelo que posea suficiente cohesión para ensayarlo en un estado no confinado. De esta manera, la prueba proporciona un valor aproximado de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales.

Para evaluar la influencia que tiene el contenido de agua, el grado de saturación y la succión en la resistencia del suelo en condiciones estáticas, se llevaron a cabo pruebas de compresión simple sobre especímenes que fueron secados y humedecidos por periodos de 1, 5, 10, 20 y 30 días. Las condiciones de ensayo y los resultados obtenidos se discuten a continuación.

##### 5.4.1 Condiciones de las pruebas realizadas

Cuando un espécimen de suelo se somete a un cambio en su estado de esfuerzos, su comportamiento se puede describir mediante una curva esfuerzo – deformación y un criterio de falla. La forma de esta curva depende de las características y propiedades del suelo bajo ensayo. Así mismo, existen varios criterios de falla que pueden ser utilizados para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. En esta investigación se optó por utilizar el esfuerzo desviador máximo ( $q_{m\acute{a}x}$ ) como criterio de falla para determinar dicha resistencia, así mismo la deformación unitaria axial correspondiente a este esfuerzo se le denominó deformación axial máxima ( $\epsilon_{m\acute{a}x}$ ).

La Fig. 5.13, muestra la relación esfuerzo – deformación para uno de los suelos estudiados correspondiente a la condición inicial (óptima) antes de someterlo a un ciclo de humedecimiento o secado. En ella se pueden observar cada uno de los parámetros considerados en este trabajo para caracterizar el comportamiento estático del suelo.



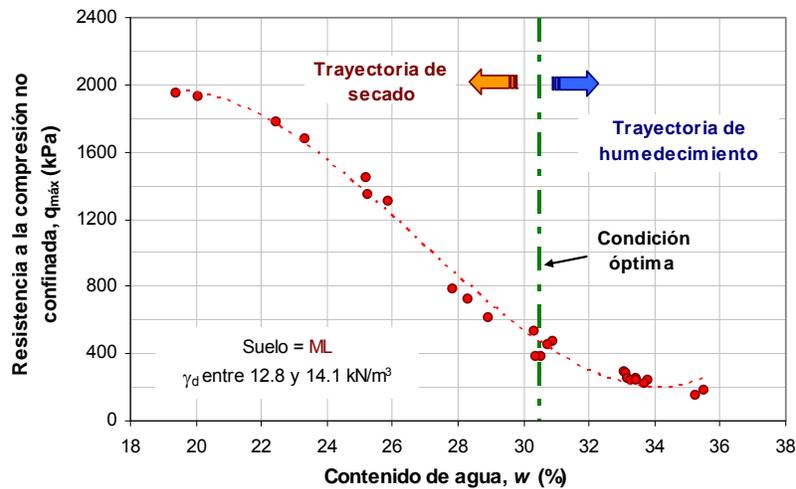
**Figura 5.13. Curva esfuerzo – deformación típica obtenida de la prueba de compresión simple para un de los materiales en estudio.**

Por otro lado, de la prueba de compresión simple adicionalmente se obtuvo el módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ), el cual fue determinado al 1% de la deformación axial unitaria ( $\epsilon$ ). Los resultados tanto de la resistencia a la compresión no confinada como del módulo secante obtenidos para cada uno de los especímenes ensayados, se presentan en las Tablas 1 y 2 del anexo C.

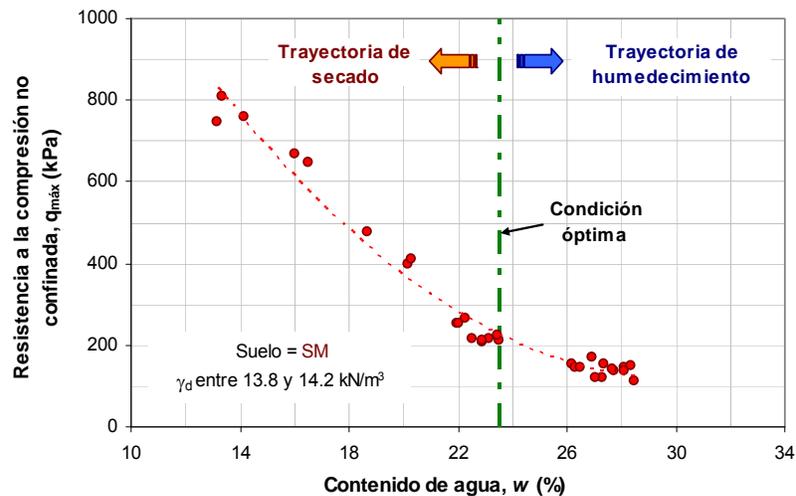
### 5.4.2 Influencia del contenido de agua y el grado de saturación

#### *Resistencia a la compresión no confinada*

En las Figs. 5.14 y 5.15 se presentan la relación de la resistencia a la compresión no confinada ( $q_{m\acute{a}x}$ ) con el contenido de agua para los dos tipos de suelos estudiados. Se puede ver que  $q_{m\acute{a}x}$  disminuye al incrementarse el contenido de agua. De igual forma, se observa que las variaciones más importantes se presentan para las muestras que se secan; por el contrario, para el caso de las muestras que se humedecen la variación en su resistencia es relativamente pequeña.

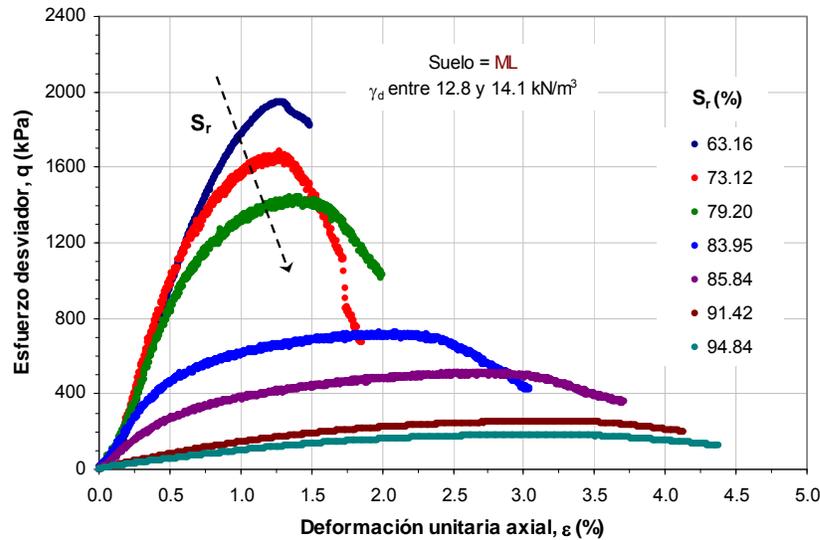


**Figura 5.14. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo ML).**

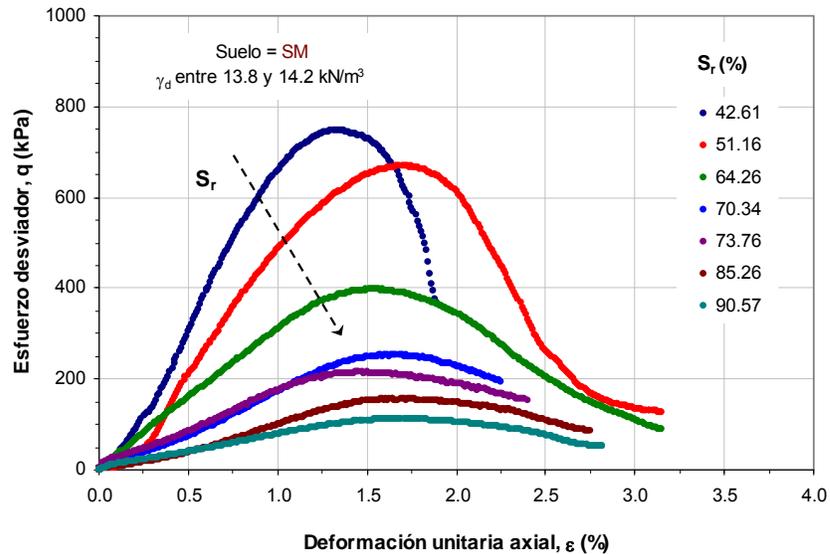


**Figura 5.15. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el contenido de agua (Suelo SM).**

De igual forma, si partimos de los resultados de las curvas esfuerzo – deformación obtenidas por cada una de las probetas ensayadas, se puede apreciar que el esfuerzo desviador máximo ( $q_{m\acute{a}x}$ ) disminuye conforme el grado de saturación se incrementa (Figs. 5.16 y 5.17).

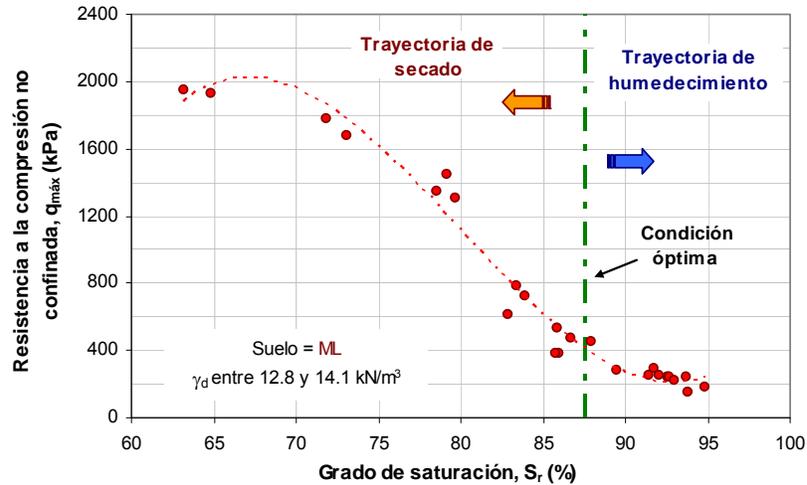


**Figura 5.16. Curvas esfuerzo – deformación para diferentes condiciones de saturación (Suelo ML).**

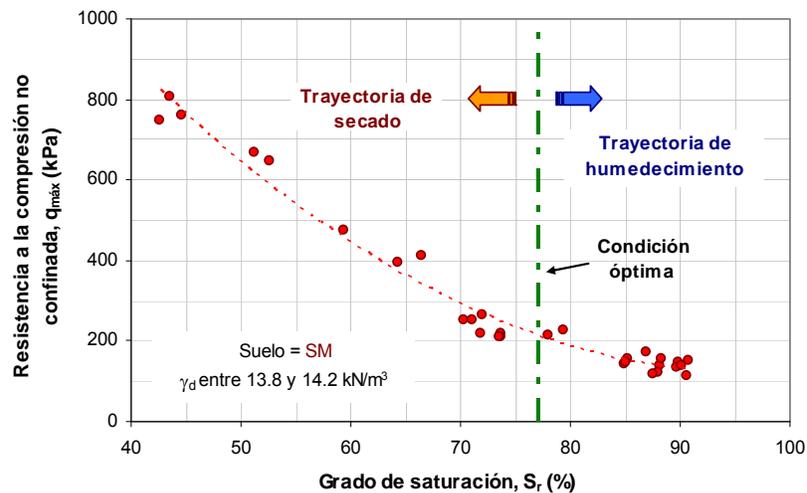


**Figura 5.17. Curvas esfuerzo – deformación para diferentes condiciones de saturación (Suelo SM).**

Es importante observar también que el esfuerzo desviador máximo para ambos suelos se obtiene para los grados de saturación más bajos (63 y 43%, respectivamente) y a partir de ahí, disminuye fuertemente hasta llegar al grado de saturación correspondientes a los grados de saturación más altos (95 y 91%, respectivamente). Estas variaciones de igual forma, pueden verse más claramente graficando la resistencia a la compresión no confinada, pero en este caso, en función del grado de saturación tal y como lo muestran las Figs. 5.18 y 5.19, siguientes.



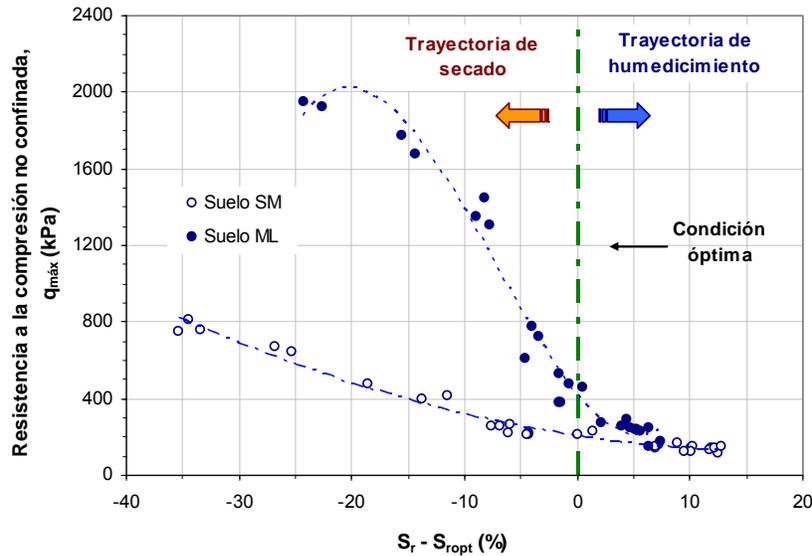
**Figura 5.18.** Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo ML).



**Figura 5.19.** Variación de la resistencia a la compresión no confinada con el grado de saturación (Suelo SM).

A su vez, la Fig. 5.20 muestra el efecto del tipo de suelo en las curvas  $q_{m\acute{a}x} - S_r$  normalizando los valores de grado de saturación respecto al obtenido en la condición inicial para cada muestra de suelo. En ella las pendientes de las curvas hacen más evidente la forma en que cada suelo lleva a cabo la variación de su resistencia conforme el grado de saturación aumenta o disminuye en él. En el caso de la arena limosa, puede decirse que la variación de su resistencia fue gradual debido a la pendiente tan ligera que muestra la curva, no así para el caso del limo, en donde dicha curva presenta una mayor pendiente que nos indica una fuerte variación de su resistencia durante la trayectoria de secado del mismo.

Igualmente, la Fig. 5.20 muestra magnitudes de resistencia muy similares en ambos tipos de suelos para el caso de las muestras que fueron humedecidas. No obstante, las diferencias fueron más marcadas para las muestras que fueron sujetas a una trayectoria de secado.



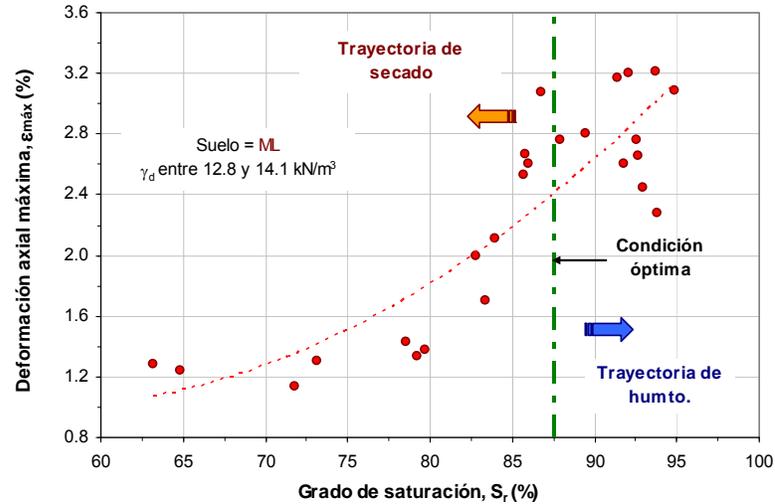
**Figura 5.20. Relación de la resistencia a la compresión no confinada con la variación del grado de saturación (Suelo SM).**

Por otro lado, de los resultados obtenidos se graficó la relación entre la deformación axial máxima ( $\epsilon_{m\acute{a}x}$ ) y su correspondiente grado de saturación. En los siguientes párrafos se presenta una breve discusión del efecto de este último en la  $\epsilon_{m\acute{a}x}$  de los suelos estudiados.

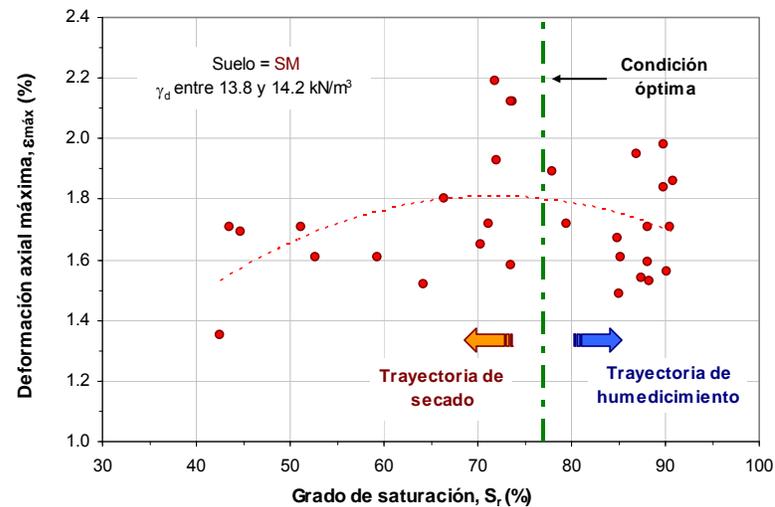
Para el caso del limo, la Fig. 5.21 muestra que a medida que el grado de saturación del suelo se eleva, las deformaciones tienden a incrementarse de igual forma. Sin embargo, pareciera ser que existe un valor del grado de saturación (aprox. 80%) por abajo del óptimo en el que antes de éste, las deformaciones se mantienen casi constantes (entre 1.2 y 1.4%) y más allá de dicho valor las deformaciones aumentan de manera considerable hasta un 3% aproximadamente. En el caso de las muestras que se humedecieron, las deformaciones al parecer también tienden a mantenerse constante hasta cierto valor y después decaen ligeramente, aunque debido a la dispersión de los datos en esta zona dicha afirmación no puede ser tomada del todo como verdadera.

Lo anterior puede atribuirse al cambio de comportamiento que experimenta el suelo a medida que este pierde o gana humedad. Esto es, el suelo exhibe un comportamiento del tipo frágil para contenidos de agua muy bajos y por ende permite deformaciones muy pequeñas hasta alcanzar la falla. Posteriormente, cuando el contenido de agua se incrementa el suelo empieza a deformarse aún más y su resistencia también se ve afectada de manera importante, por lo que se dice que el suelo asimila un comportamiento del tipo dúctil o plástico debido a su capacidad para deformarse.

En el caso de la arena limosa (Fig. 5.22), ésta no presenta una tendencia claramente definida como en el caso del limo. Sin embargo, puede notarse que una vez que el suelo es compactado bajo ciertas condiciones de humedad inicial una reducción o aumento en su contenido de agua no afecta al parecer las deformaciones exhibidas para las cuales el suelo alcanza su resistencia máxima.

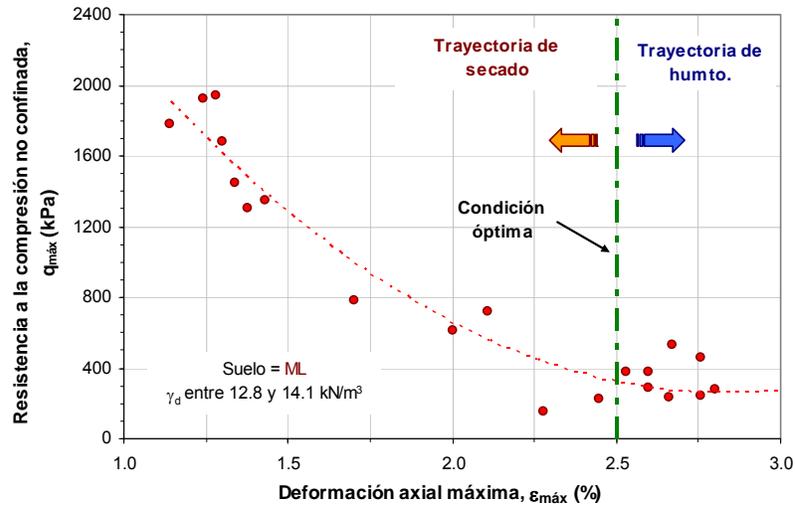


**Figura 5.21. Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el grado de saturación (Suelo ML).**

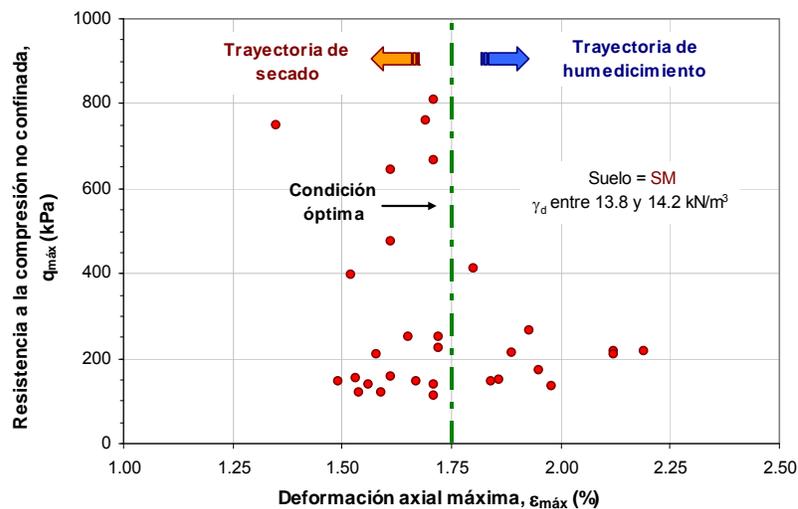


**Figura 5.22. Relación entre la deformación axial unitaria máxima y el contenido de agua (Suelo SM).**

Ahora, al graficar el esfuerzo desviador máximo respecto a su correspondiente deformación unitaria, se puede observar que para el caso del limo es claro que las resistencias más altas les corresponden las deformaciones más bajas y conforme disminuye la resistencia, se incrementa la deformación unitaria (Fig. 5.23). Esto a su vez nos indica que cuando el material experimenta las resistencias más altas para niveles de deformación entre 1 y 1.5%, identificamos un comportamiento frágil del suelo. Conforme disminuye la resistencia aumenta la deformación hasta llegar a valores del 2.8%, lo cual nos indica un comportamiento de tipo dúctil del material. Este cambio de comportamientos se puede apreciar de mejor forma en las curvas esfuerzo – deformación mostradas en la Fig. 5.16 anterior.



**Figura 5.23. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML).**

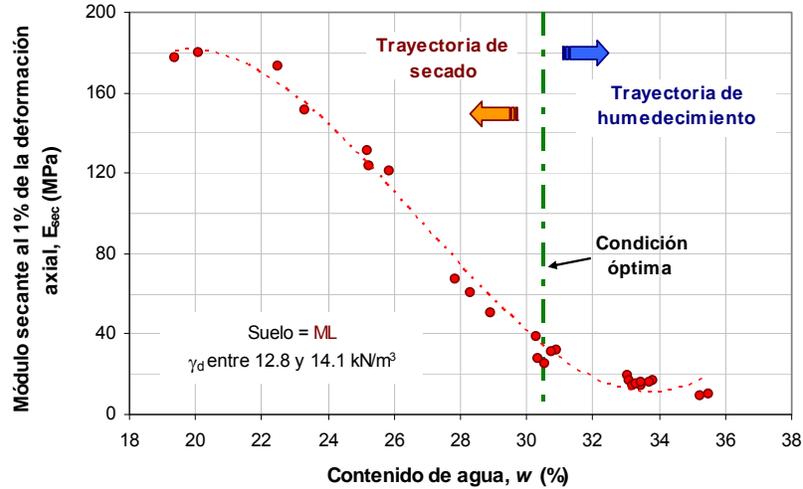


**Figura 5.24. Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la deformación axial máxima (Suelo ML).**

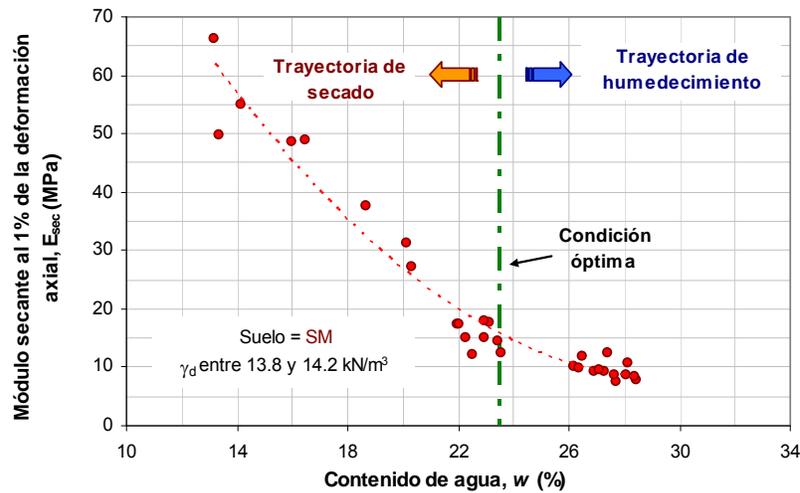
En el caso de la arena limosa (Fig. 5.24), no es clara la variación que se tiene de la deformación unitaria con su correspondiente esfuerzo desviador. Al parecer, las resistencias máximas alcanzadas corresponden a un mismo valor de deformación, dicho de otra manera, las deformaciones tienden a ser las mismas sin importar que tan grande sea la resistencia del suelo. Este comportamiento se puede observar de forma más clara en la Fig. 5.17 anterior.

*Módulo de elasticidad secante*

De las Figs. 5.25 a la 5.28 se muestra la variación del módulo de elasticidad secante ( $E_{sec}$ ) con el contenido de agua y el grado de saturación, para los dos suelos estudiados. Es evidente que la rigidez (en condiciones estáticas) del suelo aumenta al disminuir su humedad y viceversa, la rigidez disminuye al aumentar el contenido de agua del mismo.



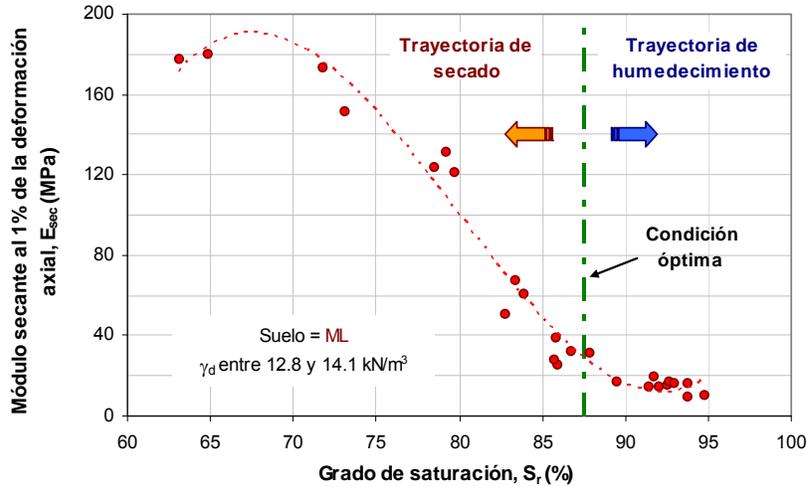
**Figura 5.25. Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo ML).**



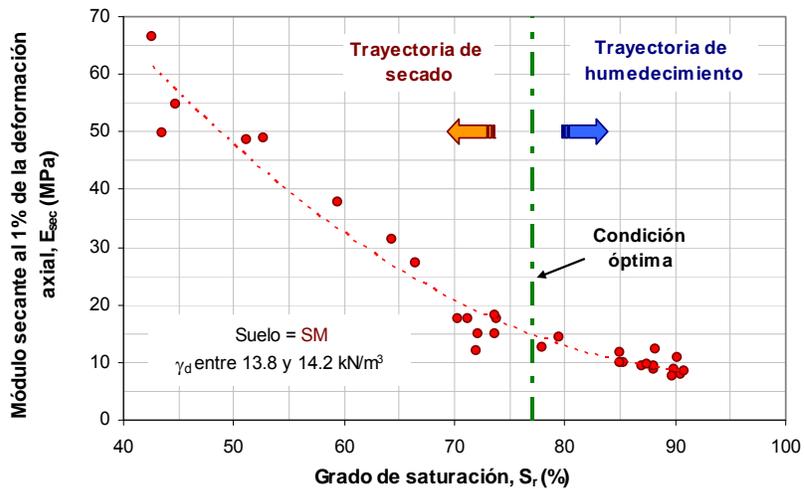
**Figura 5.26. Variación del módulo de elasticidad secante con el contenido de agua (Suelo SM).**

Los valores más altos de  $E_{sec}$  se obtuvieron para muestras que se secaron y que alcanzaron contenidos de agua de 20 y 13%, para el limo y la arena limosa, respectivamente. Estos valores fueron alrededor de 180 y 65 MPa. Por el contrario, los valores más bajos obtenidos se presentaron para muestras humedecidas con contenidos de agua del orden de 35%, para el caso del limo, y 28% en el caso de la arena limosa. A estos valores, le correspondieron de igual forma módulos con magnitudes de 10 MPa aproximadamente para ambos suelos.

Al igual que las relaciones de  $q_{m\acute{a}x}$  con el contenido de agua, las gráficas anteriores presentan una tendencia similar. Esto debido obviamente a que la rigidez del suelo se encuentra directamente relacionada con su resistencia al esfuerzo cortante. De esta manera, si disminuye el contenido de agua de un suelo hay un aumento en su rigidez y consecuentemente un incremento de su resistencia.



**Figura 5.27. Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo ML).**



**Figura 5.28. Variación del módulo de elasticidad secante con el grado de saturación (Suelo SM).**

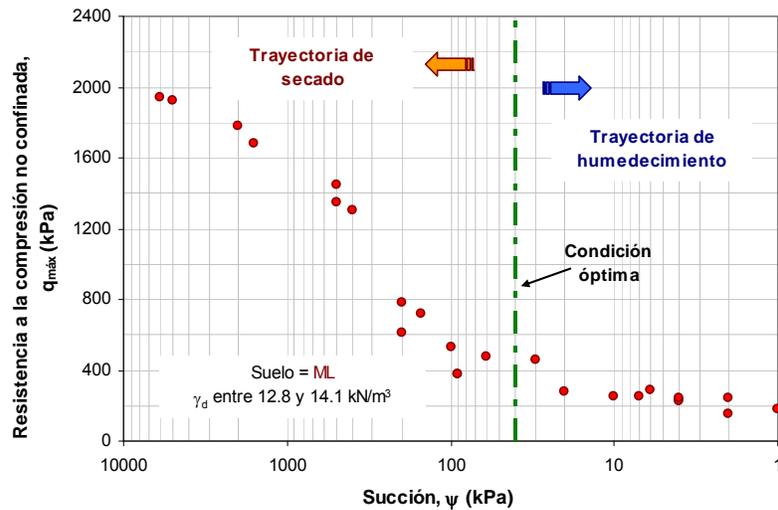
Como en el inciso anterior, el módulo de elasticidad secante se graficó también en función del grado de saturación. La tendencia como se puede observar es la misma que en las gráficas que relacionan el contenido de agua con el módulo secante. Así mismo, las variaciones más importantes del módulo se presentan para las muestras que se secan; sin embargo para el caso de las que se humedecen la variación es muy pequeña, especialmente para el caso de la arena limosa.

A partir de lo mostrado en este inciso, puede concluirse que el contenido de agua tiene un efecto relevante en la resistencia y rigidez del suelo en condiciones estáticas. Se puede decir también que a partir del conocimiento del contenido de agua o grado de saturación en un punto de la masa de suelo, es posible estimar  $q_{m\acute{a}x}$  y  $E_{sec}$  con suficiente aproximación mediante algún tipo de correlación (de primer o segundo orden) que involucre dichas propiedades.

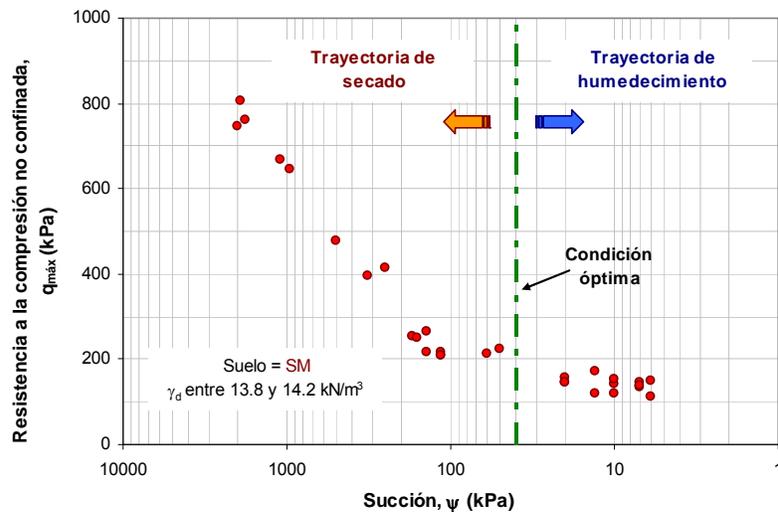
### 5.4.3 Influencia de la succión

El efecto de la succión sobre la respuesta esfuerzo – deformación de un suelo no saturado es reconocido por diversos autores debido a su contribución a la resistencia al corte del mismo. Sin su participación resulta imposible definir el estado de esfuerzo y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado.

Las Figs. 5.29 y 5.30 muestran la variación  $q_{m\acute{a}x}$  con la succión ( $\psi$ ) para los dos suelos estudiados. En ellas se puede observar como a medida que el suelo se va secando, la succión aumenta y por ende su resistencia. Por el contrario, si el suelo se humedece, la succión desarrollada en el suelo tiende a disminuir causando de igual forma una disminución en su capacidad portante.

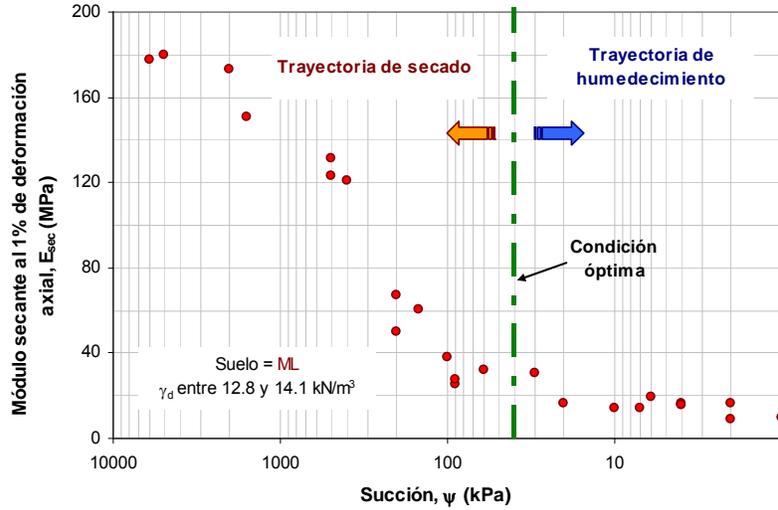


**Figura 5.29.** Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo ML).

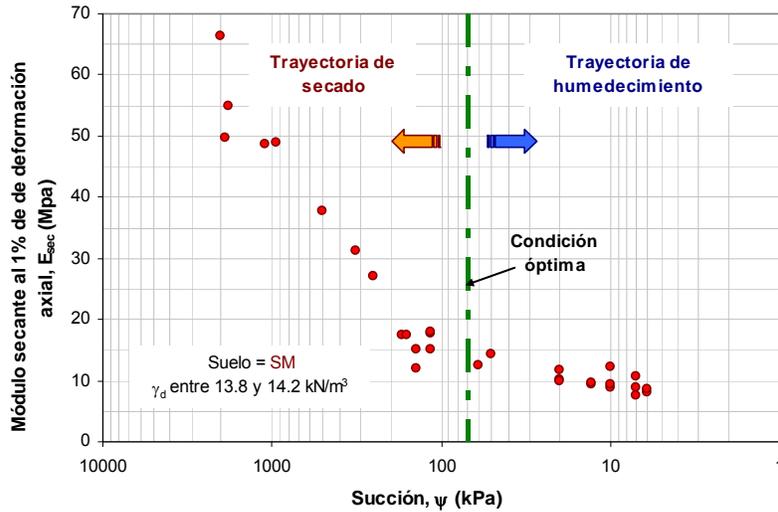


**Figura 5.30.** Variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión (Suelo SM).

Por su parte, en las Figs. 5.31 y 5.32 se presentan la variación de  $E_{sec}$  con la succión ( $\psi$ ) para el limo y la arena limosa, respectivamente. En este caso, las curvas presentan comportamientos semejantes a las gráficas de  $q_{m\acute{a}x}$  debido a lo comentado anteriormente.



**Figura 5.31. Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo ML).**



**Figura 5.32. Variación del módulo de elasticidad secante con la succión (Suelo SM).**

En general, los materiales porosos tienen una habilidad para retener y liberar agua, la existencia de esta propiedad en los suelos se describe en términos de ingeniería como succión. Así mismo, la succión del agua en el suelo es una variable más apropiada para discutir el efecto de la humedad en su resistencia y rigidez tras la aplicación de cargas en condiciones estáticas y dinámicas. Los resultados de los ensayos sobre las muestras compactadas tienden a mostrar unos valores umbral de succión por encima de los cuales el incremento en la rigidez de los suelos tiende a ser mucho más grande. En este caso, esos valores resultaron del orden de 80 y 120 kPa, para el caso del limo y la arena limosa, respectivamente.

## 5.5 Módulo de Young y amortiguamiento

Como ya se ha mencionado, la medición de las propiedades dinámicas de los materiales que intervienen en la construcción de los diferentes sistemas suelo – estructura es básica para la determinación de su respuesta ante distintos tipos de solicitaciones. Así, el análisis y diseño de este tipo de estructuras dependerá en gran medida de los esfuerzos y deformaciones que se produzcan al interior de la masa de suelo, así como de los parámetros dinámicos de los materiales utilizados.

En lo que sigue, se discuten los resultados obtenidos sobre el comportamiento dinámico de especímenes compactados sujetos a una trayectoria de humedecimiento y una de secado por un periodo de 1, 5, 10, 20 y 30 días. El efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento en la rigidez y el amortiguamiento del suelo, es verificado. Así mismo, la influencia del contenido de agua, grado de saturación y succión; en el módulo de elasticidad equivalente y amortiguamiento del suelo, son evaluadas.

### 5.5.1 Condiciones de las pruebas realizadas

El ensaye triaxial cíclico tiene la característica de someter una muestra cilíndrica a un estado de esfuerzos en el que un esfuerzo axial cíclico con magnitud de  $\pm \sigma_d$ , es aplicado en forma periódica senoidal a la frecuencia deseada. Con los resultados experimentales correspondientes a la carga, desplazamiento y los datos volumétricos del espécimen, se determinan la magnitud del esfuerzo axial y la deformación axial obtenidas. De esta manera, el módulo de elasticidad (E) y el amortiguamiento (D) del suelo son determinados seleccionando el mismo número de ciclo carga por cada nivel de esfuerzo aplicado.

En el presente estudio, se optó por seleccionar el ciclo 40 de los 100 aplicados para la determinación de E y D en los suelos analizados. La razón de ello fue básicamente a que a partir de este ciclo se observó que la variación de los parámetros dinámicos no difiere en gran medida a los obtenidos en ciclos anteriores y posteriores a éste, proporcionando así una media entre dichos valores. Así, de los lazos de histéresis generados (Fig. 5.33), se determinaron el módulo de elasticidad y amortiguamiento, respectivos. Cabe señalar, que el módulo de Young (E) y la deformación axial ( $\epsilon_a$ ) se estimaron siguiendo la secuencia de cálculo de la Fig. 4.39 mostrada en el capítulo anterior.

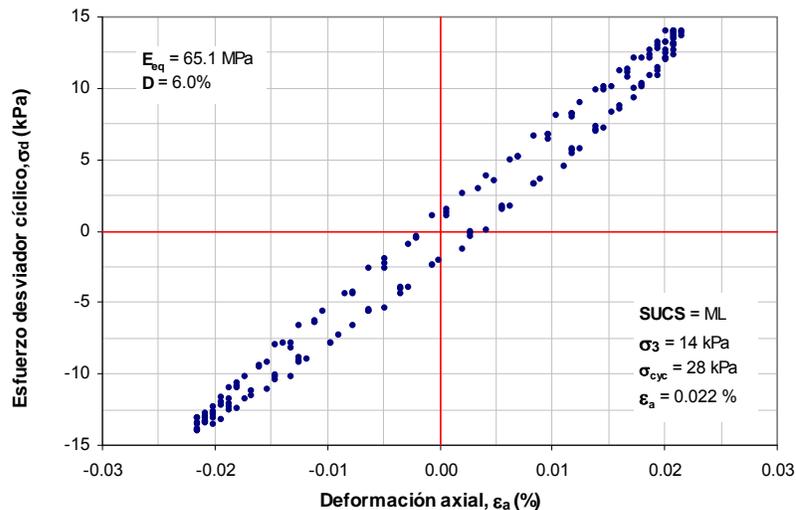


Figura 5.33. Lazo de histéresis para el ciclo 40 de un suelo cohesivo compactado.

Por su parte, la relación de amortiguamiento crítico o simplemente amortiguamiento (D) fue determinado utilizando la expresión (4.3) definida de igual forma en el capítulo 4.

A todos los especímenes compactados se les realizaron los ensayos dinámicos tal y como se describió anteriormente. Con los resultados del módulo de Young, amortiguamiento y el esfuerzo desviador cíclico, se trazaron curvas  $E - \sigma_d$  y  $D - \sigma_d$ , en escala semilogarítmica. Algunos de los resultados experimentales obtenidos se discuten a continuación.

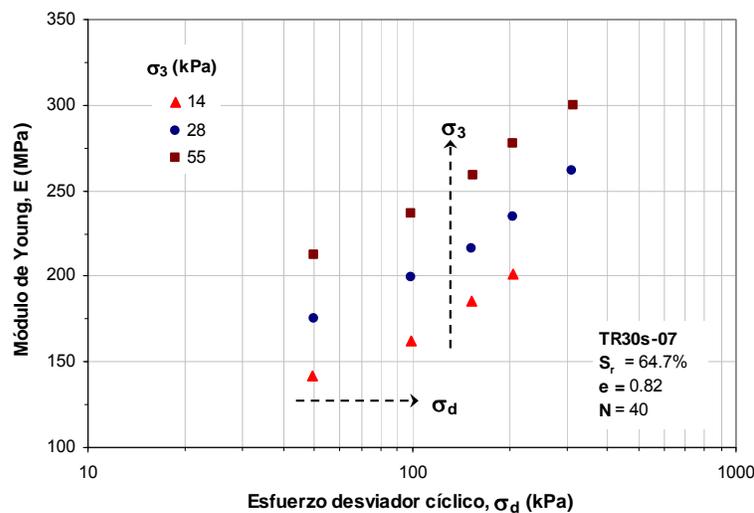
### 5.5.2 Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador y la presión de confinamiento

En este apartado se muestran las curvas experimentales obtenidas para ambos suelos, en las que se observa la variación del módulo de Young (E) y el amortiguamiento (D), con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico ( $\sigma_d$ ); para tres diferentes niveles de confinamiento. Las curvas corresponden a un espécimen que se compactó en una condición inicial y fue ensayado bajo condiciones de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo. Dos más, son para especímenes que se compactaron bajo condiciones iniciales similares y posteriormente uno de ellos se humedeció y otro se secó, por un periodo de 30 días, respectivamente. En estos materiales se obtuvieron resultados para un rango de deformación axial de  $10^{-2}$  a 1%.

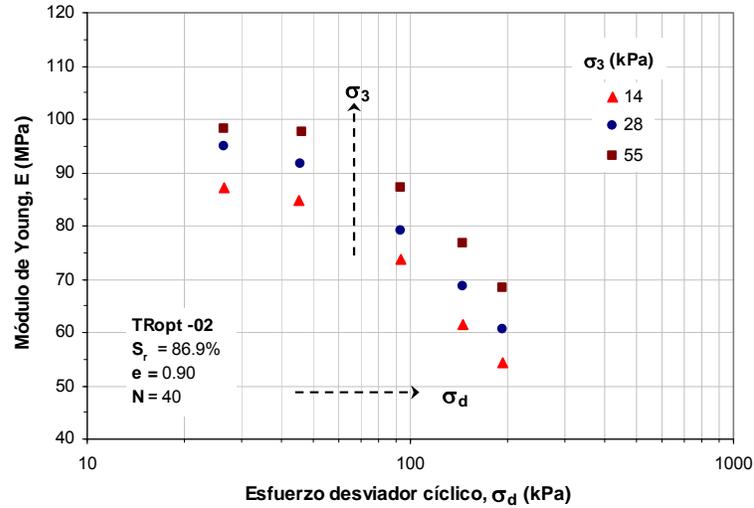
*Limo de baja compresibilidad (ML)*

- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

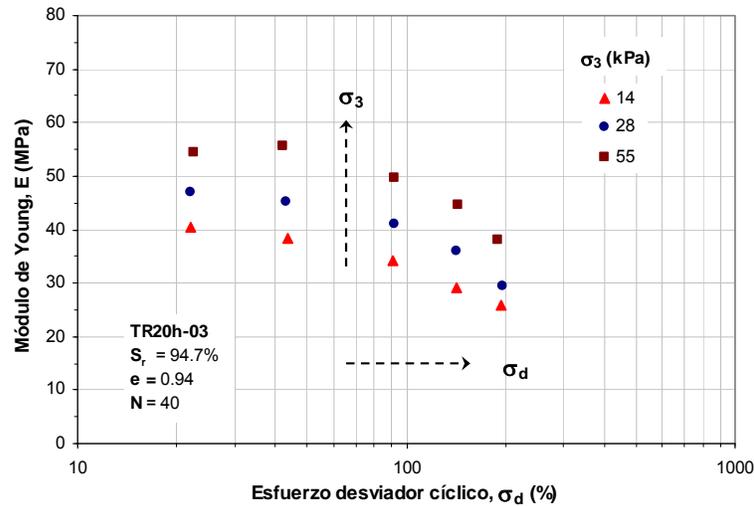
En las Figs. 5.34 a la 5.36 se presentan las curvas  $E - \sigma_d$  para el suelo correspondiente al limo de baja compresibilidad correspondientes a los contenidos de agua de 20.57, 30.42 y 34.56%. De las curvas mencionadas, se puede observar una tendencia bien definida y que muestra que al aumentar la presión de confinamiento en la cámara triaxial, el módulo de rigidez también se incrementa. En lo referente a la amplitud del esfuerzo desviador, los especímenes con contenidos de agua de 30.42 y 34.56% (Figs. 5.35 y 5.36), muestran que a medida que el nivel de esfuerzo incrementa el módulo de rigidez disminuye; además, se puede ver que para un cierto valor de esfuerzo desviador el módulo disminuye notablemente independientemente del confinamiento aplicado.



**Figura 5.34. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 20.57\%$  (Suelo ML).**



**Figura 5.35. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 30.42\%$  (Suelo ML).**

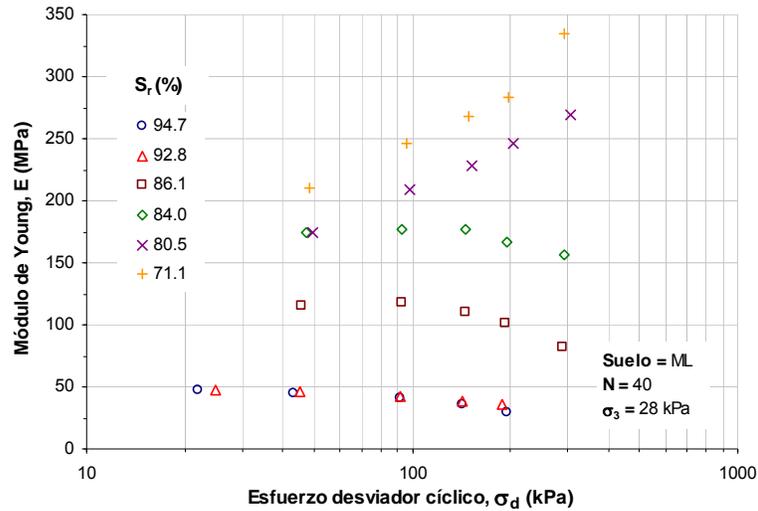


**Figura 5.36. Variación de E con el esfuerzo desviador y la presión de confinamiento para  $w = 34.56\%$  (Suelo ML).**

Para el espécimen con un contenido de agua de 20.57% (Fig. 5.34), el comportamiento que presenta es muy distinto al de los otros dos anteriores. En este caso, se puede observar que a medida que el esfuerzo desviador aumenta el módulo de elasticidad tiende a incrementar también.

Lo anterior, sugiere que el suelo se rigidiza por efecto de la repetición de carga, es decir, a medida que la muestra de suelo se somete a un nivel de esfuerzo, éste se deforma adquiriendo una nueva estructura interna que aumenta el número de contactos entre sus partículas y ayuda al esqueleto sólido a resistir esfuerzos aún mayores con una capacidad de deformación por arriba de la inicial. Siendo éste un fenómeno característico de los suelos granulares que son sometidos a carga cíclica.

Con el fin de poder observar a mayor detalle este comportamiento, la Fig. 5.37 presenta las curvas  $E - \sigma_d$  correspondientes a 6 especímenes con diferentes grados de saturación y sujetos a una misma presión confinante (28 kPa). En ella se pueden observar tendencias similares entre cada una de las curvas hasta para grados de saturación del 84%. Esta tendencia indica que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, la disminución del módulo de elasticidad es inminente. Sin embargo, para grados de saturación por debajo de dicho valor, las curvas indicaron tendencias similares a la mostrada en la Fig. 5.34.



**Figura 5.37. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión confinamiento (Suelo ML).**

Este hecho nos hace reflexionar de la posible existencia de un contenido de agua umbral en el cual el suelo empieza a rigidizarse a medida que el nivel de esfuerzo se va incrementando. Por otro lado, no se descarta la existencia de otros factores que propicien de manera importante la aparición de dicho fenómeno y que por falta de una mayor cantidad de datos experimentales sea imposible llegar a una conclusión fehaciente sobre el mismo.

- Amortiguamiento histerético

Como se mencionó en el capítulo 3, otra de las variables de interés que nos permite caracterizar el comportamiento dinámico de un suelo es el amortiguamiento, variable que nos define el grado de disipación de energía que el suelo propicia ante una sollicitación dinámica externa. A continuación, se presentan las curvas  $D - \sigma_d$  experimentales correspondientes a los mismos tres especímenes analizados en el punto anterior.

Los resultados correspondientes para la muestra de suelo con un contenido de agua de 20.57% (Fig. 5.38), indican que la amplitud del esfuerzo desviador (dentro del rango estudiado) no llega a causar un efecto de magnitud considerable en la magnitud del amortiguamiento, ya que dicho valor al parecer se mantuvo casi constante (del orden del 5.5%). De igual forma, el efecto de la presión de confinamiento para este caso, es apenas perceptible.

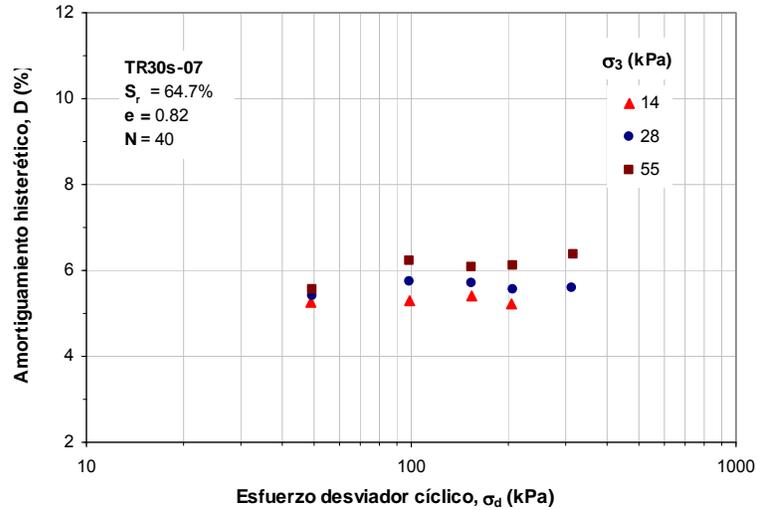


Figura 5.38. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 20.57\%$  (Suelo ML).

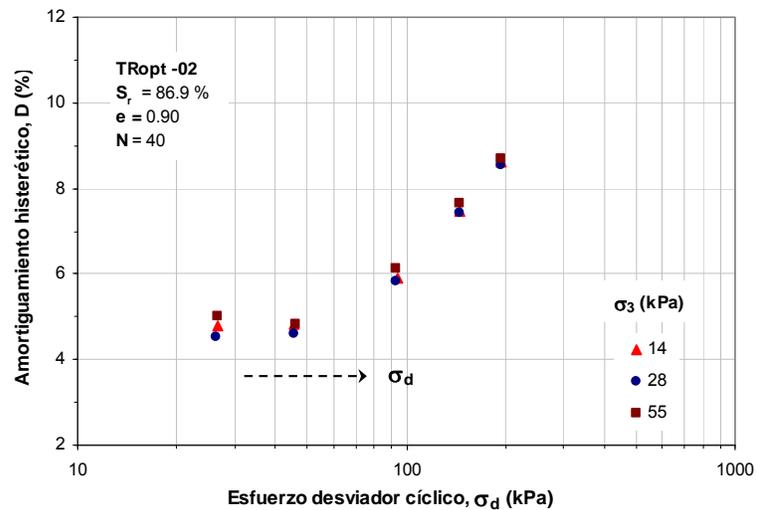
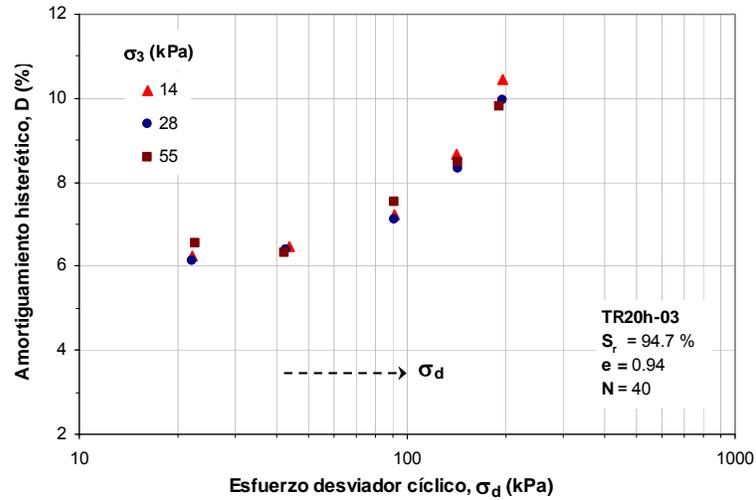
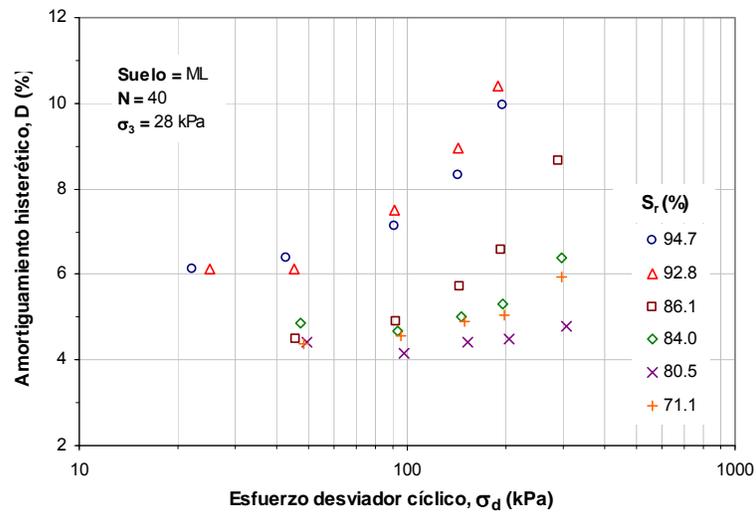


Figura 5.39. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 30.42\%$  (Suelo ML).

En el caso de las Figs. 5.39 y 5.40, se puede observar que el amortiguamiento depende del esfuerzo inducido, al incrementarse éste, el amortiguamiento aumenta de igual manera. Los valores de amortiguamiento más altos alcanzados en estos casos, correspondieron a 9 y 10%, respectivamente. Así mismo, la presión de confinamiento no mostró influencia alguna sobre los valores de amortiguamiento obtenidos.



**Figura 5.40. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 34.56\%$  (Suelo ML).**



**Figura 5.41. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).**

Por su parte, la Fig. 5.41, muestra la variación de D con el esfuerzo desviador para 6 muestras de suelo con diferentes grados de saturación y ensayados a la misma presión de confinamiento (28 kPa). En ella se observa que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, el amortiguamiento se incrementa también. Sin embargo, este efecto es más evidente para esfuerzos desviadores por arriba de los 50 kPa y para grados de saturación altos.

- Variación de los lazos de histéresis con la amplitud de deformación

Para complementar un poco lo discutido en los párrafos anteriores, la Figura 5.42 presenta los lazos de histéresis para 3 diferentes niveles de esfuerzo aplicados a las tres muestras de suelo previamente analizadas. Los lazos obtenidos corresponden a esfuerzos desviadores de 46, 97 y 200 kPa, y una presión de confinamiento de 14 kPa.

Como se puede observar, en el caso de la muestra de suelo con un grado de saturación de 64.7%, los lazos se mantienen casi con la misma pendiente y el área dentro de los mismos permanecen de igual forma constante. Lo anterior, puede demostrar lo que se ha venido comentando hasta ahora, y es el hecho que a medida que el esfuerzo desviador se incrementa la deformación axial tiende a incrementar de igual forma.

Sin embargo, en este caso, la deformación axial obtenida es muy pequeña comparada con el incremento en la magnitud del esfuerzo desviador, siendo esta de aproximadamente 0.1% para un esfuerzo desviador de 200 kPa. Esto parece indicar que a medida que el suelo se encuentre en un estado predominantemente seco o presente contenidos de agua relativamente bajos, éste pueda presentar valores de rigidez iniciales que van ir creciendo a consecuencia de la repetición de la carga.

En el caso de las muestras con grados de saturación de 86.9 y 94.7%, los lazos histeréticos muestran una tendencia bien definida y confirman el comportamiento mostrado en gráficas anteriores. Lo que nos indica que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, las pendientes de los lazos tienden a la horizontal indicando una mayor deformabilidad del material y por ende, los valores de módulo empiezan a decrecer. Así mismo, el área que se observa dentro de cada uno de estos lazos, se ve de igual manera afectada por el nivel de esfuerzo aplicado. Por lo que a medida que esfuerzo desviador aumenta, el amortiguamiento del suelo se incrementa de igual forma.

Es importante también hacer notar, que a su vez los lazos mostrados presentan variaciones en cuanto a forma y simetría se refiere. Esto sin duda es más fácil de notar en el caso de la muestra con el grado de saturación más elevado.

#### *Arena limosa (SM)*

- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

Las Figs. 5.43 a 5.45 presentan las curvas  $E - \sigma_d$  correspondientes a la arena limosa, para los contenidos de agua 12.73, 23.32 y 27.69%. De los resultados mostrados, se desprende que el comportamiento de este material dista de lo observado para el caso del limo de baja compresibilidad.

En primera instancia, el efecto de la presión de confinante parece ser más evidente para este tipo de material, aunque en el caso de la muestra con el contenido de agua más bajo el efecto parece ser menor que en el caso de las muestras con contenidos de agua mayores. Sin embargo, la tendencia en todas ellas nos confirma que a mayor presión de confinamiento la magnitud del módulo de elasticidad aumenta.

Por lo que respecta a la amplitud del esfuerzo desviador, la muestra que fue secada (Fig. 5.43) presenta una fuerte dependencia, ya que a medida que el esfuerzo aumenta, el módulo de Young se incrementa de igual forma. En el caso de las muestras con contenidos de agua de 23.3 y 27.7% (Figs. 5.44 y 5.45) el comportamiento difiere sensiblemente del anterior, ya que en este caso, el material muestra que el valor de  $E$  parece mantenerse constante y sólo sufre un pequeño incremento para niveles de esfuerzo mayores a 100 kPa.

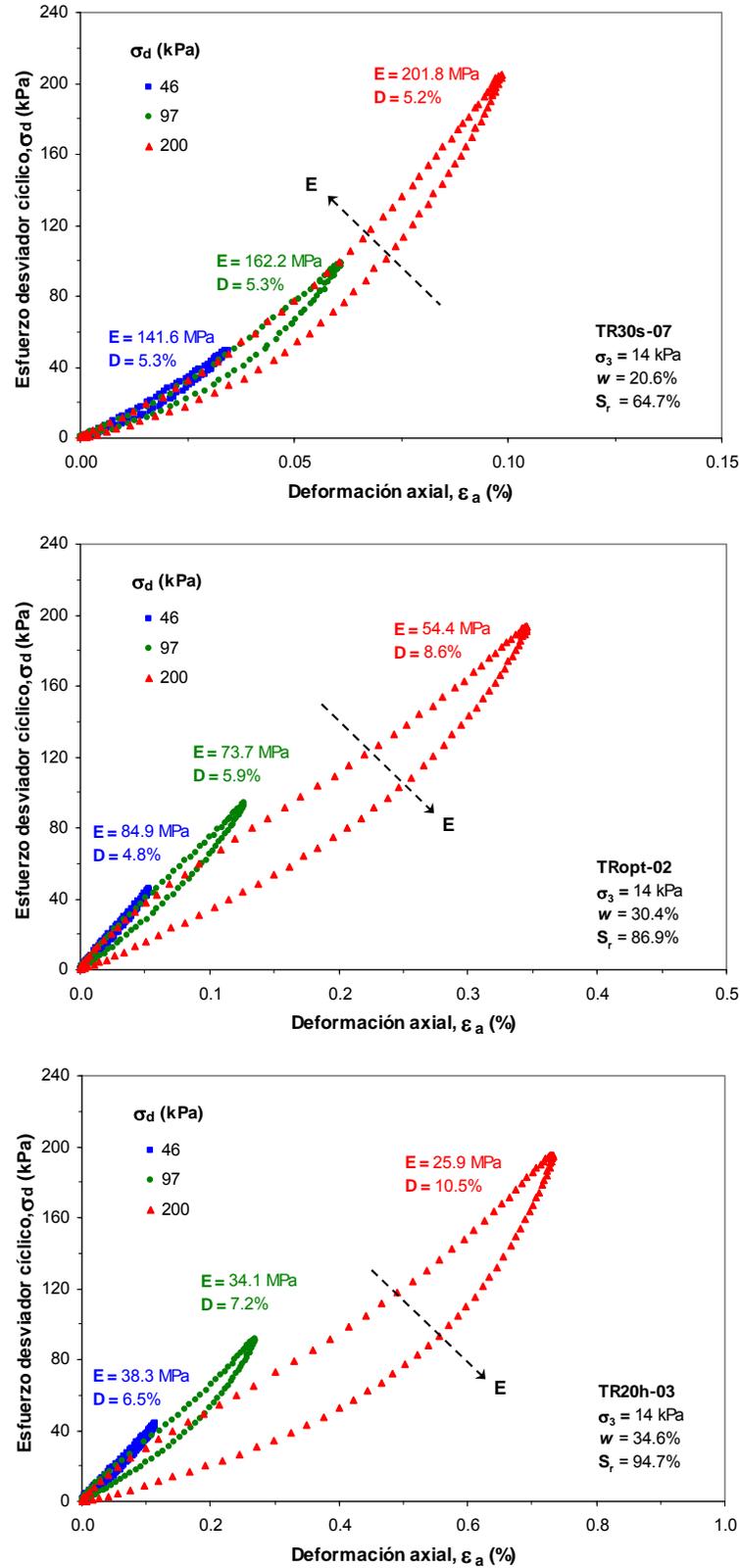


Figura 5.42. Variaciones de los lazos de histéresis de un suelo cohesivo con la deformación axial, para el ciclo 40 y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo ML).

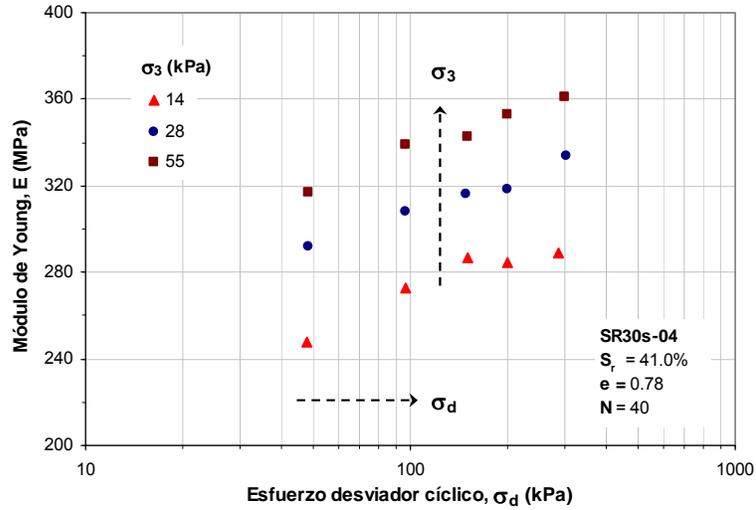


Figura 5.43. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 12.73\%$  (Suelo SM).

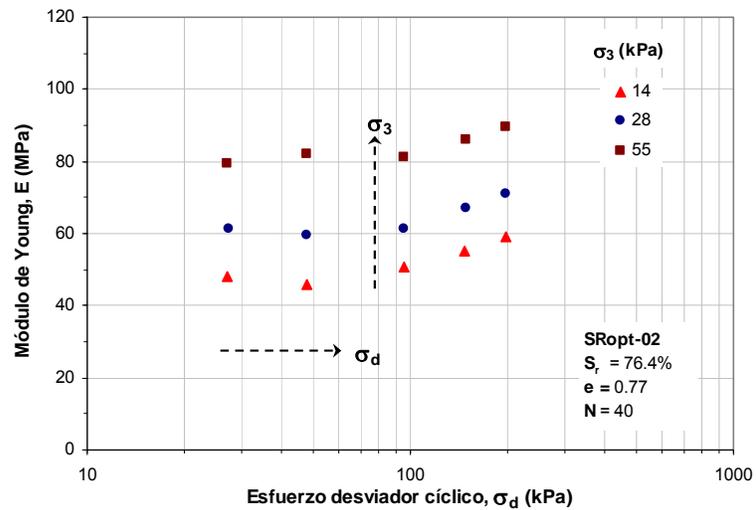
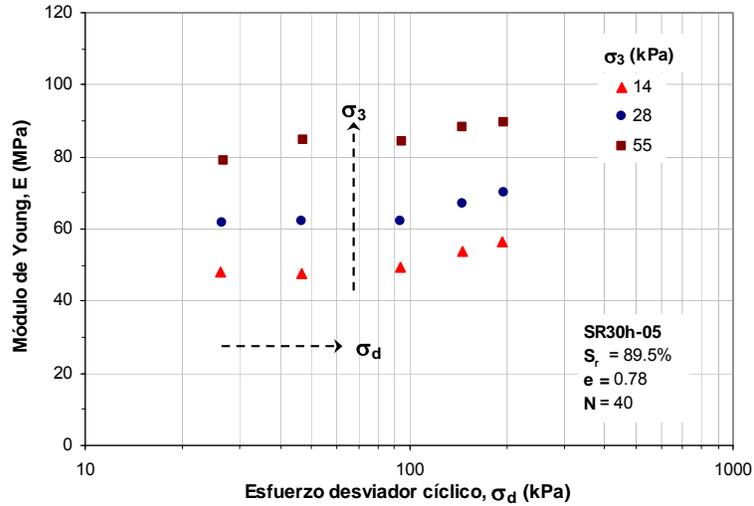
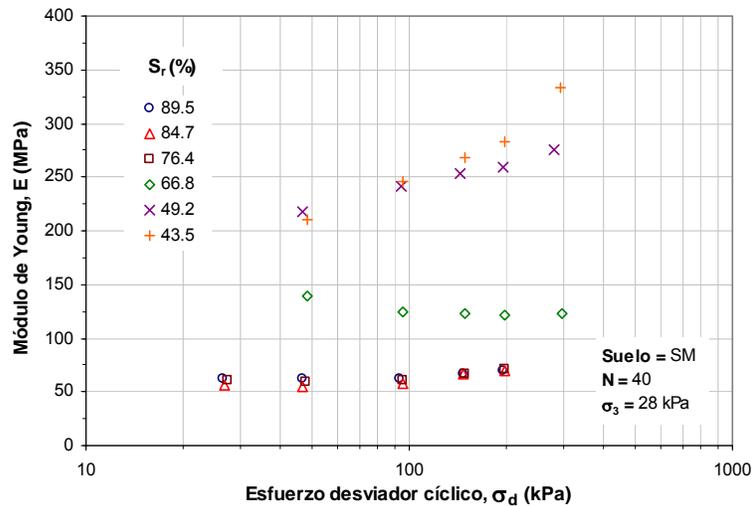


Figura 5.44. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 23.32\%$  (Suelo SM).

Con el fin de poder observar a mayor detalle este comportamiento, la Fig. 5.46 presenta las curvas  $E - \sigma_d$  correspondientes a 6 especímenes con diferentes grados de saturación y sujetos a una presión confinante de 28 kPa. Las curvas mostradas presentan lo opuesto por el limo, ya que en ninguno de los casos, los valores de E tienden a disminuir, excepto por lo mostrado para el grado de saturación del 66.8% ya que en este caso la disminución es apenas perceptible.



**Figura 5.45. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 27.69\%$  (Suelo SM).**



**Figura 5.46. Variación de E con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).**

En general, las curvas correspondientes a grados de saturación comprendidos entre 67 y 90% aproximadamente nos indican que E tiende a mantenerse casi constante. Por su parte, para grados de saturación por abajo del 67% los resultados nos indican que el módulo de Young tiende a incrementar conforme el esfuerzo desviador aumenta también.

Por lo anterior, es claro que la variación del módulo de Young con el esfuerzo desviador para los dos tipos de suelos ensayados no esta del todo definida. Probablemente esto se deba a las propias limitantes del equipo donde se llevaron a cabo los ensayos, o bien, por las condiciones en la que fueron ensayados los especímenes. Sin embargo, los resultados obtenidos parecen ser muy consistentes y nos ofrecen una primera aproximación hacia el comportamiento dinámico de los suelos para el rango de esfuerzos estudiados.

- Amortiguamiento histerético

Al igual que el punto anterior, se presentan las curvas  $D - \sigma_d$  experimentales correspondientes a los mismos especímenes analizados en el inciso anterior.

Por lo que corresponde al efecto de la presión de confinamiento, la muestra con el contenido de agua más bajo (Fig. 5.47) indica que ésta no tiene influencia sobre el amortiguamiento del suelo. Por su parte, las muestras correspondientes a los contenidos de agua de 23.32 y 27.69% (Figs. 5.48 y 5.49), nos muestran que las curvas tienden a trasladarse hacia abajo disminuyendo ligeramente los valores de amortiguamiento conforme la presión confinante aumenta.

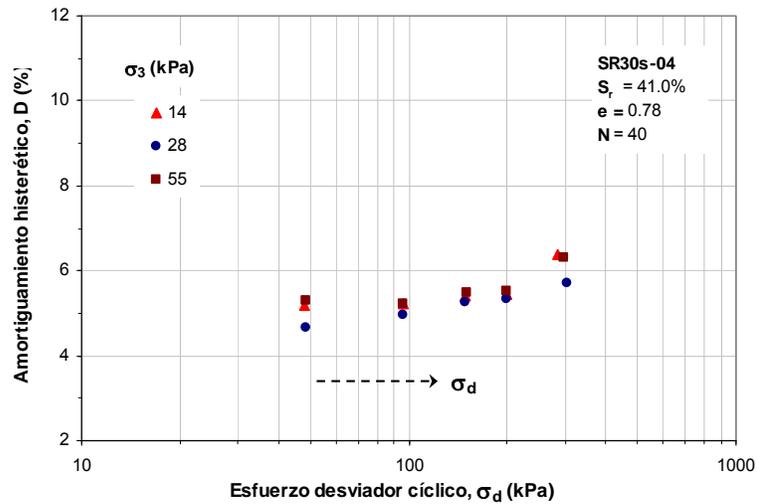


Figura 5.47. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 12.73\%$  (Suelo SM).

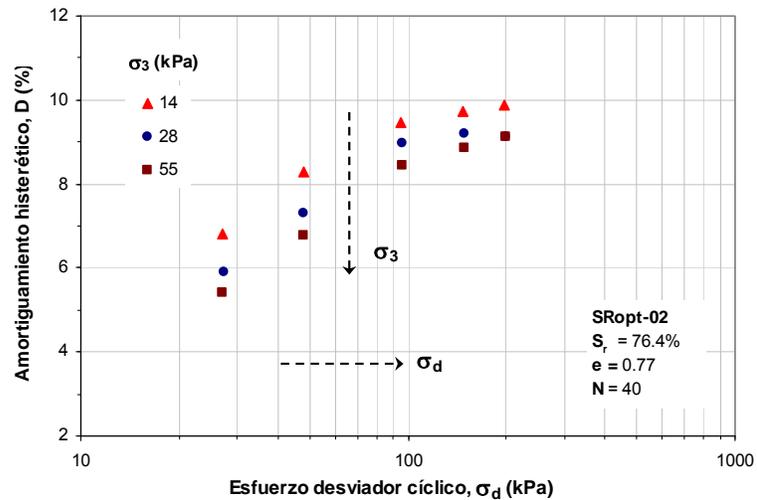
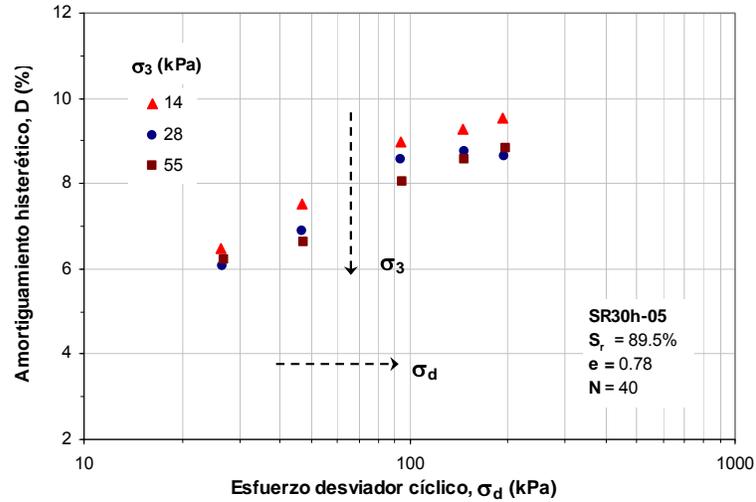
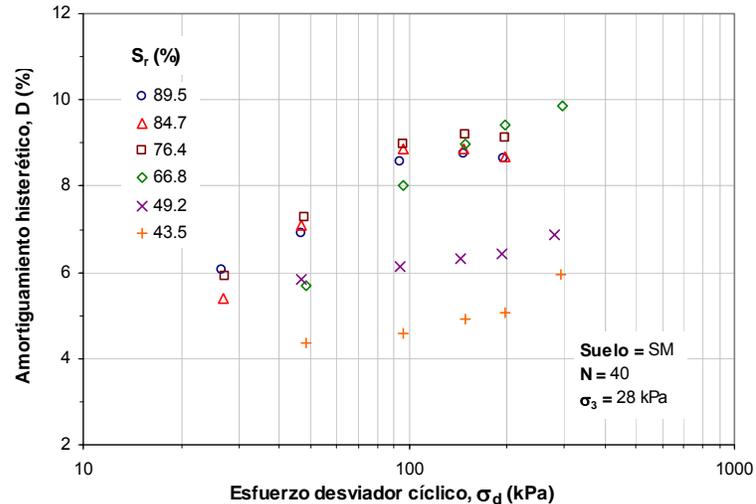


Figura 5.48. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 23.32\%$  (Suelo SM).



**Figura 5.49. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico y la presión de confinamiento para  $w = 27.69\%$  (Suelo SM).**

Por su parte, el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador es notorio en las tres muestras independientemente del contenido de agua presente en ellas. Y muestran que a medida que el esfuerzo desviador aumenta, el incremento del amortiguamiento es inminente. Lo anterior, parece indicarnos que el suelo disminuye su capacidad disipadora de energía cuando éste es sometido a un nivel de esfuerzos cada vez más grande, provocando así una disminución en la rigidez del mismo. Este hecho podría contrariar lo observado en las curvas  $E - \sigma_d$  obtenidas para las mismas muestras de suelo, ya que dichas curvas muestran que el suelo podría rigidizarse a medida que el esfuerzo desviador se incrementaba. Sin embargo, las gráficas presentadas en este apartado, reflejan lo contrario.



**Figura 5.50. Variación de D con el esfuerzo desviador cíclico para muestras con diferentes grados de saturación y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).**

De igual manera, la Fig. 5.50 muestra la variación del amortiguamiento con el esfuerzo desviador para 6 muestras con diferentes grados de saturación y una presión de confinamiento de 28 kPa. En ella se puede observar que la tendencia es la misma comentada en el párrafo anterior, sin embargo, este incremento del amortiguamiento parece ser más evidente para grados de saturación por arriba del 67%. Así mismo, los valores de amortiguamiento obtenidos para este caso, van desde 5 hasta el 10% aproximadamente y corresponden a esfuerzos desviadores del orden de 28 y 200 kPa, respectivamente.

- Variación de los lazos de histéresis con la amplitud de deformación

La Fig. 5.51 muestra los lazos de histéresis a partir de los cuales se determinaron los valores de E y D, respectivamente. Cabe mencionar que los lazos corresponden a los obtenidos para esfuerzos desviadores de 46, 97 y 200 kPa, para la presión de confinamiento más baja.

Al igual que en el caso del limo de baja compresibilidad, los lazos fueron graficados en función del nivel de esfuerzo aplicado para cada muestra con un contenido de agua específico. Esto con el fin de resaltar el efecto de la forma del lazo en la determinación de los parámetros dinámicos. Como se puede observar, en los tres casos el lazo de histéresis tiende a ser más curvo a medida que el esfuerzo desviador aumenta, lo que provoca que los valores de E aumenten, especialmente en los casos donde el grado de saturación es más elevado.

Por otro lado, sabemos que el módulo de Young (E) se determina a partir de la pendiente de la línea que une ambos extremos del lazo, razón por la cual es denominado de igual forma como módulo secante. De esta manera, esa pendiente debería indicar una inclinación promedio de todo el lazo correspondiente a un ciclo de carga. Sin embargo, la forma en que se está determinando dicho módulo podría caer en un error de concepto, ya que en los casos anteriores, el módulo obtenido reflejaría más bien una pendiente que es tangente a la etapa de carga del ciclo, y que diferiría en gran medida a la pendiente en la etapa de descarga.

Lo que si es un hecho, es que la forma del lazo también está reflejando cierto comportamiento del suelo y que en general si pudiéramos obtener la inclinación promedio de cada uno de ellos, se pudiera afirmar que estos van tendiendo a la horizontal a medida que la deformación axial incrementa, y consecuentemente nos arrojaría valores de E por debajo del inicial y no al contrario como se observa en estos casos.

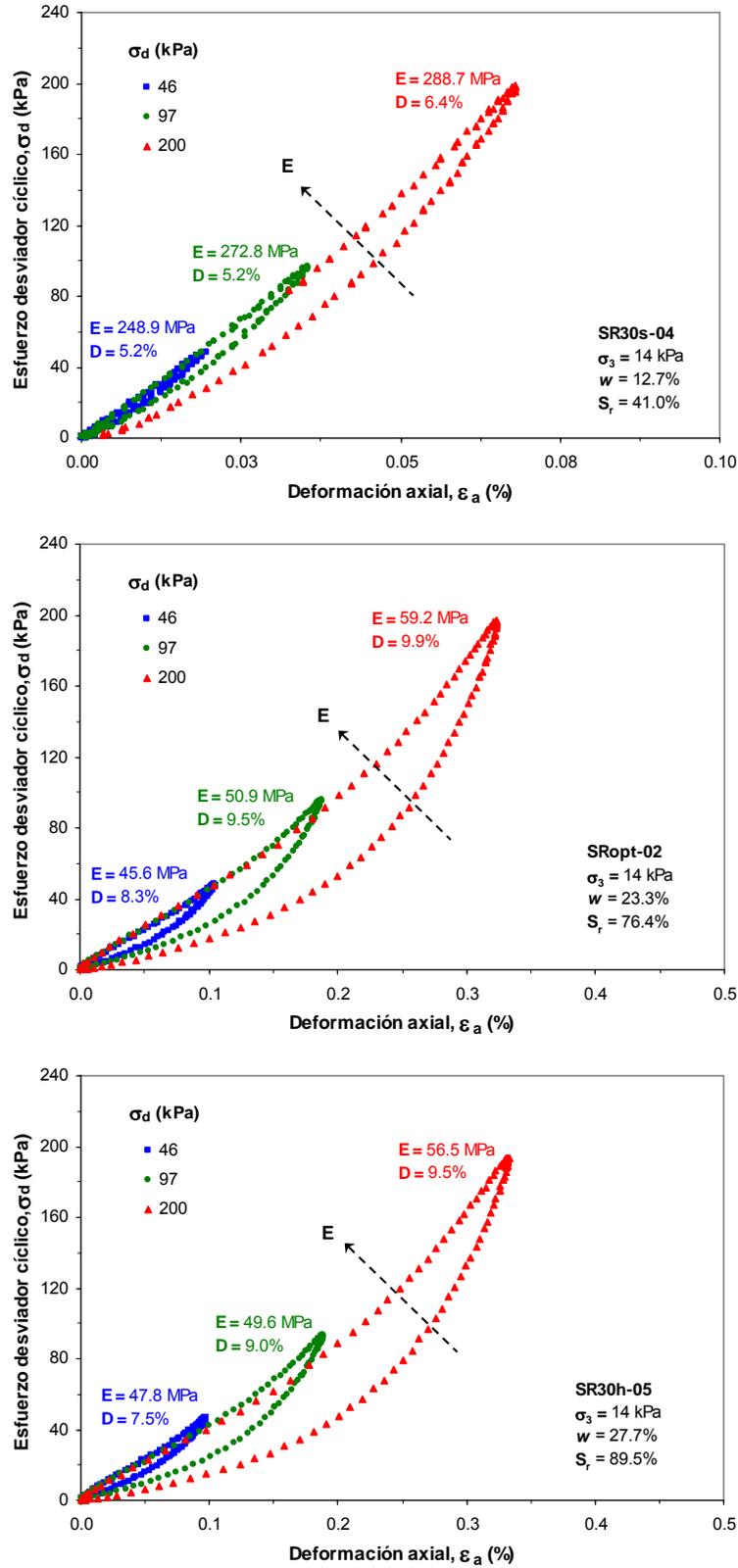


Figura 5.51. Variaciones de los lazos de histéresis para el ciclo 40 de una arena con la deformación axial y una presión de confinamiento de 14 kPa (Suelo SM).

### 5.5.3 Influencia del contenido de agua y grado de saturación

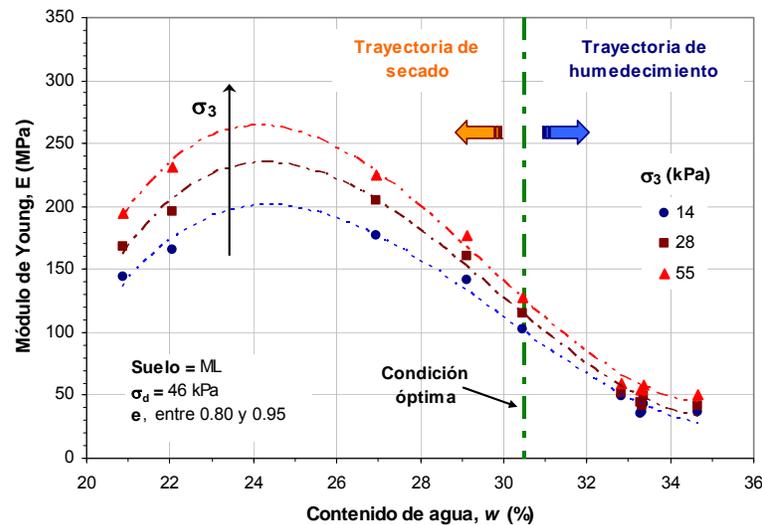
Las condiciones ambientales imponen transferencias de humedad y cambios de temperatura sobre las condiciones iniciales de los suelos. Como consecuencia de estos cambios, se producen deformaciones en los materiales compactados y por ende, una modificación de su rigidez. En lo siguiente, se muestran y analizan los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos para ambos tipos de suelos, evaluando los efectos que tienen el contenido de agua y el grado de saturación, en el módulo de Young (E) y el amortiguamiento (D) para diferentes condiciones de esfuerzos.

Cabe señalar, que los puntos mostrados en las gráficas, corresponden a los valores promedio de E y D obtenidos de las muestras con contenido de agua similares. La información de donde fue extraídos dichos gráficos puede resumirse en las Tablas 1 a la 4 del anexo C.

*Limo de baja compresibilidad (ML)*

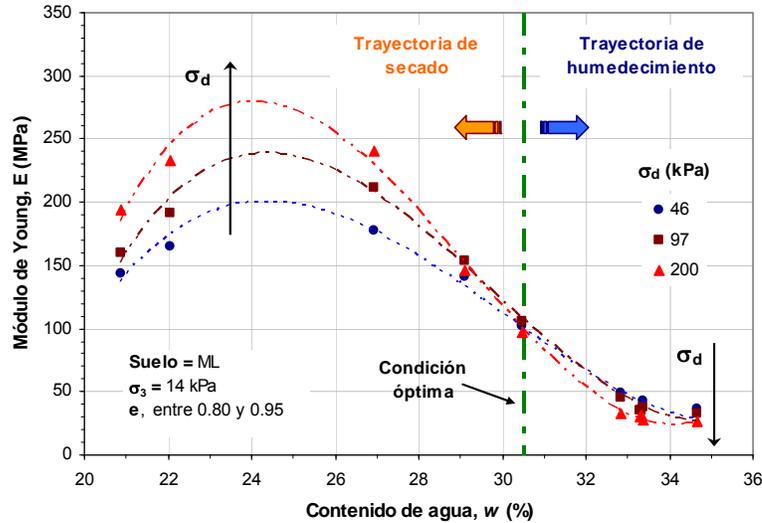
- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

Para evaluar el efecto del aumento o reducción de la humedad del suelo sobre su rigidez, las Figs. 5.52 y 5.53 muestran la variación de E con el contenido de agua para diferentes estados de esfuerzos. En ellas, se puede apreciar una tendencia similar a la mostrada en una curva de compactación, que nos indica que para contenidos de agua muy bajos los valores de E tienden a incrementar hasta un máximo ( $E_{m\acute{a}x}$ ) y a medida que el contenido de agua empieza a aumentar, el módulo empieza a decrecer rápidamente siguiendo una pendiente bien definida.



**Figura 5.52. Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).**

La Fig. 5.52 mostrada, fue obtenida manteniendo un esfuerzo desviador constante y variando la presión de confinamiento al interior de la cámara triaxial. El efecto de ésta última es notorio, y confirma lo expuesto anteriormente, ya que a medida que la presión de confinamiento aumenta las curvas tienden a desplazarse hacia la parte superior obteniendo valores de E cada vez mayores. De igual forma, este efecto es aún más evidente para las muestras que fueron secadas que para las que se humedecieron.



**Figura 5.53. Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).**

Así mismo, en la Fig. 5.53 se puede ver el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador sobre las curvas E – w, para una presión de confinamiento constante, en este caso se optó por presentar la de menor magnitud (14 kPa). Como podemos notar, el efecto es menor para las muestras con contenidos de agua superiores al 28% que para las muestras con contenidos de agua menores a éste. En este caso, las variaciones en magnitud de E llegaron a ser de hasta un 40% para un contenido de agua del 27% aproximadamente entre el módulo determinado para un esfuerzo desviador de 46 kPa y 200 kPa, respectivamente.

Es importante mencionar de igual forma, que en el caso de la figura anterior, es evidente el cambio de comportamiento que experimenta el suelo a medida que éste adquiere o pierde humedad. Por ejemplo, la zona correspondiente a contenidos de agua mayores al 30% muestra que a medida que el esfuerzo desviador se incrementa los valores de E tienden a disminuir, por el contrario, las muestras con contenidos de agua menores a 28%, los valores de E tienden a crecer a medida que el esfuerzo desviador se incrementa. Entre estos dos valores de contenido de agua, al parecer se encuentra la transición entre ambos comportamientos.

Por otro lado, las Figs. 5.54 y 5.55, muestran la misma información de las figuras anteriores, pero en este caso, los valores del módulo de Young se graficaron en función del grado de saturación. En ellas se puede observar la variación de E para un rango comprendido entre el 65 y 95% de saturación. Como se puede ver, las tendencias obtenidas son similares a las graficadas en función del contenido de agua, por lo que su explicación estaría demás debido a la correspondencia entre una y otra propiedad.

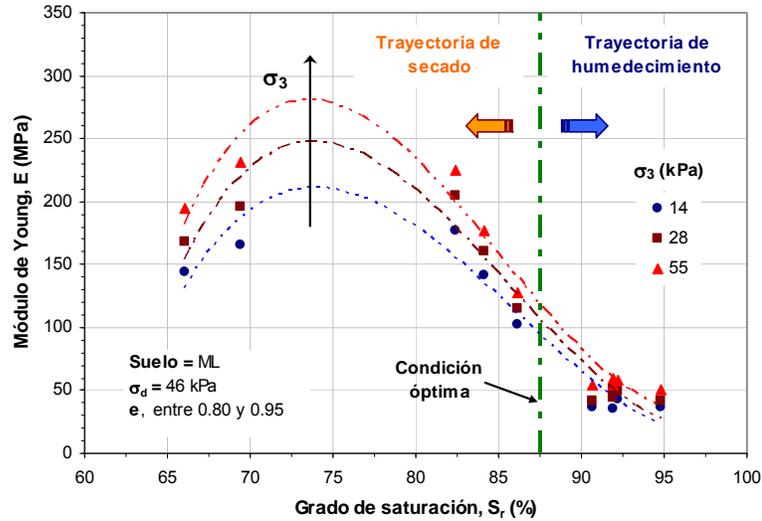


Figura 5.54. Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

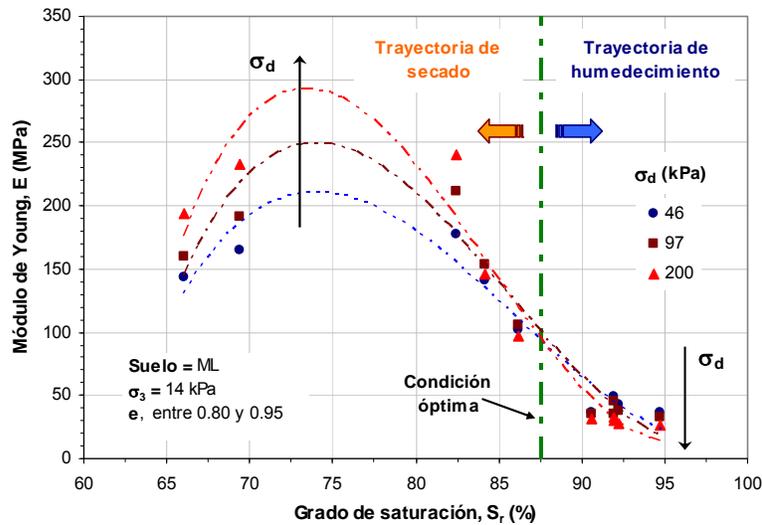


Figura 5.55. Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

- Amortiguamiento histerético

Por lo correspondiente a la variación del amortiguamiento con el contenido de agua y el grado de saturación, las Figs. 5.56 a la 5.59 muestran dichas relaciones para cada condición de humedad considerada. En este caso, las tendencias mostraron características particulares que a continuación discutiremos brevemente.

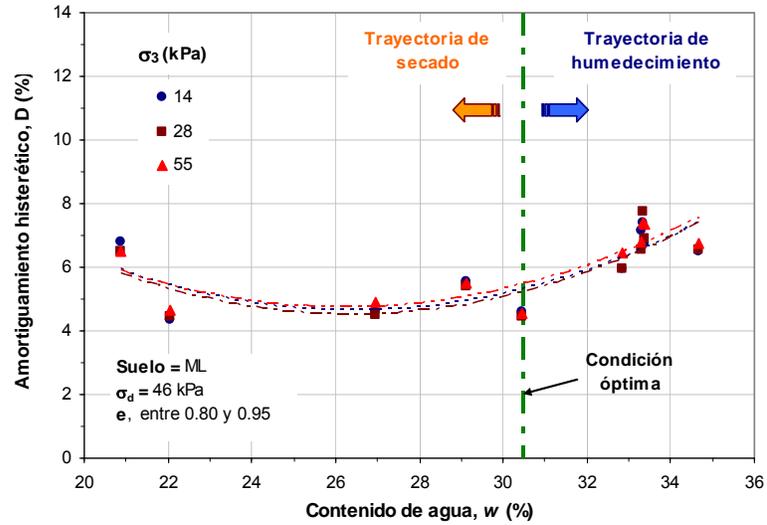


Figura 5.56. Variación de  $D$  con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

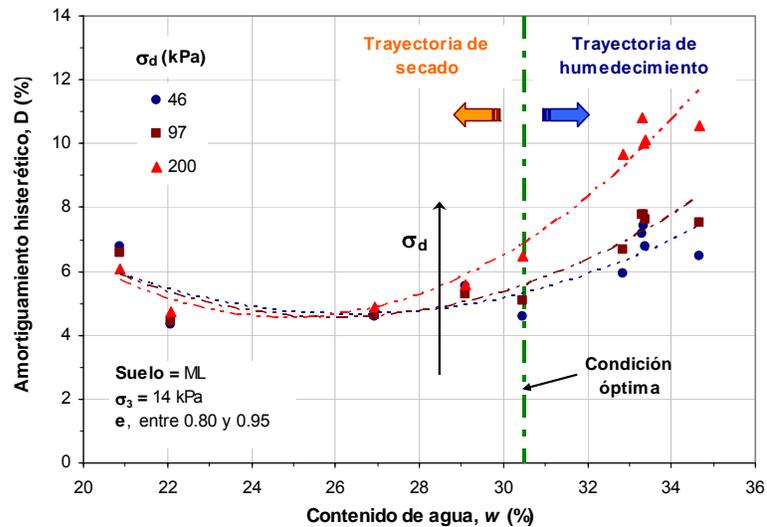


Figura 5.57. Variación de  $D$  con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

En general, los resultados indican que si el grado de saturación – asociado al contenido de agua presente en el suelo – aumenta, el amortiguamiento se incrementa de igual forma. Así mismo, esta tendencia es más evidente para el esfuerzo desviador de 200 kPa y para grados de saturación y contenidos de agua por arriba del 80 y 28%, respectivamente. Para valores menores a éstos, el valor del amortiguamiento tiende a ser el mismo independientemente del esfuerzo desviador aplicado.

De igual forma, puede notarse que para un esfuerzo desviador dado, el efecto de la presión de confinamiento podría decirse que es despreciable, por lo menos hasta el valor máximo estudiado (55 kPa).

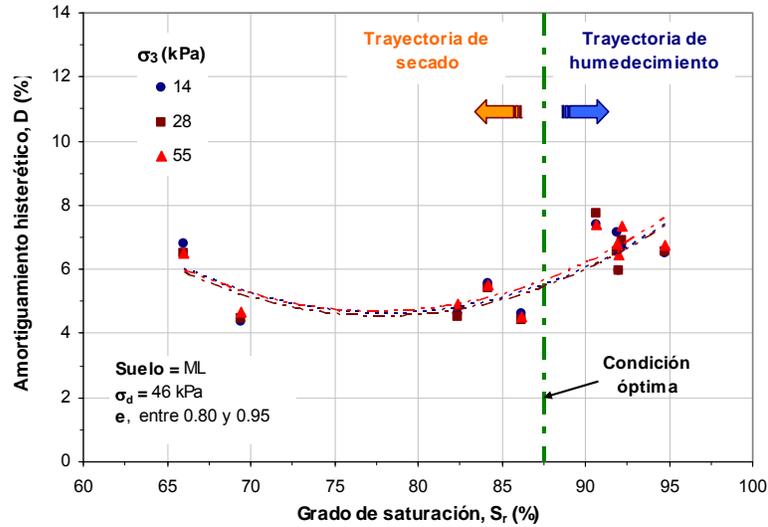


Figura 5.58. Variación de  $D$  con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).

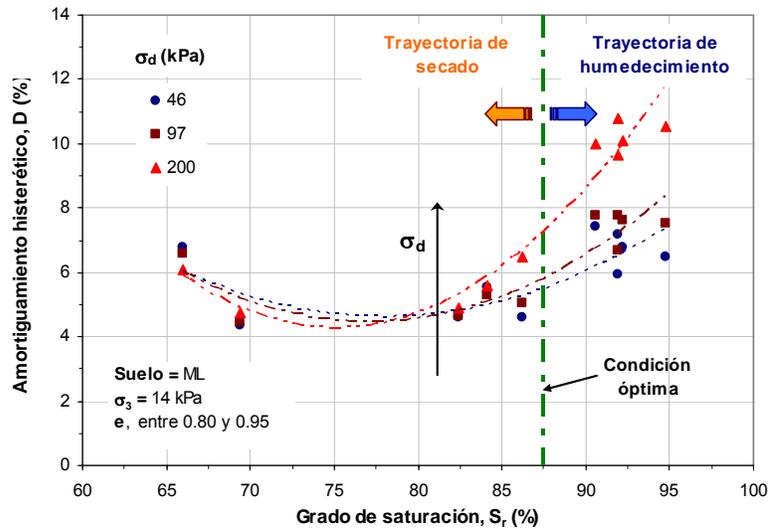


Figura 5.59. Variación de  $D$  con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).

Cabe señalar, que las gráficas aquí presentadas fueron seleccionadas de todas las combinaciones de presiones de confinamiento y esfuerzos desviadores aplicados. Sin embargo, éstas son representativas del comportamiento en general observado. Por su parte, en las Figs. 1 a la 8 del anexo D se presentan las curvas  $E - w$  y  $D - w$ , obtenidas para esfuerzos desviadores de 97 y 200 kPa, y para las presiones de confinamiento de 28 y 55 kPa, respectivas.

Por lo anterior, es evidente que el contenido de agua y grado de saturación presentes en el suelo juegan un papel muy importante en su comportamiento dinámico para el rango de esfuerzos aquí estudiados.

*Arena limosa (SM)*

- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

En las Figs. 5.60, 5.61, 5.62 y 5.63, se muestra la evolución del módulo de Young con el contenido de agua y grado de saturación para la arena limosa estudiada. De los resultados obtenidos, se puede notar la clara dependencia que presenta E con el contenido de agua o grado de saturación. Se observa que el módulo de elasticidad (E) disminuye al aumentar la cantidad de agua presente en el suelo para cualquier presión de confinamiento y para cualquier magnitud de esfuerzo desviador aplicado. Cabe señalar, que esta variación es mayor para las muestras con contenidos de agua o grados de saturación menores al óptimo de compactación, que para valores por encima de éste.

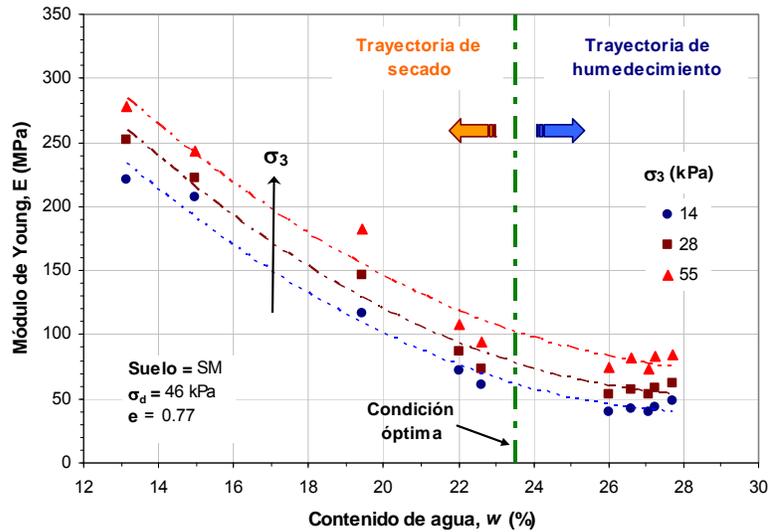


Figura 5.60. Variación de E con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

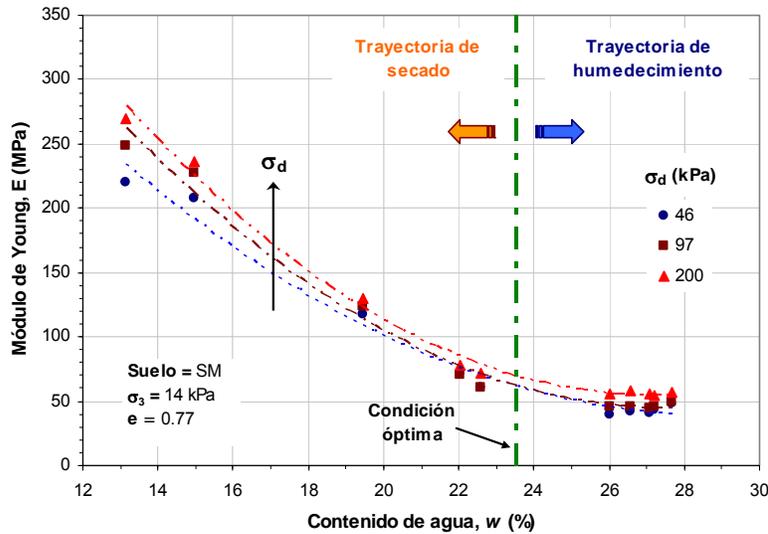


Figura 5.61. Variación de E con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

Por su parte, en la Fig. 5.61, puede apreciarse que para una presión de confinamiento de 14 kPa y un esfuerzo desviador de 200 kPa, es de esperarse valores de E del orden de 270 MPa y 60 MPa para contenidos de agua de 13% y 27%, respectivamente. De igual forma, ha de notarse que para este nivel de confinamiento el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador no es muy significativo, excepto en muestras con contenidos de agua por abajo del 16%.

Para observar la variación de E con el grado de saturación, las Figs. 5.62 y 5.63 muestran los resultados obtenidos a partir de las gráficas anteriores. Así, especímenes con altos grados de saturación tendrán valores de módulos de Young bajos para cualquier condición de esfuerzo al que estén sometidos.

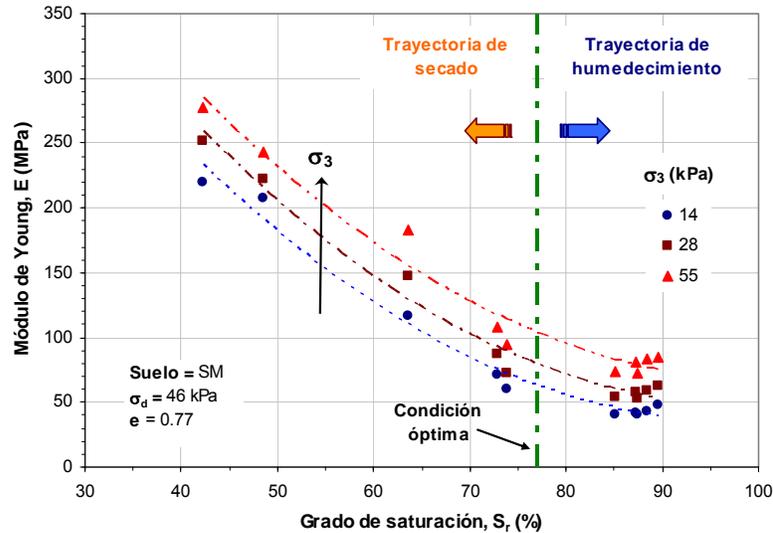


Figura 5.62. Variación de E con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

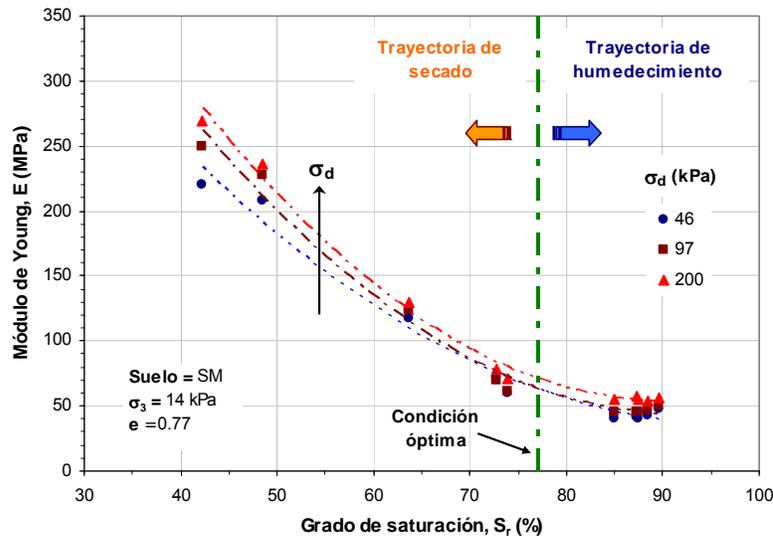


Figura 5.63. Variación de E con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

- Amortiguamiento histerético

Las Figs. 5.64 y 5.65, muestran los valores de D obtenidos al variar el contenido de agua del suelo. La primera de ellas, corresponde a muestras ensayadas con un esfuerzo desviador de 46 kPa y variando la presión de confinamiento. Por su parte, la segunda fue obtenida manteniendo una presión de confinamiento de 14 kPa y variando la magnitud del esfuerzo desviador aplicado.

En el caso donde el esfuerzo desviador se mantuvo constante (Fig. 5.64), se puede apreciar que el efecto de la presión confinante es apenas perceptible, por lo que no se pudo definir de forma clara la influencia de esta sobre el amortiguamiento del suelo.

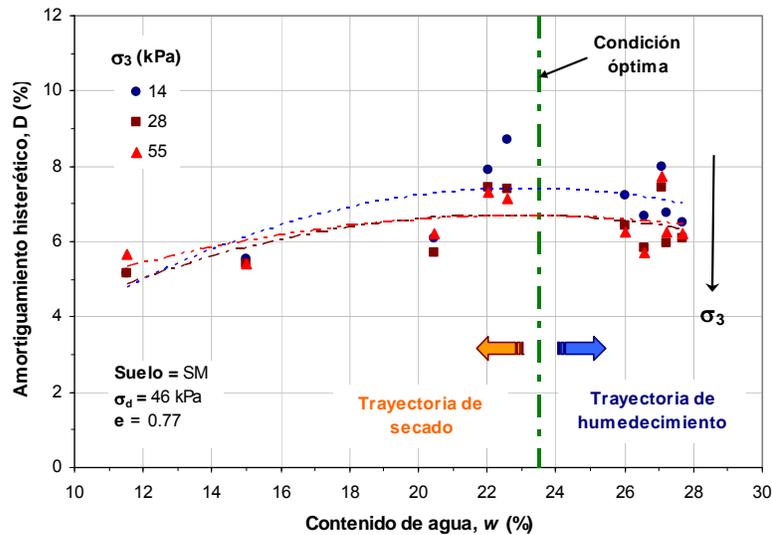


Figura 5.64. Variación de D con el contenido de agua para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

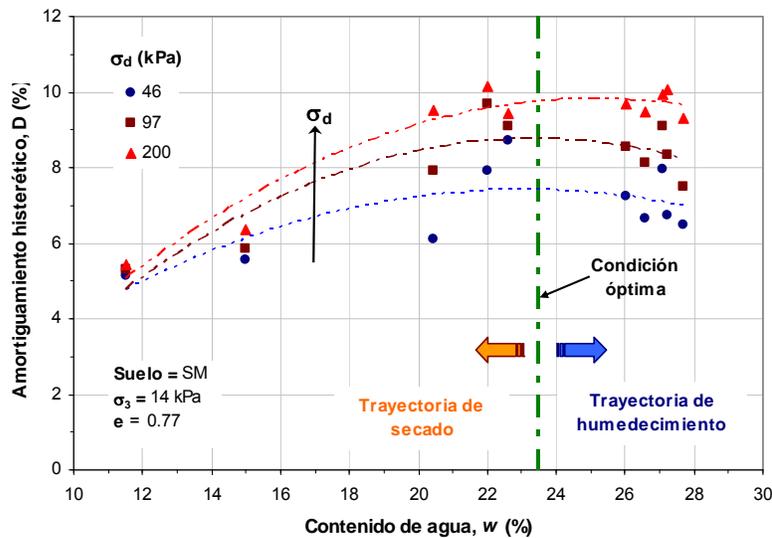
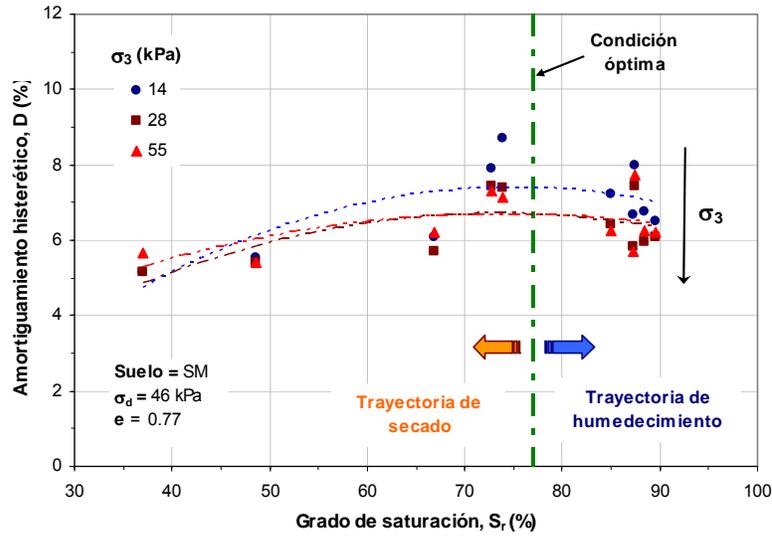


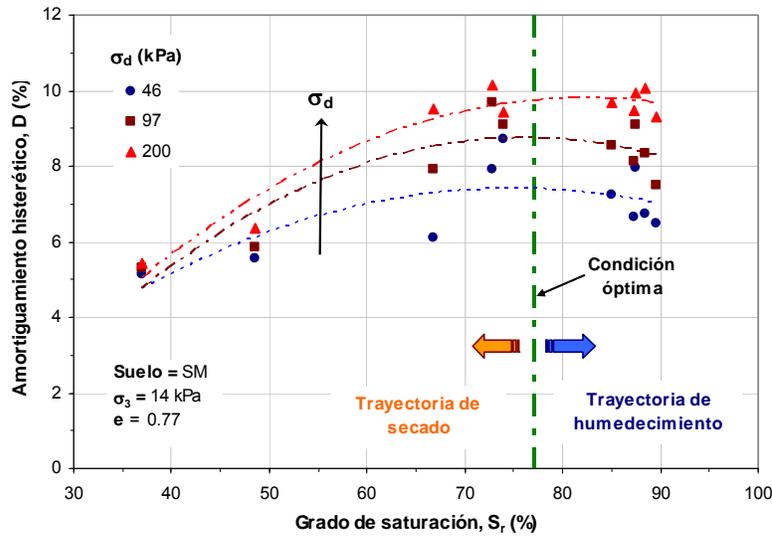
Figura 5.65. Variación de D con el contenido de agua para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

Por otro lado, la Fig. 5.65, nos muestra que para un contenido de agua y una presión de confinamiento dados, la magnitud de  $D$  incrementa a medida que el esfuerzo desviador aumenta también. Esto es aun más notable, cuando el contenido de agua se encuentra por arriba del 16%. Así mismo, las curvas nos indican que cuando el contenido de agua aumenta, el amortiguamiento tiende a incrementar hasta cierto valor pico, siendo este incremento aun mayor en cuanto la magnitud del esfuerzo desviador sea de igual forma importante. Posterior a dicho valor,  $D$  tiende a disminuir ligeramente.

Por lo que corresponde a la variación de  $D$  con el grado de saturación, las Figs. 5.66 y 5.67, muestran dicha relación tomando en cuenta las mismas condiciones de esfuerzo consideradas en las gráficas anteriores. A partir de ellas, es posible de igual forma confirmar lo antes expuesto.



**Figura 5.66.** Variación de  $D$  con el grado de saturación para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).



**Figura 5.67.** Variación de  $D$  con el grado de saturación para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

### 5.5.4 Influencia de la succión

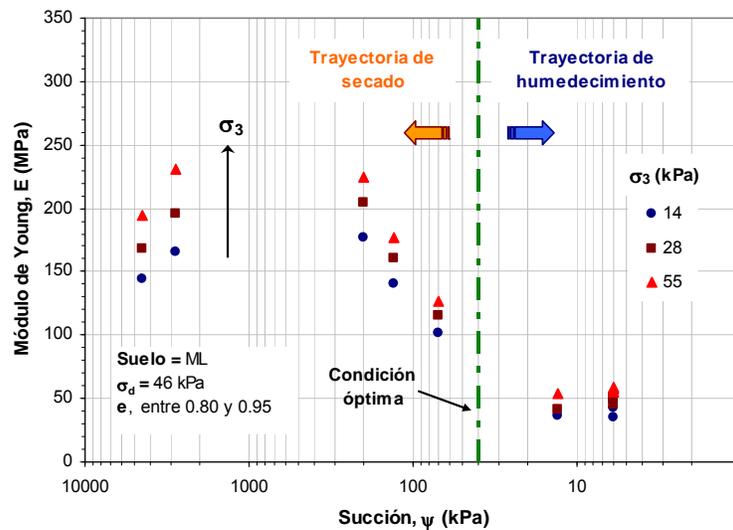
Existe una amplia evidencia de campo que demuestra cómo se incrementan los módulos cuando desciende la humedad. De igual manera, se han publicado a la fecha numerosos estudios experimentales (como los comentados en el capítulo 2) sobre el efecto de la succión en los módulos dinámicos de los materiales.

Si bien se ha venido observando la influencia que tiene el contenido de agua y grado de saturación sobre la rigidez y amortiguamiento de los suelos, en este inciso se habrá de subrayar como la variable succión afecta a dichas propiedades en estudio.

*Limo de baja compresibilidad (ML)*

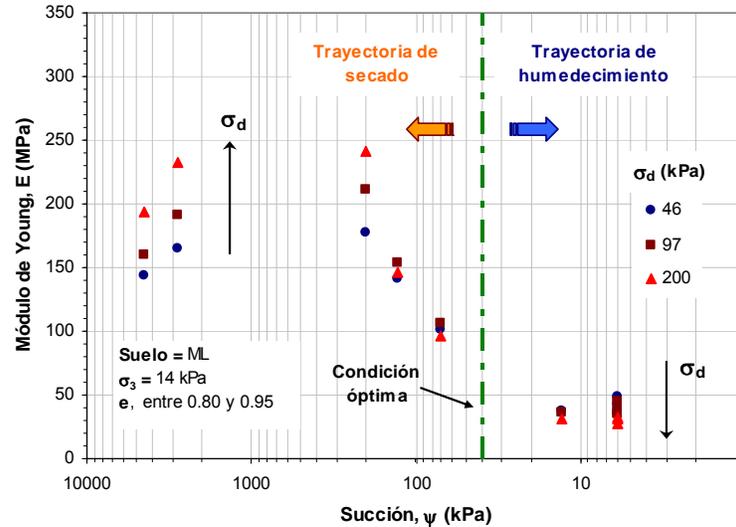
- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

En las Figs. 5.68 y 5.69 se presenta la tendencia de E observada para cada una de las pruebas realizadas en el limo de baja compresibilidad al disminuir o aumentar la succión presente en cada una de las muestras ensayadas. Así mismo, los valores de succión asociados a cada grado de saturación presentes en dichas muestras, fueron determinados a partir de las curvas características obtenidas para una presión de sobrecarga de 0 kPa.



**Figura 5.68. Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).**

Es evidente que las curvas presentadas, siguen las mismas tendencias como las mostradas en función del contenido de agua y grado de saturación, respectivamente. Lo que también es particularmente interesante es que estas curvas sean geoméricamente semejantes a las curvas de compactación, siendo la presión de confinamiento un símil de la energía de compactación. De ser así, se puede observar que para valores de succión comprendidos entre 300 y 2000 kPa el suelo podría alcanzar valores de E máximos. Sin embargo, esto no puede ser realmente confirmado debido a la falta de datos experimentales en esta zona.



**Figura 5.69. Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).**

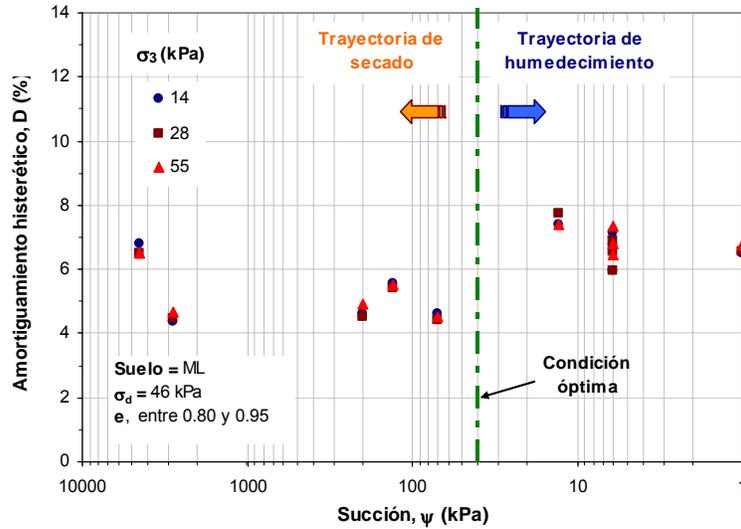
Por lo que se refiere a la presión de confinamiento, es claro que las curvas tiendan a desplazarse hacia arriba mostrando valores de E cada vez mayores. Esto debido a que al aplicar el esfuerzo confinante, el volumen de vacíos presente en las muestras se reduce, lo cual conduce a una densificación del material con el consecuente aumento en su rigidez independientemente del valor de succión presente en ellas.

En el caso del efecto de la amplitud del esfuerzo desviador, éste nos muestra que el efecto puede llegar a ser importante para valores de succión por arriba de los 200 kPa, mientras que para valores por debajo de éste, la variación de E podría ser casi imperceptible.

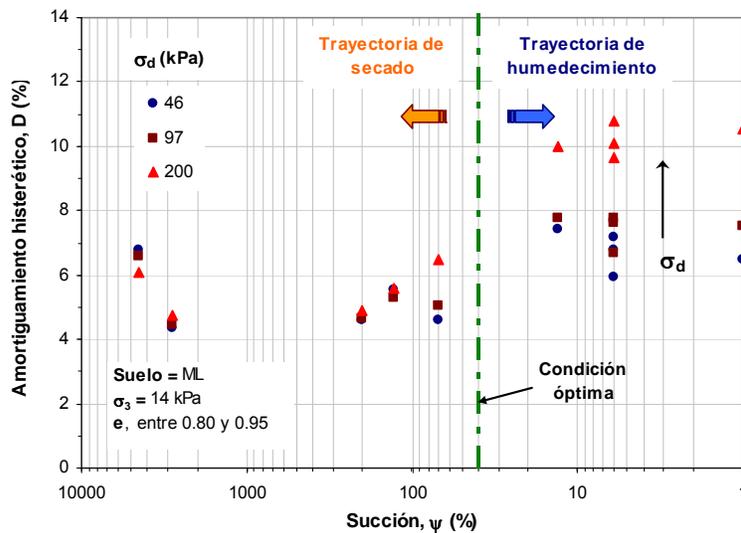
- Amortiguamiento histerético

El efecto de la succión sobre el amortiguamiento puede apreciarse en las Figs. 5.70 y 5.71 siguientes. La primera de ellas, muestra la variación de D con la succión para un esfuerzo desviador de 46 kPa y tres niveles de confinamiento, mientras que la segunda presenta las curvas correspondientes a tres amplitudes de esfuerzo desviador y una presión de confinamiento de 14 kPa.

De las figuras antes citadas, es claro que el efecto de la succión en el amortiguamiento no está del todo definido. Sin embargo, puede notarse una ligera tendencia que nos indica que a medida que la succión del suelo aumenta, el amortiguamiento disminuye, siendo esto aún más evidente para un esfuerzo desviador de 200 kPa y para un rango de succión comprendido entre 1 y 200 kPa. De esta manera la variación más importante mostrada, fue para el caso del esfuerzo desviador de 200 kPa, donde el valor del amortiguamiento aumentó de un valor de 5 a un 10% aproximadamente.



**Figura 5.70. Variación de  $D$  con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo ML).**

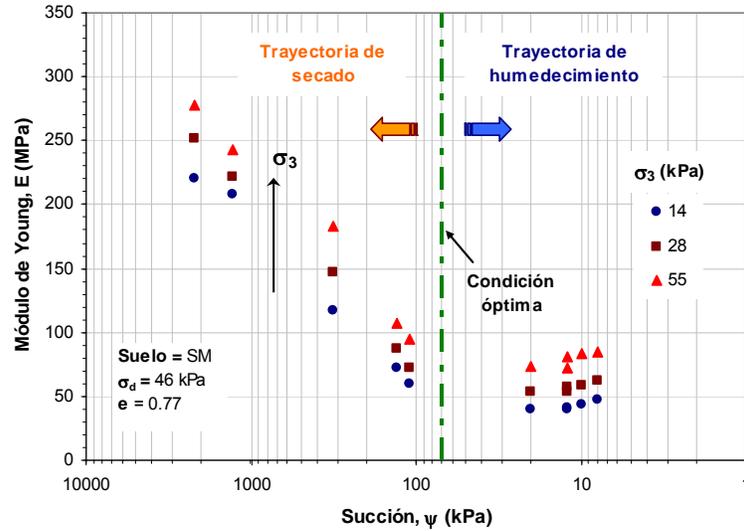


**Figura 5.71. Variación de  $D$  con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo ML).**

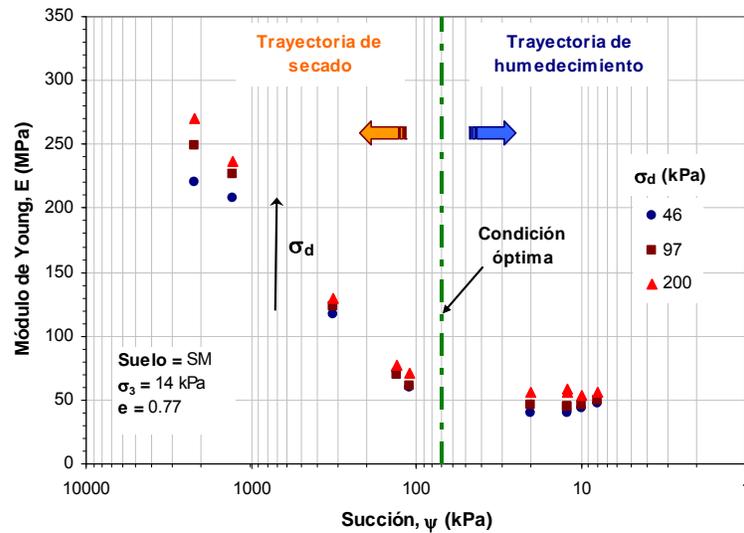
*Arena limosa (SM)*

- Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente

Los resultados presentados en las Figs. 5.72 y 5.73 indican que la succión del suelo tiene mayor influencia en el módulo de Young que la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador aplicado. Así mismo, la tendencia nos indica que a medida que la succión aumenta los valores de  $E$  crecen también, pudiendo llegar hasta valores del orden de los 250 MPa para un valor de succión de 2000 kPa. Por otro lado, es evidente también, que el módulo de elasticidad incrementa de manera importante cuando la succión es mayor a 70 kPa y para valores menores a éste la variación es prácticamente despreciable.



**Figura 5.72. Variación de E con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).**



**Figura 5.73. Variación de E con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).**

- Amortiguamiento histerético

Las Figs. 5.74 y 5.75 presentan las relaciones entre la succión y el amortiguamiento para diferentes condiciones de esfuerzo. En ambos casos se puede notar una ligera tendencia que demuestra que para un esfuerzo desviador dado, el amortiguamiento del suelo tiende a disminuir a medida que la succión del suelo se incrementa. Este decremento de igual forma, es más notorio cuando la muestra de suelo es llevada a valores de succión por arriba del correspondiente a las condiciones de humeado óptima de compactación y para esfuerzos desviadores altos.

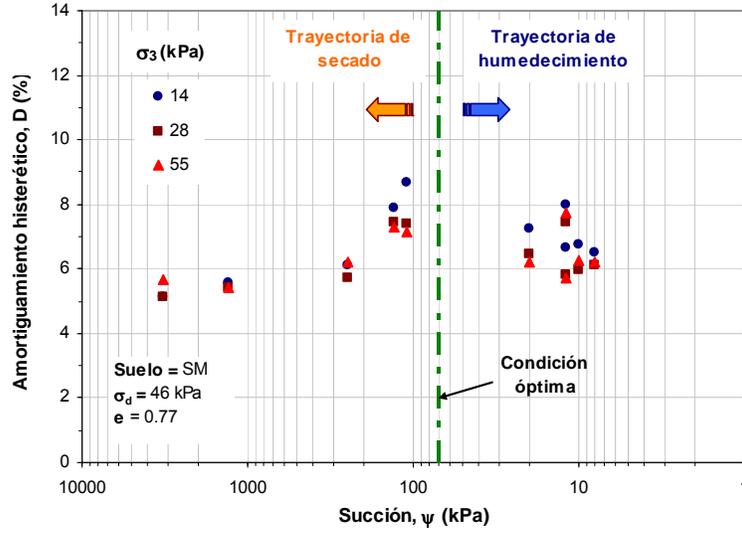


Figura 5.74. Variación de  $D$  con la succión para diferentes presiones de confinamiento y una misma amplitud de esfuerzo desviador (Suelo SM).

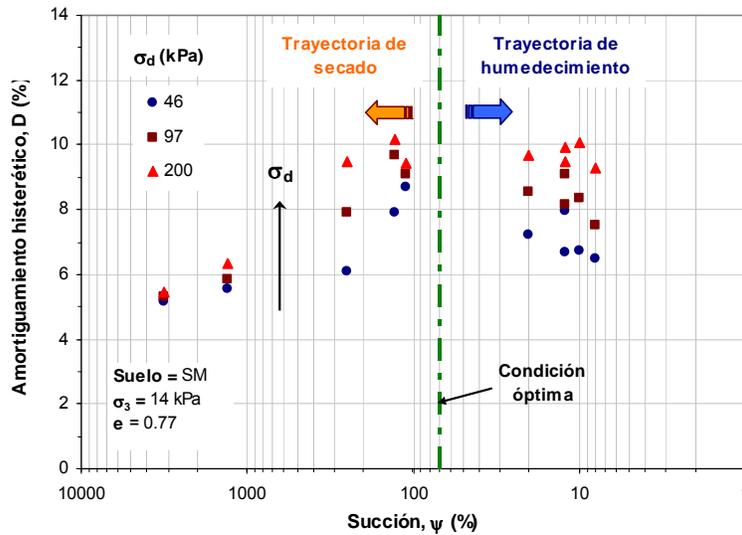


Figura 5.75. Variación de  $D$  con la succión para diferentes amplitudes de esfuerzo desviador y una misma presión de confinamiento (Suelo SM).

## CAPÍTULO 6

### MODELACIÓN Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS

#### 6.1 Introducción

Uno de los problemas que se tiene al determinar los parámetros dinámicos del suelo es que no son propiedades únicas y pueden variar tanto en forma espacial como temporal. En el caso de los suelos no saturados, esas variaciones son atribuidas principalmente al estado de esfuerzos y a la cantidad de agua presente en ellos.

Así mismo, con el fin de caracterizar el comportamiento de un suelo no saturado sometido a carga cíclica, se han realizado varios intentos por establecer expresiones analíticas que permitan predecir el efecto de la variación de humedad en las características de deformación de estos. Sin embargo, esos intentos no han sido del todo satisfactorios ya que la cantidad de variables y rangos de medición involucrados han sido diferentes en cada caso, y esto a su vez, ha hecho difícil precisar la conveniencia para su aplicación.

Por lo anterior, es deseable disponer de modelos que permitan estimar de forma adecuada y rápida las propiedades mecánicas de los suelos. Así, uno de los objetivos planteados al inicio de la presente investigación fue el de evaluar la aplicabilidad de alguna de las técnicas analíticas conocidas para el modelado del comportamiento de los suelos en estudio y definir a partir de éstas, el modelo que permita predecir de la mejor forma los parámetros dinámicos (E y D) estudiados para el rango de esfuerzos considerados.

Por otro lado, dado que los valores de amortiguamiento obtenidos presentaron una mayor dispersión durante el desarrollo de las pruebas, en este capítulo, se optó por modelar únicamente el valor de E y  $q_u$  del suelo. De esta manera, un modelo derivado a partir del principio de la proporcionalidad natural propuesto por el Dr. Eulalio Juárez Badillo fue utilizado para la predicción de las relaciones  $q_u - \psi$  y  $E - \psi$ . El marco de referencia del modelo, así como su deducción, se presenta a continuación.

#### 6.2 Modelos constitutivos para predecir la rigidez en suelos no saturados

El desarrollo de modelos constitutivos es una herramienta muy útil para propósitos de análisis y diseño de sistemas que involucren la relación suelo – estructura. En este sentido, uno de los factores más importantes en la caracterización de los materiales, es el cambio de rigidez que experimentará el suelo por efecto de la variación en su contenido de agua inicial. Este factor sea quizá el más importante a considerar si se toma en cuenta que, en la mayoría de los suelos no saturados, esas variaciones son impredecibles y por lo tanto se desconoce el efecto o impacto que puedan tener éstas en las estructuras de las que forman parte dichos suelos.

Con base en los diferentes estudios que se han llevado a cabo en los últimos años, se han reportado varios modelos para predecir los parámetros dinámicos del suelo a partir del valor de la succión presente en ellos, a continuación se mencionan algunos de ellos.

### Módulo de resiliencia

Fredlund et al. (1975); (citado en Sawangsuriya et al. 2008), indicaron que el módulo de resiliencia ( $M_R$ ) de los suelos no saturados puede ser expresado como una función de tres variables de estado, el esfuerzo normal neto ( $\sigma_n - u_a$ ), la succión mátrica ( $u_a - u_w$ ) y el esfuerzo desviador ( $\sigma_d$ ). Esas relaciones pudieron ser confirmadas dos años después por los mismos autores.

Por su parte, Oloo y Fredlund (1998), sugirieron las siguientes las relaciones para expresar el módulo de resiliencia en función de dos variables de esfuerzos.

Para suelos granulares:

$$M_R = k\sigma_b^n + k_s(u_a - u_w) \quad (6.1)$$

Para suelos finos:

$$\text{Para } k_1 > \sigma_d \quad M_R = k_2 - k_3(k_1 - \sigma_d) + k_s(u_a - u_w) \quad (6.2)$$

$$\text{Para } k_1 < \sigma_d \quad M_R = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1) + k_s(u_a - u_w) \quad (6.3)$$

Donde,  $k$ ,  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $k_4$  y  $n$ , son constantes del material determinadas experimentalmente;  $\sigma_b$ , es el esfuerzo volumétrico (p.e., la suma de los tres esfuerzos principales); y  $k_s$ , es un parámetro que define la velocidad de cambio del módulo resiliente con la succión mátrica.

Yang et al. (2005), desarrollaron una ecuación constitutiva para dos suelos cohesivos, relacionando el módulo resiliente obtenido en laboratorio con el esfuerzo desviador repetido y la succión mátrica. Este modelo denominado esfuerzo desviador – succión mátrica, se define como sigue:

$$M_R = k_s(\sigma_d + \chi\psi_m)^{k_6} \quad (6.4)$$

Donde,  $k_5$  y  $k_6$ , son parámetros de ajuste;  $\sigma_d$ , es el esfuerzo desviador;  $\chi$ , es un parámetro que es función del grado de saturación ( $\chi = 0$  para suelos secos,  $\chi = 1$  para suelos saturados); y  $\psi_m$ , es la succión mátrica ( $u_a - u_w$ ).

### Módulo de rigidez al cortante máximo

Basados en los resultados de pruebas mediante la técnica de propagación de ondas (elementos bender), Yang y Lin (2009) establecieron unas relaciones entre el módulo de rigidez al cortante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ), el contenido de agua ( $w$ ) y la succión mátrica ( $\psi_m$ ) para una arcilla de baja compresibilidad (CL). Estas relaciones se expresaron como:

$$G_{m\acute{a}x} = -7.115w + 198.94 \quad (6.5)$$

$$G_{m\acute{a}x} = 0.024\psi_m + 38.8 \quad (6.6)$$

Así mismo, ellos observaron que el módulo de rigidez tenía una mejor correlación con la succión mátrica que con el contenido de agua.

Por su parte, Sawangsuriya, Edil y Bosscher (2009), desarrollaron dos modelos para determinar el módulo de rigidez máximo de varios tipos de suelos finos en función de la relación de vacíos, presión de confinamiento y la succión mátrica. Los modelos están dados por:

$$G_{m\acute{a}x} = Af(e)(\sigma_0 - u_a)^n + C\Theta^k(u_a - u_w) \quad (6.7)$$

$$G_{m\acute{a}x} = Af(e)[(\sigma_0 - u_a) + \Theta^k(u_a - u_w)]^n \quad (6.8)$$

Donde, A, C, n, y k son parámetros de ajuste obtenidos a partir de los valores medidos y los estimados; el parámetro  $f(e)$  utilizado es dado por Hardin (1978) para arenas y arcillas y está expresado como  $1/(0.3+0.7e^2)$ ;  $(\sigma_0 - u_a)$ , es la presión de confinamiento efectiva;  $(u_a - u_w)$  es la succión mátrica; y  $\Theta$ , es el contenido de agua volumétrico normalizado que refleja la cantidad de agua en el suelo de una condición saturada a una seca, tal como lo sugiere Vanapalli et al. (1996).

Tal como se presentó anteriormente, todos los modelos tienen el inconveniente de que cada uno posee sus propios parámetros; además, todos ellos han sido obtenidos para suelos con características muy particulares y bajo condiciones de ensayo distintas, por lo tanto su uso no puede ser generalizado y la falta de una ley física que lo justifique también es evidente.

### 6.3 Modelo de proporcionalidad natural

El principio de la proporcionalidad natural (nombre técnico), formalmente llamado el principio de la belleza científica (nombre científico) o de la belleza universal (nombre filosófico), simplemente especifica que todos los fenómenos en la naturaleza son ordenados y simples (Juárez - Badillo, 1985; citado en Pérez, 1999). La primera cualidad, conduce a creer que todos los fenómenos pueden ser descritos por una ecuación matemática y la segunda, conduce a creer que esas ecuaciones son muy simples.

En ingeniería, la ley de proporcionalidad natural nos permite establecer ecuaciones generales que describen el comportamiento mecánico de los geomateriales (sólidos, líquidos y gases). Por ejemplo: la resistencia, permeabilidad, volumen y forma de ellos. Todas estas características son funciones de esfuerzos, tiempo y temperatura.

#### 6.3.1 Leyes naturales en geomecánica

El principio de la proporcionalidad natural ha proporcionado ecuaciones muy simples para describir varios fenómenos presentes en los suelos, tales como; la compresibilidad, la permeabilidad, compresión secundaria, creep, etc. Todas estas ecuaciones son consideradas con dos variables y, en todos los casos, una de las variables tiene un dominio completo de 0 a  $\infty$ .

La variable para medir una cierta categoría de los geomateriales tiende a ser una variable propia, esto es, la variable natural más simple para definir esa categoría. Por ejemplo, para definir el volumen, la variable propia es justamente el volumen.

*Validación de la ecuación general de compresibilidad de los geomateriales*

Como es bien sabido, la ley de Boyle y Mariotte para un gas ideal es:

$$V\sigma = CT \quad (6.9)$$

Donde,  $V$ , es el volumen del gas;  $\sigma$ , es la presión ejercida;  $T$ , la temperatura absoluta; y  $C$ , es una constante. Suponiendo que  $T$  es constante, la ecuación 6.9 se reduce a:

$$V\sigma = C \quad (6.10)$$

De esta forma, la ley de Boyle establece que el producto de la presión por el volumen de un gas a una temperatura y masa constante, es una constante. La ecuación 6.10 también puede expresarse como:

$$\sigma = C \frac{1}{V} \quad (6.11)$$

En este caso, la presión de una cantidad fija de gas a una temperatura constante es inversamente proporcional al volumen; por lo tanto, se establece una relación de proporcionalidad: “si aumenta la presión el volumen disminuye y si el volumen aumenta la presión disminuye. Para esta condición, el dominio de las variables presenta un rango de 0 a  $\infty$ .”

Si derivamos la ecuación 6.10 y la expresamos en forma diferencial, tenemos que:

$$\frac{dV}{V} = -\frac{d\sigma}{\sigma} \quad (6.12)$$

La ecuación 6.12 presenta un cambio de volumen infinitesimal sobre el volumen, lo que se conoce como “deformación infinitesimal”, esto se debe al cambio de presión; es decir, los gases trabajan por proporciones de aumento con relación a lo que tenían. Además, el  $dV/V$  es proporcional a  $d\sigma/\sigma$  estableciéndose la ley de la proporcionalidad natural.

La presión ejercida ( $\sigma$ ) puede variar de cero a infinito. Por su parte, el volumen de la masa del gas varía de tal manera que a cada presión le corresponde un cierto volumen (Juárez – Badillo, 1999).

Si se integra la ecuación 6.12 se tiene:

$$\int_{V_0}^V \frac{dV}{V} = -\int_{\sigma_0}^{\sigma} \frac{d\sigma}{\sigma}$$

Resulta:

$$\ln V - \ln V_0 = -(\ln \sigma - \ln \sigma_0)$$

Aplicando la propiedad de los logaritmos naturales  $\ln u - \ln v = \ln (u/v)$ , se tiene que:

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\ln \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

Por otro lado, si la propiedad de los logaritmos  $n \ln = \ln x^n$  se aplica al miembro derecho de la ecuación resulta:

$$\ln \frac{V}{V_0} = \ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-1}$$

Empleando el concepto de base neperiana en ambos miembros de la ecuación queda:

$$e^{\ln \frac{V}{V_0}} = e^{\ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-1}}$$

Simplificando términos se logra que:

$$\frac{V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-1}$$

Despejando a “V” se obtiene que:

$$V = V_0 \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-1} \quad (6.13)$$

Donde:  $(\sigma_0, V_0)$  es un estado arbitrario del gas (estado conocido) que nos permite conocer el nuevo volumen “V” a partir de un nuevo valor de la presión “ $\sigma$ ”. Ecuaciones similares a las ecuaciones 6.10 y 6.12 pueden ser utilizadas para describir el comportamiento de los geomateriales para todos los valores de esfuerzo, deformaciones, temperatura y tiempo, con un pequeño número de parámetros.

Consecuentemente, la ecuación matemática que describa todo fenómeno físico debe poseer un orden y simplicidad.

#### *Ecuación general de compresibilidad en los geomateriales*

Si una muestra de suelo (grava, arena, arcilla, etc.) se somete inicialmente a un esfuerzo nulo ( $\sigma = 0$ ) ésta presenta un cierto volumen inicial “ $V_0$ ” que al aplicarle un incremento de presión “ $\sigma$ ” genera un nuevo volumen “V” que será inferior a  $V_0$ . El nuevo volumen bajo esta condición tenderá a ser nulo cuando la presión tienda a infinito.

Según Juárez - Badillo (1999), lo anterior no puede verificarse debido a que a presiones muy altas los cuerpos presentan dos tipos de fallas volumétricas: la explosión, que se produce hacia el exterior del volumen (p.e., supernova) y la implosión, que se produce al interior del volumen (p.e., agujero negro). Entonces, al variar la presión ( $\sigma$ ) de 0 a  $\infty$ , el volumen (V) varía de un volumen inicial  $V_0$  a 0. Aquí, para toda presión corresponde un volumen pero se carece de presión para todo volumen.

El dominio de la presión es entonces completo ya que varía de 0 a  $\infty$ . El volumen al igual que la presión parece ser variables propias; es decir, las variables más simples y naturales para caracterizar el fenómeno que estamos analizando. El volumen es una característica física simple que captamos.

Para el volumen la función propia más simple es:

$$z = \frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}$$

Así, cuando  $\sigma = 0$ ,  $V = V_0$  y  $z = 0$ .

Cuando  $\sigma$  varía de 0 a  $\infty$  la función  $z$  varía de 0 a  $\infty$ . Para toda  $\sigma$  hay una  $z$  y para toda  $z$  hay una  $\sigma$ . La relación entre dichas funciones es:

$$\frac{dz}{z} = \gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (6.14)$$

Donde:  $\gamma$ , es el coeficiente de proporcionalidad conocido como “coeficiente de compresibilidad”, el cual es una propiedad del geomaterial.

Integrando la ecuación 6.14 entre un punto conocido  $(\sigma_1, V_1)$  y otro desconocido  $(\sigma, V)$  se obtiene:

$$\ln \frac{z}{z_1} = \ln \left( \frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^\gamma$$

y

$$\frac{z}{z_1} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^\gamma \quad (6.15)$$

Sustituyendo el valor de  $z$  y  $z_1$  en la ecuación 6.15, se tiene que:

$$\frac{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}}{\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_0}} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^\gamma$$

Simplificando términos y despejando a  $V$ , resulta:

$$V = \frac{V_0}{1 + \left( \frac{V_0}{V_1} - 1 \right) \left( \frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^\gamma} \quad (6.16)$$

Si aplicamos el concepto de presión característica,  $\sigma^*$ , a la presión tal que el volumen sea igual a  $V_0/2$ , entonces la ecuación 6.16 puede escribirse en forma más simple como:

$$V = \frac{V_0}{1 + \left( \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^\gamma} \quad (6.17)$$

La ecuación 6.17 es la ecuación general de compresibilidad para todos los geomateriales.

A continuación se muestra el uso del principio de la proporcionalidad natural para predecir las curvas  $q_u - \psi$  y  $E - \psi$ , obtenidas a partir de los ensayos efectuados en el equipo triaxial cíclico.

### 6.3.2 Deducción del modelo para ensayos de resistencia no confinada y módulo dinámico

Si se considera una muestra de suelo compactada en campo sujeta a un estado de esfuerzos específico, el problema es encontrar las variaciones en su resistencia y rigidez que tienen lugar debido al cambio en la succión del suelo.

La succión ( $\psi$ ), la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ) y el módulo de elasticidad o módulo de Young ( $E$ ), no son variables propias, ya que no varían de cero a infinito, es decir, la succión varía de 0 a un valor máximo y la resistencia no confinada al igual que el módulo de Young, ambos varían de un valor inicial a un máximo.

Para que la resistencia no confinada, el módulo de Young y la succión sean variables propias se necesita encontrar una función con dominio real completo, esto es, que varíen de cero a infinito.

En el caso de la resistencia no confinada, la función propia más simple es:

$$z = \frac{1}{q_{máx} - q_u} - \frac{1}{q_{máx} - q_0}$$

Así, cuando  $q_u = q_{máx}$ ,  $z = \infty$ , y cuando  $q_u = q_0$ ,  $z = 0$ .

De igual forma, para el módulo de Young la función propia más simple es:

$$z = \frac{1}{E_{máx} - E} - \frac{1}{E_{máx} - E_0}$$

Así, cuando  $E = E_{máx}$ ,  $z = \infty$ , y cuando  $E = E_0$ ,  $z = 0$ .

Por su parte, para la succión la función propia más simple es:

$$y = \frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_{máx}}$$

Así, cuando  $\psi = 0$ ,  $y = \infty$ , y cuando  $\psi = \psi_{máx}$ ,  $y = 0$ .

Para el caso de la resistencia no confinada, la relación para las variables propias actuales es:

$$\frac{dz}{z} = \gamma \frac{dy}{y} \quad (6.18)$$

Donde:  $\gamma$ , es el coeficiente de proporcionalidad adimensional.

Integrando la ecuación 6.18 entre un punto conocido ( $z_1, y_1$ ) y otro desconocido ( $z, y$ ) se obtiene:

$$\frac{z}{z_1} = \left( \frac{y}{y_1} \right)^\gamma \quad (6.19)$$

Sustituyendo el valor de  $z$ ,  $z_1$ ,  $y$ , y  $y_1$  en la ecuación 6.19, se tiene que para el caso de la resistencia a la compresión no confinada:

$$\frac{\frac{1}{q_{máx} - q_u} - \frac{1}{q_{máx} - q_0}}{\frac{1}{q_{máx} - q_{u1}} - \frac{1}{q_{máx} - q_0}} = \left( \frac{\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_{máx}}}{\frac{1}{\psi_1} - \frac{1}{\psi_{máx}}} \right)^\gamma$$

Simplificando términos queda:

$$\frac{(q_u - q_0)(q_{máx} - q_{u1})}{(q_{máx} - q_u)(q_{u1} - q_0)} = \left( \frac{\psi_1(\psi_{máx} - \psi)}{\psi(\psi_{máx} - \psi_1)} \right)^\gamma$$

Si aplicamos el concepto de succión característica ( $\psi^*$ ), tal que la resistencia no confinada  $q_u$  sea igual a la mitad del fenómeno, se tiene que:

$$\frac{(q_u - q_0) \left( q_{m\acute{a}x} - \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} \right) \right)}{(q_{m\acute{a}x} - q_u) \left( \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} \right) - q_0 \right)} = \left( \frac{\psi^* (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)}{\psi (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)} \right)^\gamma$$

Despejando  $q_u$  y reduciendo términos, finalmente obtenemos:

$$q_u = q_{m\acute{a}x} - \frac{\psi^\gamma \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} \right) (q_{m\acute{a}x} - q_0) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)}{\psi^{*\gamma} \left( \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} \right) - q_0 \right) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma + \psi^\gamma \left( \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} \right) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma} \quad (6.20)$$

Si procedemos análogamente para el módulo de Young, se tiene que:

$$E = E_{m\acute{a}x} - \frac{\psi^\gamma \left( \frac{E_{m\acute{a}x}}{2} \right) (E_{m\acute{a}x} - E_0) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)}{\psi^{*\gamma} \left( \left( \frac{E_{m\acute{a}x}}{2} \right) - E_0 \right) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma + \psi^\gamma \left( \frac{E_{m\acute{a}x}}{2} \right) (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma} \quad (6.21)$$

Las ecuaciones 6.20 y 6.21 predicen los valores de  $q_u$  y  $E$  para cualquier valor de succión del suelo a partir de los valores máximos e iniciales de éstos. Sin embargo, si las curvas experimentales las normalizamos con respecto al valor máximo obtenido, lograríamos que la variación tanto de  $E$  como de  $q_u$  fuese de un valor inicial a 1. De esta manera, llegaríamos a las siguientes expresiones:

$$\frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\left( \frac{1}{2} \right) \left( 1 - \frac{q_0}{q_{m\acute{a}x}} \right) \psi^\gamma (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)^\gamma}{\left( \frac{1}{2} - \frac{q_0}{q_{m\acute{a}x}} \right) \psi^{*\gamma} (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma + \left( \frac{1}{2} \right) \psi^\gamma (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)^\gamma} \quad (6.22)$$

Para el módulo de Young:

$$\frac{E}{E_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\left( \frac{1}{2} \right) \left( 1 - \frac{E_0}{E_{m\acute{a}x}} \right) \psi^\gamma (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)^\gamma}{\left( \frac{1}{2} - \frac{E_0}{E_{m\acute{a}x}} \right) \psi^{*\gamma} (\psi_{m\acute{a}x} - \psi)^\gamma + \left( \frac{1}{2} \right) \psi^\gamma (\psi_{m\acute{a}x} - \psi^*)^\gamma} \quad (6.23)$$

De esta manera, las ecuaciones 6.22 y 6.23 predicen de igual forma los valores de  $q_u$  y  $E$  en función de la succión del suelo y tomando en cuenta un valor inicial, pero a diferencia de las ecuaciones 6.20 y 6.21 los valores determinados son valores normalizados respecto al máximo considerado.

Cabe señalar, que en cualquiera de las ecuaciones antes descritas, la succión máxima ( $\psi_{\text{máx}}$ ) suele considerarse de  $1 \times 10^6$  kPa, siendo éste el valor propuesto por Fredlund y Rahardjo (1994) para cualquier tipo de suelo. Así mismo, los valores tanto iniciales como máximos de  $q_u$  y  $E$  considerados en dichas expresiones, están en función del tipo y de las condiciones de ensayo para cada uno de los materiales involucrados.

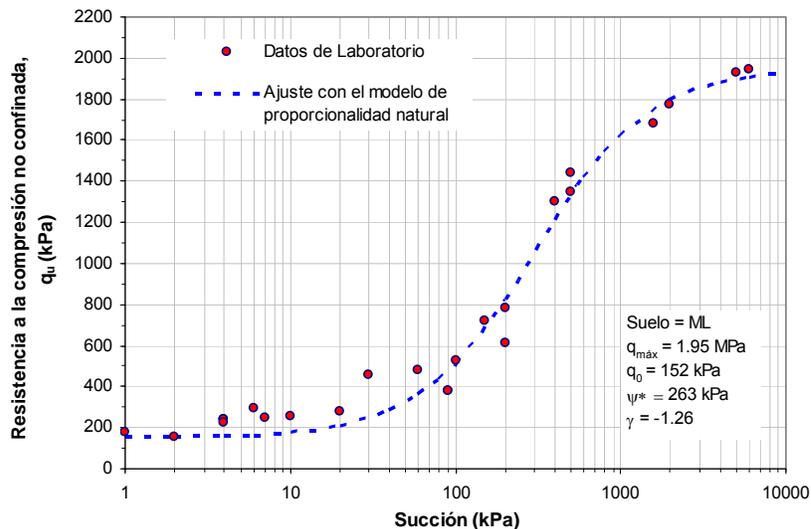
### 6.3.3 Verificación del modelo de proporcionalidad natural aplicado a las relaciones $q_u - \psi$ y $E - \psi$

De acuerdo a los resultados experimentales presentados en el capítulo anterior, resta ahora verificar si el modelo corresponde al comportamiento observado en los materiales estudiados. Para ello es necesaria la determinación de los parámetros involucrados en las ecuaciones obtenidas a partir del modelo de la proporcionalidad natural. Tales parámetros son: la succión característica ( $\psi^*$ ) y el coeficiente de proporcionalidad  $\gamma$ .

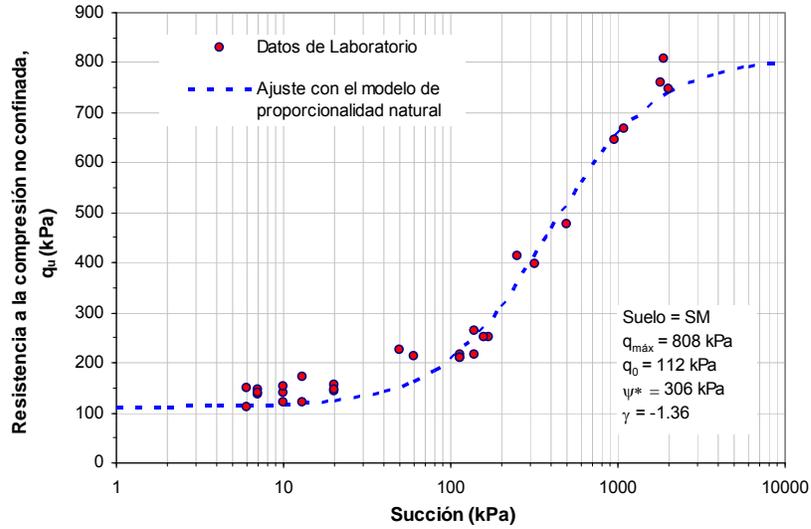
Para determinar dichos parámetros se utilizó una rutina denominada Solver de Microsoft Office Excel, la cual es una herramienta para resolver ecuaciones mediante el uso de técnicas numéricas permitiendo optimizar funciones de una o más variables, con o sin restricciones. En este caso, se necesitó optimizar la diferencia entre los datos de las mediciones realizadas en el laboratorio y los obtenidos por las ecuaciones antes descritas. A continuación se presentan las curvas de ajuste para los materiales estudiados.

#### *Resistencia a la compresión no confinada*

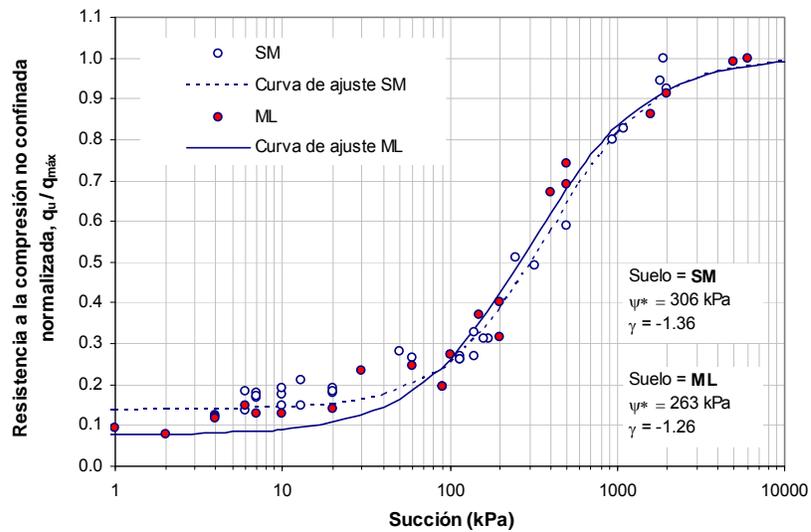
Las Figs. 6.1 y 6.2 muestran las curvas de ajuste obtenidas con el modelo de proporcionalidad natural para la variación de la resistencia a la compresión no confinada con la succión. Como se puede apreciar, la aproximación entre el comportamiento teórico y el experimental puede considerarse como satisfactoria en ambos suelos.



**Figura 6.1.** Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de  $q_u$  obtenidos (Suelo ML).



**Figura 6.2. Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de  $q_u$  obtenidos (Suelo SM).**

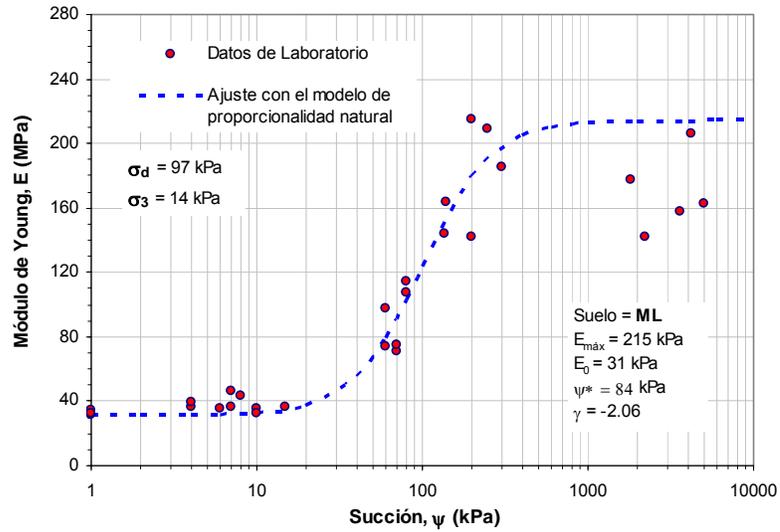


**Figura 6.3. Curvas de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para la resistencia a la compresión no confinada normalizada ( $q_u / q_{\max}$ ).**

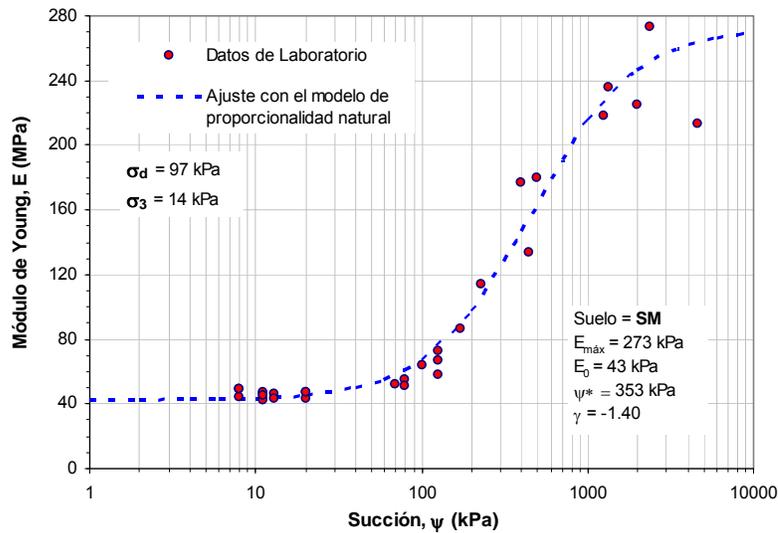
Por su parte, las curvas mostradas en la Fig. 6.3 corresponden a las obtenidas a partir de los valores normalizados respecto a la resistencia a la compresión no confinada máxima. En ellas puede observarse de igual forma que la aproximación entre el comportamiento teórico y el experimental puede considerarse como satisfactoria en ambos casos. Sin embargo, es evidente que existe una mayor variación entre los valores medidos y los estimados por el modelo para valores de succión menores a 100 kPa; después de este valor, la predicción de  $q_u$  mejora notablemente.

*Módulo de Young o módulo de elasticidad equivalente*

Las Figuras 6.4 y 6.5 muestran la variación del módulo de Young con la succión obtenida a partir de diferentes contenidos de agua para los dos suelos finos estudiados. Como puede observarse, la predicción del modelo en ambos tipos de suelos puede considerarse como adecuada hasta valores de succión del orden de los 1000 kPa. Para succiones mayores, el modelo parece no predecir de forma adecuada los valores de E presentando considerables diferencias entre los valores medidos y los estimados a partir de éste, siendo esto aún más notable para el caso del limo de baja compresibilidad.



**Figura 6.4. Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de E obtenidos (Suelo ML).**

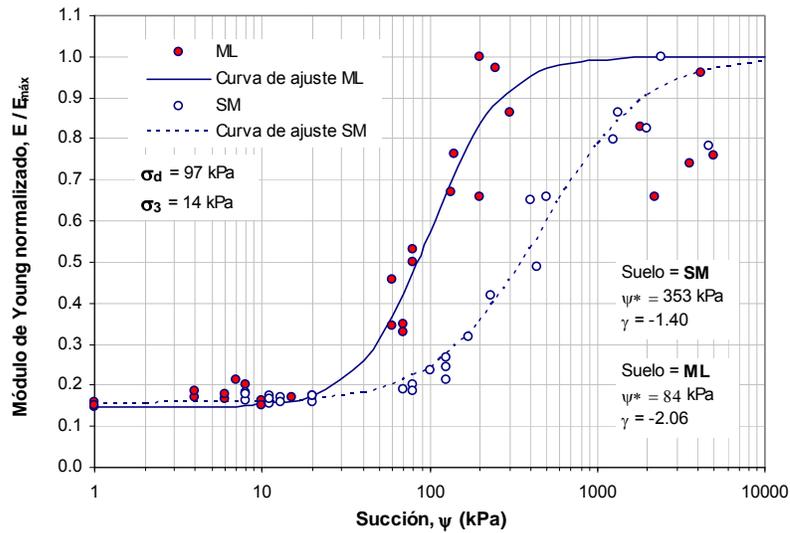


**Figura 6.5. Curva de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para los valores de E obtenidos (Suelo SM).**

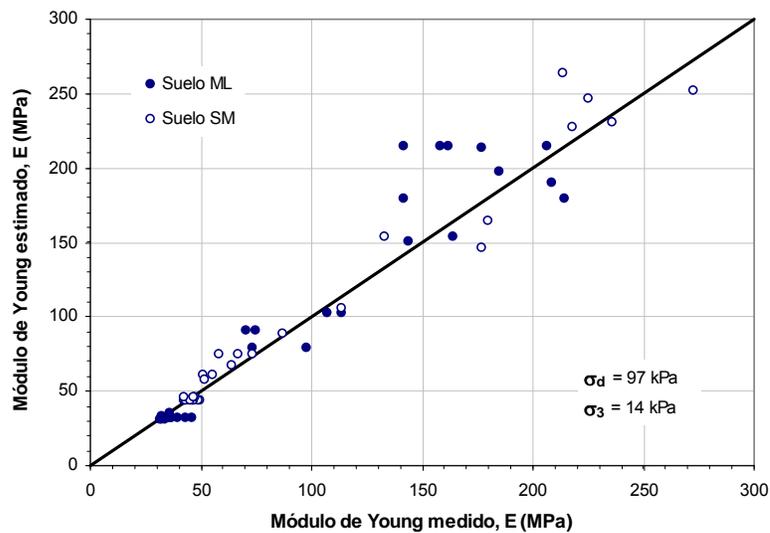
Sin embargo, hay que tomar en cuenta que la mayor variación de los datos se presenta cuando la succión tiene valores mayores a 1000 kPa, por lo tanto, esto puede atribuirse a la dispersión de datos presente en esta zona y no a la capacidad de predicción del modelo.

Al respecto, Sawangsuriya et al. (2009) mencionan que el rango de succión de interés práctico en el comportamiento de los suelos no saturados es de 0 a 1000 kPa aproximadamente, siendo éste el rango donde los datos experimentales se ajustan de mejor manera al modelo antes descrito.

Por otro lado, si los valores de E se normalizan con respecto al máximo obtenido, las curvas de ajuste muestran las mismas tendencias que las anteriores, únicamente que la escala de ambas quedan restringidas a una variación de 0 a 1 (Fig. 6.6). En este caso, el cambio de pendiente en cada uno de los suelos estudiados es sin duda más evidente, mostrando así el efecto del tipo de suelo.



**Figura 6.6. Curvas de ajuste con el modelo de proporcionalidad natural para el módulo de Young normalizado ( $E / E_{máx}$ ).**



**Figura 6.7. Relación E medido versus E estimado con el modelo de proporcionalidad natural.**

Es importante también señalar, que los parámetros de ajuste del modelo de proporcionalidad natural aquí presentados corresponden únicamente a una condición de esfuerzo analizada. Así mismo, la correlación entre los datos medidos y los estimados para dicha condición, puede mostrarse en la Fig. 6.7. Como puede notarse en ambos suelos, el modelo de proporcionalidad natural al parecer puede predecir el módulo de elasticidad de los suelos no saturados de una forma adecuada.

Por su parte, los valores tanto de los parámetros de ajuste del modelo así como de los coeficientes de correlación ( $R^2$ ) correspondientes a cada tipo de suelo y obtenidos para cada condición de esfuerzos analizados, pueden resumirse en las Tablas 6.1 y 6.2 siguientes.

**Tabla 6.1 Valores de los parámetros para el modelo de proporcionalidad natural (Suelo ML).**

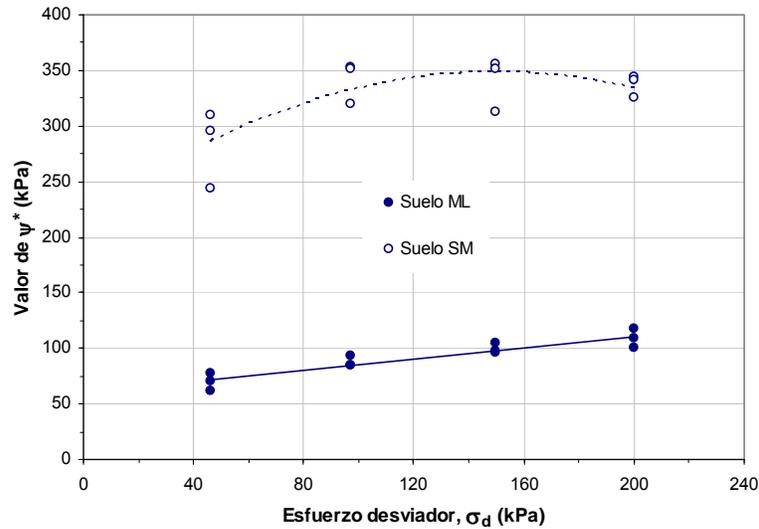
$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$E_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$\psi^*$ (kPa)	$\gamma$ (-)	$R^2$
14	46	184	31	61	1.17	0.876
	97	215	31	84	2.06	0.900
	150	232	27	96	2.39	0.915
	200	246	26	101	2.29	0.918
28	46	215	38	70	1.41	0.900
	97	235	38	85	2.25	0.924
	150	257	34	97	2.44	0.923
	200	276	22	109	2.36	0.919
55	46	247	46	77	1.54	0.923
	97	277	45	93	2.03	0.915
	150	298	42	104	2.25	0.916
	200	311	36	117	2.33	0.916

**Tabla 6.2 Valores de los parámetros para el modelo de proporcionalidad natural (Suelo SM).**

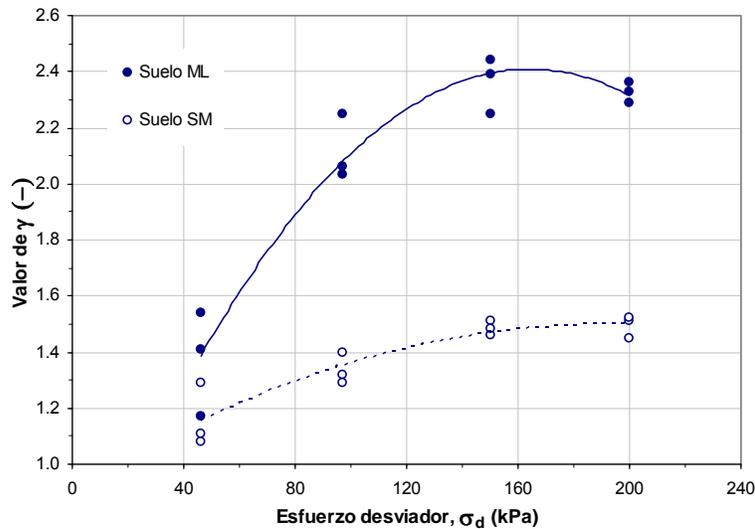
$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$E_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$\psi^*$ (kPa)	$\gamma$ (-)	$R^2$
14	46	248	38	295	1.29	0.927
	97	273	43	353	1.40	0.965
	150	287	48	355	1.51	0.982
	200	284	51	344	1.51	0.989
28	46	292	48	309	1.08	0.895
	97	308	52	351	1.32	0.963
	150	316	59	351	1.46	0.980
	200	319	64	341	1.52	0.988
55	46	317	65	244	1.11	0.872
	97	339	69	319	1.29	0.960
	150	343	76	313	1.48	0.980
	200	353	80	325	1.45	0.985

En general, es evidente que el modelo de proporcionalidad natural exhibe una buena correlación ( $R^2 > 0.9$ ) entre los datos medidos y los estimados, excepto para algunos casos. Así mismo, puede observarse que tanto el coeficiente de proporcionalidad como la succión característica pueden tener distintos valores para un mismo tipo de suelo dependiendo de la condición de esfuerzos que se esté analizando.

De esta manera, las Figs. 6.8 y 6.9 se muestra la tendencia de  $\psi^*$  y  $\gamma$  con el esfuerzo desviador para las tres diferentes presiones de confinamiento. En ellas se puede observar que el valor de  $\psi^*$  incrementa de manera lineal a medida que el esfuerzo desviador aumenta también. Sin embargo, en el caso de la arena limosa,  $\psi^*$  aumenta hasta cierto valor de esfuerzo desviador (150 kPa) y a partir de éste, tiende a disminuir ligeramente.



**Figura 6.8. Variación de  $\psi^*$  con el esfuerzo desviador para tres presiones de confinamiento.**



**Figura 6.9. Variación de  $\gamma$  con el esfuerzo desviador para tres presiones de confinamiento.**

Por lo que respecta al valor de  $\gamma$ , éste tiende a incrementar (en valor absoluto) a medida que el esfuerzo desviador aumenta también. Sin embargo, la variación es mucho mayor para el caso del limo de baja compresibilidad que para la arena limosa. En el primero de los casos el rango se encuentra comprendido entre 1.17 y 2.44. En el caso de la arena limosa,  $\gamma$ , varió de 1.11 a 1.52, para un esfuerzo desviador de 46 y 200 kPa, respectivamente.

De lo anterior, se puede concluir que tanto  $\psi^*$  como  $\gamma$  no presentan un valor constante, sino que éstos también dependen del estado de esfuerzos al que este sometido el suelo. De igual forma, el esfuerzo desviador presentó mayor influencia en la obtención de dichos parámetros que la presión confinante.

Finalmente, se puede apreciar que las ecuaciones derivadas a partir del principio de la proporcionalidad natural pueden ser apropiadas para modelar la evolución de la resistencia a la compresión no confinada así como el módulo de Young de un suelo sometido a carga cíclica.

De igual forma, el propósito de la introducción de la succión mátrica en el modelo utilizado es incrementar su capacidad de predicción debido a que toma en cuenta las variaciones en el contenido de agua de los suelos finos por efecto del clima y que dichos cambios se ven reflejadas en el valor de succión de los mismos. No obstante, debe tenerse presente que siempre es mejor una medición que una estimación y que en ocasiones es necesario disponer de ecuaciones que nos permitan efectuar estimaciones de una manera más racional.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### *Conclusiones*

De los resultados obtenidos, se observó que las variables evaluadas (contenido de agua, grado de saturación y succión) son factores trascendentales en el comportamiento dinámico y estático de los suelos estudiados.

Por otro lado, se verificaron algunos de los factores que influyen en la variación del módulo de Young y el amortiguamiento en los suelos finos estudiados. El módulo de elasticidad y el amortiguamiento tienen una relación dependiente del esfuerzo desviador dependiendo del contenido de agua presente en el suelo. De igual forma, el esfuerzo confinante tiene una influencia clara en la variación de dichas propiedades.

Otro aspecto que cabe indicar, es el hecho que los valores de amortiguamiento obtenidos mostraron una mayor dispersión, por lo que fue difícil precisar un comportamiento más generalizado para esta propiedad estudiada.

Las tendencias observadas entre la resistencia no confinada y el módulo de Young, con parámetros tales como; el contenido de agua y el grado de saturación, dejan claro la existencia de relaciones que nos pueden ayudar a estimar dichas propiedades a través del uso de correlaciones de una manera rápida y sencilla. Así mismo, las curvas características obtenidas muestran que el efecto de la presión de sobrecarga es despreciable.

En cuanto a la aplicación del modelo, el principio de la proporcionalidad natural aplicado a los resultados experimentales nos condujo a establecer una ecuación, que al menos para fines prácticos resulta útil para predecir el valor del módulo de elasticidad en un rango de de 0 a 1000 kPa de succión. Sin embargo, como se dijo antes, el nivel de aproximación es aceptable, al menos para el nivel de esfuerzos estudiados.

### *Recomendaciones*

En lo que se refiere al procedimiento de acondicionamiento (humedecimiento o secado) de los especímenes aquí seguido, éste parece no mostrar dificultades para su aplicación en cualquier tipo de suelo fino y puede servir como base para próximas investigaciones. Sin embargo, sería conveniente tomar algunas de las siguientes recomendaciones:

- Analizar la conveniencia de realizar el proceso humedecimiento - secado a diferentes números de ciclos y determinar la influencia de éste, recordando que durante la vida útil de una estructura de suelo cualquiera, experimentan no sólo un ciclo de humedecimiento – secado, sino varios ciclos tanto como las condiciones climáticas lo impongan.
- Analizar la conveniencia de llevar a cabo el proceso de secado en un ambiente preferentemente controlado ó bajo condiciones que nos permitan una mayor homogeneidad en todos los especímenes compactados. De igual forma, utilizar recipientes con características físicas que permitan más fácilmente la manipulación de los especímenes al interior de los mismos.

- 
- Durante el proceso de humedecimiento de los especímenes, se observó que ambos materiales incrementaban su contenido de agua muy rápidamente hasta un valor muy cercano al de equilibrio en las primeras 24 hrs de saturación. Por lo anterior, es recomendable llevar a cabo la saturación de éstos en lapsos de tiempo menores a éste.
  - Monitorear el peso de los especímenes durante el tiempo que estén sometidos en cada uno de los periodos de acondicionamiento contemplados.
  - Generar curvas tiempo contra contenido de agua y otras propiedades de interés, que nos permitan conocer el cambio de las propiedades de un suelo a través del tiempo, y a partir de ellas seleccionar las que sean más relevantes para nuestra conveniencia.

Respecto a los ensayos de laboratorio, el número de pruebas realizadas parece suficiente para definir el comportamiento dinámico de los materiales ensayados, sin embargo, es necesario llevar a cabo nuevas pruebas para complementar los resultados aquí presentados. Por ejemplo:

- Incrementar el número de suelos con diferentes valores de plasticidad.
- Incrementar los valores de las presiones de confinamiento hasta rangos de 100 y 200 kPa. Ya que en algunos casos se observó la fuerte dependencia de éste parámetro en los valores de E y D determinados.
- Sería útil realizar pruebas en columna resonante o alguna otra técnica experimental que nos permita el conocimiento del módulo de elasticidad y el amortiguamiento en el rango de muy pequeñas deformaciones ( $\gamma < 10^{-4}\%$ ). Con los que se podría hacer un análisis similar al que se realizó a fin de establecer relaciones para la posible predicción teórica de dichas propiedades.
- Convendría analizar grados de saturación o contenidos de agua por debajo de los aquí considerados, para definir con una mejor precisión las tendencias en las curvas E – w, E – S<sub>r</sub> y E –  $\psi$ , mostradas.

## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- ASTM D 698. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12400 ft – lbf / ft<sup>3</sup> (600 kN/m<sup>3</sup>)).
- ASTM D 854. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soils Solids by Water Pycnometer.
- ASTM D 1130. Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer than No. 200 (75 –  $\mu$ m) Sieve.
- ASTM D 2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength Soil.
- ASTM D 2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.
- ASTM D 3999. Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus.
- ASTM D 4318. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- ASTM D 5298. Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.
- Barrera, M. y Garnica, P. (2002). “Introducción a la Mecánica de Suelos No Saturados en Vías Terrestres”. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 198. San Fandila, Qro.
- Díaz, J. A. (2005). **Dinámica de Suelos**. Edit. Limusa. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Flores, O. (1996). “Propiedades dinámicas de jales”. DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México D.F.
- Flores, O. y Romo, M. P. (2003). “Propiedades estáticas y dinámicas del material del banco – La Concepción –, Informe del Instituto de Ingeniería a la CFE, Noviembre, México.
- Flores, O. y Romo, M. P. (2005). “Parámetros dinámicos de suelos”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Memorias del coloquio: La Ingeniería Geotécnica a 20 años de “El Sismo”. pp. 21 – 34.
- Fredlund, D. G., y Rahardjo, H. (1993). **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Fredlund, D. G., y Xing, A. (1994). “Equations for the soil – water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal. 31 (5). pp 521 – 532.
- Garnica, P., Gómez, J. A., y Sesma, J. A. (2002). “Mecánica de materiales para pavimentos”. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 197. San Fandila, Qro.
- GCTS (2009). *Operating Instructions of Fredlund SWCC Device*. Geotechnical Consulting and Testing Systems. Tempe, Arizona. USA.
- González, C. (2005). “Modelación de las propiedades dinámicas de arcillas marinas”. DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México, D.F.
- González, C., Flores, O., Romo, M. P., Martínez, J. C., y Dorado, C. (2007). “Comportamiento dinámico de suelos compactados”. VI Congreso Chileno de Geotecnia.
- Hardin, B. O. (1978). “The nature of stress – strain behavior of soils”. Proc., of the Geotechnical Engineering Division Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, ASCE, New York. pp. 1 – 90.
- Hardin, B. O., y Black, W. L. (1969). “Closure to vibration of normally consolidated clay”. Proc. of ASCE. Vol. 95, SM6. pp. 1531 – 1537.

- Hardin, B. O. y Drnevich, V. P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Proc., ASCE. Vol. 98, SM 6. pp. 603 – 624.
- Hoyos, L. R., Puppala, A. J. y Chainuwat, P. (2004). "Dynamic properties of chemically stabilized sulfate rich clay". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 2, USA. pp. 153 – 162.
- Inci, G., Yesiller, N. y Kagawa, T. (2003). "Experimental investigation of dynamic response of compacted clayey soils". Geotechnical Testing Journal – ASTM. Vol. 26. No.2, USA. pp. 125-141.
- Ishihara, K. (1996). **Soil Behavior in Earthquake Geotechnics**. Clarendon Press Oxford, U.K.
- Jiménez, J. A. (1992). "Suelos compactados propiedades dinámicas y su relación con la microestructura". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS). Vol. Raúl J. Marsal. pp. 233-245.
- Josa, A. (1998). "Un modelo elastoplástico para suelos no saturados". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Barcelona, España.
- Juárez – Badillo, E. (1999). "Natural laws in geomechanics". FI – UNAM. México, D.F.
- Juárez, B. E. y Rico, R. A. (1992). **Mecánica de Suelos**. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tercera edición. Editorial Limusa. México.
- Houry, N. N., Musharraf, M. Z., Nevels, J. B. y Mann, J. (2003). "Effect of Soil Suction on Resilient Modulus of Subgrade Soil Using Filter Paper Technique". Presented at 82<sup>nd</sup> Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Kim, Dong – Soo (1991). "Deformational characteristics of soils at small to intermediate strains from cyclic tests". Tesis doctoral. The University of Texas at Austin. USA.
- Kramer, S. L. (1996). **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, USA.
- Lu, N. y Likos, W. (2004). **Unsaturated Soil Mechanics**. Jhon Wiley & Sons, Inc. USA.
- Mancuso, C., Vassallo, R., y d' Onofrio, A. (2002). "Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column-torsional shear tests". Canadian Geotechnical Journal, 39(1). pp. 22-31.
- Marinho, E. A. M., Chandler, R. J. y Crilly, M. S. (1995). "Stiffness measurements on unsaturated high plasticity clay using bender elements". Proc 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils. Vol. 2. pp. 535-539.
- Martínez, J. C. (2005). "Comportamiento dinámico de suelos compactados, parcialmente saturados". DEPMI – UNAM. Tesis de maestría. C.U., México, D.F.
- Mendoza, C. y Colmenares, J. (2006). "Influence of the suction on the stiffness at very small strains". Unsaturated Soils 2006. Proceedings of the fourth international conference on unsaturated soils. Geotechnical Special Publication No. 147. Vol. 1. ASCE. Carefree, Arizona. USA.
- Oloo, S. Y., y Fredlund, D. G. (1998). "The application of unsaturated soil mechanics theory to the design of pavements". Proc., of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway. pp. 1419 – 1428.
- Pérez, N. (1999). "Caracterización del comportamiento esfuerzo – deformación de suelos compactados en ensayos triaxiales cíclicos". Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).
- Pérez, N. (2006). "Development of protocol for the assessment of unsaturated soil properties". Tesis doctoral. Arizona State University. USA.
- Pérez, N. (2008). "Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión". Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Publicación Técnica No. 313. San Fandila, Qro.

- 
- Pola, J. C. (2010). “Predicción de la curva característica con el modelo de proporcionalidad natural”. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).
  - Quian, X., Gray, D. H., y Woods, R. D. (1991). “Resonant column tests on partially saturated sands”. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 14(3), 266-275.
  - Sawangsuriya, A., A., Edil, T. B. y Bosscher, P. J. (2008). “Modulus – suction – moisture relationship for compacted soils”. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 45. pp. 973 – 983.
  - Sawangsuriya, A., Edil, T. B. y Bosscher, P. J. (2009). “Modulus – suction – moisture relationship for compacted soils in postcompaction state”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135. ASCE. pp. 1390 – 1403.
  - Silver, M. L. y Seed, B. H. (1971). “Deformation characteristics of sands under cyclic loading”. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. Proc., ASCE. Vol. 97, SM 8. pp. 1081 – 1095.
  - Yang, S. R., Huang, W. H. y Tai, T. (2005). “Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils”. *Journal of the Transportation Research Board*. No. 1913. TRB, Washington, D. C. pp. 99 – 106.
  - Yang, S. R. y Lin, H. D. (2009). “Influence of soil suction on small – strain stiffness of compacted residual subgrade soil”. *Transportation Research Board, Annual Meeting*.
  - Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. y Pufahl, D. E. (1996). “The relationship between the soil – water characteristic curve and the unsaturated shear strength of a compacted glacial till”. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 19. No. 3. pp. 259 – 268.

## **ANEXOS**

### **ANEXO A. RESULTADOS DEL ACONDICIONAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES DE PRUEBA**

## a) Pruebas de compresión no confinada (CS).

Tabla A1. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales				
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)
TR20h-18	Humedecimiento	30	31.03	13.05	85.64	0.93	41.29	35.50	12.85	94.84	0.96	46.50
TR20h-21			29.99	13.07	82.98	0.93	39.96	35.25	12.82	93.79	0.97	46.10
TR20h-07		20	30.23	13.35	87.43	0.89	41.14	33.80	13.01	92.65	0.94	44.80
TR20h-08			30.30	13.36	87.81	0.89	41.27	33.70	13.05	92.95	0.93	44.80
TR10h-08		10	30.44	13.35	88.03	0.89	41.42	33.30	13.10	92.59	0.92	44.47
TR10h-09			30.73	13.40	89.58	0.88	41.97	33.46	13.15	93.76	0.92	44.85
TR5h-02		5	30.48	13.36	88.36	0.89	41.52	33.19	13.04	91.42	0.93	44.13
TR5h-10			30.88	13.23	87.65	0.91	41.65	33.45	13.04	92.09	0.93	44.46
TR1h-02		1	30.97	13.16	86.89	0.92	41.54	33.06	13.09	91.79	0.93	44.12
TR1h-04			30.87	13.14	86.34	0.92	41.34	33.12	12.92	89.49	0.95	43.63
TRopt-01	Óptimo	0	30.96	13.14	86.54	0.92	41.45	30.55	13.18	85.96	0.91	41.03
TRopt-04			30.90	13.14	86.50	0.92	41.40	30.37	13.20	85.74	0.91	40.86
TR1s-06	Secado	1	31.14	13.21	88.11	0.91	41.94	30.92	13.16	86.75	0.92	41.47
TR1s-08			30.48	13.23	86.54	0.91	41.12	30.31	13.22	85.84	0.91	40.84
TR1s-09			30.48	13.29	87.36	0.90	41.30	30.75	13.28	87.90	0.90	41.61
TR5s-01			30.58	13.35	88.42	0.89	41.61	28.93	13.29	82.84	0.90	39.18
TR5s-02		5	30.48	13.36	88.33	0.89	41.52	28.32	13.50	83.95	0.87	38.98
TR5s-12			30.53	13.33	88.06	0.89	41.49	27.86	13.56	83.38	0.86	38.52
TR10s-08			30.30	13.42	88.62	0.88	41.45	25.85	13.75	79.71	0.83	36.23
TR10s-09			30.28	13.31	87.09	0.89	41.10	25.27	13.80	78.52	0.83	35.54
TR10s-12		10	30.81	13.26	87.81	0.90	41.64	25.21	13.87	79.20	0.82	35.64
TR20s-08			29.87	13.30	85.66	0.90	40.48	20.08	14.04	64.87	0.80	28.74
TR20s-11			29.77	13.29	85.24	0.90	40.32	22.48	13.97	71.82	0.80	32.02
TR20s-12			30.00	13.33	86.45	0.89	40.75	23.33	13.85	73.12	0.82	32.94
TR30s-04		30	30.10	13.30	86.32	0.90	40.80	19.38	14.10	63.16	0.79	27.85
TR30s-05			30.09	13.25	85.66	0.90	40.64	22.74	13.68	69.31	0.84	31.71
TR30s-06			30.62	13.17	86.02	0.91	41.10	21.66	13.73	66.57	0.84	30.32
Promedios			30.49	13.26	87.02	0.90	41.23	NOTA: Especímenes preparados para pruebas de compresión simple (CS).				
Desviación estandar		0.38	0.10	1.36	0.01	0.48						
Coefficiente de variación		0.01	0.01	0.02	0.01	0.01						

Tabla A2. Condiciones iniciales y finales de los especímenes de prueba (Suelo SM).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales				
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)
SR30h-02	Humedecimiento	30	23.26	13.86	74.77	0.78	32.86	28.47	13.79	90.57	0.79	40.03
SR30h-03			23.41	13.89	75.63	0.78	33.14	28.08	13.83	89.91	0.79	39.60
SR30h-08			23.45	13.92	76.11	0.78	33.27	27.72	13.90	89.75	0.78	39.28
SR20h-01		20	23.96	13.84	76.77	0.79	33.80	28.13	13.84	90.14	0.79	39.68
SR20h-02			24.13	13.85	77.43	0.79	34.06	28.37	13.83	90.79	0.79	40.00
SR10h-01			23.65	13.83	75.67	0.79	33.34	27.67	13.80	88.09	0.79	38.92
SR10h-03		10	23.44	13.97	76.76	0.77	33.38	27.38	13.87	88.25	0.78	38.72
SR10h-12			24.34	13.87	78.37	0.78	34.41	26.90	13.89	86.92	0.78	38.09
SR5h-04			23.62	13.81	75.38	0.79	33.26	27.29	13.88	88.05	0.78	38.61
SR5h-07		5	23.55	13.84	75.54	0.79	33.24	27.08	13.89	87.50	0.78	38.34
SR1h-04			23.67	13.93	76.94	0.78	33.60	26.18	13.94	85.26	0.77	37.19
SR1h-08			23.78	13.84	76.19	0.79	33.54	26.34	13.88	84.93	0.78	37.26
SR1h-09	1	23.85	13.85	76.56	0.79	33.67	26.47	13.85	85.02	0.78	37.38	
SRopt-01	Óptimo	0	23.71	13.80	75.55	0.79	33.36	22.93	13.85	73.61	0.78	32.37
SRopt-02			23.55	14.04	78.01	0.76	33.71	23.55	14.04	78.01	0.76	33.71
SRopt-03			23.45	14.18	79.45	0.74	33.89	23.45	14.18	79.45	0.74	33.89
SR1s-04	Secado	1	23.66	13.82	75.63	0.79	33.34	23.12	13.81	73.76	0.79	32.55
SR1s-06			24.00	13.84	76.95	0.79	33.86	22.93	13.85	73.63	0.78	32.38
SR1s-10			23.74	13.79	75.45	0.79	33.37	22.50	13.82	71.92	0.79	31.70
SR5s-02			23.44	13.80	74.63	0.79	32.97	21.98	13.83	70.34	0.79	30.99
SR5s-07		5	24.01	13.86	77.18	0.78	33.92	22.27	13.90	72.08	0.78	31.55
SR5s-08			23.72	13.87	76.34	0.78	33.52	22.04	13.88	71.15	0.78	31.19
SR10s-10			23.64	13.85	75.86	0.79	33.37	18.66	13.80	59.39	0.79	26.24
SR10s-11			23.95	13.83	76.61	0.79	33.76	20.16	13.81	64.26	0.79	28.37
SR10s-12		10	24.04	13.97	78.71	0.77	34.23	20.31	13.97	66.52	0.77	28.93
SR20s-03			23.75	13.79	75.49	0.79	33.38	14.13	13.76	44.67	0.80	19.81
SR20s-05			23.68	13.80	75.41	0.79	33.31	15.99	13.83	51.16	0.79	22.54
SR30s-02			23.69	13.85	76.08	0.78	33.45	16.50	13.82	52.69	0.79	23.24
SR30s-03		30	23.40	13.96	76.50	0.77	33.30	13.18	13.89	42.61	0.78	18.67
SR30s-08			23.79	13.98	78.06	0.77	33.91	13.36	13.94	43.50	0.77	18.98
Promedios			23.71	13.88	76.47	0.78	33.54	NOTA: Especímenes preparados para pruebas de compresión simple (CS).				
Desviación estandar		0.25	0.09	1.17	0.01	0.36						
Coefficiente de variación		0.01	0.01	0.02	0.01	0.01						

b) Pruebas triaxiales cíclicas (TXC).

Tabla A3. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo ML).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales					
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	
TR20h-01A	Humedecimiento	30	30.79	13.19	86.77	0.91	41.39	34.65	12.98	94.45	0.94	45.83	
TR20h-03A			30.84	13.29	88.31	0.90	41.77	34.56	13.01	94.67	0.94	45.83	
TR20h-06A			30.60	13.21	86.62	0.91	41.22	34.82	13.00	95.20	0.94	46.13	
TR20h-05		20	30.53	13.36	88.46	0.89	41.58	33.84	13.00	92.64	0.94	44.86	
TR20h-10			30.34	13.32	87.37	0.89	41.20	33.09	13.12	92.29	0.92	44.26	
TR20h-12			30.24	13.34	87.29	0.89	41.11	33.19	13.06	91.65	0.93	44.18	
TR10h-01		10	30.73	13.28	87.88	0.90	41.60	32.73	13.20	92.38	0.91	44.03	
TR10h-02			30.85	13.23	87.52	0.91	41.60	32.78	13.14	91.69	0.92	43.90	
TR10h-03			30.80	13.31	88.58	0.89	41.80	33.01	13.10	91.79	0.92	44.09	
TR5h-05		5	30.53	13.36	88.46	0.89	41.58	33.28	13.12	92.80	0.92	44.51	
TR5h-06			30.77	13.36	89.12	0.89	41.90	33.47	12.98	91.29	0.94	44.29	
TR5h-04			30.44	13.35	88.10	0.89	41.44	33.17	13.07	91.71	0.93	44.18	
TR1h-07		1	30.58	13.22	86.62	0.91	41.21	33.35	12.99	91.16	0.94	44.18	
TR1h-10			30.68	13.16	86.06	0.92	41.15	33.33	12.92	90.09	0.95	43.91	
TROpt-02			0	30.94	13.22	87.73	0.91	41.71	30.42	13.27	86.85	0.90	41.14
TROpt-03		30.92		13.21	87.50	0.91	41.64	30.38	13.24	86.41	0.90	41.02	
TROpt-05		30.88		13.18	86.92	0.91	41.48	30.33	13.22	85.97	0.91	40.88	
TR1s-04		Secado	1	31.08	13.13	86.74	0.92	41.58	30.57	13.17	85.97	0.91	41.05
TR1s-10				30.87	13.27	88.13	0.90	41.75	30.27	13.24	86.05	0.90	40.86
TR1s-05			5	30.74	13.35	88.92	0.89	41.83	30.55	13.22	86.59	0.91	41.18
TR5s-03	30.77			13.23	87.33	0.91	41.50	28.09	13.45	82.60	0.87	38.52	
TR5s-09	30.63			13.33	88.29	0.89	41.61	28.90	13.38	84.00	0.88	39.42	
TR5s-04	10		30.72	13.27	87.78	0.90	41.57	29.33	13.31	84.31	0.89	39.80	
TR10s-05			30.73	13.38	89.27	0.88	41.90	27.08	13.71	82.91	0.84	37.84	
TR10s-06			30.38	13.40	88.59	0.88	41.50	26.81	13.69	81.89	0.84	37.42	
TR10s-07	20		30.43	13.33	87.67	0.89	41.33	26.10	13.75	80.51	0.83	36.59	
TR20s-15			30.02	13.23	85.13	0.91	40.47	20.88	13.92	66.17	0.81	29.63	
TR20s-19			30.46	13.35	88.05	0.89	41.44	23.26	13.83	72.66	0.82	32.80	
TR30s-02	30		30.93	13.24	87.97	0.90	41.76	22.52	13.90	71.10	0.81	31.90	
TR30s-07			30.54	13.19	86.13	0.91	41.06	20.57	13.88	64.72	0.82	29.10	
TR30s-10			30.01	13.28	85.80	0.90	40.62	21.15	13.95	67.31	0.81	30.07	
Promedios			30.64	13.28	87.58	0.90	41.46	NOTA: Especímenes preparados para pruebas triaxiales cíclicas (TXC).					
Desviación estándar			0.26	0.07	1.00	0.01	0.34						
Coeficiente de variación			0.01	0.01	0.01	0.01	0.01						

Tabla A4. Condiciones iniciales y finales de especímenes de prueba (Suelo SM).

Especímen	Proceso	Tiempo (días)	Condiciones iniciales					Condiciones finales					
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	S <sub>r</sub> (%)	e	$\theta$ (%)	
SR30h-01	Humedecimiento	30	23.31	13.88	75.22	0.78	32.98	27.85	13.84	89.33	0.79	39.30	
SR30h-04			23.59	14.00	77.57	0.77	33.66	27.92	13.92	90.70	0.78	39.62	
SR30h-05			23.33	13.90	75.58	0.78	33.07	27.69	13.89	89.53	0.78	39.22	
SR20h-03		20	23.86	13.71	74.90	0.80	33.35	28.44	13.73	89.59	0.80	39.82	
SR20h-06			23.83	13.93	77.55	0.77	33.84	27.16	13.97	88.86	0.77	38.66	
SR20h-11			23.85	13.90	77.25	0.78	33.80	27.28	13.87	87.93	0.78	38.58	
SR10h-02		10	23.51	13.94	76.54	0.77	33.40	26.99	13.92	87.59	0.78	38.29	
SR10h-06			23.65	13.86	76.06	0.78	33.42	27.18	13.88	87.74	0.78	38.47	
SR10h-11			24.14	13.85	77.54	0.78	34.09	27.07	13.85	86.85	0.79	38.21	
SR5h-03		5	23.11	13.94	75.28	0.77	32.84	26.54	13.94	86.54	0.77	37.73	
SR5h-06			23.36	13.90	75.60	0.78	33.10	26.73	13.98	87.62	0.77	38.08	
SR5h-11			23.97	14.00	78.92	0.77	34.22	26.50	14.04	87.80	0.76	37.93	
SR1h-02		1	23.54	13.99	77.30	0.77	33.56	25.85	14.00	85.06	0.77	36.89	
SR1h-03			23.54	13.95	76.86	0.77	33.48	26.00	13.99	85.36	0.77	37.07	
SR1h-05			23.59	13.87	75.95	0.78	33.35	26.17	13.90	84.67	0.78	37.07	
SROpt-01		0	23.11	13.96	75.57	0.77	32.89	23.11	13.96	75.57	0.77	32.89	
SROpt-02			23.32	13.97	76.42	0.77	33.22	23.32	13.97	76.42	0.77	33.22	
SROpt-03			23.35	14.03	77.18	0.76	33.39	23.35	14.03	77.18	0.76	33.39	
SR1s-03		Secado	1	23.26	13.91	75.36	0.78	32.97	22.29	13.97	73.00	0.77	31.74
SR1s-07				24.02	13.84	77.03	0.79	33.89	22.95	13.89	74.20	0.78	32.50
SR1s-08	5		24.04	13.92	78.06	0.78	34.11	22.90	13.96	74.86	0.77	32.59	
SR5s-01			23.74	14.00	78.15	0.77	33.88	21.96	14.05	72.86	0.76	31.45	
SR5s-09			23.80	13.90	77.02	0.78	33.72	21.33	13.97	69.87	0.77	30.38	
SR5s-10	10		23.67	14.00	77.88	0.77	33.78	22.09	14.01	72.79	0.76	31.54	
SR10s-02			23.46	13.91	76.09	0.78	33.27	18.69	13.94	60.91	0.77	26.56	
SR10s-07			23.38	13.93	76.11	0.77	33.21	18.43	13.98	60.48	0.77	26.27	
SR10s-09	20		23.57	13.91	76.46	0.78	33.43	20.46	13.95	66.83	0.77	29.10	
SR20s-01			24.06	13.84	77.11	0.79	33.94	18.14	13.90	58.71	0.78	25.70	
SR20s-06			24.06	13.77	76.28	0.79	33.78	15.01	13.82	47.94	0.79	21.14	
SR20s-07	30		23.96	13.84	76.77	0.79	33.80	14.96	14.00	49.20	0.77	21.34	
SR30s-04			23.68	13.92	76.93	0.78	33.61	12.73	13.87	41.03	0.78	18.00	
SR30s-10			23.68	13.88	76.35	0.78	33.49	13.57	13.84	43.48	0.79	19.14	
SR30s-13	23.65		13.88	76.29	0.78	33.46	10.29	13.85	33.06	0.78	14.53		
Promedios			23.64	13.91	76.64	0.78	33.51	NOTA: Especímenes preparados para pruebas triaxiales cíclicas (TXC).					
Desviación estándar			0.29	0.07	0.95	0.01	0.37						
Coeficiente de variación			0.01	0.00	0.01	0.01	0.01						

## c) Trayectorias de secado.

Tabla A5. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML).

Especímen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>SECADO</b>								
TR30s-04	CS	30	30.10	13.30	19.38	14.10	21.34	13.87
TR30s-05	CS		30.09	13.25	22.74	13.68		
TR30s-06	CS		30.62	13.17	21.66	13.73		
TR30s-02	TXC		30.93	13.24	22.52	13.90		
TR30s-07	TXC		30.54	13.19	20.57	13.88		
TR30s-10	TXC		30.01	13.28	21.15	13.95		
TR20s-08	CS	20	29.87	13.30	20.08	14.04	22.01	13.92
TR20s-11	CS		29.77	13.29	22.48	13.97		
TR20s-12	CS		30.00	13.33	23.33	13.85		
TR20s-15	TXC		30.02	13.23	20.88	13.92		
TR20s-19	TXC		30.46	13.35	23.26	13.83		
TR10s-08	CS		10	30.30	13.42	25.85		
TR10s-09	CS	30.28		13.31	25.27	13.80		
TR10s-12	CS	30.81		13.26	25.21	13.87		
TR10s-05	TXC	30.73		13.38	27.08	13.71		
TR10s-06	TXC	30.38		13.40	26.81	13.69		
TR10s-07	TXC	30.43		13.33	26.10	13.75		
TR5s-01	CS	5	30.58	13.35	28.93	13.29	28.57	13.42
TR5s-02	CS		30.48	13.36	28.32	13.50		
TR5s-12	CS		30.53	13.33	27.86	13.56		
TR5s-03	TXC		30.77	13.23	28.09	13.45		
TR5s-09	TXC		30.63	13.33	28.90	13.38		
TR5s-04	TXC		30.72	13.27	29.33	13.31		
TR1s-06	CS	1	31.14	13.21	30.92	13.16	30.56	13.21
TR1s-08	CS		30.48	13.23	30.31	13.22		
TR1s-09	CS		30.48	13.29	30.75	13.28		
TR1s-04	TXC		31.08	13.13	30.57	13.17		
TR1s-10	TXC		30.87	13.27	30.27	13.24		
TR1s-05	TXC		30.74	13.35	30.55	13.22		
Promedio			<b>30.48</b>	<b>13.29</b>	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			<b>0.35</b>	<b>0.07</b>				
Coeficiente de variación			<b>0.01</b>	<b>0.01</b>				

Tabla A6. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM).

Especímen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>SECADO</b>								
SR30s-02	CS	30	23.69	13.85	16.50	13.82	13.27	13.87
SR30s-03	CS		23.40	13.96	13.18	13.89		
SR30s-08	CS		23.79	13.98	13.36	13.94		
SR30s-04	TXC		23.68	13.92	12.73	13.87		
SR30s-10	TXC		23.68	13.88	13.57	13.84		
SR30s-13	TXC		23.65	13.88	10.29	13.85		
SR20s-03	CS	20	23.75	13.79	14.13	13.76	15.65	13.86
SR20s-05	CS		23.68	13.80	15.99	13.83		
SR20s-01	TXC		24.06	13.84	18.14	13.90		
SR20s-06	TXC		24.06	13.77	15.01	13.82		
SR20s-07	TXC		23.96	13.84	14.96	14.00		
SR10s-10	CS		10	23.64	13.85	18.66		
SR10s-11	CS	23.95		13.83	20.16	13.81		
SR10s-12	CS	24.04		13.97	20.31	13.97		
SR10s-02	TXC	23.46		13.91	18.69	13.94		
SR10s-07	TXC	23.38		13.93	18.43	13.98		
SR10s-09	TXC	23.57		13.91	20.46	13.95		
SR5s-02	CS	5	23.44	13.80	21.98	13.83	21.95	13.94
SR5s-07	CS		24.01	13.86	22.27	13.90		
SR5s-08	CS		23.72	13.87	22.04	13.88		
SR5s-01	TXC		23.74	14.00	21.96	14.05		
SR5s-09	TXC		23.80	13.90	21.33	13.97		
SR5s-10	TXC		23.67	14.00	22.09	14.01		
SR1s-04	CS	1	23.66	13.82	23.12	13.81	22.78	13.88
SR1s-06	CS		24.00	13.84	22.93	13.85		
SR1s-10	CS		23.74	13.79	22.50	13.82		
SR1s-03	TXC		23.26	13.91	22.29	13.97		
SR1s-07	TXC		24.02	13.84	22.95	13.89		
SR1s-08	TXC		24.04	13.92	22.90	13.96		
Promedio			<b>23.74</b>	<b>13.88</b>	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			<b>0.23</b>	<b>0.07</b>				
Coeficiente de variación			<b>0.01</b>	<b>0.00</b>				

## d) Trayectorias de humedecimiento.

Tabla A7. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo ML).

Especimen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>HUMEDECIMIENTO</b>								
TR20h-18	CS	30	31.03	13.05	35.50	12.85	34.96	12.93
TR20h-21	CS		29.99	13.07	35.25	12.82		
TR20h-01A	TXC		30.79	13.19	34.65	12.98		
TR20h-03A	TXC		30.84	13.29	34.56	13.01		
TR20h-06A	TXC		30.60	13.21	34.82	13.00		
TR20h-07	CS	20	30.23	13.35	33.80	13.01	33.52	13.05
TR20h-08	CS		30.30	13.36	33.70	13.05		
TR20h-05	TXC		30.53	13.36	33.84	13.00		
TR20h-10	TXC		30.34	13.32	33.09	13.12		
TR20h-12	TXC		30.24	13.34	33.19	13.06		
TR10h-08	CS	10	30.44	13.35	33.30	13.10	33.06	13.14
TR10h-09	CS		30.73	13.40	33.46	13.15		
TR10h-01	TXC		30.73	13.28	32.73	13.20		
TR10h-02	TXC		30.85	13.23	32.78	13.14		
TR10h-03	TXC		30.80	13.31	33.01	13.10		
TR5h-02	CS	5	30.48	13.36	33.19	13.04	33.31	13.05
TR5h-10	CS		30.88	13.23	33.45	13.04		
TR5h-05	TXC		30.53	13.36	33.28	13.12		
TR5h-06	TXC		30.77	13.36	33.47	12.98		
TR5h-04	TXC		30.44	13.35	33.17	13.07		
TR1h-02	CS	1	30.97	13.16	33.06	13.09	33.22	12.98
TR1h-04	CS		30.87	13.14	33.12	12.92		
TR1h-07	TXC		30.58	13.22	33.35	12.99		
TR1h-10	TXC		30.68	13.16	33.33	12.92		
Promedio			<b>30.61</b>	<b>13.27</b>	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			<b>0.26</b>	<b>0.10</b>				
Coeficiente de variación			<b>0.01</b>	<b>0.01</b>				

Tabla A8. Contenidos de agua y pesos volumétricos secos promedio (Suelo SM).

Especimen	Tipo de ensaye	Tiempo (días)	Condiciones iniciales		Condiciones finales			
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>prom</sub> (%)	$\gamma_{dprom}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>HUMEDECIMIENTO</b>								
SR30h-02	CS	30	23.26	13.86	28.47	13.79	27.96	13.86
SR30h-03	CS		23.41	13.89	28.08	13.83		
SR30h-08	CS		23.45	13.92	27.72	13.90		
SR30h-01	TXC		23.31	13.88	27.85	13.84		
SR30h-04	TXC		23.59	14.00	27.92	13.92		
SR30h-05	TXC	20	23.33	13.90	27.69	13.89	27.88	13.85
SR20h-01	CS		23.96	13.84	28.13	13.84		
SR20h-02	CS		24.13	13.85	28.37	13.83		
SR20h-03	TXC		23.86	13.71	28.44	13.73		
SR20h-06	TXC		23.83	13.93	27.16	13.97		
SR20h-11	TXC	23.85	13.90	27.28	13.87			
SR10h-01	CS	10	23.65	13.83	27.67	13.80	27.20	13.87
SR10h-03	CS		23.44	13.97	27.38	13.87		
SR10h-12	CS		24.34	13.87	26.90	13.89		
SR10h-02	TXC		23.51	13.94	26.99	13.92		
SR10h-06	TXC		23.65	13.86	27.18	13.88		
SR10h-11	TXC	24.14	13.85	27.07	13.85			
SR5h-04	CS	5	23.62	13.81	27.29	13.88	26.83	13.95
SR5h-07	CS		23.55	13.84	27.08	13.89		
SR5h-03	TXC		23.11	13.94	26.54	13.94		
SR5h-06	TXC		23.36	13.90	26.73	13.98		
SR5h-11	TXC		23.97	14.00	26.50	14.04		
SR1h-04	CS	1	23.67	13.93	26.18	13.94	26.17	13.92
SR1h-08	CS		23.78	13.84	26.34	13.88		
SR1h-09	CS		23.85	13.85	26.47	13.85		
SR1h-02	TXC		23.54	13.99	25.85	14.00		
SR1h-03	TXC		23.54	13.95	26.00	13.99		
SR1h-05	TXC	23.59	13.87	26.17	13.90			
Promedio			<b>23.65</b>	<b>13.89</b>	NOMENCLATURA: TXC = Ensaye triaxial cíclico CS = Ensaye de compresión simple			
Desviación estándar			<b>0.29</b>	<b>0.06</b>				
Coeficiente de variación			<b>0.01</b>	<b>0.00</b>				

**ANEXO B.**  
**RESULTADOS DE LAS CURVAS CARACTERÍSTICAS**

a) Suelo ML.

Nombre del suelo: **TERRAPLEN**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.914	0.91543
2	30	0.897	0.88968
3	100	0.871	0.85418
4	200	0.852	0.82967
5	400	0.819	0.80162
6	600	0.792	0.78327
7	30	0.872	0.88968
8	100	0.840	0.85418
9	200	0.824	0.82967
10	400	0.791	0.80162
11	600	0.759	0.78327

Nomenclatura:

S<sub>r</sub>= Grado de Saturación  
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e= Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub>= Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

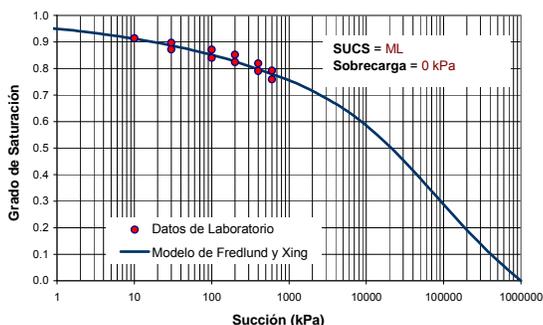
Referencia: Proyecto ii-16/12

Clasificación SUCS: **Limo de baja compresibilidad (ML)**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

a= **4659.76**      Función Objetivo **0.00246**  
 n= **0.26**  
 m= **1.35**  
 ψ<sub>r</sub>= **19617.91** kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[ \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Figura B1. Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: **TERRAPLEN**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.9190	0.91635
2	30	0.8990	0.89171
3	100	0.8740	0.85793
4	200	0.8530	0.83468
5	400	0.8170	0.80807
6	600	0.7860	0.79065
7	10	0.9000	0.91635
8	30	0.8780	0.89171
9	100	0.8550	0.85793
10	200	0.8380	0.83468
11	400	0.8030	0.80807
12	600	0.7740	0.79065

Nomenclatura:

S<sub>r</sub>= Grado de Saturación  
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e= Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub>= Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

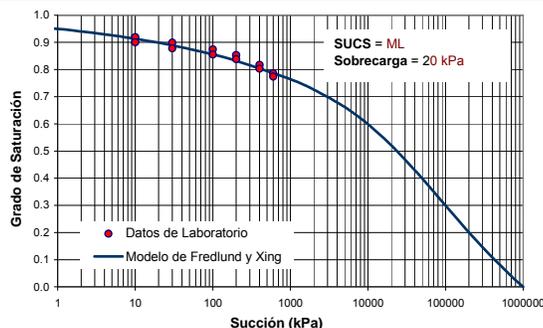
Referencia: Proyecto ii-01/11

Clasificación SUCS: **Limo de baja compresibilidad (ML)**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

a= **4659.76**      Función Objetivo **0.00153**  
 n= **0.26**  
 m= **1.28**  
 ψ<sub>r</sub>= **19617.91** kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[ \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Figura B2. Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: **TERRAPLEN**

Datos de Laboratorio Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.900	0.91313
2	30	0.879	0.88951
3	100	0.855	0.85761
4	200	0.838	0.83585
5	400	0.811	0.81106
6	600	0.784	0.79484
1	10	0.922	0.91313
2	30	0.896	0.88951
3	100	0.863	0.85761
4	200	0.845	0.83585
5	400	0.817	0.81106
6	600	0.793	0.79484

Nomenclatura:

S<sub>r</sub> = Grado de Saturación  
 a = Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n = Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m = Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e = Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub> = Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ = Succión del suelo en el punto de interés.

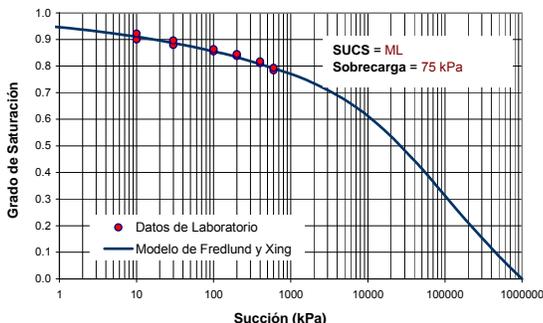
Referencia: Proyecto ii-16/12

Figura B3. Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga.

Clasificación SUCS: **Limo de baja compresibilidad (ML)**

Parámetros del modelo a = 4659.76 Función Objetivo 0.00068  
 n = 0.24  
 m = 1.22  
 ψ<sub>r</sub> = 19617.91 kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \left[ \frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m$$

Nombre del suelo: **TERRAPLEN**

Datos de Laboratorio Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.9020	0.90800
2	30	0.8790	0.88261
3	100	0.8540	0.84831
4	200	0.8350	0.82496
5	400	0.8090	0.79843
6	600	0.7800	0.78115
1	10	0.9110	0.90800
2	30	0.8810	0.88261
3	100	0.8450	0.84831
4	200	0.8250	0.82496
5	400	0.7970	0.79843
6	600	0.7680	0.78115

Nomenclatura:

S<sub>r</sub> = Grado de Saturación  
 a = Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n = Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m = Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e = Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub> = Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ = Succión del suelo en el punto de interés.

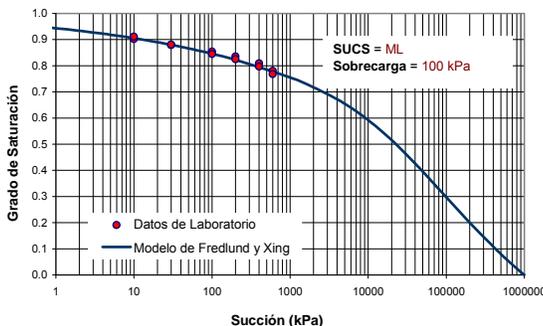
Referencia: Proyecto ii-16/12

Figura B4. Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga.

Clasificación SUCS: **Limo de baja compresibilidad (ML)**

Parámetros del modelo a = 4659.76 Función Objetivo 0.00049  
 n = 0.25  
 m = 1.32  
 ψ<sub>r</sub> = 19617.91 kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \left[ \frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m$$

b) Suelo SM.

Nombre del suelo: **SUBRASANTE**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.860	0.89463
2	30	0.825	0.83913
3	100	0.741	0.75440
4	200	0.684	0.69304
5	600	0.554	0.57789
6	10	0.909	0.89463
7	30	0.865	0.83913
8	100	0.764	0.75440
9	200	0.721	0.69304
10	600	0.590	0.57789

Nomenclatura:

S<sub>r</sub>= Grado de Saturación  
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e= Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub>= Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

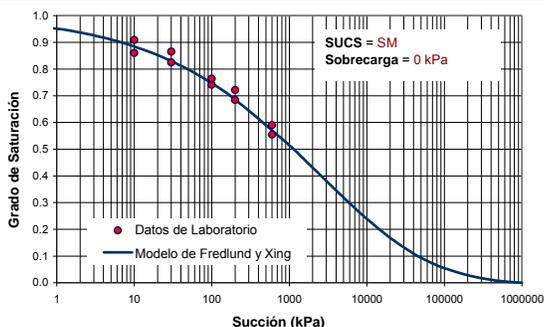
Referencia: Proyecto ii-01/11

Clasificación SUCS: **SM Arena limosa**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

a=	4659.76	0.004126925
n=	0.40	
m=	3.90	
ψ <sub>r</sub> =	19617.91	kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \left[ \frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m$$

Figura B5. Curva característica para 0 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: **SUBRASANTE**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.922	0.91816
2	30	0.886	0.86496
3	100	0.803	0.77835
4	200	0.734	0.71267
5	600	0.592	0.58502
6	10	0.889	0.91816
7	30	0.851	0.86496
8	100	0.765	0.77835
9	200	0.701	0.71267
10	600	0.567	0.58502

Nomenclatura:

S<sub>r</sub>= Grado de Saturación  
 a= Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 n= Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 m= Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 e= Base neperiana = 2.718  
 ψ<sub>r</sub>= Parámetro rel. con la succión residual.  
 ψ= Succión del suelo en el punto de interés.

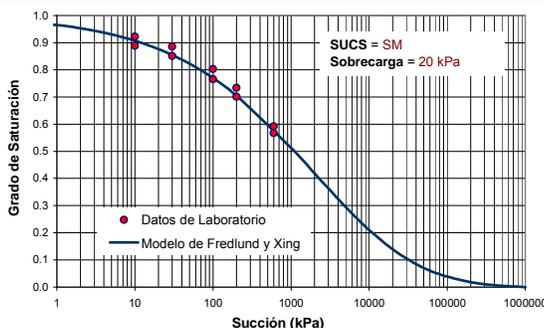
Referencia: Proyecto ii-01/11

Clasificación SUCS: **SM Arena limosa**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

a=	4659.76	0.003252646
n=	0.44	
m=	4.17	
ψ <sub>r</sub> =	19617.91	kPa

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \left[ \frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m$$

Figura B6. Curva característica para 20 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: **SUBRASANTE**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.870	0.86986
2	30	0.831	0.81263
3	100	0.759	0.72974
4	200	0.696	0.67194
5	400	0.611	0.60721
6	600	0.563	0.56650
1	10	0.832	0.86986
2	30	0.797	0.81263
3	100	0.732	0.72974
4	200	0.672	0.67194
5	400	0.595	0.60721
6	600	0.548	0.56650

Nomenclatura:  
 $S_r$  = Grado de Saturación  
 $a$  = Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 $n$  = Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 $m$  = Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 $e$  = Base neperiana = 2.718  
 $\psi_r$  = Parámetro rel. con la succión residual.  
 $\psi$  = Succión del suelo en el punto de interés.

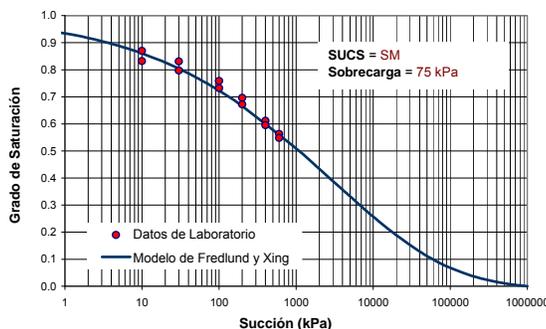
Referencia: Proyecto ii-16/12

Clasificación SUCS: **SM Arena limosa**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

$a$	4659.76	0.00397
$n$	0.35	
$m$	3.76	
$\psi_r$	19617.91 kPa	

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[ \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Figura B7. Curva característica para 75 kPa de presión de sobrecarga.

Nombre del suelo: **SUBRASANTE**

Datos de Laboratorio      Modelo de Fredlund y Xing

No. Puntos	Succión (kPa)	Grado de Saturación (decimal)	Grado de Saturación Predicha (kPa)
1	10	0.8830	0.88244
2	30	0.8480	0.82547
3	100	0.7760	0.74069
4	200	0.7090	0.68044
5	400	0.6210	0.61221
6	600	0.5700	0.56904
1	10	0.8520	0.88244
2	30	0.8040	0.82547
3	100	0.7310	0.74069
4	200	0.6690	0.68044
5	400	0.5970	0.61221
6	600	0.5520	0.56904

Nomenclatura:  
 $S_r$  = Grado de Saturación  
 $a$  = Parámetro rel. con el valor de entrada de aire.  
 $n$  = Parámetro rel. con la desaturación del suelo.  
 $m$  = Parámetro rel. con el cont. de agua residual.  
 $e$  = Base neperiana = 2.718  
 $\psi_r$  = Parámetro rel. con la succión residual.  
 $\psi$  = Succión del suelo en el punto de interés.

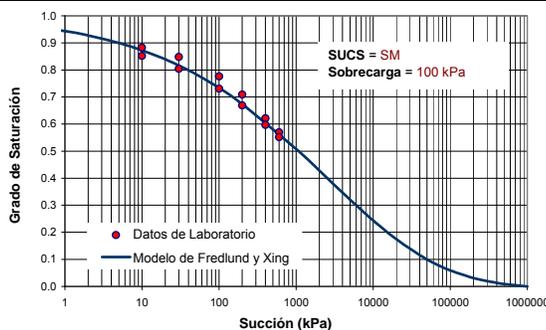
Referencia: Proyecto ii-16/12

Clasificación SUCS: **SM Arena limosa**

Parámetros del modelo      Función Objetivo

$a$	4659.76	0.00478
$n$	0.38	
$m$	3.87	
$\psi_r$	19617.91 kPa	

Curva Característica



Modelo de Fredlund y Xing (1994):

$$S_r = \left[ 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \left[ \frac{1}{\ln \left( e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m$$

Figura B8. Curva característica para 100 kPa de presión de sobrecarga.

**ANEXO C.  
RESULTADOS DE LA PRUEBA A LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO  
CONFINADA**

Tabla C1. Resistencia a la compresión no confinada (Suelo ML).

Espécimen	Proceso	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	ψ (kPa)	q <sub>máx</sub> (kPa)	ε <sub>máx</sub> (%)	E <sub>sec</sub> (MPa)
TR20h-18	30 días de humedecimiento	35.50	94.84	1	179.90	3.09	9.80
TR20h-21		35.25	93.79	2	151.70	2.28	9.10
TR20h-07	20 días de humedecimiento	33.80	92.65	4	236.70	2.66	16.50
TR20h-08		33.70	92.95	4	225.70	2.45	16.00
TR10h-08	10 días de humedecimiento	33.30	92.59	4	239.80	2.76	15.50
TR10h-09		33.46	93.76	2	245.70	3.21	16.20
TR5h-02	5 días de humedecimiento	33.19	91.42	10	253.20	3.17	14.20
TR5h-10		33.45	92.09	7	248.30	3.20	14.40
TR1h-02	1 día de humedecimiento	33.06	91.79	6	290.70	2.60	19.21
TR1h-04		33.12	89.49	20	277.20	2.80	16.62
TRopt-01	Condición inicial (óptima)	30.55	85.96	90	376.90	2.60	25.50
TRopt-04		30.37	85.74	90	381.30	2.53	27.40
TR1s-06	1 día de secado	30.92	86.75	60	476.80	3.08	32.30
TR1s-08		30.31	85.84	100	529.00	2.67	38.40
TR1s-09		30.75	87.90	30	455.00	2.76	30.80
TR5s-01	5 días de secado	28.93	82.84	200	612.40	2.00	50.10
TR5s-02		28.32	83.95	150	721.60	2.11	60.60
TR5s-12		27.86	83.38	200	779.30	1.70	67.10
TR10s-08	10 días de secado	25.85	79.71	400	1302.50	1.38	121.20
TR10s-09		25.27	78.52	500	1346.20	1.43	123.20
TR10s-12		25.21	79.20	500	1442.90	1.34	131.50
TR20s-08	20 días de secado	20.08	64.87	5000	1926.90	1.24	179.60
TR20s-11		22.48	71.82	2000	1775.70	1.14	173.20
TR20s-12		23.33	73.12	1600	1679.60	1.30	151.10
TR30s-04	30 días de secado	19.38	63.16	6000	1945.80	1.28	177.40
TR30s-05		22.74	69.31	---	---	---	---
TR30s-06		21.66	66.57	---	---	---	---

Tabla C2. Resistencia a la compresión no confinada (Suelo SM).

Espécimen	Proceso	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	ψ (kPa)	q <sub>máx</sub> (kPa)	ε <sub>máx</sub> (%)	E <sub>sec</sub> (MPa)
SR30h-02	30 días de humedecimiento	28.47	90.57	6	111.6	1.7	7.9
SR30h-03		28.08	89.91	7	145.4	1.8	8.8
SR30h-08		27.72	89.75	7	135.2	2.0	7.6
SR20h-01	20 días de humedecimiento	28.13	90.14	7	138.9	1.6	10.8
SR20h-02		28.37	90.79	6	149.4	1.9	8.5
SR10h-01	10 días de humedecimiento	27.67	88.09	10	140.2	1.7	8.8
SR10h-03		27.38	88.25	10	154.1	1.5	12.3
SR10h-12		26.90	86.92	13	171.0	2.0	9.4
SR5h-04	5 días de humedecimiento	27.29	88.05	10	120.1	1.6	9.2
SR5h-07		27.08	87.50	13	119.4	1.5	9.6
SR1h-04	1 día de humedecimiento	26.18	85.26	20	155.5	1.6	10.0
SR1h-08		26.34	84.93	20	144.3	1.7	9.9
SR1h-09		26.47	85.02	20	146.9	1.5	11.8
SRopt-01	Condición inicial (Óptima)	22.93	73.61	115	210.1	1.6	15.0
SRopt-02		23.55	78.01	60	212.7	1.9	12.5
SRopt-03		23.45	79.45	50	225.6	1.7	14.4
SR1h-04	1 día de secado	23.12	73.76	115	216.5	2.1	17.6
SR1h-08		22.93	73.63	115	209.5	2.1	18.1
SR1h-09		22.50	71.92	140	217.5	2.2	12.1
SR5h-04	5 días de secado	21.98	70.34	170	252.3	1.7	17.5
SR5h-07		22.27	72.08	140	265.3	1.9	15.1
SR5s-08		22.04	71.15	160	251.5	1.7	17.5
SR10h-01	10 días de secado	18.66	59.39	500	476.0	1.6	37.7
SR10h-03		20.16	64.26	320	396.7	1.5	31.4
SR10h-12		20.31	66.52	250	412.6	1.8	27.2
SR20h-01	20 días de secado	14.13	44.67	1800	761.0	1.7	54.9
SR20h-02		15.99	51.16	1100	668.5	1.7	48.7
SR30h-02	30 días de secado	16.50	52.69	950	645.8	1.6	48.9
SR30h-03		13.18	42.61	2000	747.6	1.4	66.4
SR30h-08		13.36	43.50	1900	807.6	1.7	49.7

**ANEXO D.**  
**RESULTADOS DE LOS ENSAYES TRIAXIALES CÍCLICOS**

a) Valores promedio de E y D para distintas condiciones de esfuerzos

Tabla D1. Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo ML).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S <sub>v</sub> (%)	ψ (kPa)	e	MÓDULOS DE YOUNG, E (MPa)								
						σ <sub>3</sub> = 14 kPa			σ <sub>3</sub> = 28 kPa			σ <sub>3</sub> = 55 kPa		
						σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200
TR30s-07	30 días de secado	20.9	66.0	4500	0.81	143.7	160.1	193.6	167.8	184.3	217.6	195.0	209.8	249.5
TR30s-10														
TR20s-15	20 días de secado	22.1	69.4	2800	0.82	165.4	191.7	232.5	196.2	220.1	259.5	231.0	256.6	294.7
TR20s-19														
TR10s-05	10 días de secado	26.9	82.4	200	0.84	177.1	211.6	240.8	204.6	231.7	263.0	224.4	255.9	285.1
TR10s-06														
TR5s-03	5 días de secado	29.1	84.2	130	0.89	141.1	153.8	146.5	160.9	168.2	158.9	176.7	184.6	160.7
TR5s-09														
TR1s-04	1 día de secado	30.5	86.2	70	0.91	101.7	106.4	96.3	115.0	117.3	105.9	127.1	129.0	116.7
TR1s-10														
TR1s-05	1 día de humto	33.3	90.6	13	0.95	37.0	35.8	31.8	41.6	39.7	36.4	54.4	48.2	43.2
TR1h-07														
TR1h-10	5 días de humto	33.3	91.9	6	0.93	35.0	35.3	30.8	44.6	41.1	34.9	54.6	50.5	41.1
TR5h-05														
TR5h-06	10 días de humto	32.8	92.0	6	0.92	49.3	44.8	32.3	51.9	47.3	35.1	59.6	55.6	43.0
TR5h-04														
TR10h-01	20 días de humto	33.4	92.2	6	0.93	42.5	37.9	27.3	48.8	44.6	27.9	57.6	52.4	40.5
TR10h-02														
TR10h-03	30 días de humto	34.7	94.8	1	0.94	36.4	32.5	26.5	41.7	38.9	30.2	50.8	47.1	36.8
TR20h-05														
TR20h-10	TR20h-01A													
TR20h-12		TR20h-03A												
TR20h-06A														

Tabla D2. Módulos de Young promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo SM).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S <sub>v</sub> (%)	ψ (kPa)	e	MÓDULOS DE YOUNG (MPa)								
						σ <sub>3</sub> = 14 kPa			σ <sub>3</sub> = 28 kPa			σ <sub>3</sub> = 55 kPa		
						σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200
SR30s-04	30 días de secado	13.15	42.3	2200	0.78	220.4	249.1	269.7	251.5	276.8	300.9	277.6	304.8	328.8
SR30s-10														
SR20s-06	20 días de secado	14.99	48.6	1300	0.78	207.5	227.1	236.5	221.8	249.6	261.4	243.1	269.0	286.4
SR20s-07														
SR10s-07	10 días de secado	19.45	63.7	320	0.77	117.2	123.6	130.2	146.9	144.8	150.8	182.7	173.4	174.2
SR10s-09														
SR5s-01	5 días de secado	22.03	72.8	130	0.76	71.8	70.0	77.7	87.4	82.2	89.7	107.6	101.1	107.6
SR5s-10														
SR1s-03	1 día de secado	22.60	73.9	110	0.77	60.3	61.0	71.2	72.9	73.1	83.2	94.7	91.9	102.1
SR1s-08														
SR1h-02	1 día de humto	26.01	85.0	20	0.77	40.1	45.7	55.5	53.6	56.8	68.3	73.9	75.7	86.5
SR1h-03														
SR1h-05	5 días de humto	26.59	87.3	12	0.77	41.7	45.3	58.0	57.1	57.4	70.2	81.5	79.6	88.6
SR5h-03														
SR5h-06	10 días de humto	27.08	87.4	12	0.78	40.3	45.0	55.6	53.3	55.2	67.0	72.8	74.0	83.6
SR5h-11														
SR10h-02	20 días de humto	27.22	88.4	10	0.78	43.1	46.1	53.9	58.5	57.5	66.9	83.3	79.5	85.3
SR10h-06														
SR10h-11	30 días de humto	27.69	89.5	8	0.78	47.8	49.6	56.5	62.3	62.0	70.3	84.8	84.3	89.4
SR20h-06														
SR20h-11														
SR30h-05														

Tabla D3. Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo ML).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	ψ (kPa)	e	AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO, D (%)								
						σ <sub>3</sub> = 14 kPa			σ <sub>3</sub> = 28 kPa			σ <sub>3</sub> = 55 kPa		
						σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200
TR30s-07	30 días de secado	20.9	66.0	4500	0.81	6.8	6.6	6.1	6.5	6.6	6.5	6.5	6.7	7.0
TR30s-10						6.8	6.6	6.1	6.5	6.6	6.5	6.5	6.7	7.0
TR20s-15	20 días de secado	22.1	69.4	2800	0.82	4.4	4.5	4.8	4.5	4.5	4.8	4.7	4.8	5.0
TR20s-19						4.4	4.5	4.8	4.5	4.5	4.8	4.7	4.8	5.0
TR10s-05	10 días de secado	26.9	82.4	200	0.84	4.6	4.7	4.9	4.5	4.5	4.8	4.9	4.6	4.8
TR10s-06						4.6	4.7	4.9	4.5	4.5	4.8	4.9	4.6	4.8
TR5s-03	5 días de secado	29.1	84.2	130	0.89	5.6	5.3	5.6	5.4	5.1	5.5	5.5	5.3	5.5
TR5s-09						5.6	5.3	5.6	5.4	5.1	5.5	5.5	5.3	5.5
TR1s-04	1 día de secado	30.5	86.2	70	0.91	4.6	5.1	6.5	4.4	4.9	6.5	4.5	5.1	6.6
TR1s-10						4.6	5.1	6.5	4.4	4.9	6.5	4.5	5.1	6.6
TR1s-05	1 día de humto	33.3	90.6	13	0.95	7.4	7.8	10.0	7.8	7.6	9.9	7.4	7.8	9.9
TR1h-07						7.4	7.8	10.0	7.8	7.6	9.9	7.4	7.8	9.9
TR1h-10	5 días de humto	33.3	91.9	6	0.93	7.2	7.8	10.8	6.5	7.7	10.4	6.8	8.2	10.6
TR5h-05						7.2	7.8	10.8	6.5	7.7	10.4	6.8	8.2	10.6
TR5h-06	10 días de humto	32.8	92.0	6	0.92	6.0	6.7	9.7	6.0	6.9	9.3	6.5	7.4	9.3
TR10h-02						6.0	6.7	9.7	6.0	6.9	9.3	6.5	7.4	9.3
TR10h-03	20 días de humto	33.4	92.2	6	0.93	6.8	7.6	10.1	6.9	7.4	9.7	7.4	7.8	9.7
TR20h-05						6.8	7.6	10.1	6.9	7.4	9.7	7.4	7.8	9.7
TR20h-10	30 días de humto	34.7	94.8	1	0.94	6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1
TR20h-12						6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1
TR20h-01A	30 días de humto	34.7	94.8	1	0.94	6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1
TR20h-03A						6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1
TR20h-06A	6.5	7.5	10.55	6.5	7.4	10.2	6.7	7.8	10.1					

Tabla D4. Amortiguamientos promedios determinados en el ciclo 40 para especímenes sujetos a una trayectoria de secado y una de humedecimiento (Suelo SM).

IDENTIF.	PROCESO	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	ψ (kPa)	e	AMORTIGUAMIENTO, D (%)								
						σ <sub>3</sub> = 14 kPa			σ <sub>3</sub> = 28 kPa			σ <sub>3</sub> = 55 kPa		
						σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200	σ <sub>d</sub> = 46	σ <sub>d</sub> = 97	σ <sub>d</sub> = 200
SR30s-04	30 días de secado	11.51	37.0	3200	0.78	5.15	5.30	5.45	5.15	5.10	5.40	5.65	5.50	5.70
SR30s-13						5.15	5.30	5.45	5.15	5.10	5.40	5.65	5.50	5.70
SR20s-06	20 días de secado	14.99	48.6	1300	0.78	5.55	5.85	6.35	5.40	5.55	6.15	5.40	5.65	6.25
SR20s-07						5.55	5.85	6.35	5.40	5.55	6.15	5.40	5.65	6.25
SR10s-09	10 días de secado	20.46	66.8	250	0.77	6.10	7.90	9.50	5.70	8.00	9.40	6.20	8.30	9.70
SR5s-01	5 días de secado	22.03	72.8	130	0.76	7.90	9.70	10.15	7.45	9.45	9.90	7.30	9.55	10.00
SR5s-10						7.90	9.70	10.15	7.45	9.45	9.90	7.30	9.55	10.00
SR1s-03	1 día de secado	22.60	73.9	110	0.77	8.70	9.10	9.45	7.40	8.65	9.10	7.15	8.45	9.20
SR1s-08						8.70	9.10	9.45	7.40	8.65	9.10	7.15	8.45	9.20
SR1h-02	1 día de humto	26.01	85.0	20	0.77	7.23	8.53	9.67	6.43	7.50	9.03	6.23	6.80	8.77
SR1h-03						7.23	8.53	9.67	6.43	7.50	9.03	6.23	6.80	8.77
SR1h-05	5 días de humto	26.59	87.3	12	0.77	6.67	8.13	9.47	5.83	7.03	9.07	5.70	6.33	8.93
SR5h-03						6.67	8.13	9.47	5.83	7.03	9.07	5.70	6.33	8.93
SR5h-06	10 días de humto	27.08	87.4	12	0.78	7.97	9.10	9.93	7.43	8.03	9.75	7.73	7.53	9.20
SR10h-02						7.97	9.10	9.93	7.43	8.03	9.75	7.73	7.53	9.20
SR10h-06	20 días de humto	27.22	88.4	10	0.78	6.75	8.35	10.05	5.95	7.40	9.10	6.25	6.95	9.45
SR10h-11						6.75	8.35	10.05	5.95	7.40	9.10	6.25	6.95	9.45
SR20h-06	30 días de humto	27.69	89.5	8	0.78	6.50	7.50	9.30	6.10	6.90	8.80	6.20	6.60	8.60
SR20h-11						6.50	7.50	9.30	6.10	6.90	8.80	6.20	6.60	8.60
SR30h-05	6.50	7.50	9.30	6.10	6.90	8.80	6.20	6.60	8.60					

b) Curvas E – w y D – w, para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo ML).

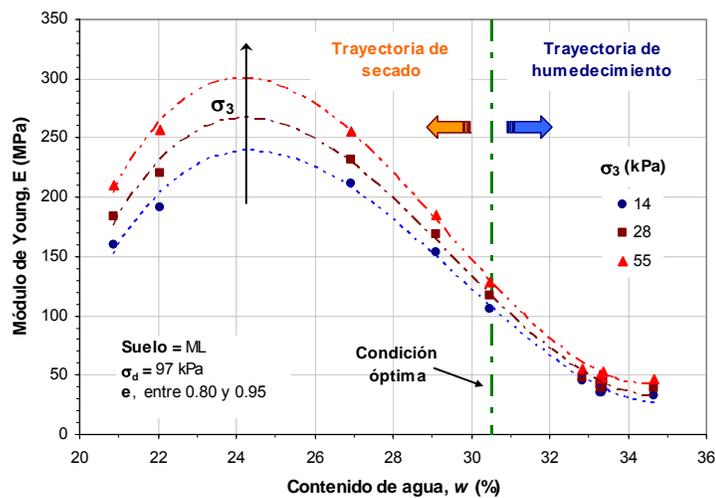


Figura D1. Curva E – w, para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

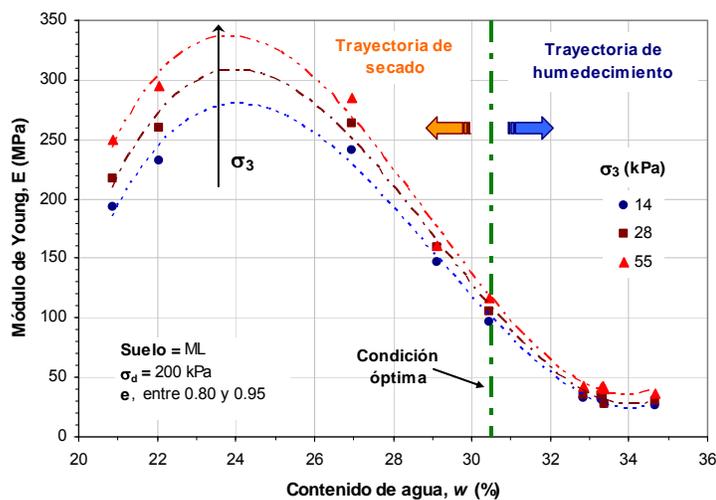


Figura D2. Curva E – w, para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

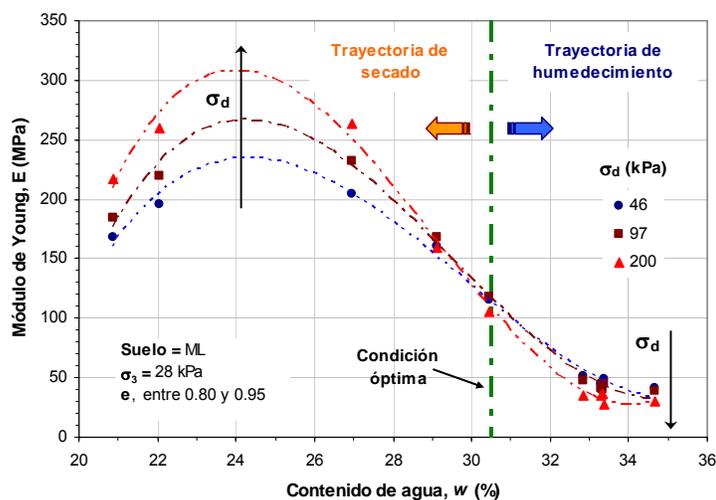


Figura D3. Curva E – w, para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y  $200$  kPa.

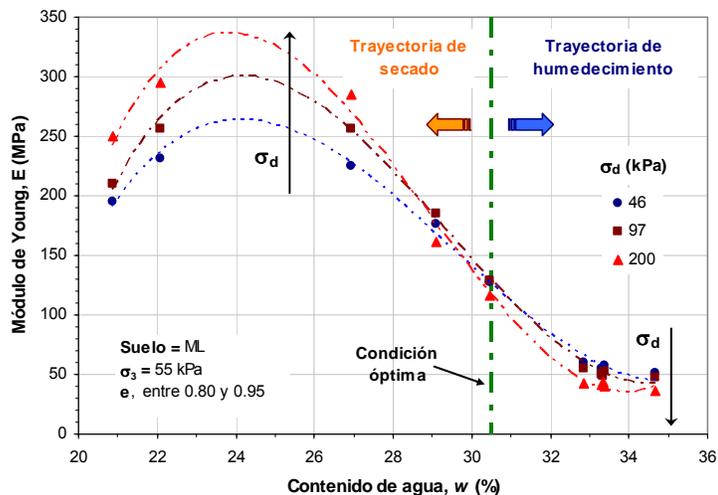


Figura D4. Curva E – w, para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y  $200$  kPa.

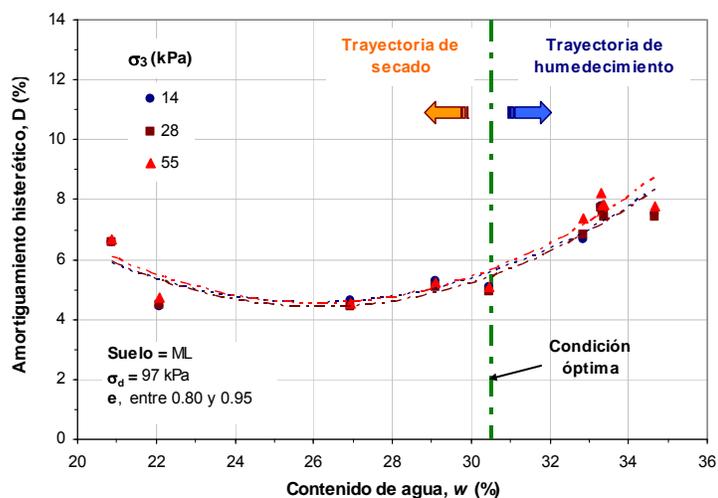


Figura D5. Curva D – w, para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

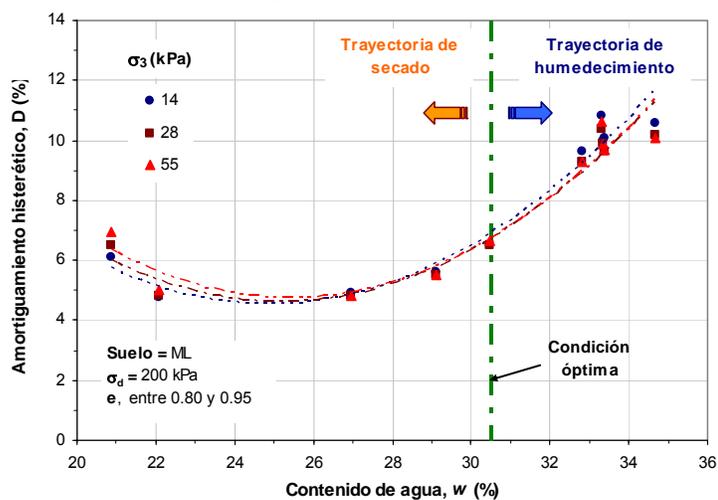


Figura D6. Curva D – w, para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

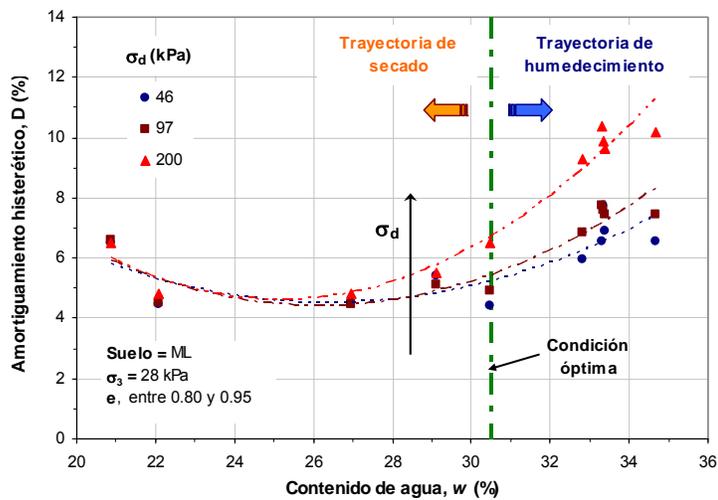


Figura D7. Curva D – w, para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

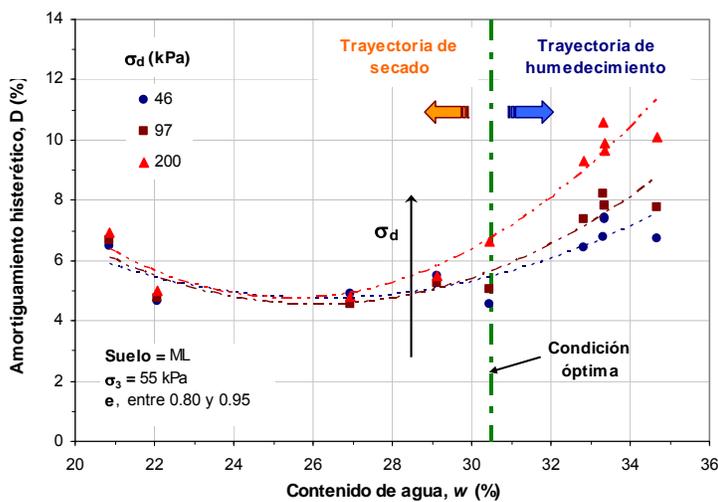


Figura D8. Curva D – w, para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

c) Curvas E – w y D – w, para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo SM).

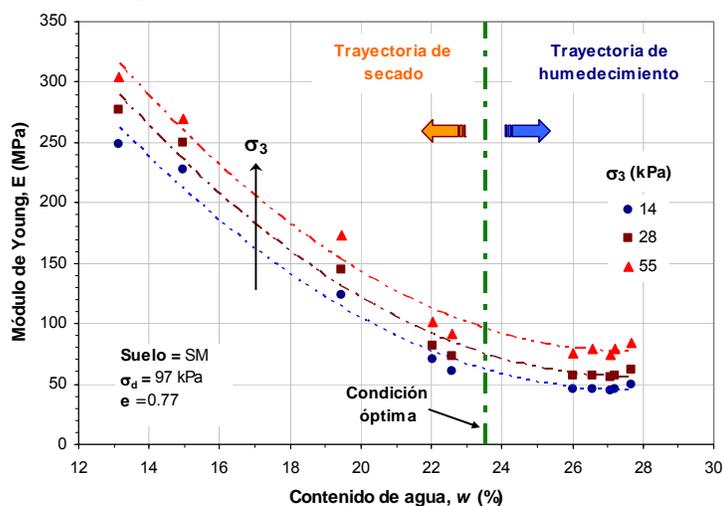


Figura D9. Curva E – w, para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

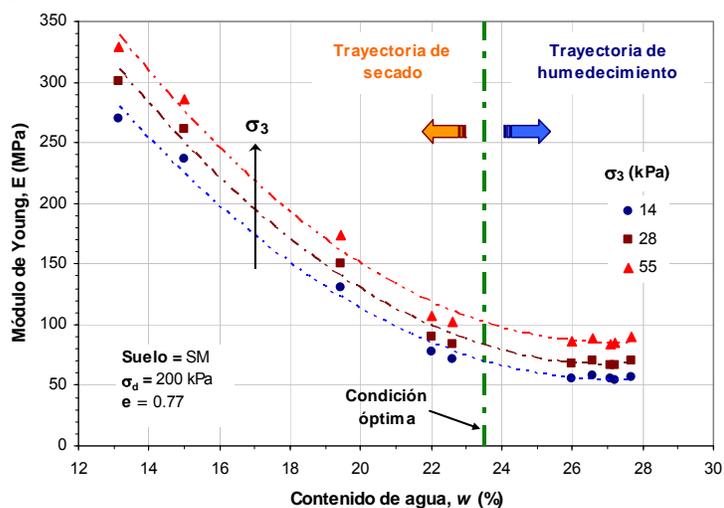


Figura D10. Curva E – w, para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

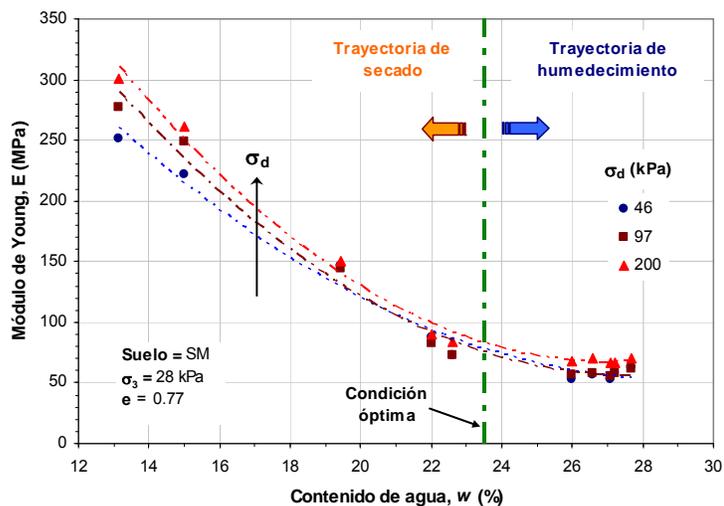


Figura D11. Curva E – w, para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y  $200$  kPa.

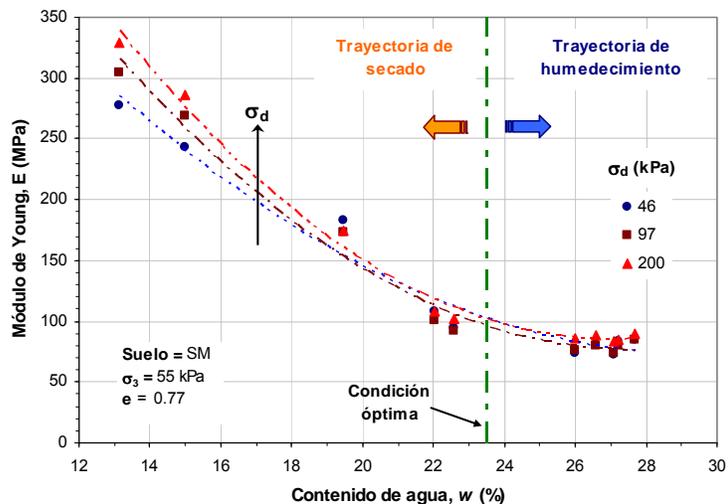


Figura D12. Curva E – w, para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

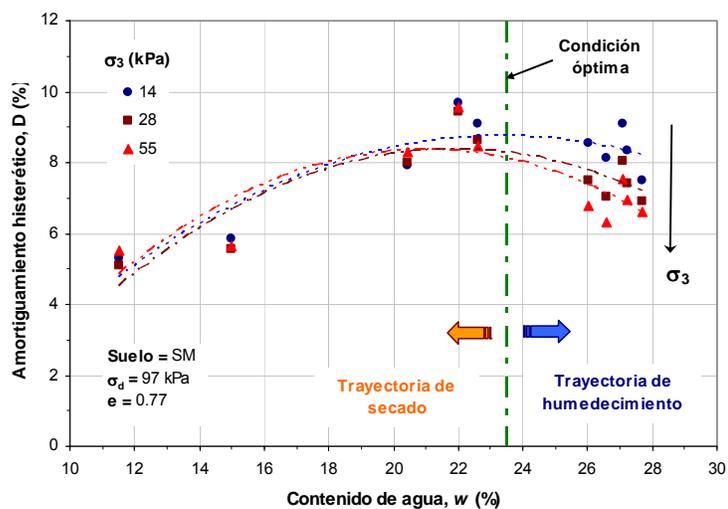


Figura D13. Curva D – w, para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

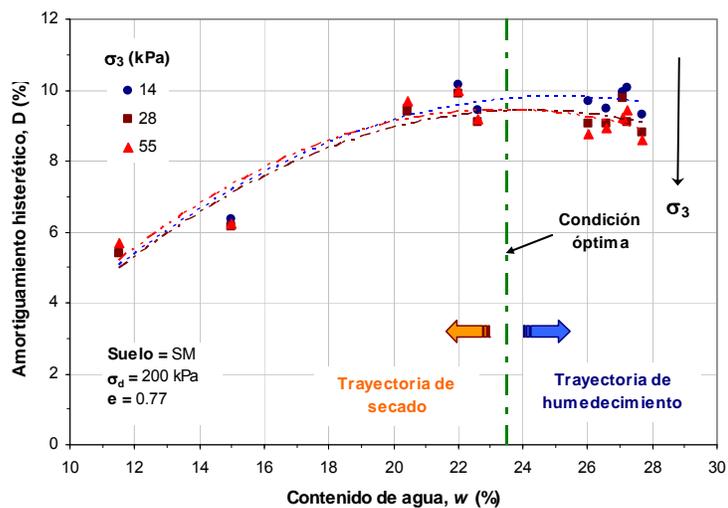


Figura D14. Curva D – w, para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

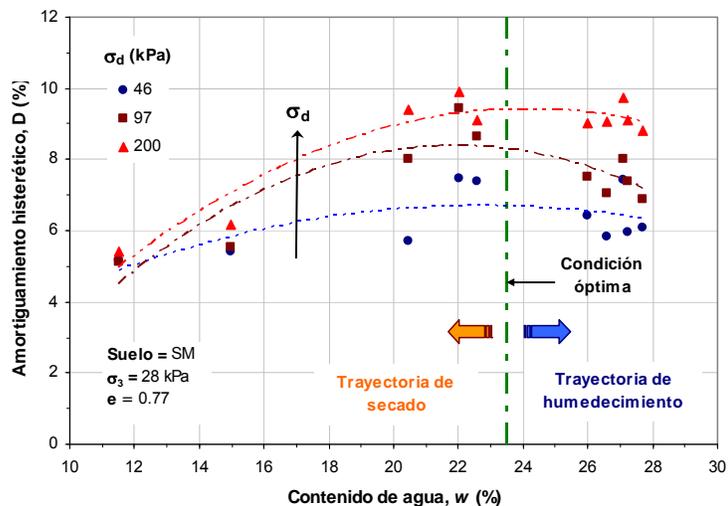


Figura D15. Curva D – w, para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

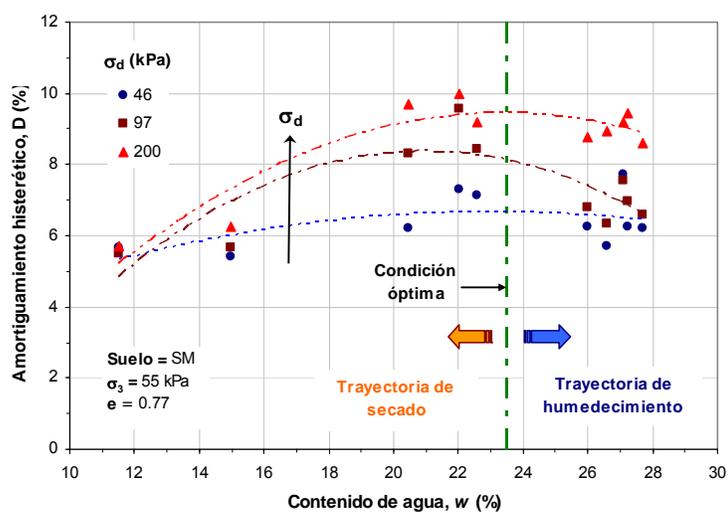


Figura D16. Curva D – w, para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

d) Curvas E –  $\psi$  y D –  $\psi$ , para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo ML).

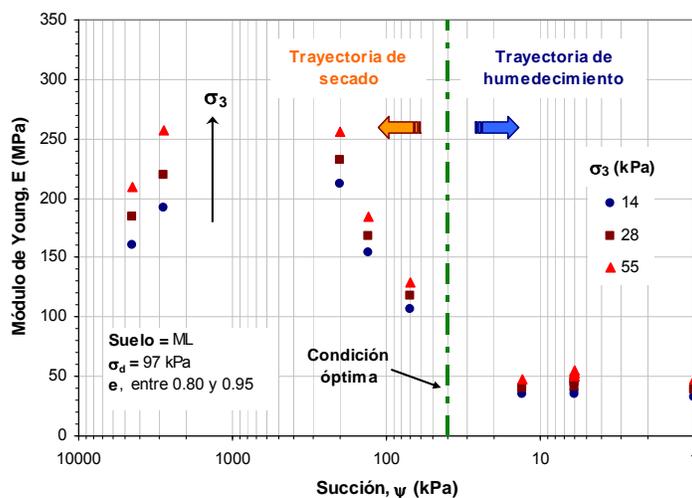


Figura D17. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

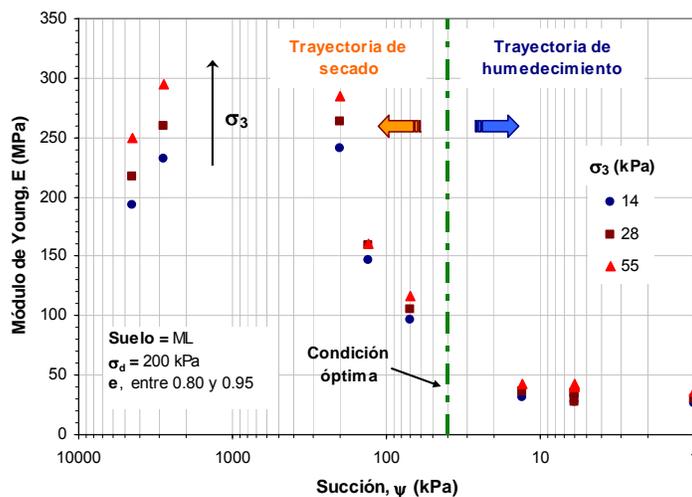


Figura D18. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

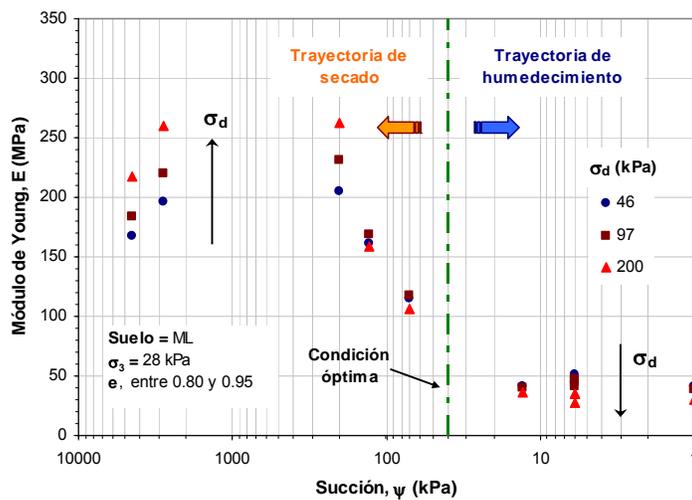


Figura D19. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y  $200$  kPa.

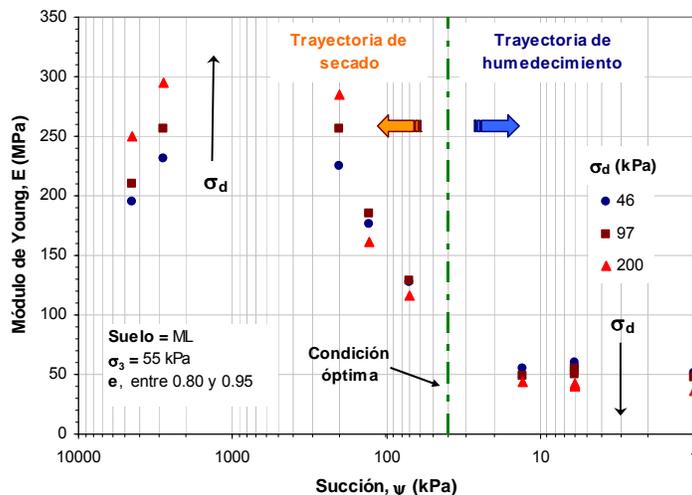


Figura D20. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

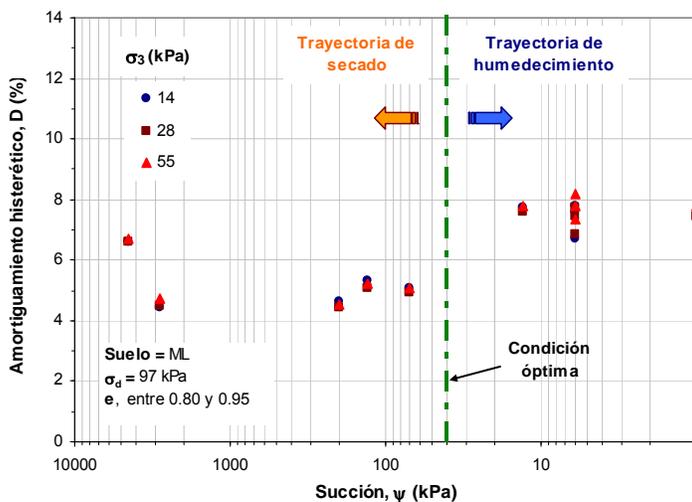


Figura D21. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

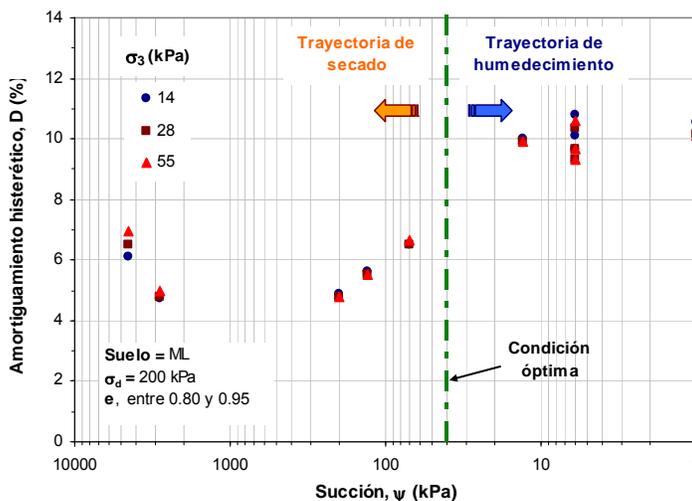


Figura D22. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

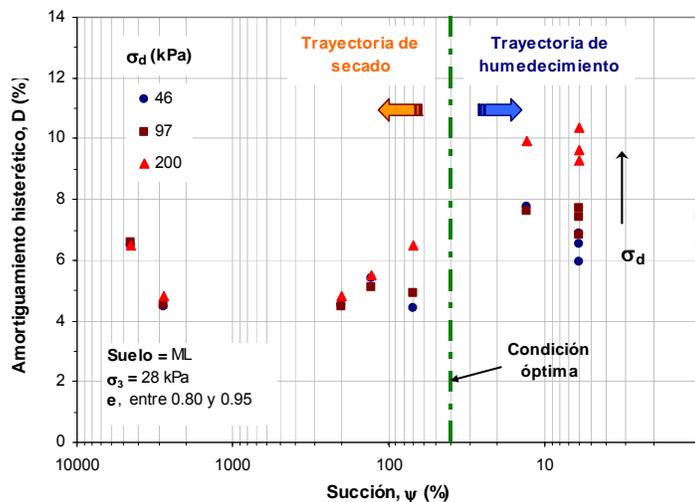


Figura D23. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

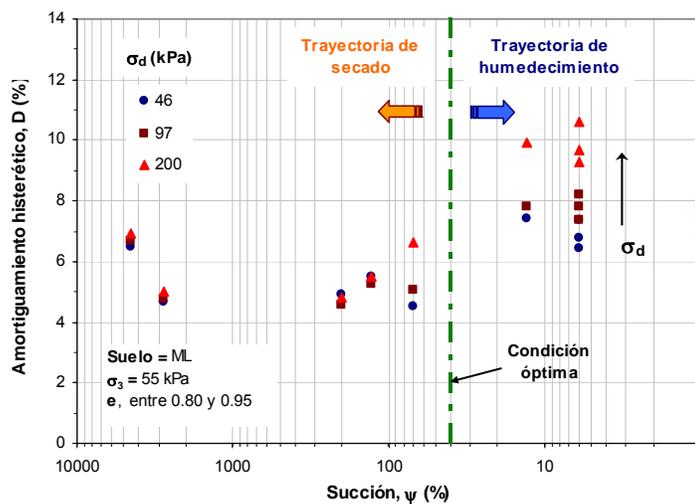


Figura D24. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

e) Curvas E –  $\psi$  y D –  $\psi$ , para diferentes condiciones de esfuerzos (Suelo SM).

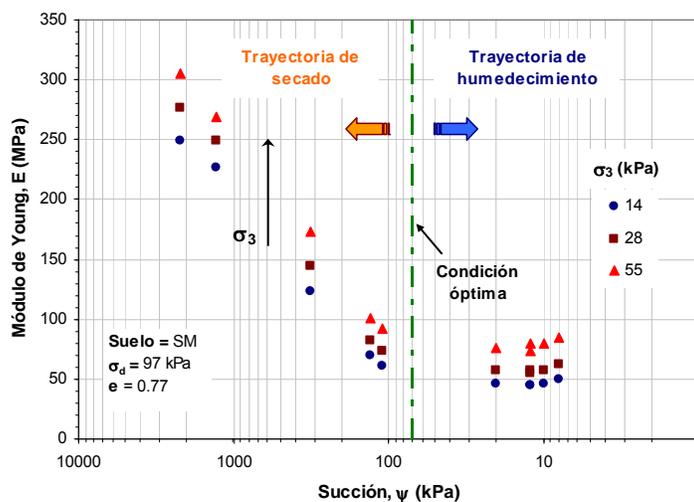


Figura D25. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

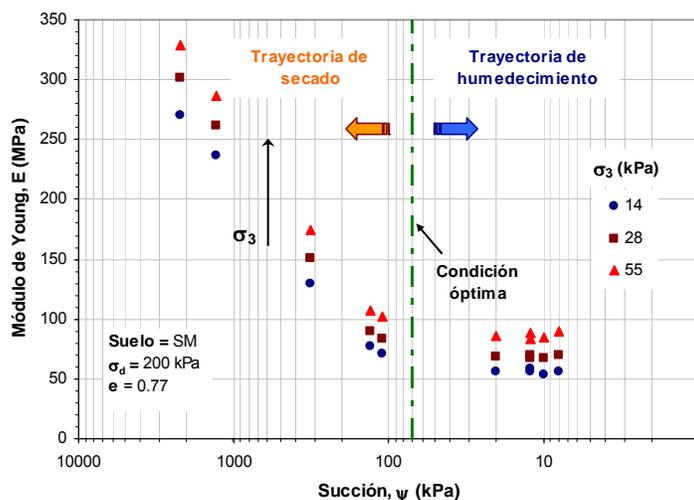


Figura D26. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y  $55$  kPa.

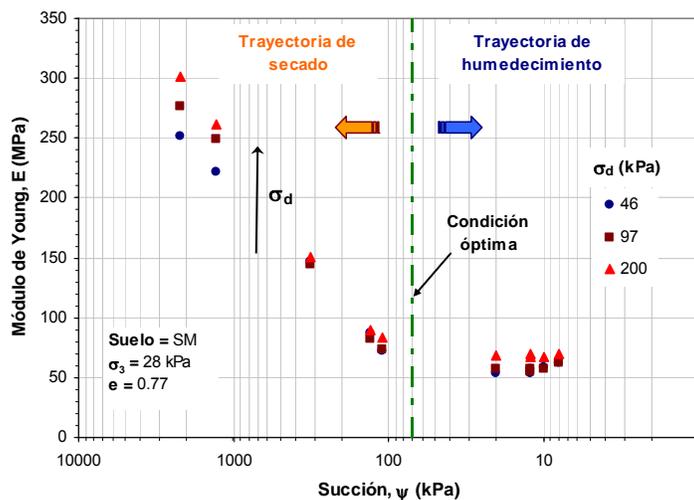


Figura D27. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y  $200$  kPa.

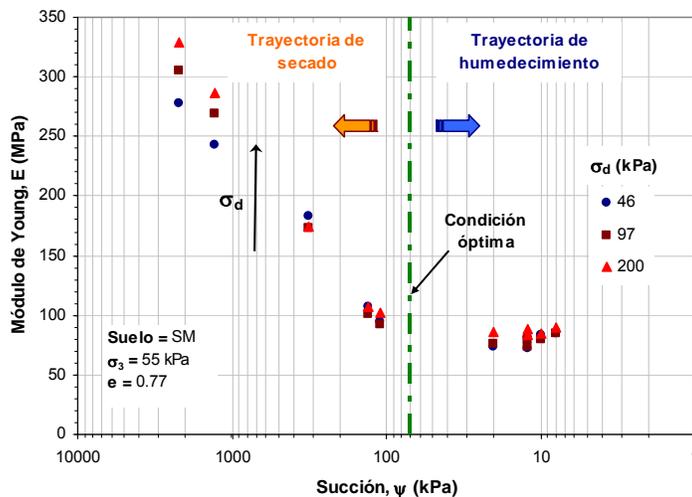


Figura D28. Curva E –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

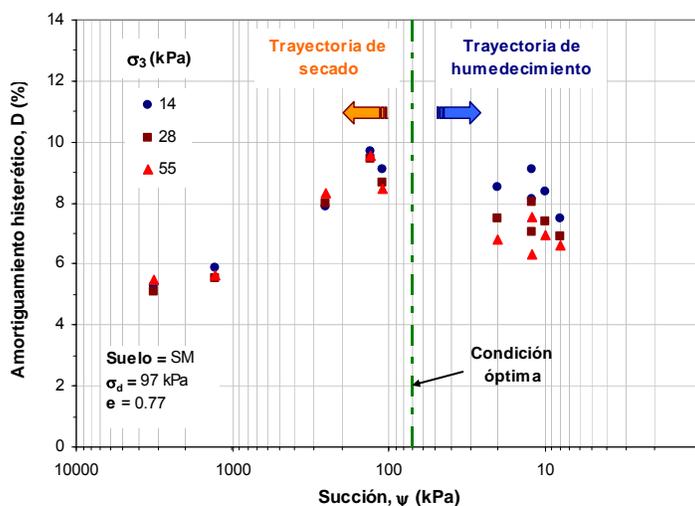


Figura D29. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 97$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

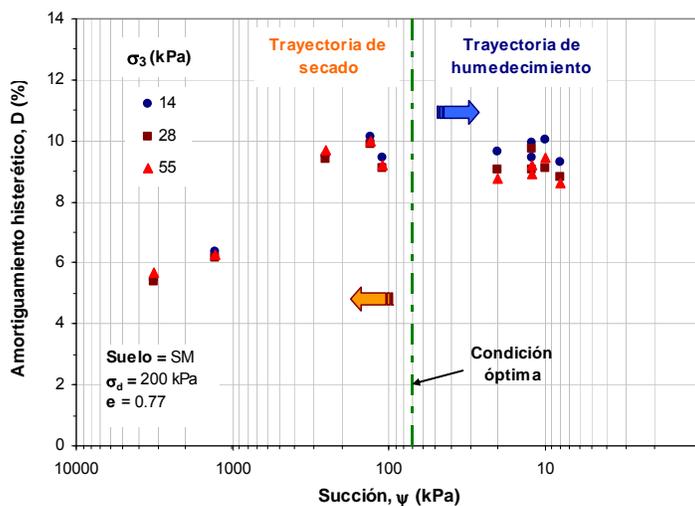


Figura D30. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_d = 200$  kPa y  $\sigma_3 = 14, 28$  y 55 kPa.

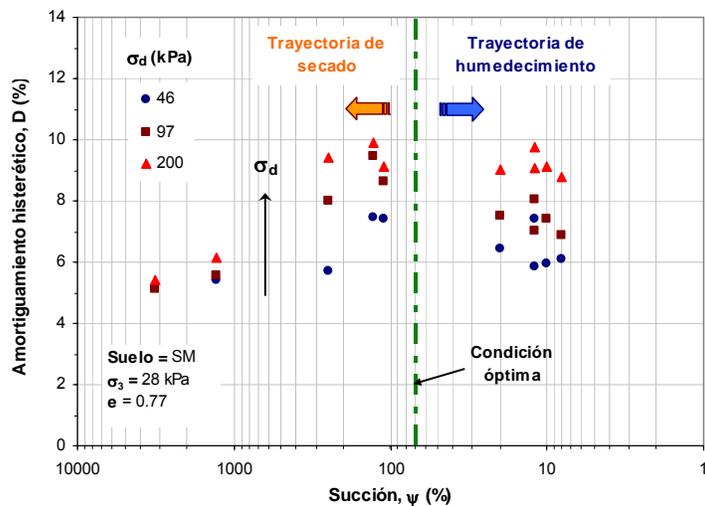


Figura D31. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 28$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

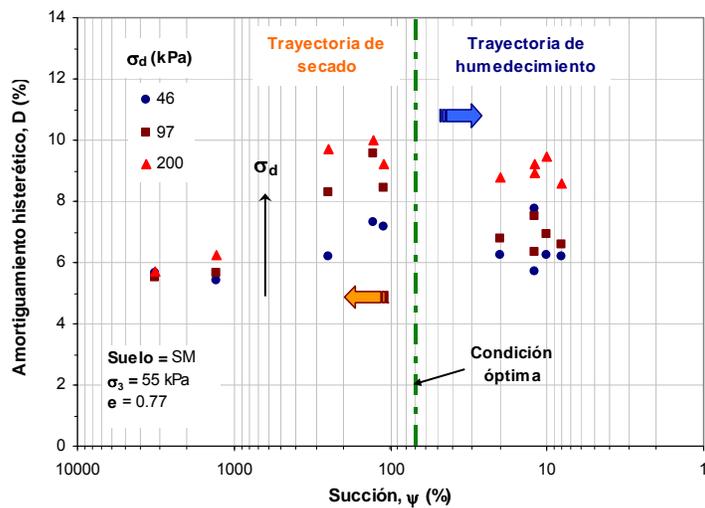


Figura D32. Curva D –  $\psi$ , para  $\sigma_3 = 55$  kPa y  $\sigma_d = 46, 97$  y 200 kPa.

**ANEXO E.**  
**VERIFICACIONES Y CARTAS DE CALIBRACIÓN**

a) Verificaciones

Fecha: 20120506  
 Dispositivo: LVDT 1  
 Patrón: Tornillo micrométrico

Canal: 10  
 Panel: CD 18  
 Marca: Macro sensors  
 Modelo: CD-375-050  
 Serie no: s/n  
 Terminal de LVDT: 4 pines  
 Alcance máximo: ± 1.25 mm  
 Alcance de verificación: 2.44 mm



VERIFICACIÓN			
Lectura de salida (volts)	Patrón (mm)	LVDT 1 (mm)	Error de medida (mm)
9.338	0.000	0.000	0.000
8.357	0.180	0.168	-0.012
7.527	0.335	0.329	-0.006
6.086	0.603	0.608	0.005
5.030	0.802	0.812	0.010
4.153	0.968	0.982	0.014
3.069	1.177	1.192	0.015
2.121	1.363	1.375	0.012
1.056	1.571	1.581	0.010
0.227	1.734	1.742	0.008
-0.605	1.900	1.903	0.003
-1.520	2.085	2.080	-0.005
-2.290	2.240	2.229	-0.011
-3.267	2.440	2.418	-0.022

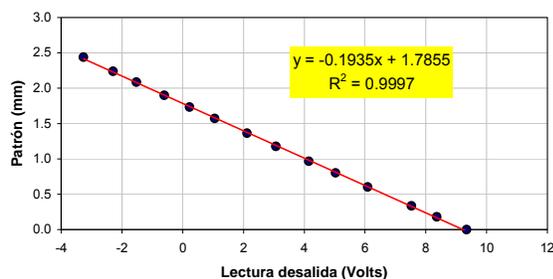


Figura E1. Curva de verificación para el LVDT 1 (Desplazamiento axial).

Fecha: 20120506  
 Dispositivo: LVDT 2  
 Patrón: Tornillo micrométrico

Canal: 8  
 Panel: CD 18  
 Marca: Macro sensors  
 Modelo: CD-375-050  
 Serie no: s/n  
 Terminal de LVDT: 4 pines  
 Alcance máximo: ± 1.25 mm  
 Alcance de verificación: 2.36 mm



VERIFICACIÓN			
Lectura de salida (volts)	Patrón (mm)	LVDT 2 (mm)	Error de medida (mm)
9.947	0.000	0.000	0.000
8.102	0.388	0.385	-0.003
6.255	0.778	0.779	0.001
4.406	1.164	1.173	0.009
3.201	1.423	1.429	0.006
2.163	1.644	1.651	0.007
1.441	1.801	1.805	0.004
0.087	2.098	2.093	-0.005
-1.108	2.359	2.348	-0.011

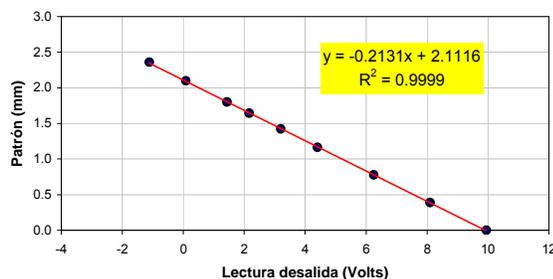


Figura E2. Curva de verificación para el LVDT 2 (Desplazamiento axial).

**Fecha:** 20120506  
**Dispositivo:** LVDT 3  
**Patrón:** Bloques patrón  
  
**Canal:** 5  
**Panel:**  
**Marca:**  
**Modelo:**  
**Serie no:**  
**Terminal de LVDT:** 4 pines  
**Alcance máximo:** ± 25 mm  
**Alcance de verificación:** 30 mm

VERIFICACIÓN			
Lectura de salida (volts)	Patrón (mm)	LVDT 3 (mm)	Error de medida (mm)
-9.400	0.00	0.000	0.000
-8.617	1.49	1.487	-0.003
-7.832	3.00	3.010	0.010
-6.299	6.00	5.984	-0.016
-4.750	9.00	8.990	-0.010
-4.235	10.00	9.989	-0.011
1.014	20.00	20.172	0.172
6.025	30.00	29.894	-0.106

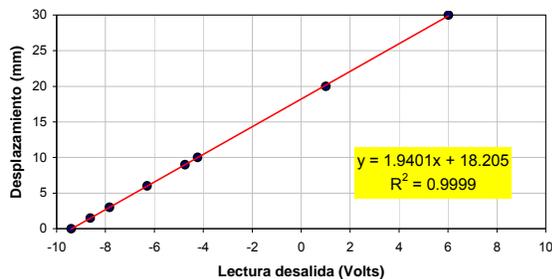


Figura E3. Curva de verificación para el LVDT 3 (Desplazamiento axial).

**Fecha:** 20120506  
**Dispositivo:** Celda de carga  
**Patrón:** Anillo de carga 1156-2-3049  
  
**Canal:**  
**Panel:**  
**Marca:** interface  
**Modelo:** SSM-1000  
**Serie no:** MS - 1700 - 02  
**Terminal de LVDT:** 4 pines  
**Capacidad máxima:** 5000 N  
**Rango verificado:** 4000 N



VERIFICACIÓN			
Lectura de salida (volts)	Patrón (N)	Celda de carga (N)	Error de medida (N)
0.000	0.86	1.545	0.685
-0.092	47.65	47.672	0.022
-0.428	217.37	216.136	-1.234
-1.014	509.20	509.944	0.744
-1.746	877.33	876.955	-0.375
-2.464	1235.24	1236.945	1.705
-3.145	1579.27	1578.385	-0.885
-3.895	1953.36	1954.420	1.060
-4.648	2327.62	2331.959	4.339
-5.409	2725.57	2713.510	-12.060
-6.182	3097.77	3101.076	3.306
-6.978	3498.53	3500.175	1.645
-7.767	3894.76	3895.764	1.004

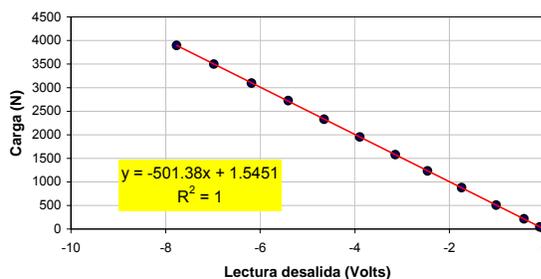


Figura E4. Curva de verificación para la celda de carga.

b) Cartas de calibración



SERVO  
MAXIMUM CELL  
PRESSURE  
SUPPLY



**Centro de Ingeniería y Desarrollo Industrial**



**INFORME DE CALIBRACIÓN**

REPORT OF CALIBRATION

**LABORATORIO DE METROLOGÍA: MAGNITUD PRESIÓN**

Número de acreditación P-06. Vigencia de acreditación a partir de:  
**2011-08-18**

REGISTRO No: (Report number) LPR-121066

FECHA DE RECEPCIÓN: (Reception) 2012-08-03

FECHA DE CALIBRACIÓN: (Calibration) 2012-08-09

FECHA DE EMISIÓN: (Issue) 2012-08-10

ORDEN DE SERVICIO: (Service No.) OME121571

PÁGINA: (Page) 1 DE 3

---

**DATOS DEL PROPIETARIO (CUSTOMER INFORMATION)**

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

km 12 CARRETERA QUERÉTARO-GALINDO S/N SAN FANDILA, QUERÉTARO. C.P. 76703

**DATOS DEL INSTRUMENTO (INSTRUMENT INFORMATION)**

NOMBRE: (Description) <b>MANÓMETRO BOURDON</b>	
MARCA: (Manufacturer) <b>UNITED INSTRUMENT</b>	INTERVALO DE MEDIDA: (Measuring range) <b>0 psi A 160 psi</b>
MODELO: (Model number) <b>-----</b>	RESOLUCIÓN: <b>2 psi</b>
No. DE SERIE: (Serial number) <b>-----</b>	
No. DE INV.: (Customer I. D.) <b>MS-8500-02</b>	Clase de Exactitud: (Accuracy Class) (% FS) <b>1.0%</b>

**DATOS GENERALES DE LA CALIBRACIÓN (CALIBRATION INFORMATION)**

PROCEDIMIENTO UTILIZADO (Procedure) <b>QID-PR-SC-MT-MTP-001</b>	TEMPERATURA AMBIENTE: (Temperature) <b>20 ± 3° C</b>
METODO UTILIZADO (Method) <b>COMPARACION DIRECTA</b>	HUMEDAD RELATIVA (Humidity) <b>44 %RH</b>
NORMA DE REFERENCIA (Standard) <b>GUIA TÉCNICA</b>	PRESIÓN ATMOSFÉRICA (Atmospheric pressure) <b>814 hPa</b>
TRAZABILIDAD METROLÓGICA (Traceability) <b>PATRÓN NACIONAL DE PRESIÓN</b>	
REALIZADO EN (Calibration carried out by) <b>LABORATORIO DE METROLOGÍA DE PRESIÓN DEL CIDESI</b>	

**DESCRIPCIÓN DE PATRONES UTILIZADOS (Standards used in the calibration)**

DESCRIPCIÓN (Description)	MARCA (Manufacturer)	MODELO (Model)	RESOLUCIÓN (Resolution)	INCERTIDUMBRE (Uncertainty)	VIGENCIA (Validty)
CALIBRADOR DE PRESIÓN, n.º: 01058 MS, Informe: LPR-111482 Inv. LMP-970108-042	BRUKER	DR 810	0.01 psi	±0.041 MPa A ±0.31 MPa	2013-10-31

ANDRÉS VÍCTOR BATES CERVANTES (Calibrated by) 

MIGUEL OMAR HERNÁNDEZ GÓMEZ (Approved by) 

Este informe de calibración ha sido emitido por el laboratorio de Metrología de Presión del CIDESI, acreditado por esta, que es signatario del Arreglo de Reconocimiento Mútuo (MRA) de la Cooperación Internacional de Acreditación de laboratorios (ILAC) y de la Cooperación de Asia Pacífico para la Asociación de Laboratorios (APLAC). El (los) resultado(s) de la calibración declarada(s) en este informe de calibración puede(n) ser aceptado(s) internacionalmente a través del MRA ILAC/APLAC.

Este documento es válido sólo en original y con las correspondientes firmas y sello.  
No se autoriza la reproducción parcial o total de este documento sin el permiso expreso del laboratorio.

Av. Playa Pie de la Cuesta No. 702, Desarrollo San Pablo, Santiago de Querétaro, Gro., México, C.P. 76130  
Tel. Centralizador (442) 211 98 05, At. Clientes Ext.: 1216, 1217 y 1243, Fax: (442) 220 06 00  
Metrología Presión Ext.: 1308 y 1309; correo electrónico: javalvarez@cidesi.mx, mhernandez@cidesi.mx, www.cidesi.org

**CERTIFICADO**  
**ISO 9001**  
150001 2003

**PRE. No.- 004297**

Figura E5. Portada de la carta de calibración para manómetro de presión (United Instrument).



**Centro de Ingeniería y Desarrollo Industrial**



### INFORME DE CALIBRACIÓN

REPORT OF CALIBRATION

**LABORATORIO DE METROLOGÍA: MAGNITUD PRESION**

Número de acreditación P-68. Vigencia de acreditación a partir de: 2013-05-10

REGISTRO No: (Report number) LPH-121072

FECHA DE RECEPCIÓN: (Receipt) 2012-06-03

FECHA DE CALIBRACIÓN: (Calibration) 2012-06-03

FECHA DE EMISIÓN: (Issue) 2012-06-10

ORDEN DE SERVICIO: (Service No.) OME121571

PÁGINA: (Page) 1 DE 3

**DATOS DEL PROPIETARIO (CUSTOMER INFORMATION)**

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

Km 12 CARRETERA QUERÉTARO-GALINDO SIN; SAN FANELLA, QUERÉTARO. C.P. 76703

**DATOS DEL INSTRUMENTO (INSTRUMENT INFORMATION)**

<b>MANÓMETRO BOURDON</b>			
MARCA: PERMA-CAL	INTERVALO DE MEDIDA: (Measuring range)	0 kPa a 1 000 kPa	
MODELO: 101FTMCEA01	RESOLUCIÓN:	5 kPa	
Nº. DE SERIE: 901233004-01-001	Clase de Exactitud: (Accuracy Class) (% FS)	0,5%	

**DATOS GENERALES DE LA CALIBRACIÓN (GENERAL INFORMATION)**

PROCEDIMIENTO UTILIZADO (Procedure): CID-PR-SC-MT-MTP-001	TEMPERATURA AMBIENTE: (Temperature): 20 ± 3°C
METODO UTILIZADO (Method): COMPARACION DIRECTA	HUMEDAD RELATIVA: (Humidity): 45 %RH
NORMA DE REFERENCIA (Standard): GUIA TÉCNICA	PRESIÓN ATMOSFÉRICA: (atmospheric pressure): 815 hPa
TRAZABILIDAD METROLÓGICA (Traceability): PATRÓN NACIONAL DE PRESION	
REALIZADO EN (Calibration carried out in): LABORATORIO DE METROLOGÍA DE PRESION DEL CIDESI	

**DESCRIPCIÓN DE PATRONES UTILIZADOS (Standards used in the calibration)**

DESCRIPCIÓN (Description)	MARCA (Manufacturer)	MODELO (Model)	RESOLUCIÓN (Resolution)	INCERTIDUMBRE de escala (Uncertainty)	VIGENCIA (Validty)
CALIBRADOR DE PRESION, no. 81050168, informe LPH-11492 tra LMP-070100-042	DRUCK	DP1010	0,01 psi	±0,041 kPa a ±0,31 kPa	2012-10-11

ANDRÉS ROMÁN BARRERA CERVANTES  
REALIZÓ: (Calibrated by)

MIGUEL OMAR HERNÁNDEZ GÓMEZ  
APROBÓ: RESPONSABLE DE LABORATORIO (Approved by)

Este informe de calibración ha sido emitido por el Laboratorio de Metrología de Presión del CIDESI, acreditado por una de las agencias del Arreglo de Reconocimiento Mutuo (ARM) de la Cooperación Internacional de Laboratorios (ILAC) y de la Cooperación de Asia Pacífico para la Acreditación de Laboratorios (APLAC). Dicho resultado(s) de la calibración (o calibraciones) en este informe de calibración pueden ser aceptado(s) internacionalmente a través del ARRA LAC/APLAC.

Este documento es válido sólo en original y con las correspondientes firmas y sellos.  
No se autoriza la reproducción parcial o total de este documento sin el permiso expreso del laboratorio.

Av. Playa Pta de la Cañeta No. 702, Desarrollo San Pablo, Santiago de Querétaro, Gro., México, C.P. 76130  
Tel: Conmutador (442) 211 96 00, Atm: Clientes Ests.: 1216, 1217 y 1243, Fax: (442) 235 98 00  
Metrología Presión Ests.: 1303 y 1306; correo electrónico: servicio@cidesi.mx, mhermandon@cidesi.mx, www.cidesi.com

**CERTIFICADO**  
  
VERSION 2006

**PRE. No.- 004299**



Figura E6. Portada de la carta de calibración para manómetro de presión (Perma - Cal).

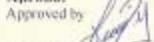
 <b>CENAM</b>		<b>CENTRO NACIONAL DE METROLOGÍA</b>
<h1 style="font-family: cursive;">Certificado de Calibración</h1> <p style="font-size: small;">CERTIFICATE OF CALIBRATION</p>		
<hr/>		
<b>Nombre del cliente:</b> Customer name	Instituto Mexicano del Transporte	
<b>Domicilio:</b> Address	Km 12 + 000 Carretera Querétaro - Galindo, Sanfandila Pedro Escobedo, Querétaro. C. P. 76 703	
<b>No. de certificado:</b> Certificate number	CNM-CC-720-195/2012	<b>No. de Servicio</b> 720-122 015 Service Number
<b>Fecha de calibración:</b> Calibration date	2012-05-25	
<b>Instrumento:</b> Instrument	Máquina de Ensayos      Modo de operación: Compresión Intervalo de medición: 11.10 kN	
<b>Marca:</b> Manufacturer	GCTS	
<b>Modelo:</b> Type	SSM-1000	
<b>No. de serie:</b> Serial number	B920205	<b>Id. Cliente:</b> MS-1700-02 Customer id
<b>Resultado de la calibración:</b> Calibration result	Anexo de la hoja 2 a la hoja 5	
<b>Incertidumbre:</b> Uncertainty	Se informa en el anexo	
<b>Patrón utilizado:</b> Standard	Celda de Carga      marca HBM      No. serie F29555 Trazabilidad: CNM-CC-720-285/2009	
<b>Condiciones ambientales:</b> Environment condition	Temperatura ambiente: 22.75 °C ±0.50 °C	<i>(ver Representación de variaciones)</i>
<b>Procedimiento utilizado:</b> Procedure employed	CENAM 720-AC-P.222, método por Comparación Directa	
<i>Este certificado consta de 5 hojas que incluyen la cédula. La reproducción parcial o el mismo puede dar lugar a interpretaciones equivocadas, por lo que se recomienda revisar.</i>		
<b>Calibró:</b> Calibrated by	<b>Aprobó:</b> Approved by	<b>Fecha de emisión:</b> Date
 Alejandro Cárdenas Moctezuma Calixto Morales Aguillón Metrologo (s)	 J Jesús Galván Mancilla Especialidad de Metrología de Fuerza y Par Torsional	2012-06-27 <i>(mm-ww-dd)</i>
Km 4.5 Carretera a Los Cuás, El Marqués, Gro., C.P. 76246, México. Apdo. Postal 1-100 Centro, Querétaro, Gro., C.P. 76000, México. Tels.: 01 (442) 211.06.00 al 04, Fax: 211.06.26		 <b>23823</b>
La autenticidad de la emisión de este documento puede ser verificada en el domicilio electrónico: <a href="http://www.cenam.mx/servicio/calificados.asp">http://www.cenam.mx/servicio/calificados.asp</a> con el Número de Certificado.		

Figura E7. Portada de la carta de calibración para la celda de carga.