



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE UNA
ARENA FINA ANTE ESFUERZOS MONOTÓNICOS Y
CÍCLICOS EN CORTE SIMPLE**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL-GEOTECNIA**

PRESENTA:

MARIO ARTURO AGUILAR TÉLLEZ

TUTOR:

DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ



MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

FEBRERO DE 2006

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EULALIO JUÁREZ BADILLO

Secretario: DR. JOAQUÍN EDUARDO AGUAYO CAMARGO

Vocal: DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

1^{er.} Suplente: DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

2^{do.} Suplente: M. EN C. JAVIER FRANCISCO LERMO SAMANIEGO

Lugar donde se realizó la tesis:

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

FIRMA

DEDICATORIAS

A mi madre y a mi hermano por apoyarme siempre en la realización de mis proyectos, y enseñarme que la vida se forja todos los días

A la Srita. Ing. Erika valle por hacerme un hombre muy feliz, dándome su amor y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

A la **UNAM**, por la formación académica recibida y por el privilegio de ser parte de ella.

A **CONACYT**, por otorgarme una beca con la cual fue posible estudiar esta maestría.

A **mis maestros**, por todos los conocimientos transmitidos.

Al **Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez**, por su gran apoyo al dirigir esta tesis.

A mis sinodales: **Dr. Juárez Badillo, Dr. Aguayo Camargo, Dr. Marín Cordova y M. C. Lermo Samaniego**. Por el tiempo dedicado para la revisión de este trabajo y por sus valiosos comentarios.

ÍNDICE

	Págs
LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABLAS	v
NOMENCLATURA	vi
RESUMEN GENERAL	viii
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Alcances	4
2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO	
2.1 Localización	5
2.2 Geología regional	7
2.3 Estratigrafía	8
2.3.1 Generalidades	8
2.3.2 Información geotécnica del sitio	8
2.3.3 Descripción del material de estudio	14
2.3.3(a) Mineralogía	16
2.4 Sismicidad	17
3. GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ARENOSOS	
3.1 Introducción	22
3.2 Comportamiento contractivo y dilatante	23
3.3 Estado crítico. Relación de vacíos crítica	26
3.4 Estado establecido de deformación. Estado de transformación de fase. Estado cuasi-establecido	27
3.5 Licuación. Movilidad cíclica	28
4. EQUIPO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO	
4.1 Introducción	31
4.2 Análisis teórico	35
4.3 Descripción del equipo utilizado	37
5. PROGRAMA DE ENSAYE Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	
5.1 Generalidades	44
5.2 Ensayes monotónicos	46
5.3 Ensayes cíclicos	47

	Págs
6. RESULTADOS Y ANÁLISIS	
6.1 Introducción	50
6.2 Comportamiento del material en el equipo de corte simple ante carga monotónica	52
6.2.1 Comportamiento del material considerando un nivel de esfuerzo vertical de consolidación, σ_{vc}	52
6.2.2 Comportamiento del material considerando una relación de vacíos de consolidación constante, e_c	62
6.2.3 Inicio de la deformación contractiva y estado de transformación de fase	66
6.3 Comportamiento del material en el equipo de corte simple ante esfuerzos cíclicos	67
6.3.1 Influencia de la relación de vacíos de consolidación, e_c , y el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} ; en la resistencia del material ante licuación inicial	68
6.3.2 Influencia de la relación de esfuerzos cíclicos, R , en la resistencia del material ante licuación inicial	74
7. CONCLUSIONES	81
8. RECOMENDACIONES	84
ANEXOS	87
Anexo A	88
Anexo B	92
REFERENCIAS	96

Capítulo

1

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

Las ciudades de Veracruz y Boca del Río representan actualmente una región de gran afluencia turística e importante desarrollo urbano-turístico-mercantil, para el estado de Veracruz. Estas dos ciudades comparten una zona conurbada conocida coloquialmente como “Zona Conurbada Veracruz-Boca del Río” (ZCVB); en particular, la franja sur de la ZCVB es una zona de incipiente desarrollo turístico y urbano; sin embargo, las condiciones geotécnicas del subsuelo de la zona no son tan favorables para la construcción, ya que en su mayor parte, la ZCVB se encuentra conformada por depósitos de arenas mal graduadas, SP, arenas mal graduadas con limos, SP-SM; estos depósitos se encuentran (en la mayoría de los casos) en un estado suelto, reportándose un número de golpes promedio, N_{prom} , igual a 10 (según ensaye de penetración estándar, SPT) por lo menos los primeros 10 m de profundidad.

Otra desventaja geotécnica de la ZCVB es que la mayor parte de estos depósitos se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas (generalmente localizado a una profundidad de 1.5 m) que conjugado con las condiciones de estado suelto y granulometría fina, exponen a la ZCVB (en particular la franja sur) como una zona con riesgo ante el fenómeno de “licuación de arenas”, teniendo como detonante la aplicación de una carga monotónica (solicitaciones de servicio durante la vida útil de las estructuras) o una carga cíclica.

Actualmente, los ingenieros constructores y geotecnistas de las ciudades mencionadas, no cuentan con una zonificación oficial del subsuelo de la ZCVB, la cual permita conocer las condiciones estratigráficas y el probable comportamiento del subsuelo de la zona, al estar éste sometido a las cargas impuestas por las estructuras construidas sobre él.

Por las razones expuestas en los párrafos anteriores, algunas instituciones educativas, y profesionistas dedicados al sector de la construcción de la ZCVB, han impulsado la actualización del Reglamento de Construcciones del estado de Veracruz, proponiendo la zonificación geotécnica del subsuelo de la ZCVB (actualmente en proceso de revisión); sin embargo, la propuesta no considera el comportamiento de los materiales de la zona ante condiciones de esfuerzos cíclicos (típicamente originados por los sismos), razón por la cual el autor de este documento de tesis consideró al tema como un campo fértil para el desarrollo de una investigación específica.

En este trabajo de tesis, se investigó el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena mal graduada (SP), de la ZCVB, la cual se ensayó para diferentes relaciones de vacíos y condiciones de esfuerzos monotónicos y cíclicos, en el equipo de corte simple cíclico (CSC) del Laboratorio de Dinámica de Suelos, de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, tratando de reproducir en laboratorio las condiciones de esfuerzos que ocasionan las solicitaciones de servicio que sirven de base para el análisis y diseño ingenieril de las estructuras. Para la extracción del material de estudio se programó la realización de un pozo a cielo abierto (PCA-Boca) en la franja sur de la ZCVB, teniendo éste una profundidad de 3.5 m, seleccionándose el material de estudio de la profundidad de 2.5 m. *In situ* se determinó el valor del peso volumétrico natural del material de

estudio y se efectuó un sondeo exploratorio en el que se aplicó la prueba de penetración estándar, según la norma ASTM D1586-99.

En laboratorio se determinó la distribución granulométrica, la densidad de sólidos, G_s , el peso volumétrico seco máximo, γ_{dmax} , y el peso volumétrico seco mínimo, γ_{dmin} , del material; se realizaron, además, tres ensayos de permeabilidad ante carga hidráulica constante, utilizando un permeámetro de pared flexible, con base a la norma ASTM D5084-00, en probetas con compacidad relativa iniciales diferentes ($C_r = 95\%$, 55% , 30%); también se efectuó, un análisis de la composición mineralógica de la material. Estos ensayos adicionales permitieron conocer las propiedades índice, hidráulicas y mineralógicas del material de estudio, que son necesarias para la mejor comprensión del comportamiento esfuerzo-deformación del material, ante las condiciones de ensaye planteadas en este trabajo.

Actualmente, no se registran en la literatura trabajos de investigación precedentes acerca del tema expuesto en este trabajo de tesis, por lo que, el autor considera que esta investigación es una aportación al estudio del subsuelo de la ZCVB, y se espera que este trabajo sea un punto de partida en la investigación geotécnica (en particular en el campo de la dinámica de suelos), el cual pueda ser enriquecido por otras investigaciones en un futuro, y por lo tanto, el conocimiento resultante sea considerado en el apartado geotécnico del Reglamento de Construcciones del estado de Veracruz, y finalmente, sea utilizado en la práctica profesional para la zona referida.

1.2 Objetivos

Los objetivos que se marcaron en este trabajo de tesis son los siguientes:

- Investigar el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena mal graduada fina (SP) de la franja sur de la ZCVB, ante condiciones de carga monotónica y cíclica, ensayada con el equipo de corte simple cíclico

- Investigar la influencia de la compacidad relativa, C_r , el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , y la relación de esfuerzos cíclicos, R , en la resistencia del material ante “licuación inicial”

1.3 Alcances

Los resultados expuestos en este trabajo de investigación (capítulo 6) se limitan a los siguientes aspectos:

- Se investigó el comportamiento esfuerzo-deformación de uno de los materiales que conforman la ZCVB, ante condiciones de carga monotónica y carga cíclica idealizadas en laboratorio utilizando el equipo de corte simple cíclico, en la modalidad del ensaye a volumen constante
- Las características del ensaye (procedimiento de formación de la probeta, nivel de esfuerzos, velocidad de aplicación de la carga) a las que se sometieron los especímenes, se ajustan exclusivamente a las condiciones ideales que se pueden simular en laboratorio
- El análisis de resultados que se presenta en este trabajo de tesis, se limitan exclusivamente a aspectos de investigación experimental, tratando de simular en laboratorio las condiciones de esfuerzos idealizados que se consideran presentes durante la aplicación de cargas monotónicas y cargas cíclicas al suelo.

Capítulo

2

DESCRIPCIÓN DEL SITIO DE ESTUDIO

2.1 Localización

El sitio de estudio se ubica en el municipio de Boca del Río, Veracruz específicamente en la franja costera conurbada con la ciudad de Veracruz, también conocida como “Zona Conurbada Veracruz-Boca del Río” (ZCVB). La localización geográfica del municipio se observa en la figura 2.1. La ciudad de Boca del Río se encuentra a una altitud de 10 m sobre el nivel del mar; cuenta con una población de 133,024 habitantes, INEGI (2000) y ocupa una superficie de 42.77 km². La ZCVB en los últimos años se ha caracterizado por ser un sitio atractivo para el desarrollo de complejos turísticos y habitacionales.

El material de estudio se obtuvo de un predio localizado en la parte norte del palacio municipal de la ciudad (aproximadamente a 3 km del río Jamapa) y a unos 150 m de la costa, en el área conocida coloquialmente como “El Morro”. En la figura 2.2 se presenta un croquis con la ubicación del sitio explorado y del sondeo efectuado.

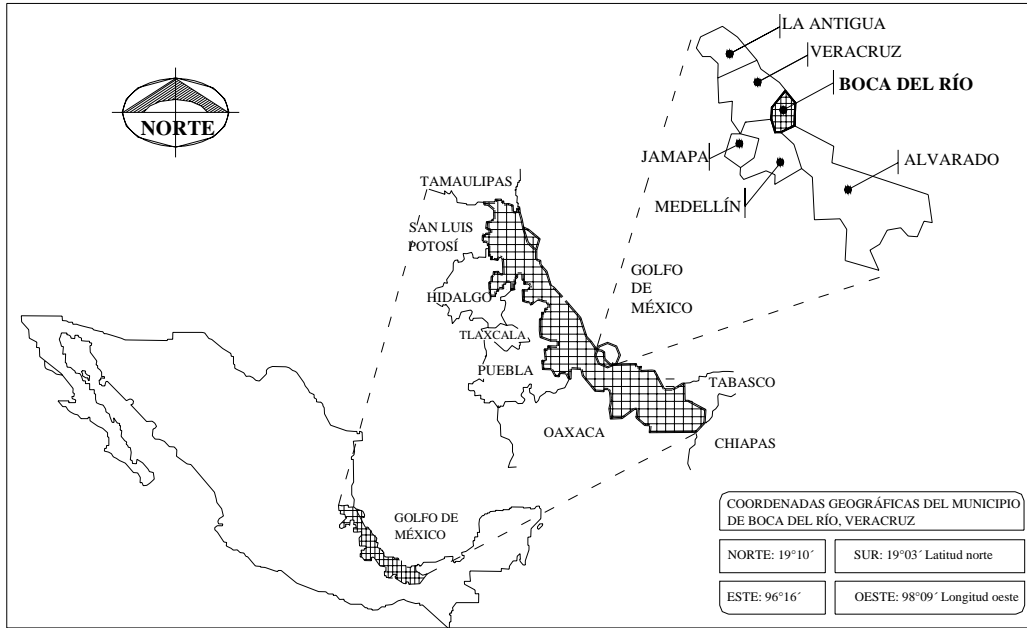


Figura 2.1 Ubicación geográfica del municipio de Boca del Río, Veracruz; donde se encuentra el sitio de estudio

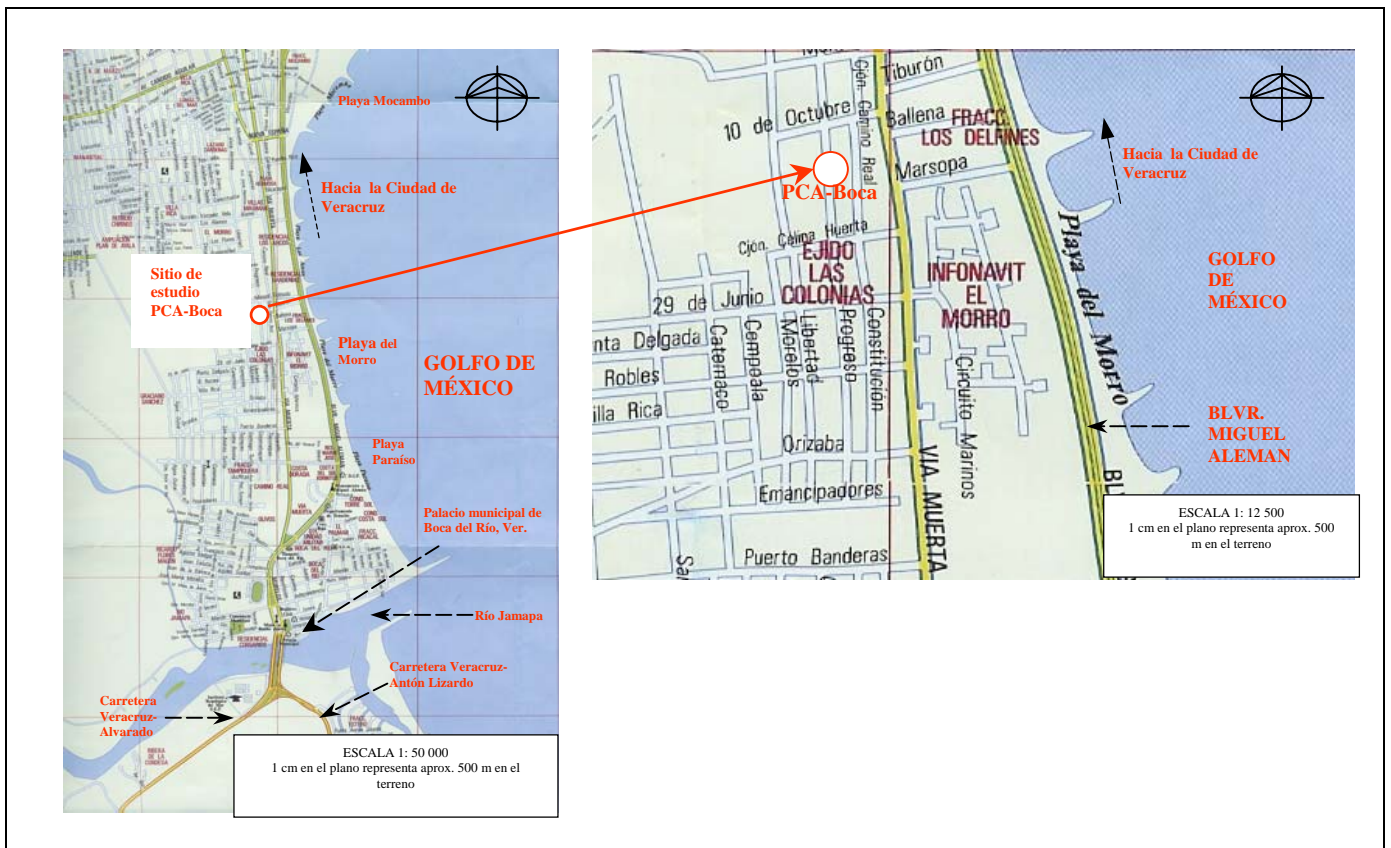


Figura 2.2 Localización del sitio de estudio y del sondeo realizado en el municipio de Boca del Río, Veracruz

2.2 Geología regional

El municipio de Boca del Río se ubica en la provincia fisiográfica de la “Llanura Costera del Golfo Sur”, particularmente en la subprovincia de la “Llanura Costera Veracruzana” (INEGI. Carta fisiográfica 1:1,000,000). La provincia abarca prácticamente toda la porción sur del estado (aproximadamente 43% de la superficie estatal); se extiende en forma de una franja paralela al Golfo de México; desde el norte de la ciudad de Veracruz hasta el río Tonalá, punto en donde continúa por el estado de Tabasco, como se indica en la figura A1.1 del anexo A.

Esta provincia está constituida en su mayor parte por depósitos del período Cuaternario (principalmente eólicos-marinos), los cuales cubren gran parte de la secuencia sedimentaria depositada en cuencas marinas del Terciario. Los afloramientos de rocas volcánicas se distribuyen al sur de la entidad, en el área conocida como el macizo rocoso de “Los Tuxtlas”.

Morfológicamente, la zona se compone por tres formaciones pertenecientes al período Cuaternario [a) depósitos de dunas; b) depósitos de playa; y c) depósitos aluviales]. Estas formaciones ya han sido identificadas anteriormente por otros autores: Esquivel (1976), Miranda (1979), Páez (2001), Riquer Trujillo *et al.* (2002). A continuación se describe brevemente cada formación:

- a) *Depósitos de dunas*. Éstos constan de arenas finas mal graduadas, arenas mal graduadas con limos y arenas limosas (SP, SP-SM, SM), dispuestas en montículos, también conocidos como médanos o lomeríos. Generalmente, el nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a una profundidad mayor de 20 m;
- b) *Depósitos de playa*. Estos materiales se localizan entre los depósitos de dunas y el litoral; se conforman por arenas finas mal graduadas, y arenas mal graduadas con limos (SP, SP-SM), con fragmentos de conchas marinas. En algunos estudios geotécnicos se ha detectado la presencia de coral, aproximadamente a profundidades de 25 m a 30 m. Comúnmente, el NAF se localiza a profundidades entre 1m y 2.50 m;
- c) *Depósitos aluviales*. Estos depósitos son producto de las zonas de inundación del río Jamapa. Se conforman por intercalaciones de arena, arcilla, limos y suelos orgánicos.

El material seleccionado para este estudio se ubica en la franja de los depósitos de dunas según se indica en la figura A2.1 del anexo A. Estos depósitos representan un área de desarrollo urbano incipiente muy importante de la región; no sólo para el municipio de Boca del Río, sino también para los municipios conurbados como: Alvarado, Medellín y Veracruz.

2.3 Estratigrafía

2.3.1 Generalidades

Actualmente, la ciudad de Boca del Río no dispone de una zonificación geotécnica oficial que permita tipificar la estratigrafía del subsuelo para fines del desarrollo urbano; sin embargo, existen antecedentes de trabajos de recopilación de estudios geotécnicos: Esquivel (1976), Miranda (1979), Páez (2001), Riquer Trujillo *et al.* (2002), los cuales han contribuido a la identificación estratigráfica del mismo, con fines de aplicación a proyectos particulares y académicos. Básicamente, estos trabajos se concentran en la parte urbana de la ciudad de Veracruz y la zona conurbada con el municipio de Boca del Río, por lo que no se cuenta con suficiente información geotécnica del resto del área del municipio.

A pesar de la carencia de información geotécnica, en este trabajo de tesis se construyó una versión estratigráfica del subsuelo de la ZCVB (corte estratigráfico macro), la cual se basó exclusivamente en el trabajo de Páez (2001), por incluir información geotécnica reciente de la zona. En la figura A3.1 del anexo A, se presenta la versión estratigráfica referida.

2.3.2 Información geotécnica del sitio

Como se indicó en los incisos 2.1 y 2.2 (localización y geología regional, respectivamente), el material de estudio se obtuvo de un terreno plano, ubicado en la franja de los depósitos de dunas, dentro del área de la ZCVB. Esta zona está constituida por arenas finas mal graduadas, arenas mal graduadas con limo y arenas limosas (SP, SP-SM, SM); con compacidad suelta entre 2.5 m hasta 10 m de profundidad, aproximadamente, un promedio de 10 golpes, según la prueba de penetración estándar, SPT, ASTM D1586-99. Comúnmente, el NAF se encuentra

aproximadamente a 25 m de profundidad, con excepción de las dunas ya planas; con un contenido natural de agua promedio, $w_{prom}=10\%$; y un contenido de finos, F%, que varía entre 3% y 25%. En la figura 2.3, se presenta el perfil estratigráfico del sitio de estudio hasta la profundidad de 3 m. La columna estratigráfica se obtuvo mediante la ejecución de un pozo a cielo abierto (PCA-Boca), en el cual se realizó un reconocimiento visual de los materiales encontrados; así también, se extrajeron 5 muestras alteradas, las cuales fueron llevadas al laboratorio para determinar sus propiedades índice y ser clasificadas según el SUCS (ASTM D2487-00).

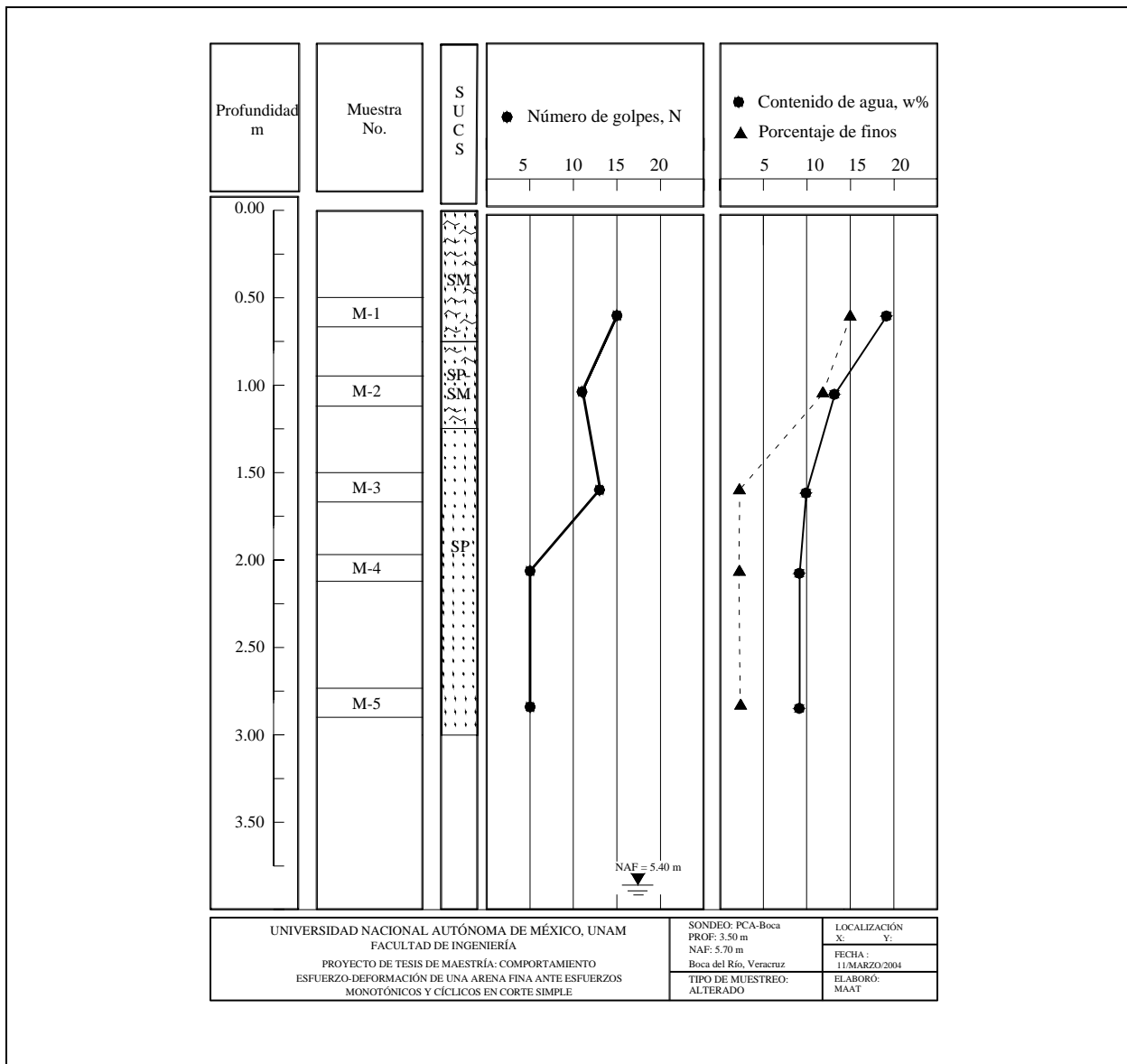


Figura 2.3 Perfil estratigráfico del sitio de estudio, efectuado para este trabajo de tesis (PCA-Boca)

En cada uno de los estratos observados se obtuvo el número de golpes, N, del ensaye SPT, lo cual permitió estimar la compacidad relativa *in situ*. Como se observa en la figura 2.3, el depósito presenta en los primeros metros de profundidad (0.0 m a 1.25 m) un número de golpes, N, promedio igual a 13, resultando un estado de compacidad medio; a partir de una profundidad de 1.25 m hasta 3 m, se tiene un número de golpes, N, promedio igual a 10, lo cual representa un estado de compacidad suelto, de acuerdo con la correlación presentada en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Correlación entre la resistencia a la penetración estándar vs compacidad relativa, adaptado de Peck *et al.* (2000)

Arenas (Bastante Segura)		Arcillas (Relativamente Insegura)	
Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa
		Menos de 2	Muy blanda
0-4	Muy suelta	2-4	Blanda
4-10	Suelta	4-8	Media
10-30	Media	8-15	Firme
30-50	Compacta	15-30	Muy firme
Más de 50	Muy Compacta	Más de 30	Dura

La excavación del PCA-Boca se realizó hasta una profundidad de 3 m, debido a que las paredes del pozo comenzaron a presentar inestabilidad, lo cual impidió el avance por medios manuales, representando riesgo para los trabajadores; sin embargo, mediante una barrena de mano tipo posteadora se pudo obtener un avance hasta 5.5 m de profundidad, aproximadamente; el NAF se registró a una profundidad de 5.4 m.

Con el fin de obtener mayor información geotécnica del sitio y corroborar los materiales detectados en el PCA-Boca, se recopilaron varios informes geotécnicos realizados en el área, se obtuvo un estudio geotécnico de un sitio, cuyo perfil estratigráfico fue obtenido hasta 25 m de profundidad, utilizando máquina perforadora rotatoria. El sondeo efectuado (SRP-Boca) se ubica en la línea de división de los depósitos de dunas y de los de playa, en la ZCVB. En la figura 2.4,

se presenta la ubicación del SRP-Boca. La elección de considerar la información procedente de este sondeo para este trabajo de tesis, se basó en los datos geotécnicos de profundidades mayores que 3 m, y la cercanía con el PCA-Boca, con respecto a otros sondeos recopilados.

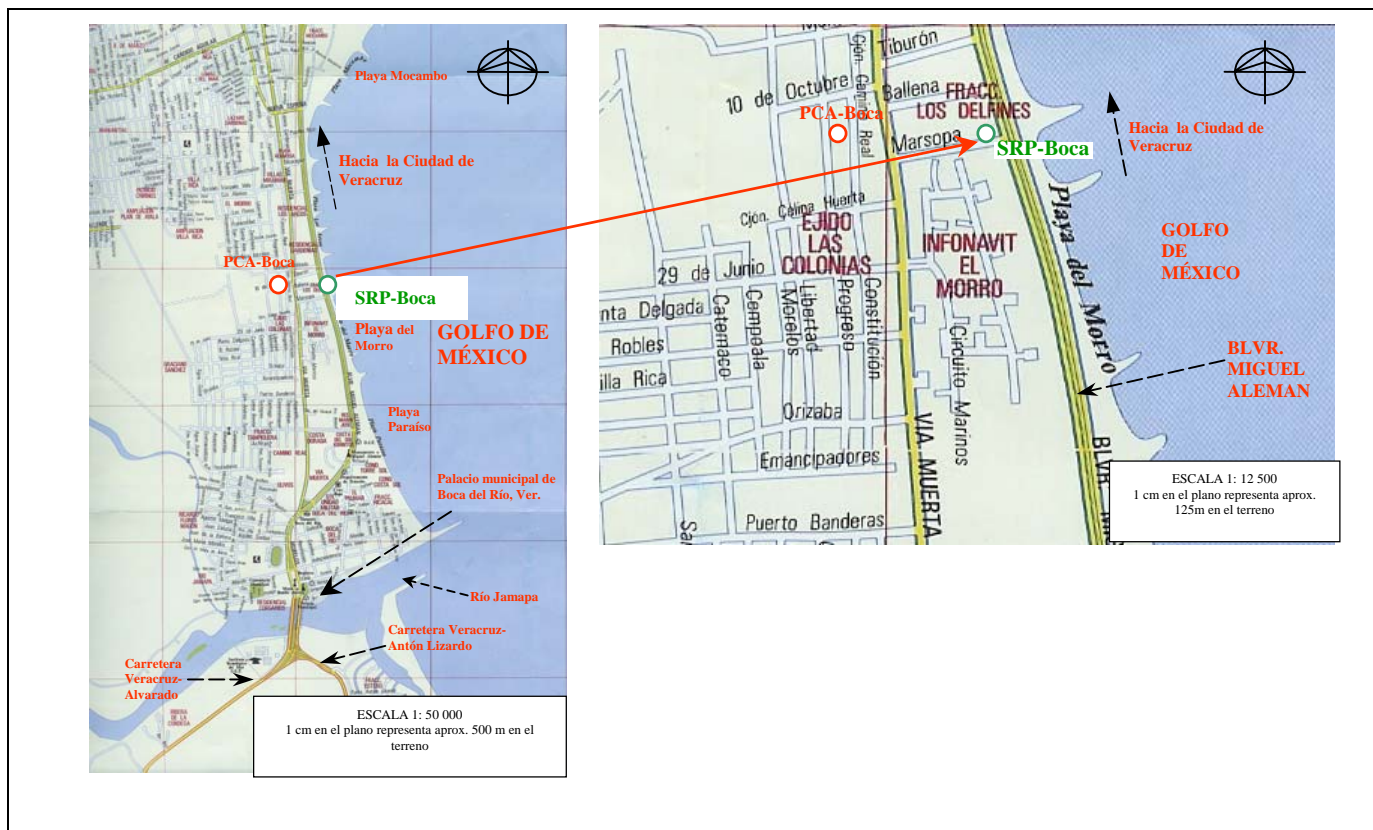


Figura 2.4 Localización del sondeo profundo SRP-Boca

A continuación, en la figura 2.5 se presenta el perfil estratigráfico del SRP- Boca; en este caso el NAF se reporta muy cercano a la superficie, aproximadamente 2 m; esto se debe a que el terreno donde se efectuó el sondeo se localiza en la franja de división de los depósitos de dunas y de los de playa. En su parte oeste se encuentra el litoral, aproximadamente a 20 m. El sondeo fue del tipo alterado selectivo, se realizó el ensaye SPT a cada 70 cm, se obtuvieron así también muestras alteradas del sitio. Como se aprecia en la figura 2.5, en los primeros 2 m de la perforación se registró una arena limosa (SM) con un contenido de finos, $F=22\%$ y con un contenido natural de agua, $w=20\%$. A partir de 2.50 m hasta 10 m de profundidad (aproximadamente), se localizó una arena fina uniforme limpia (SP), que presentó un contenido de finos promedio, $F_{prom}=5\%$, y un contenido natural de agua promedio, $w_{prom}=25\%$.

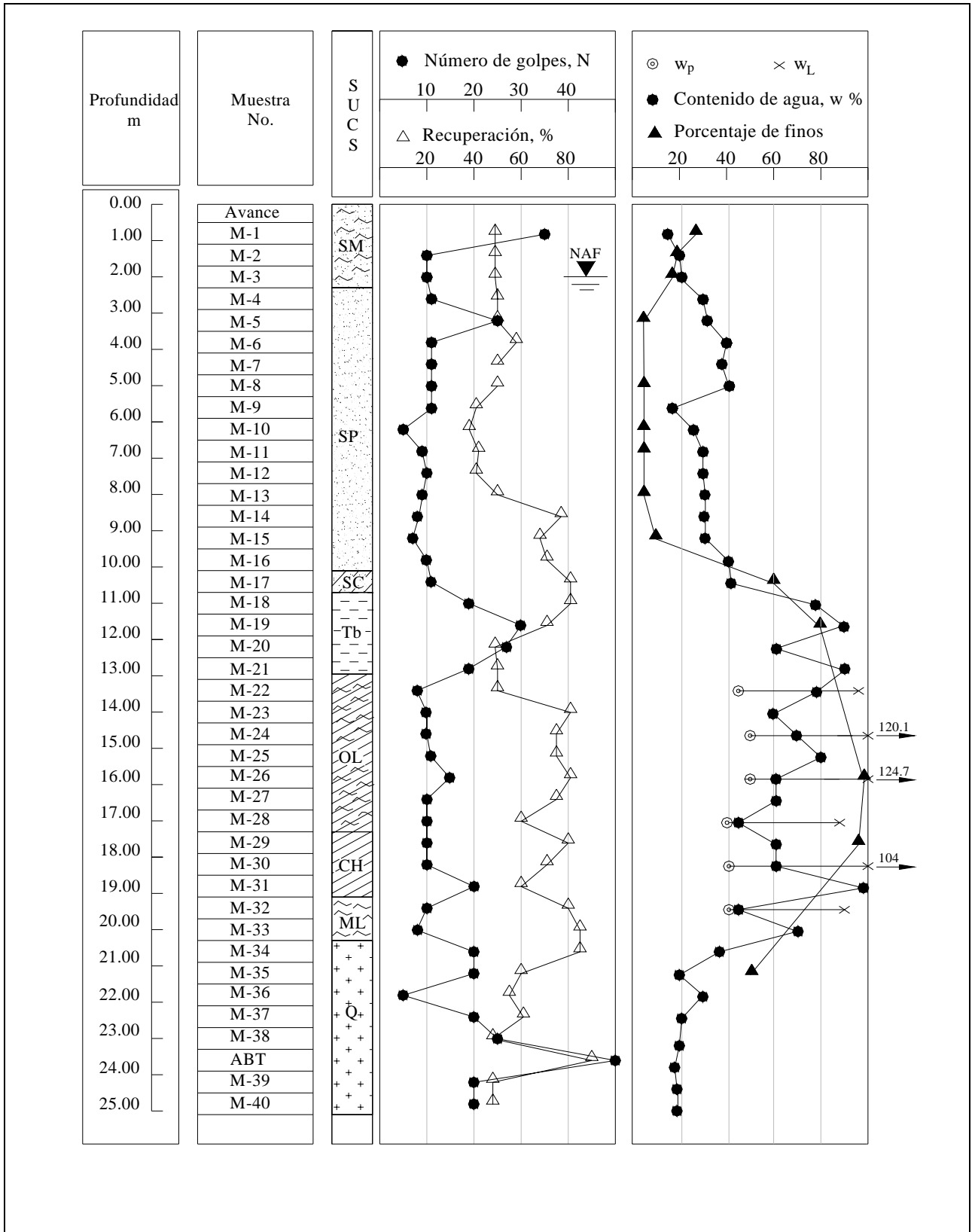


Figura 2.5 Perfil estratigráfico del sondeo SRP-Boca

A una profundidad mayor de 10 m, se registró una arena arcillosa (SC) y una turba carbonizada (Tb) de consistencia media. Entre la profundidad de 13 m y 17.5 m se encontró limo orgánico de alta plasticidad (OL), de consistencia media. Desde la cota de 17.5 m hasta la profundidad de 20 m, se encontró un estrato de arcilla de alta plasticidad, de consistencia media, y un estrato de 1 m, de limo de alta plasticidad, de consistencia media. En los últimos 10 m de profundidad, se encontró la presencia de coral con estructura panaloide, con arcilla de alta plasticidad.

De acuerdo con los resultados del ensaye SPT realizado en el sondeo SRP-Boca, el número de golpes, N, registrado de la cota 0 m hasta la cota 25 m, tiene valores entre 10 y 20; por lo que el sitio presenta una compacidad media.

En este trabajo de tesis, se seleccionó como material de estudio la arena fina mal graduada (SP), reportada en el PCA-Boca entre las cotas 1.2 m y 3 m; y en el SRP-Boca entre 2.2 m y 10 m de profundidad. La elección del material se basó en las siguientes características:

- Baja resistencia a la penetración estándar (compacidad relativa suelta a media), por lo menos en los primeros 10 m de profundidad, en zonas de potencial desarrollo urbano
- Granulometría fina (arena) dentro de las fronteras de suelos licuables propuesta por Terzaghi y Peck (1967), según se indica en la figura 2.6
- La posibilidad de presentarse el fenómeno de licuación de arenas o riesgo de movilidad cíclica, dado que el material se ubica debajo del NAF (franja de división de los depósitos de dunas y playa); distribuyéndose a lo largo de la ZCVB y el área de expansión del municipio de Boca del Río.

2.3.3 Descripción del material de estudio

Las muestras obtenidas del PCA-Boca, se analizaron en el Laboratorio de Dinámica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. El material corresponde a una profundidad de 2.5 m. Para su clasificación SUCS, se realizó un análisis de distribución granulométrica, según se indica en la figura 2.6.

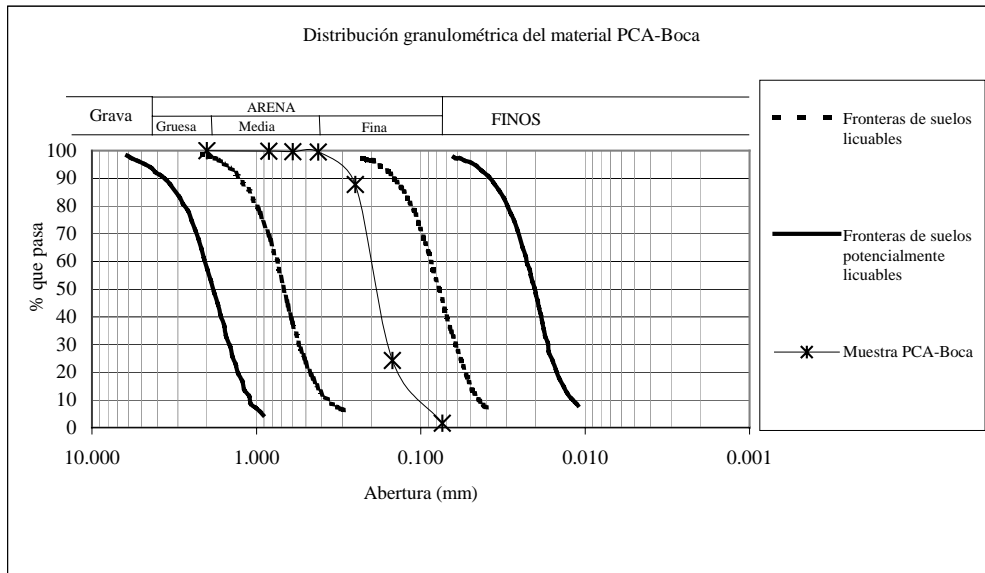


Figura 2.6 Curva granulométrica del material de estudio (PCA-Boca). Fronteras granulométricas para definir el potencial de licuación de un suelo, adaptado de Terzaghi y Peck (1967)

En la Tabla 2.2 se presentan los resultados del análisis granulométrico efectuado.

Tabla 2.2 Resultados del análisis granulométrico efectuado al material de estudio (PCA-Boca)

Diámetros y Coeficientes		CLASIFICACIÓN SUCS
$D_{10} =$	0.11 mm	(SP) ARENA MAL GRADUADA
$D_{50} =$	0.18 mm	
$C_u =$	1.82	
$C_c =$	1.47	

La densidad de sólidos del material, G_s , resultó de 2.68. El peso volumétrico natural del material, γ_{nat} , se determinó en campo con el dispositivo conocido como cono de arena (ASTM D1556-00). El peso volumétrico seco mínimo, $\gamma_{dmín}$, y el peso volumétrico seco máximo, $\gamma_{dmáx}$, fueron determinados en el laboratorio tomando como referencia las normas ASTM D4254-00 y ASTM D4253-00, respectivamente. En la Tabla 2.3 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 2.3 Pesos volumétricos y relaciones de vacíos del material de estudio, (PCA-Boca)

γ_{nat}^* g/cm ³	e_{nat}	$\gamma_{dmín}^{**}$ g/cm ³	$e_{máx}$	$\gamma_{dmáx}^{***}$ g/cm ³	$e_{mín}$
1.43	0.88	1.35	0.99	1.63	0.65

*(ASTM D1556-00), ** (ASTM D4254-00), *** (ASTM D4253-00)

También se determinó la conductividad hidráulica, k , del material de estudio; mediante el uso de un permeámetro de pared flexible en condiciones de carga constante, de acuerdo con la norma ASTM D5084-00, se utilizaron probetas con diferentes compacidades relativas. En la Tabla 2.4, se presentan los resultados de los ensayos efectuados.

Tabla 2.4 Conductividad hidráulica del material de estudio (PCA-Boca), variando la compacidad relativa de las probetas de ensaye

Compacidad relativa de la probeta de ensaye Cr (%)	Relación de vacíos de consolidación e_c	Conductividad hidráulica k (cm/s)
95	0.692	1.E-03
50	0.827	3.E-03
25	0.911	5.E-03

2.3.3(a) Mineralogía

Con el objetivo de conocer la composición mineralógica del material de estudio (PCA-Boca), se procedió a enviar una muestra al Departamento de Geoquímica del Instituto de Geología de la UNAM. La técnica utilizada fue el análisis químico por Fluorescencia de Rayos X (FRX), indicándose que se efectuó a elementos mayores de la muestra del PCA-Boca.

En la Tabla 2.5, se presenta un resumen de la composición mineralógica del material. Destaca la presencia del sílice como mineral predominante (aproximadamente 92% de la composición total del material); el 8% restante se compone por elementos como aluminio, calcio, sodio, potasio, magnesio; y en menor porcentaje se encuentran elementos como el fósforo, manganeso, titanio y flúor.

Tabla 2.5 Mineralogía del material de estudio (PCA-Boca), obtenida mediante el análisis químico por “Fluorescencia de Rayos X”

SiO ₂ %	TiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	F ₂ O _{3t} %	MnO %	MgO %	CaO %	Na ₂ O %	K ₂ O %	P ₂ O ₅ %	(P x C)* %	Suma %
91.50	0.15	3.39	0.61	0.01	0.25	1.03	0.80	1.01	0.02	1.26	100.03

* Pérdida por calcinación

Para determinar la forma, superficie y tamaño de las partículas que integran el material, se recurrió al uso de un microscopio óptico. En la figura 2.7 se presenta una fotografía obtenida mediante el equipo mencionado.

Desde el punto de vista mineralógico, se puede concluir que el material de estudio es una arena fina integrada por silicatos claros (predominantemente cuarzo, con presencia de elementos de calcio, aluminio y sodio), con partículas de forma subredondeada, con una superficie lisa (no apreciándose fracturas).

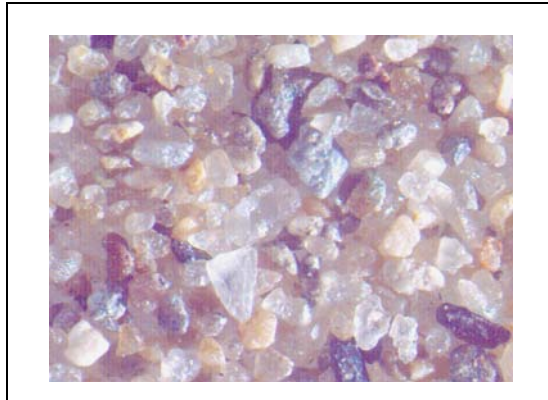


Figura 2.7 Fotografía del material de estudio, obtenida con el microscopio óptico (Laboratorio de Microestructura. Facultad de Ingeniería, UNAM)

2.4 Sismicidad

El manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, Diseño por sismo, 1993), para fines de diseño sísmico divide la República Mexicana en cuatro zonas, según se indica en la figura 2.8. La Zona “A” es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la Zona “D”.

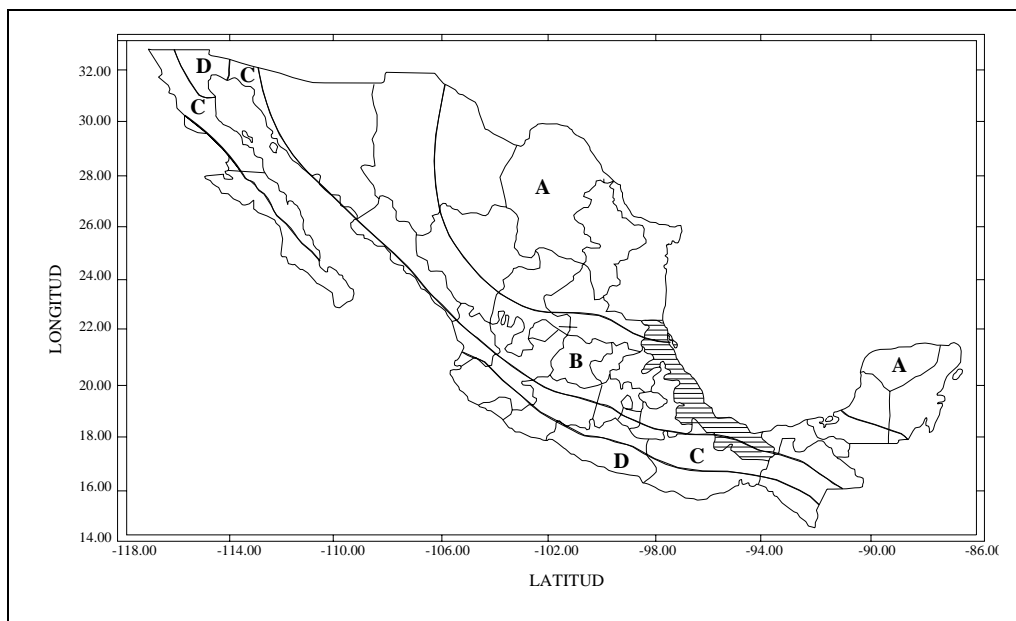


Figura 2.8 Regionalización sísmica de la República Mexicana, CFE (1993)

Este manual ubica al estado de Veracruz como potencialmente expuesto a riesgo sísmico, de moderado a alto, en un 80% de su área territorial. En particular, la ZCVB y el municipio de Boca del Río se localizan dentro de la Zona “B”.

A partir de la instrumentación sísmica de la República Mexicana durante la época del Porfiriato, es posible detectar la ocurrencia de varios sismos de gran intensidad en el estado de Veracruz; en la Tabla 2.6 se presenta un resumen de los sismos de mayor intensidad, los cuales han afectado gravemente al estado de Veracruz; en la tabla indicada se consideran valores de magnitud, profundidad y localización de los sismos.

Tabla 2.6 Sismos de gran intensidad ocurridos en el estado de Veracruz, adaptado de Riquer Trujillo *et al.* (2003)

Fecha	Magnitud	Profundidad focal km	Latitud N	Longitud W	Observaciones	Referencia
04/01/1920	$m_b=6.5$ $M_s=6.2$	15	19.27°	-97.08°	Temblor de Xalapa	Suter <i>et al.</i> (1996)
15/01/1931	$M_s=7.8$	40	16.34°	-96.87°	Temblor de Oaxaca	Singh <i>et al.</i> (1985)
26/07/1937	$M_s=7.3$	85	18.48°	-96.08°		Jiménez y Ponce (1977-78)
26/08/1959	$M_s=6.4$	21	18.26°	-94.43°	Temblor de Jáltipan	Ponce y Suárez (1985)
11/03/1967	$M_w=5.7$	24	19.23°	-95.74°	Temblor de Veracruz	Ponce y Suárez (1985)
28/08/1973	$m_b=7.3$ $M_w=7.0$	82	18.30°	-96.53°	Temblor de Orizaba	Abe (1981) Singh y Wyss (1976)
m_b = magnitud de la onda de cuerpo de período corto M_s = magnitud de la onda de superficial M_w = magnitud de momento						

El sismo conocido como el “temblor de Jáltipan”, $M_s=6.4$, ocurrido el 26 de agosto de 1959, representa para México, el primer caso documentado del fenómeno de “licuación de arenas”; dejando totalmente destruida la ciudad de Jáltipan y afectando gravemente las ciudades de Acayucan, Minatitlán y Coatzacoalcos.

El 11 de marzo de 1967 aconteció el sismo conocido como el “sismo de Veracruz”, $M_w=5.7$; este sismo fue localizado en la Plataforma Continental frente a Punta Antón Lizardo, a 20 km al sureste del Puerto de Veracruz, afectando a los municipios de Boca del Río, Medellín, Antón Lizardo, Alvarado y Veracruz. Con el objeto de cuantificar la potencialidad de los daños ocasionados por sismos de gran intensidad en la República Mexicana, Gutiérrez *et al.* (1991) realizaron un trabajo de recopilación de mapas de sismos de gran intensidad, ocurridos entre 1845 y 1985, proponiendo para la República Mexicana un mapa de intensidades sísmicas (escala de Mercalli Modificada, MM), figura 2.9.

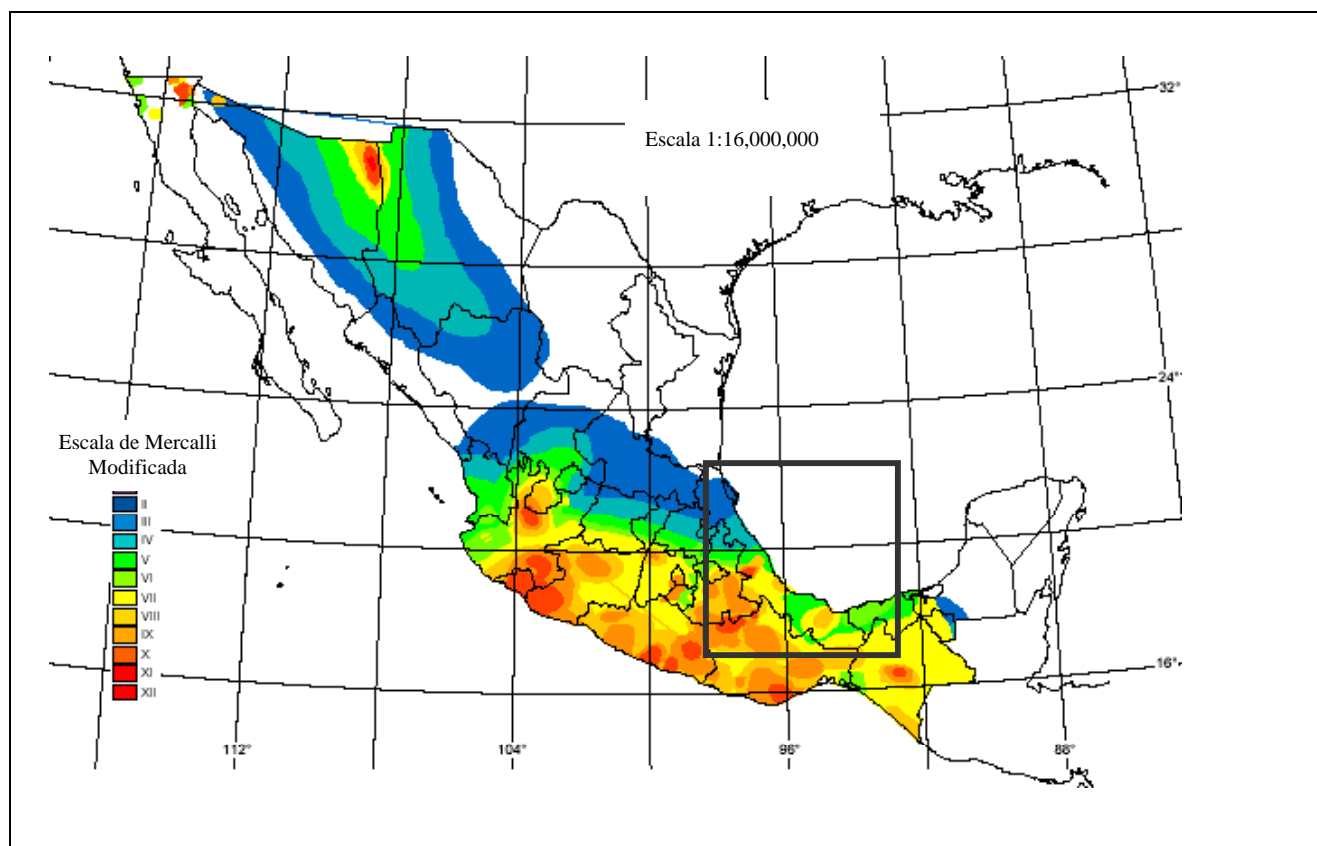


Figura 2.9 Mapa de intensidades para la República Mexicana, propuesto por Gutiérrez *et al.* (1991).

Basándose en la figura 2.9, el estado de Veracruz se encuentra ubicado en una zona de intensidades del orden de X-II (MM); lo cual sugiere que el estado de Veracruz (en particular la región sur) se encuentra en área de gran vulnerabilidad sísmica, referido a niveles de alta intensidad; en la figura 2.9 el recuadro de color negro encierra al estado de Veracruz.

Actualmente, el municipio de Boca del Río no cuenta con una de microzonificación sísmica, sin embargo, desde el año 1999 el Instituto de Ingeniería de la Universidad Veracruzana (IIUV) ha impulsado y monitoreado la red de registro sísmico (Williams *et al.* 2003) que en su primera etapa se planteó instalar en la ZCVB. A partir de los registros obtenidos de la red sísmica en los últimos años; complementados con los datos de topografía, hidrología y características geológicas-geotécnicas de la zona; el IIUV propuso el trazo de un mapa preliminar de microzonificación sísmica de la ZCVB. En el mapa referido se delimitan 2 zonas de riesgo sísmico, como se indica en la figura 2.10.

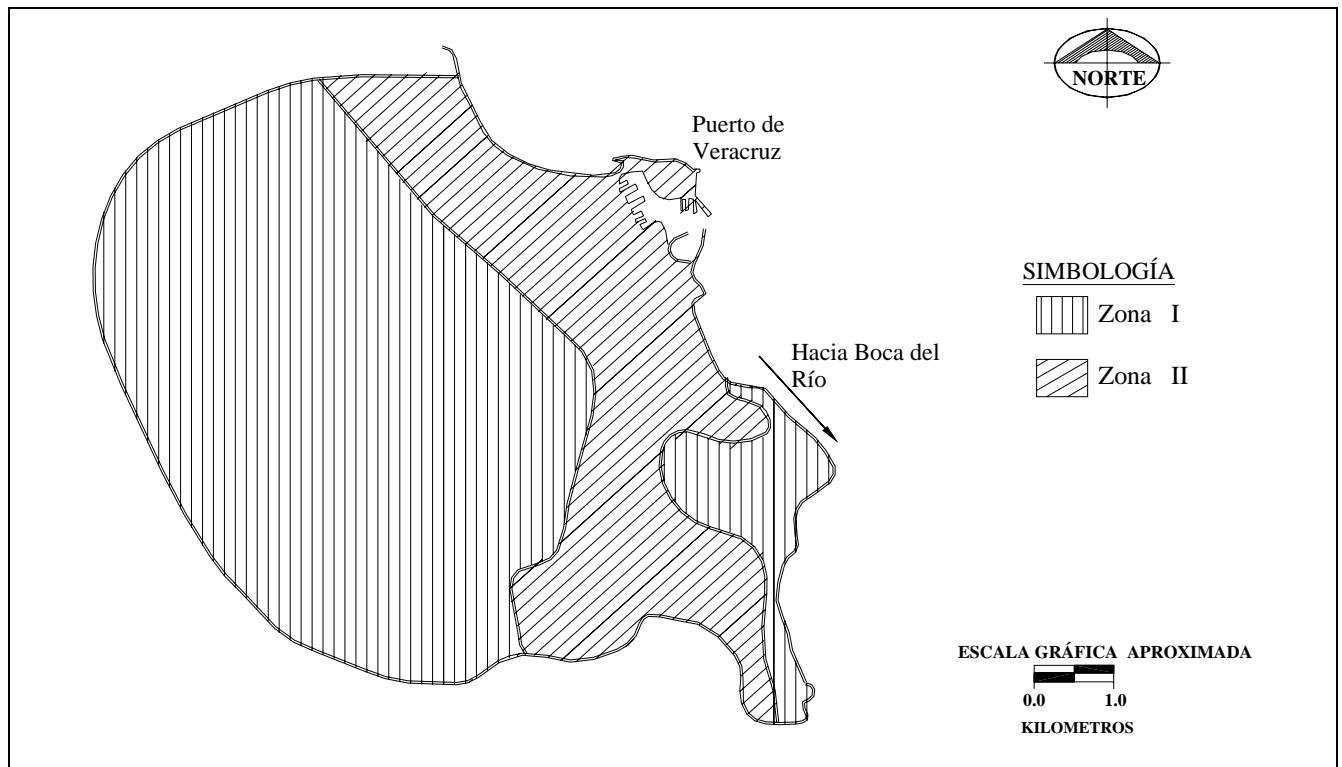


Figura 2.10 Mapa preliminar de microzonificación sísmica de la ZCVB, adaptado de Riquer Trujillo *et al.* (2000)

Para la Zona I, se consideran períodos dominantes de vibración del terreno natural de entre 0.1 s a 0.3 s. En esta zona se consideran terrenos próximos al mar, formados por depósitos de playa cerca de los depósitos de coral, así como los depósitos de dunas estables. Para la Zona II, se consideraron períodos dominantes de vibración entre 0.3 s a 0.6 s. Esta zona incluye terrenos aluviales donde se localizan áreas de inundación, así como el cauce de antiguos ríos; además, considera depósitos de dunas inestables y terrenos de relleno en zona pantanosa, o ganados al mar. Tomando en cuenta el mapa de microzonificación propuesto por el IIUV, el sitio de estudio corresponde a la Zona I, es decir, para el análisis de diseño por sismo se deben considerar períodos dominantes de vibración de entre 0.1 s a 0.3 s.

Capítulo

3

GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ARENOSOS

3.1 Introducción

El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos granulares, en particular material arenoso, ha sido estudiado ampliamente por diversos investigadores. Los estudios pioneros realizados por Casagrande (1940) propiciaron el desarrollo de conceptos y técnicas, cuyo objetivo principal ha estado encaminado a analizar, comprender y determinar las causas del comportamiento de este tipo de material, ya sea ante condiciones de carga monotónica o cíclica. Algunas de las investigaciones recientes, que señalan la relación que existe entre el comportamiento no-drenado de una arena ante condiciones de carga monotónica y carga cíclica, son las siguientes: Castro *et al.* 1982; Symes *et al.* 1984; Dobry *et al.* 1985; Sladen *et al.* 1985; Vaid y Chern, 1985; Mohamad y Dobry, 1986; Alarcón-Guzmán, 1988; Vaid y Sivathayalan, 1996; Ishihara, 1996; entre otros investigadores.

Después de los sismos ocurridos en las ciudades de Niigata en 1964 (Seed e Idriss, 1967) y Anchorage en 1964 (Ross *et al.* 1969), los investigadores condujeron sus investigaciones del comportamiento esfuerzo-deformación de materiales arenosos hacia el estudio de este material ante condiciones de carga cíclica. El comportamiento de un material arenoso ante condiciones cíclicas, es uno de los tópicos de mayor polémica dentro de la dinámica de suelos, debido a los diferentes enfoques de los hechos experimentales. De los fenómenos ocasionados por una carga monotónica o por una carga cíclica en un depósito arenoso, destacan: **a)** Cambio de volumen (asentamientos), y **b)** Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (licuación y movilidad cíclica).

3.2 Comportamiento contractivo y dilatante

Un depósito de arena está compuesto por un arreglo geométrico de partículas en equilibrio, donde las fuerzas intergranulares son transmitidas a través de los puntos de contacto, figura 3.1(a); cuando se aplica un esfuerzo cortante (τ) al depósito, la deformación resultante que se observa es por lo general acompañada por un cambio de volumen, el cual es llamado “dilatancia”. Este cambio de volumen inducido por un esfuerzo cortante se debe al tipo de movimiento relativo que existe entre las partículas, los cuales pueden ser de dos tipos: “movimiento relativo por deslizamiento” (slip-down) o “movimiento relativo rotatorio” (roll-over), Dafalias (1993).

Cuando se presenta un movimiento relativo por deslizamiento, los granos de arena se acomodan entre sí geoméricamente resultando un estado denso o compacto; al presentarse el deslizamiento los vacíos existentes en el depósito son ocupados por partículas ya deslizadas, presentándose un cambio de volumen; presentándose generalmente este mecanismo en depósitos arenosos en estado inicial de compacidad suelto.

En cambio, el movimiento relativo rotatorio tiende a incrementar el volumen, lo cual es característica del comportamiento de un depósito arenoso en estado inicial de compacidad denso. En este mecanismo las partículas rotan, parcialmente, una sobre otra durante la aplicación del esfuerzo desviador (ya que no existen vacíos por ocupar) incrementándose así el estado de compacidad inicial, Ishihara (1996).

Por lo tanto, un movimiento por deslizamiento relativo entre partículas ocurre a valores de deformación angular relativamente bajos, razón por la cual, generalmente, se observa una rápida reducción de volumen al aplicar un esfuerzo al corte a un espécimen de arena en estado suelto (principalmente). Caso contrario presenta el movimiento relativo rotatorio, el cual se manifiesta a grandes valores de deformación angular.

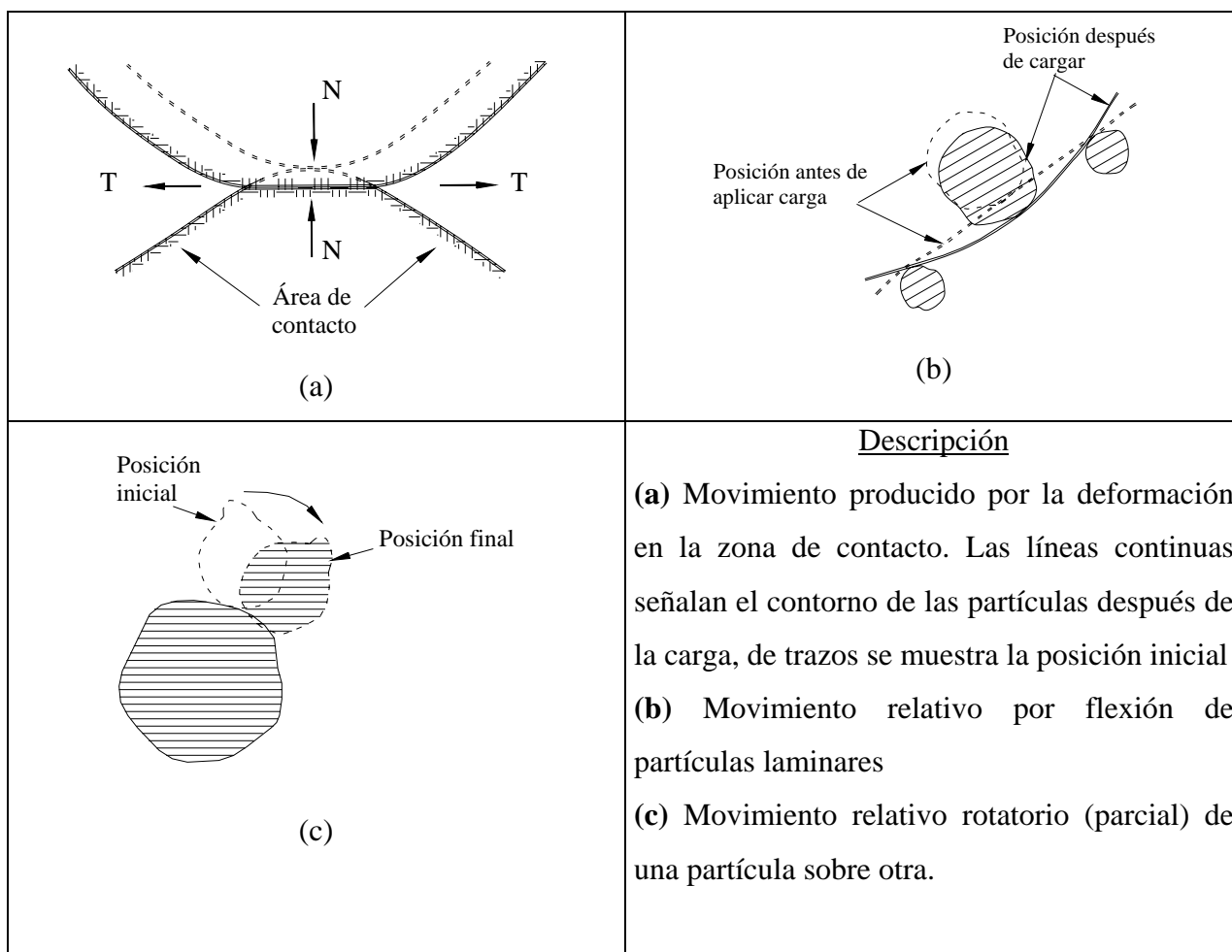


Figura 3.1 Causas del movimiento relativo entre las partículas de suelo, adaptado de Lambe y Whitman, 2001

Los dos tipos de movimientos se pueden manifestar casi simultáneamente, pudiéndose observar ambos mecanismos en un gráfico esfuerzo cortante-deformación angular. En la figura 3.2 se observan tres tipos de gráficos esfuerzo cortante-deformación angular, obtenidos de ensayos de corte no-drenado en muestras de arenas saturadas (adaptado de Ishihara, 1996).

Para el caso de una probeta de arena en estado compacto, los granos tienden a exhibir un “comportamiento de endurecimiento a la deformación” (strain hardening behaviour), donde el valor del esfuerzo cortante se incrementa conforme se incrementa el valor de la deformación angular, no definiéndose en el gráfico un esfuerzo cortante pico; si dicha probeta estuviese sometida a un ensaye drenado, la dilatación tomaría lugar reflejándose en un mecanismo rotatorio. La arena compacta en tal estado presenta un comportamiento del tipo de endurecimiento a la deformación, haciendo referencia a un comportamiento del “tipo dilatante” o “sin flujo” del material.

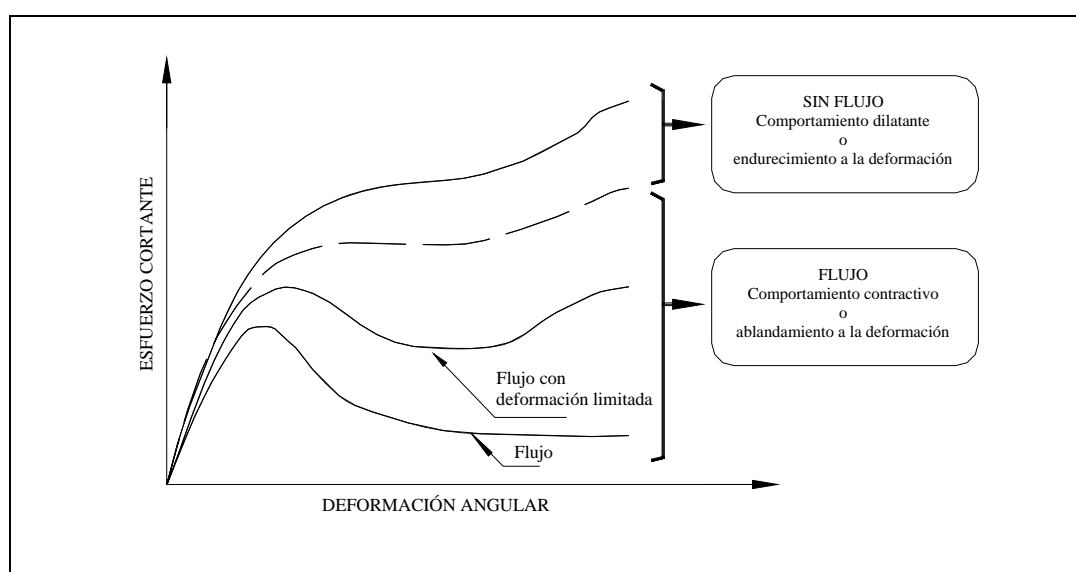


Figura 3.2 Clasificación del comportamiento no-drenado de suelos arenosos, adaptado de Ishihara, 1996

En contraste, en una probeta de ensaye en estado suelto se observa un “comportamiento de ablandamiento a la deformación” (strain softening behaviour), observándose en la figura 3.2 un decremento en el valor del esfuerzo cortante (definiéndose un esfuerzo cortante pico) acompañado por una deformación angular ilimitada; si la probeta fuese sometida a un ensaye drenado, ésta exhibiría una reducción de volumen, indicando la ocurrencia del movimiento relativo por deslizamiento dentro de la probeta. Por lo que, la arena en estado suelto, se dice que presenta un comportamiento del tipo de ablandamiento a la deformación y hace referencia a un comportamiento del “tipo contractivo” o de “flujo” del material.

En la figura 3.2, también se observa la curva que corresponde a una probeta con una compacidad media (flujo con deformación limitada). En este caso, la probeta, exhibe un ablandamiento a la deformación para valores iniciales de deformación angular, sin embargo, presenta un endurecimiento a la deformación conforme se incrementa el valor de la deformación angular. Si la probeta estuviese sometida en condiciones drenadas, ésta presentaría una reducción de volumen al inicio y posteriormente presentaría una dilatación conforme se incrementara la deformación angular.

3.3 Estado crítico. Relación de vacíos crítica

El estado para el cual una masa de suelo se deforma continuamente ante condiciones de esfuerzo cortante y una relación de vacíos constante se define como “estado crítico del suelo” (critical state of the soil); la relación de vacíos constante a la cual se alcanza este estado se denomina “relación de vacíos crítica” (critical void ratio), Casagrande (1940). En un ensaye drenado, la relación de vacíos crítica define el esfuerzo cortante último de la probeta, en donde cualquier esfuerzo desviador aplicado de manera posterior no produce cambios en el valor de la relación de vacíos. En cambio, en un ensaye de corte simple a volumen constante, la relación de vacíos permanece constante durante la aplicación del esfuerzo cortante, por lo que el valor de la relación de vacíos crítica es igual al valor de la relación de vacíos durante la aplicación del esfuerzo desviador.

Para la predicción de cambios de volumen en un depósito arenoso sometido a vibración, el concepto de estado crítico no es utilizado, ya que éste implica condiciones de esfuerzo normal efectivo y relación de vacíos constante ante valores de deformación angular relativamente grandes; por lo que una vibración que induzca valores bajos de deformación angular cíclica y por consecuencia cambios en la relación de vacíos y en el esfuerzo normal efectivo (dependiendo de las condiciones de drenaje) no se representa satisfactoriamente con ese estado, Castro (1975).

3.4 Estado establecido de deformación. Estado de transformación de fase. Estado cuasi-establecido

Poulos (1981), definió el concepto de “estado establecido de deformación” (steady state of deformation) de una masa de suelo, como aquel estado en el cual la masa se deforma continuamente ante condiciones constantes de volumen, esfuerzo normal efectivo, esfuerzo cortante y velocidad de deformación, figura 3.3.

El estado establecido de deformación ocurre durante un ensaye triaxial no-drenado (ensaye CU), en especímenes de arena saturada con una compacidad suelta. En este estado la estructura inicial del espécimen es destruida y se transforma en una nueva estructura conocida con el nombre de “estructura de flujo”. Según Poulos (1981), la estructura de flujo y su correspondiente resistencia al corte no son dependientes de la estructura inicial, sin embargo, la estructura inicial depende del método utilizado en la formación de la probeta de ensaye, Mullilis *et al.* (1978). El estado establecido de deformación existe únicamente durante la deformación por corte, y no es una línea de estados estáticos del suelo.

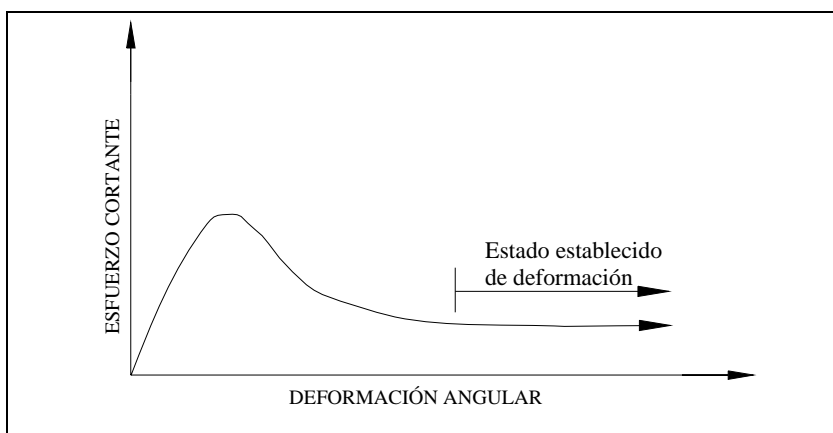


Figura 3.3 Esquema del estado establecido de deformación ante esfuerzo monotónico

En algunos casos, los especímenes de ensaye presentan un marcado comportamiento contractivo al inicio del ensaye, pero desarrollada una cierta deformación angular el espécimen comienza a presentar un comportamiento dilatante cuando se aproxima a un estado establecido de deformación, particularmente al final del ensaye, figura 3.4(a). Diversos investigadores han reportado esta disminución temporal en el valor del esfuerzo desviador: Castro, 1975; Hanzawa,

1980; Mohamad y Dobry, 1986; Konrad, 1990; Been *et al.* 1991; Vaid *et al.* 1990; Georgiannou *et al.* 1991; entre otros investigadores; este tipo de comportamiento se conoce como “flujo con deformación limitada” (flow with limited deformation).

En la figura 3.4(b) se presenta el diagrama (p' vs q) de una arena suelta en condiciones no-drenadas de aplicación de esfuerzo cortante monotónico; se observa una disminución temporal en el valor del esfuerzo desviador, definiéndose un esfuerzo desviador mínimo, el cual se define como “estado de transformación de fase” (phase transformation) Ishihara *et al.* 1975; este estado involucra una transformación temporal de un estado contractivo a uno dilatante, observándose en el diagrama (p' vs q) la forma de un “codo”. Alarcón-Guzmán *et al.* (1988) y Been *et al.* (1991) llamaron “estado cuasi-establecido” (Quasi-steady state) a un caso particular de transformación de fase (Ishihara, 1993) el cual presentó una reducción considerable en el valor del esfuerzo desviador, en un rango limitado de deformaciones.

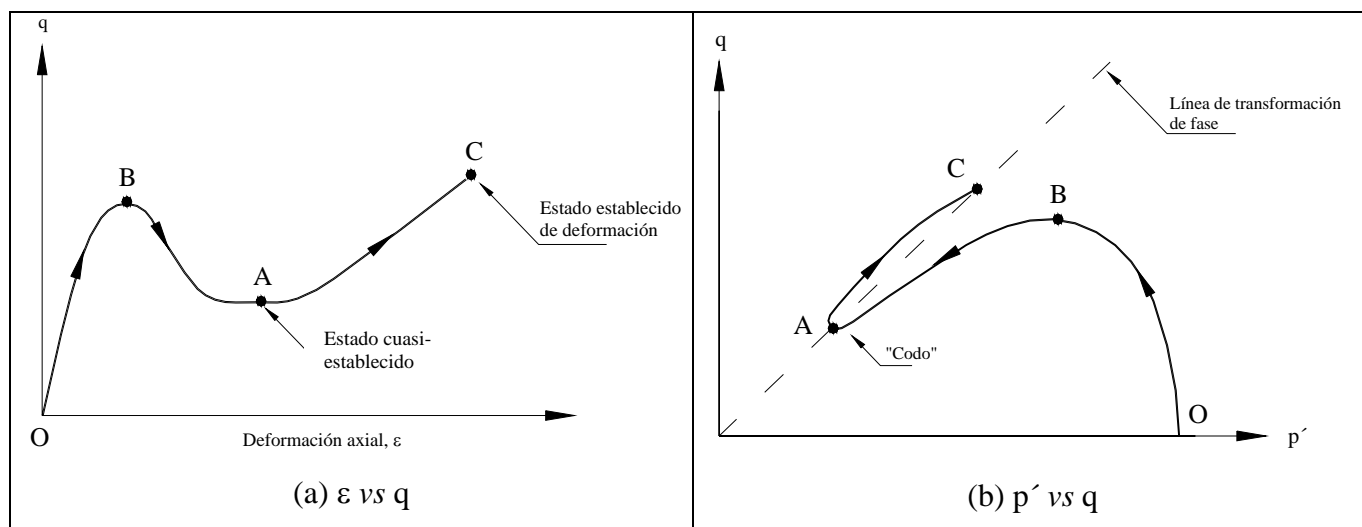


Figura 3.4 Características de un comportamiento no-drenado para una arena suelta ante esfuerzo cortante monotónico, adaptado de Ishihara (1996)

3.5 Licuación. Movilidad cíclica

Generalmente, las fallas en la estructura del suelo arenoso que se deben a un incremento de la presión poro, incitada por una carga cíclica o monotónica, se atribuyen al fenómeno de “licuación de arenas”. Sin embargo, el fenómeno de “movilidad cíclica” (Casagrande, 1975), cuyo

denominador común con la licuación es el incremento de la presión de poro, se caracteriza por presentar una continua degradación de la rigidez del suelo.

El término “licuación verdadera” (true liquefaction) acuñado por Casagrande (1975), se refiere al fenómeno asociado a una pérdida repentina de resistencia al corte de un depósito de arena saturada (debido a una carga monotónica o carga cíclica), en el que la masa de suelo “fluye” asemejándose a un fluido viscoso, hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa disminuyen a valores tan bajos como su resistencia al corte residual. A este tipo de falla también se le ha denominado “falla de flujo” (flow failure).

En este trabajo de tesis se hace referencia al término “licuación inicial”, a la condición de una probeta de ensaye en la cual el incremento de la presión de poro, Δu , ocasionada por la aplicación de una carga cíclica o carga monotónica iguala el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} ; es decir, la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$.

El fenómeno de movilidad cíclica se asocia a una continua degradación de la rigidez de un depósito de arena saturada, asociada al incremento de la presión de poro durante la aplicación de una carga cíclica. Las grandes deformaciones que resultan de la movilidad cíclica en un ensaye de laboratorio con arenas dilatantes, se debe principalmente a los cambios de volumen que sufre el espécimen de ensaye durante la aplicación de una carga cíclica, Castro y Poulos (1977).

Castro y Poulos (1977), propusieron un diagrama de estado (figura 3.5) para comprender la diferencia entre los fenómenos de licuación y movilidad cíclica. El fenómeno de licuación es el resultado de una falla no-drenada de una arena saturada en estado suelto, falla del tipo contractiva (por ejemplo, un ensaye que comience en el estado representado por el punto C y termine con una deformación de flujo ante condiciones de esfuerzo principal efectivo menor, σ'_3 , y volumen constante).

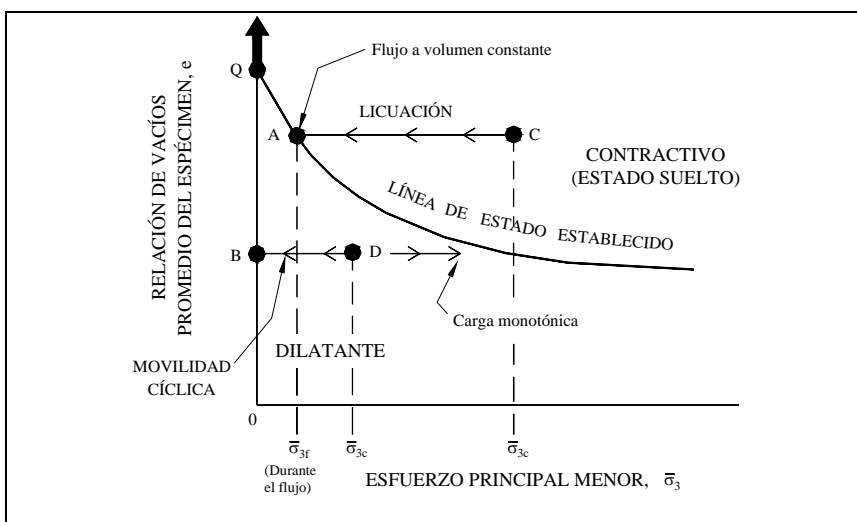


Figura 3.5 Comportamiento drenado y no-drenado de especímenes en estado suelto y denso, adaptado de Castro y Poulos, 1977

La movilidad cíclica, también se explica mediante el diagrama de estado mostrado en la figura 3.5; considerando una probeta de ensaye de arena saturada en estado compacto, el ensaye comienza en el estado representado por el punto D, donde se somete a carga monótonica no-drenada. Al inicio, el estado del material cambia desde el punto D hasta desplazarse ligeramente hacia la izquierda, pero después tiende a desplazarse horizontalmente hacia la línea de estado establecido, conforme se aplica la carga. Si ahora se hace un nuevo ensaye en el estado representado por el punto D aplicando una carga cíclica, se puede determinar el comportamiento si se grafican los valores del promedio de las relaciones de vacíos y esfuerzo efectivo para cada ciclo de carga. En este caso, el punto D se mueve horizontalmente hacia la izquierda, porque el promedio de la relación de vacíos se mantiene constante y el valor de la presión de poro aumenta debido a la carga cíclica aplicada. La movilidad cíclica se alcanza sólo cuando la probeta se somete a deformaciones lo suficientemente grandes como para perder sustancialmente su rigidez.

Capítulo

4

EQUIPO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO

4.1 Introducción

En los últimos setenta años diversos investigadores e ingenieros geotecnistas han puesto un interés especial en el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación, y por ende en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo bajo acciones dinámicas. Uno de los puntos de mayor consideración e importancia ha sido determinar las propiedades dinámicas de los depósitos de suelo en estudio. Generalmente, éstas se determinan para rangos de deformación angular cíclica diferente, según las características del fenómeno que se pretende modelar *in situ* (vibración causada por maquinaria, oleaje, sismo, explosivos, entre otros). Las principales propiedades dinámicas son:

- Módulo dinámico de Young, E
- Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G
- Amortiguamiento, λ

- Propiedades esfuerzo-deformación
- Parámetros de licuación
- Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga
- Módulo dinámico de deformación volumétrica, K
- Relación de Poisson, ν .

Actualmente, existen diversos dispositivos de laboratorio, técnicas de campo, modelos matemáticos y correlaciones que permiten determinar las propiedades dinámicas para diferentes rangos de deformación. Algunos de los dispositivos utilizados en el laboratorio son los siguientes: equipo de columna resonante, equipo de triaxial cíclica, equipo de corte simple cíclico, ensaye de torsión cíclica y ensaye en mesa vibratoria. Las ventajas y desventajas de cada dispositivo y de las técnicas de campo, han sido señaladas, entre otros autores, por Woods (1978) e Ishihara (1996). En la Tabla 4.1, se presentan algunos dispositivos de laboratorio para determinar propiedades dinámicas, así también se observa el rango de deformación que abarcan.

Tabla 4.1 Equipos para determinar propiedades dinámicas de los suelos en laboratorio, adaptado de Díaz Rodríguez (2006)

Equipo	Rango de frecuencia f (Hertz)	Rango de deformación angular cíclica, γ_{cy} (%)	Rango de velocidad de deformación angular cíclica, γ_{cy} (1/s)
Triaxial cíclica	0.2 - 5	10^{-2} -5	$0.8 \times 10^{-4} - 1$
Corte simple cíclico	0.2 - 5	$10^2 - 5$	$0.8 \times 10^{-4} - 1$
Torsión cíclica	0.2 - 5	$10^2 - 5$	$0.8 \times 10^{-4} - 1$
Columna resonante	50 - 200	$10^{-4} - 10^{-2}$	$2 \times 10^{-4} - 8 \times 10^{-2}$

En este capítulo se describe el equipo de corte simple cíclico (tipo Norwegian Geotechnical Institute, NGI), cuya finalidad es determinar el comportamiento esfuerzo-deformación y con ello la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometida a una condición de esfuerzos de corte simple.

Considerando las hipótesis realizadas por Seed e Idriss (1967) derivadas de sus estudios pioneros de licuación sobre el sismo de Niigata, Japón, en 1964, establecen que las características de corte simple cíclico representan satisfactoriamente en el laboratorio las condiciones a las que está sujeto un elemento de suelo, debido a la propagación vertical de las ondas de corte durante un sismo, figura 4.1.

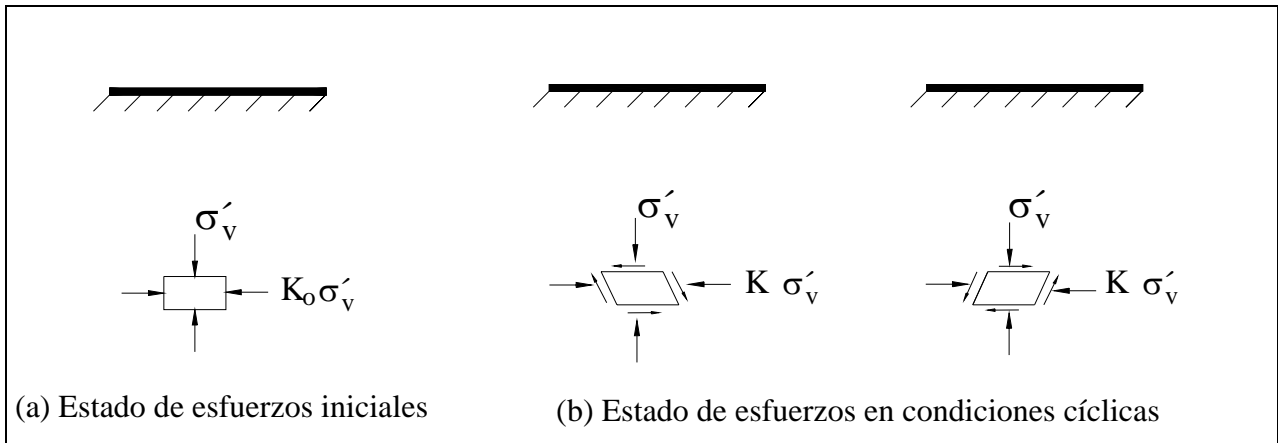


Figura 4.1 Condiciones idealizadas de campo de un elemento de suelo, antes y durante la ocurrencia de un sismo (Finn. 1985)

La operación del dispositivo de corte simple cíclico en laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, se cita en la literatura desde hace setenta años aproximadamente. Kjellman (1951) describe el equipo de corte directo del Royal Swedish Geotechnical Institute (SGI), construido en 1936. Este equipo utiliza especímenes de 6 cm (2.36”) de diámetro y 2 cm (0.79”) de altura; la probeta de ensaye se confina lateralmente por medio de una pared flexible, la cual está formada por una serie de anillos de aluminio sobrepuestos, forrados de teflón, que en su interior aloja una membrana flexible de látex, figura 4.2 (a).

Posteriormente, Roscoe (1953) desarrolló el equipo de corte simple tipo Cambridge, el cual utiliza muestras de sección transversal cuadrada de 6 cm (2.36”) de lado y 2 cm (0.79”) de altura, confinando lateralmente la probeta en un molde de pared rígida. El modelo desarrollado por Roscoe ha sido utilizado por diversos investigadores para estudios de potencial de licuación. En particular, Peacock y Seed (1968) obtuvieron los primeros resultados del comportamiento de arenas saturadas sometidas a corte simple cíclico. Finn *et al.* (1971) bajo la supervisión de Roscoe, desarrolló una versión mejorada del equipo aplicando deformaciones cortantes simples uniformes, a una probeta de sección transversal rectangular.

En 1961, en el Norwegian Geotechnical Institute (NGI) se desarrolló un equipo de corte simple, reportado por Bjerrum y Landva en 1966. Este dispositivo era básicamente una adaptación del equipo SGI. Mientras que el aparato SGI utilizaba una serie de anillos para confinar la muestra lateralmente; el corte simple tipo NGI utilizaba una membrana de látex reforzada con alambre de 0.15 mm de diámetro, figura 4.2 (b).

El propósito de reforzar lateralmente la membrana de látex, tanto en el dispositivo tipo SGI como en el NGI (equipo utilizado en este trabajo de tesis), es mantener constante la sección transversal de la probeta, permitir una deformación angular uniforme a lo largo de la altura del espécimen y cumplir la función de una pared flexible durante la etapa de aplicación del esfuerzo desviador.

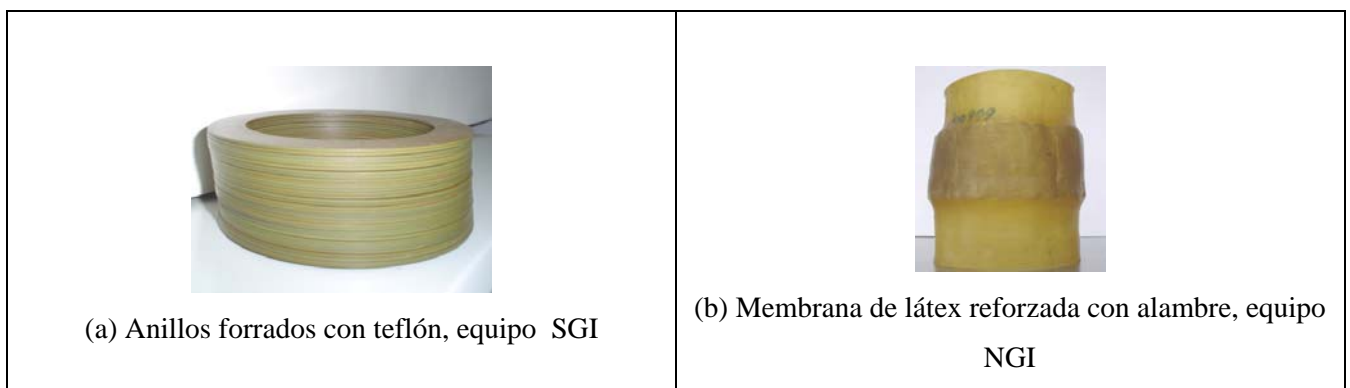


Figura 4.2 Dispositivo y membrana de confinamiento lateral

Con objeto de superar algunas de las dificultades que presenta la elaboración de probetas de tamaño pequeño Díaz-Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) diseñaron un equipo de corte

simple de paredes rígidas y articuladas, para muestras de gran tamaño (30 x 60 x 90 cm). El equipo está diseñado para usarse sobre una mesa vibratora.

4.2 Análisis teórico

El ensaye de corte simple cíclico, generalmente, se ha utilizado para realizar estudios de potencial de licuación de suelos arenosos bajo condiciones no drenadas; también, se ha ocupado para determinar la degradación en la resistencia y rigidez de arcillas saturadas. El ensaye tiene la finalidad de simular las condiciones de campo, en las que se encuentra un elemento de suelo al ser sometido a la propagación vertical de las ondas de esfuerzo cortante. Las condiciones teóricas que debe desarrollar una probeta de ensaye en un equipo de corte simple, son las que se observan en la figura 4.3.

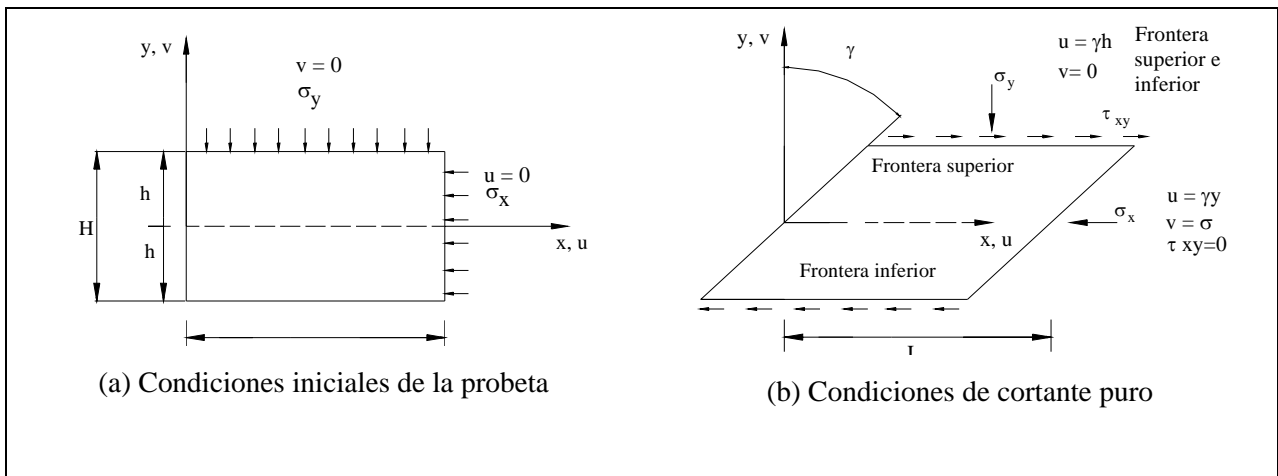


Figura 4.3 Condiciones teóricas de esfuerzos y deformaciones en corte simple cíclico, adaptado de Díaz-Rodríguez (2006)

El corte simple en el plano **xy** se define como cortante puro cuando se cumplen las siguientes condiciones:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(4.1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} \neq 0 \dots\dots\dots(4.2)$$

donde **u** y **v** son los desplazamientos en las direcciones **x,y** respectivamente.

En un ensaye bajo condiciones no drenadas, el cambio de volumen de la probeta, teóricamente, debe ser nulo; por lo tanto, al someter la muestra a deformaciones angulares cíclicas, γ_{cy} , no deben producirse deformaciones verticales. Según Finn (1985), se deben dar las siguientes condiciones de frontera en un equipo de corte simple:

Frontera	Ideal	Práctico
Superior e Inferior	U= γh ; - γh V=0	U= γh ; - γh V=0
Paredes	U= γy V=0	U= γy $\tau_{xy}=0$

Dentro de las limitaciones que tiene el ensaye de corte simple cíclico, está la generación de condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras. Diversos investigadores han estudiado las condiciones de esfuerzo-deformación impuestas por el equipo de corte simple sobre el espécimen, con la finalidad de determinar cuál es el posible efecto de la no uniformidad de las condiciones de esfuerzos en las fronteras, en la medición de las propiedades dinámicas. Entre las investigaciones más destacadas están las de : Arthur *et al.* (1964), Duncan y Dunlop (1969), Ladd y Silver (1975), Lucks *et al.* (1972), Prevost y Höeg (1976), Pyke (1978), Shen *et al.* (1978), Wright *et al.* (1978), Amer *et al.* (1987). En general, los resultados de estos estudios teóricos indican que la concentración de esfuerzos en puntos específicos de la probeta pueden afectar la medición de las propiedades dinámicas.

4.3 Descripción del equipo utilizado

El trabajo de tesis se realizó utilizando un equipo de corte simple cíclico, CSC, del tipo NGI (figura 4.4); es decir, el confinamiento lateral de la muestra se efectuó mediante una membrana reforzada con alambre (fabricada en Noruega). A continuación se presenta una breve descripción de los componentes del equipo.



Figura 4.4 Vista general del equipo de corte simple cíclico, tipo NGI (Laboratorio de Dinámica de Suelos. Facultad de Ingeniería. UNAM)

El equipo mostrado en la figura 4.4, básicamente, se integra con los siguientes sistemas: sistema neumático, sistema de carga, sistema mecánico y sistema electrónico de instrumentación y registro de información.

El *sistema neumático* está formado por un compresor de aire y un conjunto de reguladores y manómetros, para distribuir la presión a cualquier parte del equipo. Se utiliza para abastecer y regular la presión necesaria en los pistones neumáticos de carga vertical y horizontal.

El *sistema de carga* está constituido por dos pistones neumáticos. El pistón de carga vertical, figura 4.5(a), se ubica debajo de la base del equipo, su función es aplicar un fuerza vertical (F_v) a la probeta. Su movimiento ascendente se logra a través de un encamisado de acero cubierto con rodamientos lineales; en este encamisado se desliza un eje cilíndrico, figura 4.5(b), que a su vez se encuentra conectado al vástago del pistón. La parte superior del eje se encuentra conectada a la base, figura 4.5(c), sobre esta última se instala la probeta de ensaye.

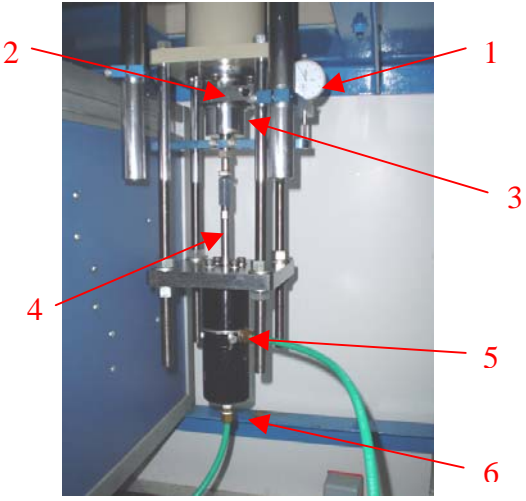

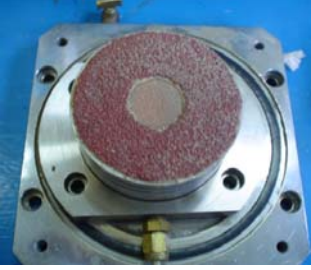
 <p>(a) Vista general del pistón neumático</p>	<p style="text-align: center;"><u>DESCRIPCIÓN</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Micrómetro de carátula 2. Seguro de abrazadera 3. Eje cilíndrico 4. Vástago del pistón 5. Pistón neumático 6. Alimentación
 <p>(b) Vista del eje cilíndrico</p>	 <p>(c) Base del equipo de corte simple</p>

Figura 4.5 Pistón neumático de carga vertical

En una placa fija al eje cilíndrico se encuentra instalado un micrómetro de carátula que registra deformaciones verticales de la probeta, y así, tener la altura real de esta última.

El diseño del equipo de CSC incluye un pedestal de acero, el cual permite la instalación de un pistón neumático de doble acción o de un motor eléctrico con el objeto de aplicar carga cíclica o carga monotónica, respectivamente. Estos dispositivos se conectan al equipo de CSC, mediante un cople roscado, figura 4.6 (a) y figura 4.7.

El pistón neumático para aplicar carga horizontal es del tipo de doble acción (una para aplicar carga estática, y otra para aplicar carga con variación cíclica), figura 4.6 (b).

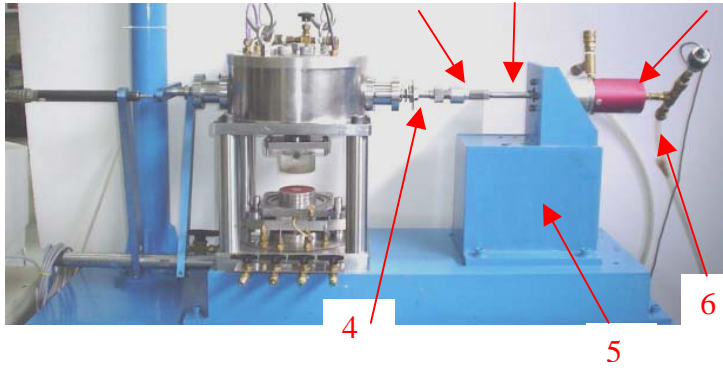


 <p>(a) Vista general del pistón de carga horizontal</p>	<p style="text-align: center;"><u>DESCRIPCIÓN</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Pistón de neumático de doble acción 2. Vástago del pistón 3. Cople roscado 4. Eje del equipo de corte simple cíclico 5. Pedestal 6. Alimentación de aire
 <p>(b) Vista lateral del pistón de carga horizontal</p>	 <p>(c) Partes del pistón de carga horizontal</p>

Figura 4.6 Pistón neumático de carga horizontal

El motor eléctrico de carga monotónica puede aplicar una velocidad de carga máxima de 10 RPM (Relación de velocidad 1/1); la velocidad de aplicación de carga puede regularse mediante un sistema de engranaje, dando relaciones de velocidad de 2/1, 5/1, 10/1, 100/1, y 1000/1.

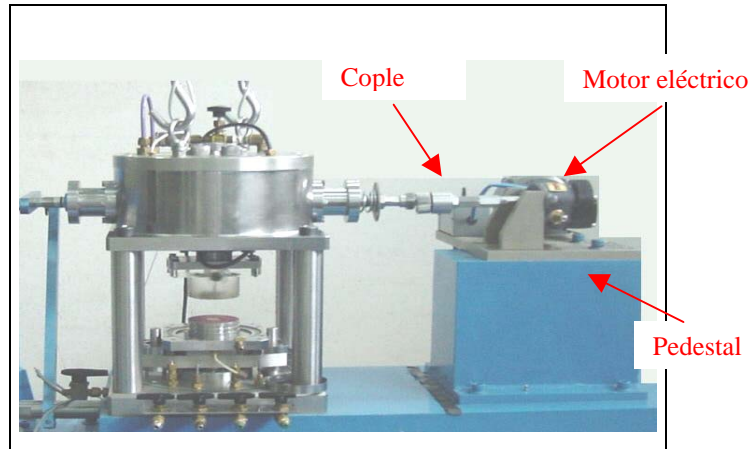


Figura 4.7 Equipo de corte simple adaptado para carga monotónica

En el *sistema mecánico y electrónico de instrumentación* se encuentra la cabeza del equipo de corte simple, figura 4.8; en ésta se aloja un sistema mecánico que permite el desplazamiento horizontal del cabezal, y también, se ubican los transductores de carga horizontal y vertical. El diagrama de funcionamiento del equipo de corte simple se presenta en la figura B1.1 del anexo Anexo B.

Los rodamientos lineales, marcados en la figura 4.8 con los puntos 3 y 7, tienen la función de guiar el eje del equipo, evitándose así la ocurrencia de excentricidades en el desplazamiento del eje que aplica la carga horizontal al cabezal.

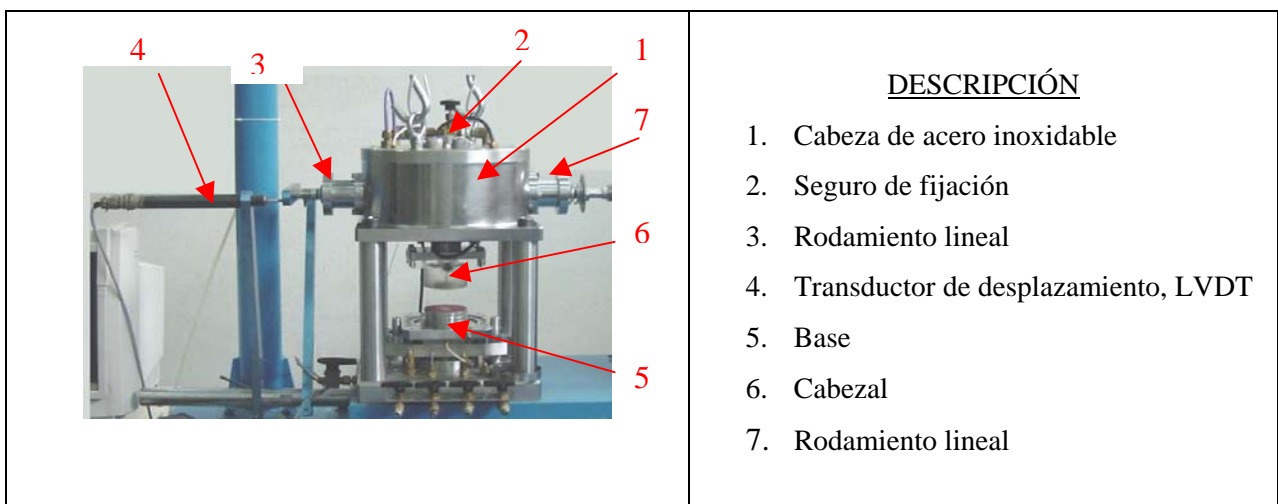


Figura 4.8 Descripción de la cabeza del equipo de corte simple

En la figura 4.9, se presenta un esquema de la estructura de la cabeza del equipo de CSC. Se puede observar que tanto la celda de carga horizontal como el eje que tiene salida al LVDT, se conectan a un riel de desplazamiento, figura 4.10 (a). Este riel permite transmitir a la probeta un desplazamiento, inducido, ya sea por carga cíclica o carga monotónica.

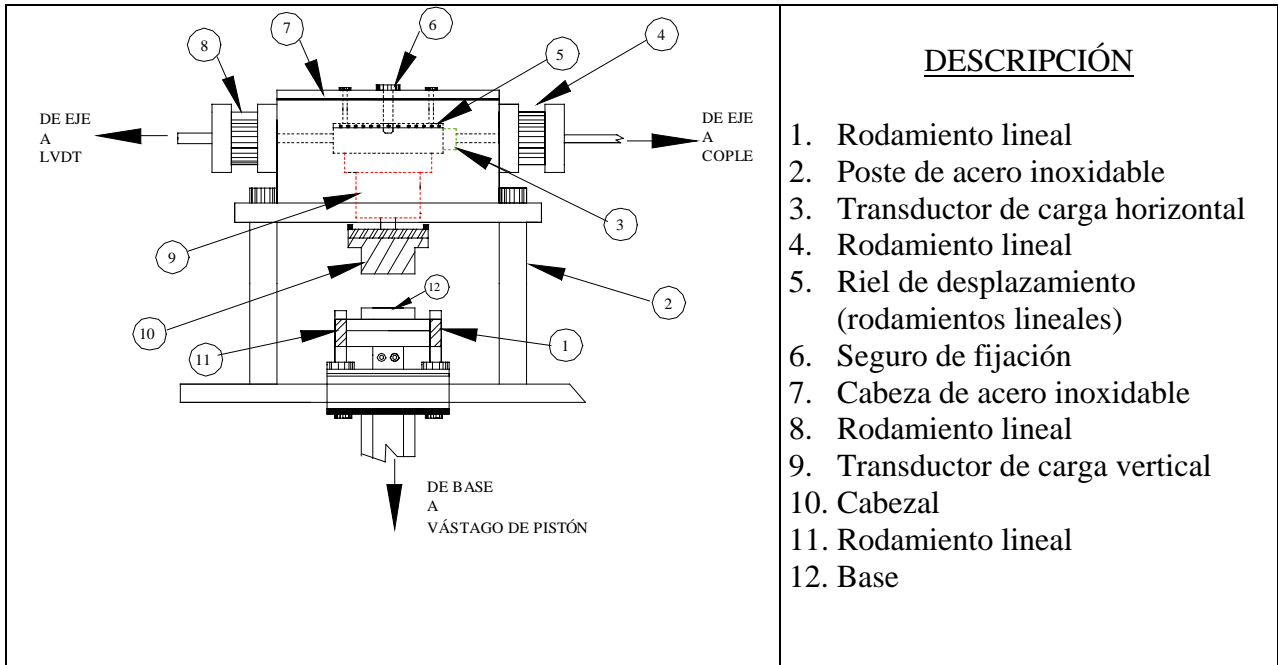


Figura 4.9 Esquema de la cabeza del equipo de corte simple

También se observa que el riel de desplazamiento cuenta con un seguro de fijación el cual es un tornillo de acero inoxidable que permite fijar el cabezal a la cabeza del equipo, cuando no se está ejecutando algún ensaye; evitando dañar las celdas de carga, tanto la horizontal como la vertical.

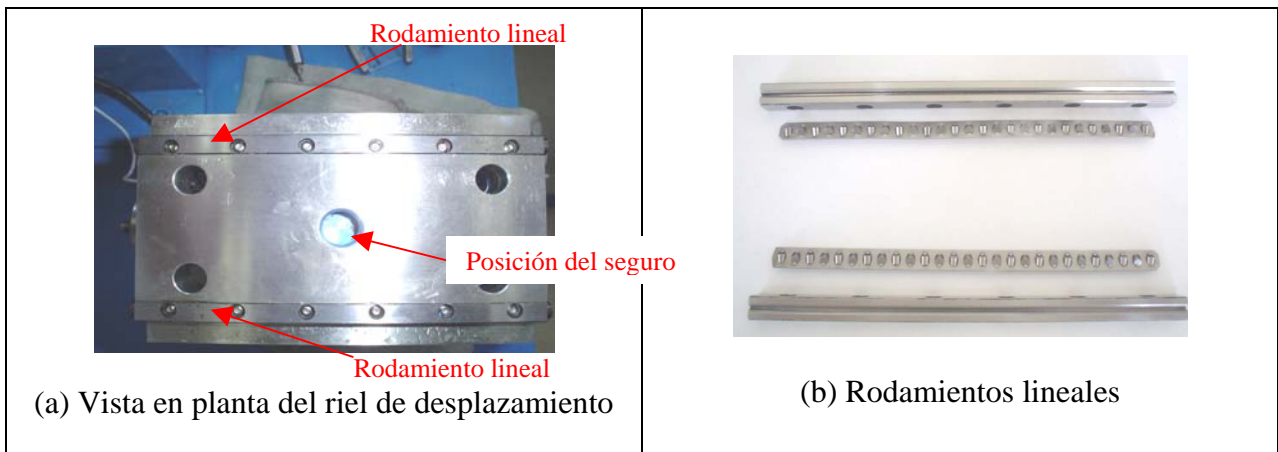


Figura 4.10 Riel de desplazamiento

La celda de carga vertical se encuentra unida a la parte inferior del riel de desplazamiento, figura 4.11 (a); este dispositivo mide la fuerza vertical (F_v) aplicada a la probeta. La celda de carga horizontal, figura 4.11 (b), se encuentra alineada al eje del pistón neumático de carga horizontal (en caso de carga monotónica, se alinea al eje del motor eléctrico). Este transductor permite medir la fuerza de reacción horizontal de la probeta, al ser sometida a carga cíclica o carga monotónica.

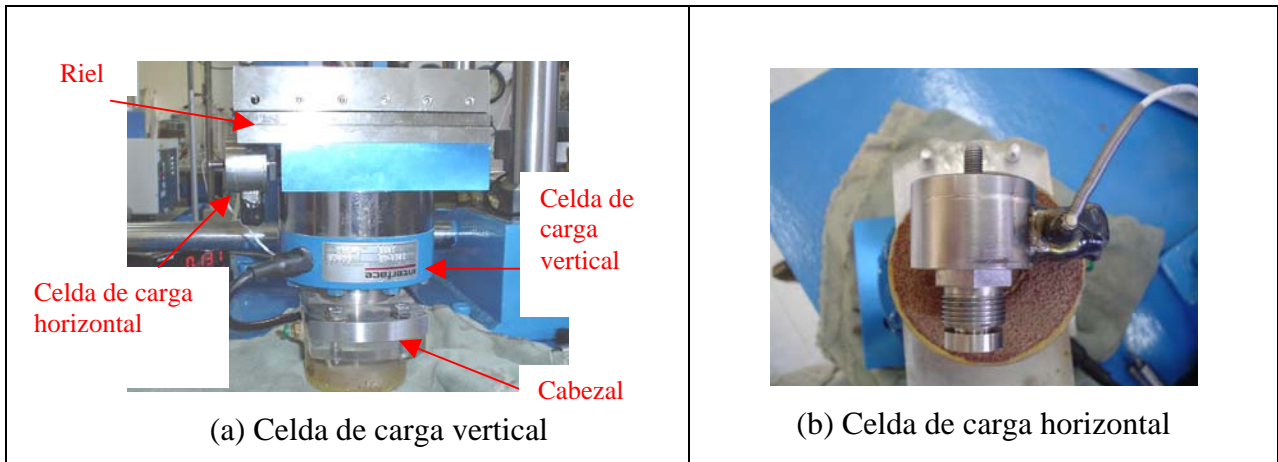


Figura 4.11 Celdas de carga del equipo de CSC

El desplazamiento horizontal inducido por el pistón de carga horizontal o por el motor eléctrico de carga monotónica, se registra con un transductor de desplazamiento, LVDT, con una carrera de 25 mm. Para centrar el cabezal del equipo con respecto a su base, se aplica una presión al pistón de carga horizontal, éste último empuja su vástago y a su vez al eje del equipo, el cual se encuentra conectado al riel de desplazamiento del cabezal. En el Anexo B, de las figuras B2.1 a B2.3, se presentan las gráficas de calibración de los transductores de carga vertical, carga horizontal y desplazamiento (LVDT).

El *sistema de registro de la información* se compone de un equipo de cómputo el cual se encuentra conectado a varios acondicionadores de señal (presión, carga horizontal, carga vertical, desplazamiento), dispuestos todos en un módulo como se indica en la figura B1.1 del anexo B.

El equipo de cómputo tiene instalado un programa diseñado para ejecutarse en ambiente Windows; entre las diversas utilidades que ofrece este programa destacan las siguientes:

- Permite ajustar las características del esfuerzo cíclico, de variación senoidal, previamente a su aplicación a la probeta
- Desplegar en pantalla los registros de los transductores de medición de señales; registrar y graficar, automática y paralelamente en un hoja de cálculo, la información derivada de la ejecución de un ensaye, sea éste monotónico o cíclico.

Capítulo

5

PROGRAMA DE ENSAYE Y PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

5.1 Generalidades

El estudio experimental se llevó a cabo utilizando el equipo de corte simple cíclico (CSC) tipo NGI de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Los especímenes sólidos cilíndricos de ensaye fueron realizados con el material de estudio, con una sección transversal de 40 cm^2 y una altura de 2.5 cm. Los especímenes se confinaron lateralmente con una membrana reforzada con alambre, la cual permite la deformación vertical pero reduce prácticamente a cero la deformación horizontal, característica de las condiciones de frontera del corte simple idealizado. Para la formación de los especímenes se utilizó el método de formación en seco, considerando que la resistencia al corte de un material granular no se afecta de manera apreciable si el material se encuentra en estado húmedo o seco (Finn, 1985; Finn y Vaid, 1977; Moussa, 1975; Timmerman y Wu, 1969; Terzaghi y Peck, 1967). En la figura 5.1(a) se observa el material de estudio colocado dentro de la membrana reforzada, y en la figura 5.1(b) el espécimen de ensaye unido al cabezal del equipo de CSC, antes de la ejecución del ensaye.

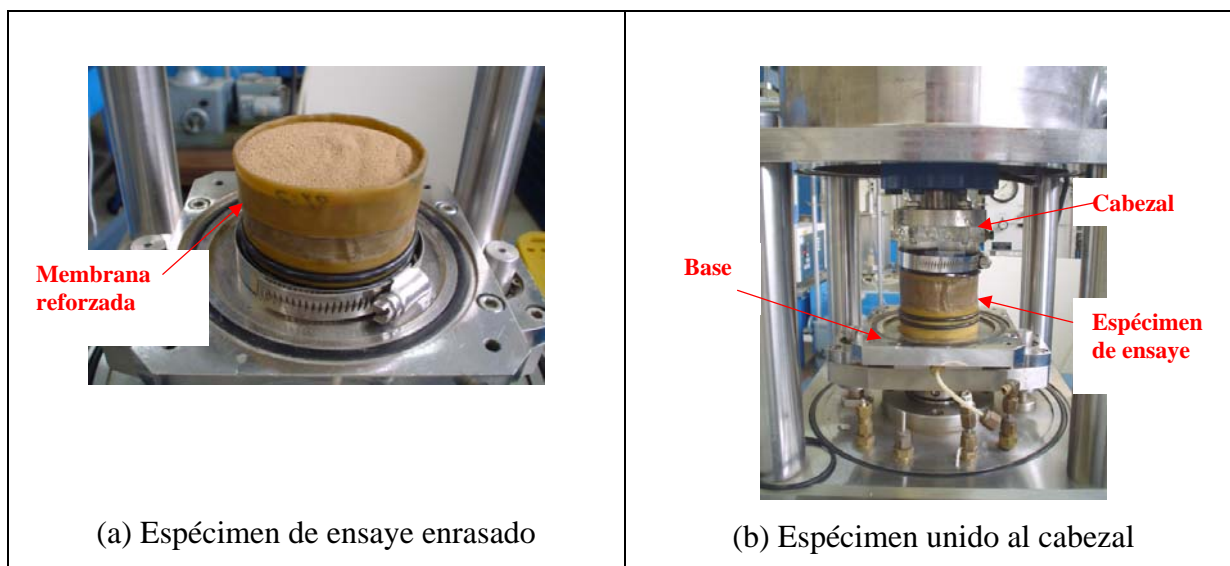


Figura 5.1 Especimen de ensaye colocado en el equipo de CSC

Los ensayos realizados en este trabajo de tesis se llevaron a cabo bajo la condición de volumen constante. En la prueba a volumen constante se considera que los cambios del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , aplicado al espécimen de ensaye para mantener constante su altura (durante la prueba) equivalen al exceso de la presión de poro que pudiese ser medida en una prueba no drenada (Dyvik *et al.* 1987; Finn y Vaid, 1977; Moussa, 1975; Pickering, 1973; Bjerrum y Landva, 1966, Taylor, 1954), por tal motivo la prueba a volumen constante es considerada un equivalente a la prueba no drenada. En el capítulo 6 (Resultados y análisis) los cambios en el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , se denominaron incremento en la presión de poro, Δu , y el esfuerzo al corte se denominó, τ_u , para el caso de ensayos monotónicos, y esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , en el caso de ensayos cíclicos.

Para mantener constante la altura del espécimen de ensaye, primero se consolidó la muestra bajo un esfuerzo vertical confinante de ensaye y posteriormente se aseguró la abrazadera del pistón neumático de carga vertical (ubicada debajo de la base del equipo de CSC); esta abrazadera impidió el desplazamiento del pistón de carga vertical durante la prueba, asegurando mantener constante la altura de la probeta de ensaye. En el inciso 4.3 del capítulo 4 se presenta la descripción a detalle del equipo de CSC.

Para obtener las diferentes compacidades relativas ensayadas (siete en total), se determinó en laboratorio el valor del peso volumétrico seco máximo y mínimo del material de estudio ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ y $\gamma_{dm\acute{i}n}$, respectivamente); sustituyendo los valores obtenidos de $\gamma_{dm\acute{a}x}$, $\gamma_{dm\acute{i}n}$ en la ecuación 5.1 se calculó el peso seco de sólidos, W_s , necesario para cumplir con la compacidad relativa, Cr , establecida con respecto al volumen de la probeta de ensaye, V_s .

$$W_s = \frac{\gamma_{dm\acute{a}x} \cdot \gamma_{dm\acute{i}n}}{Cr \cdot \gamma_{dm\acute{i}n} - Cr \cdot \gamma_{dm\acute{a}x} + \gamma_{dm\acute{a}x}} \cdot V_s \dots\dots\dots (5.1)$$

donde:

- W_s = peso seco de sólidos, (g)
- $\gamma_{dm\acute{a}x}$ = peso volumétrico seco máximo, (g/cm^3)
- $\gamma_{dm\acute{i}n}$ = peso volumétrico seco mínimo, (g/cm^3)
- Cr = compacidad relativa, (adimensional)
- V_s = volumen de la probeta de ensaye, (cm^3)

En el capítulo 2 inciso 2.3.3 se presenta la descripción a detalle del material.

5.2 Ensayes monotónicos

Con el objeto de estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio, se planeó la ejecución de tres series de pruebas (SM-1, SM-2, SM-3) ante condiciones de carga monotónica bajo deformación controlada; la carga monotónica se activó mediante un motor eléctrico, la velocidad de deformación $\left(\frac{d\delta}{dt}\right)$ fue del orden de 0.123 mm por minuto (0.5% de la altura de la probeta de ensaye); para este trabajo de tesis se fijó un valor de deformación angular máximo de 25%, para el caso de carga monotónica. En la tabla 5.1 se presenta el programa experimental correspondiente a los ensayos monotónicos realizados.

Tabla 5.1 Programa experimental de los ensayos realizados en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica a deformación controlada

SERIE No.	Prof. (m) <i>In situ</i>	σ'_{vc} (kPa)	Relación de vacíos de consolidación e_c
SM-1	3.50	100	0.675, 0.810, 0.894, 0.928
SM-2	3.50	150	0.675, 0.810, 0.894, 0.928
SM-3	3.50	200	0.675, 0.810, 0.894, 0.928

5.3 Ensayes cíclicos

El programa de ensayos cíclicos se planeó para investigar el comportamiento esfuerzo *versus* deformación del material en el equipo de CSC ante carga cíclica; la aplicación de la carga cíclica se efectuó mediante un pistón neumático de carga horizontal, el cual se encuentra conectado a un acondicionador de señal de presión y este último es conectado a un equipo de cómputo (Anexo B, figura B1.1). El equipo de cómputo cuenta con un programa que permite ajustar las características del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , de variación senoidal (frecuencia, $f=1$ Hz), previamente a la aplicación del espécimen de ensaye. Por lo tanto, las variables independientes fueron: esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , el esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , y el número de ciclos, N . Las variables dependientes fueron: la deformación angular cíclica, γ_{cy} , el incremento de presión de poro, Δu . Las condiciones de ensaye así como las relación de esfuerzos cíclicos, $R = \frac{\tau_u}{\sigma'_v}$, aplicados a cada espécimen se presentan en la tabla

5.2.

Tabla 5.2 Programa experimental de los ensayos realizados en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica

SERIE No.	Prof. (m) <i>In situ</i>	σ'_{vc} (kPa)	Relación de vacíos de consolidación e_c	$R = \frac{\tau_u}{\sigma'_v}$
SC-1	3.50	80	0.675, 0.759, 0.810, 0.894	0.20, 0.25, 0.30
SC-2	3.50	65	0.675, 0.759, 0.810, 0.894	0.20, 0.25, 0.30
SC-3	3.50	50	0.675, 0.759, 0.810, 0.894	0.20, 0.25, 0.30

Para estimar la relación de esfuerzos cíclicos planteados en la tabla 5.2, se utilizó la expresión 5.2 propuesta por Seed e Idriss (1971), considerando un sismo de magnitud 7.5 y una aceleración máxima, $a_{m\acute{a}x}$, igual a 0.25g.

$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot r_d \dots\dots\dots (5.2)$$

donde:

τ_{prom} = esfuerzo cortante promedio, (kPa)

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo (kPa)

$a_{m\acute{a}x}$ = máxima aceleración en la superficie del terreno (cm/s^2)

σ_v = esfuerzo vertical total (kPa)

g = aceleración de la gravedad (cm/s^2)

r_d = coeficiente de reducción de esfuerzo, definido por las siguientes expresiones (Liao y Whitman, 1986):

$$r_d = 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad \text{Para } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{Para } 9.15 < z \leq 23 \text{ m}$$

donde:

z = distancia desde la superficie del terreno hasta el elemento de análisis (m).

Los resultados obtenidos aplicando la expresión 5.2, se presentan en la figura 5.2 correspondiente a un nivel freático, NAF, igual a 2 m de profundidad y tres diferentes relaciones de vacíos.

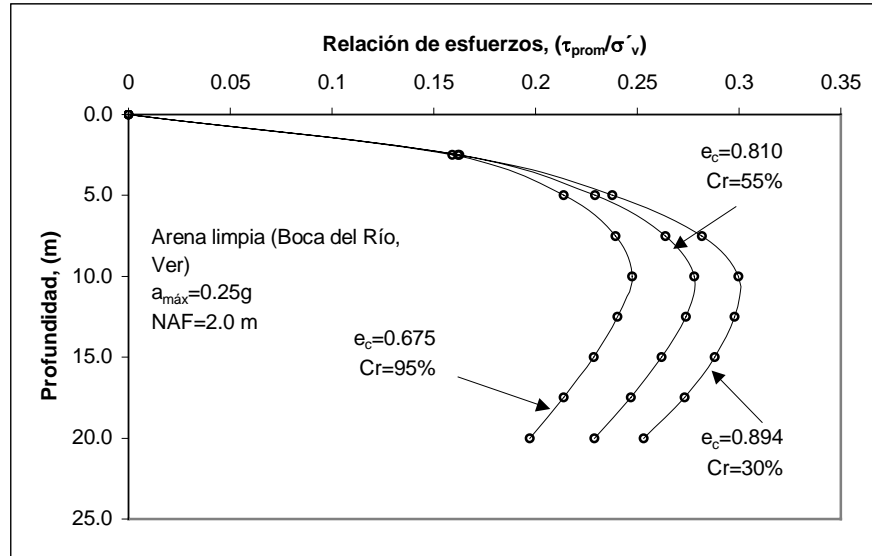


Figura 5.2 Relación de esfuerzos cíclicos por el método simplificado de Seed e Idriss (1971).

Arena de PCA-Boca

En la expresión 5.2 los factores: aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno y magnitud del sismo, definen la intensidad y duración del movimiento, respectivamente.

Como se observa en la figura 5.2, las graficas [τ_{prom}/σ'_v vs Prof. (m)] definen un incremento gradual en el valor de la relación (τ_{prom}/σ'_v) hasta la profundidad de 10 m, a partir de la profundidad indicada el valor de la relación (τ_{prom}/σ'_v) comienza a decrecer gradualmente; por tal motivo, en el programa de ensayos cíclicos de este trabajo de tesis (tabla 5.2) se consideraron valores de (τ_{prom}/σ'_v) dentro del rango de 0 m a 10 m de profundidad. Para determinar los valores del esfuerzo vertical efectivo de consolidación, σ'_{vc} , se consideraron los valores correspondientes al esfuerzo vertical efectivo *in situ* ($\sigma'_v = 50$ kPa, 65 kPa, 80 kPa) para las profundidades de 5 m, 7.5 m, y 10 m, respectivamente.

Capítulo

6

RESULTADOS Y ANÁLISIS

6.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados y análisis de los ensayos realizados al material de estudio. El capítulo se divide en dos secciones: la primera presenta el análisis de los resultados obtenidos en el equipo de corte simple bajo condiciones de carga monotónica, y la segunda presenta el análisis de los resultados de los ensayos efectuados para condiciones de carga cíclica; por lo que a continuación se describe en lo general cada sección, y en los incisos 6.2 y 6.3 se describe cada uno en lo particular.

Los ensayos ante condiciones de carga monotónica se efectuaron considerando la influencia de la relación de vacíos de consolidación, e_c , y el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , en el comportamiento esfuerzo-deformación del material. Este tipo de ensayos han sido desarrollados bajo condiciones similares por Vaid y Sivathayalan (1996), Ishihara (1996), Vaid y Chern (1985), Finn y Vaid (1978), Moussa (1975), entre otros autores. Se dio una especial atención al

comportamiento contractivo que mostraron algunas de las probetas de ensaye, debido a que el potencial de licuación de un material arenoso en estado suelto bajo condiciones de carga estática está asociado con la respuesta contractiva que pueda manifestar el material: Ishihara (1993), Pitman *et al.* (1994), Vaid y Sivathayalan (1996). Se utilizó el concepto de “índice de fragilidad”, I_F (Bishop, 1971), para cuantificar el grado de fragilidad del material.

Por su parte los resultados de los ensayos ante condiciones de carga cíclica, se presentan en las figuras representativas del comportamiento mostrado por el material de estudio. Las figuras señaladas muestran la influencia de la relación de vacíos de consolidación, e_c , la relación de esfuerzos cíclicos, R , y el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , en el comportamiento del material ante sollicitaciones cíclicas; en cada una de las figuras indicadas se muestran las siguientes gráficas:

- γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial
- Δu_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial
- τ_{cy} vs σ'_{vc}
- τ_{cy} vs γ_{cy}

6.2 Comportamiento del material en el equipo de corte simple ante carga monotónica

6.2.1 Comportamiento del material considerando un nivel de esfuerzo vertical de consolidación,

$$\sigma'_{vc}$$

El material de estudio se sometió a ensayos ante condiciones de carga monotónica aplicando diferentes valores del esfuerzo vertical de consolidación ($\sigma'_{vc}=100$ kPa, 150 kPa, 200 kPa) para 4 diferentes relaciones de vacíos de consolidación ($e_c=0.675, 0.810, 0.894, 0.928$); esto permitió estudiar el comportamiento esfuerzo-deformación del material ante diferentes relaciones de vacíos. Todos los ensayos se efectuaron en especímenes secos.

En los incisos (a) de las figuras 6.1 a 6.3 se observan las gráficas del comportamiento esfuerzo cortante-deformación angular (τ_u vs γ), de la muestra PCA-Boca; así también en los incisos (b) de las figuras citadas se presentan las gráficas que relacionan el incremento de la presión de poro con la deformación angular (Δu vs γ). En general, el comportamiento que presentó el material bajo las condiciones referidas en el párrafo anterior resultó uniforme en las tres familias de curvas efectuadas (Serie M-1 a M-3); apreciándose el claro efecto que tiene la relación de vacíos de consolidación sobre el comportamiento del material; ya que al incrementarse la relación de vacíos la curva (τ_u vs γ) evidenció una relación proporcional en el rango de 0% a 1% de deformación angular, alcanzando un esfuerzo cortante pico, τ_p , aproximadamente a 1.5% de γ ; y posteriormente el valor de τ_u disminuyó gradualmente conforme la deformación angular aumentó hasta alcanzar un estado establecido de deformación (steady state of deformation) aproximadamente a una $\gamma =20\%$; este tipo de comportamiento se ha citado en la literatura como comportamiento contractivo o ablandamiento a la deformación (contractive behaviour o strain softening) Ishihara (1996, 1993), Vaid y Chern (1985), Poulos (1981), Castro y Poulos (1977).

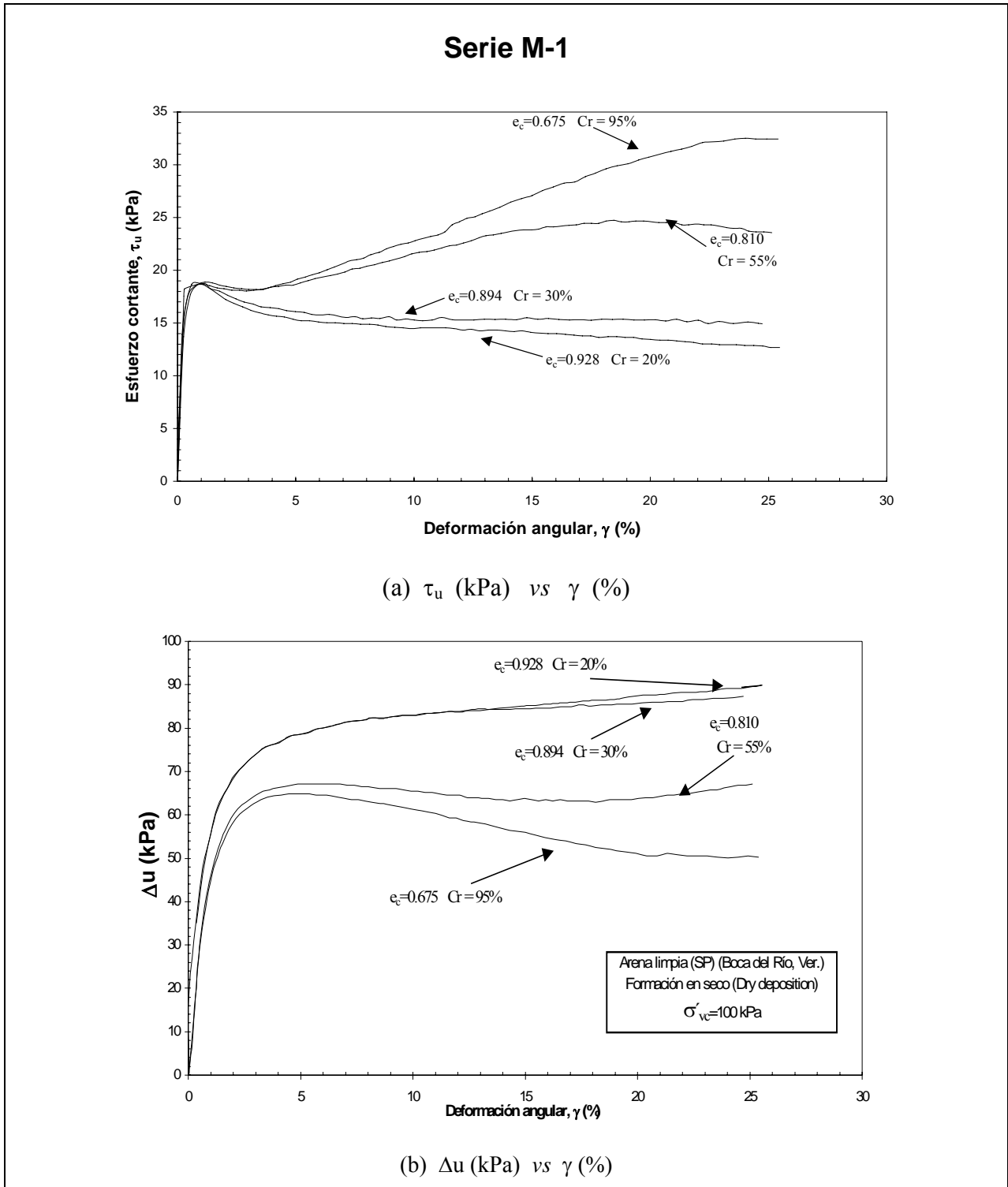


Figura 6.1 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monótonica. Serie M-1 ($\sigma'_{vc} = 100$ kPa)

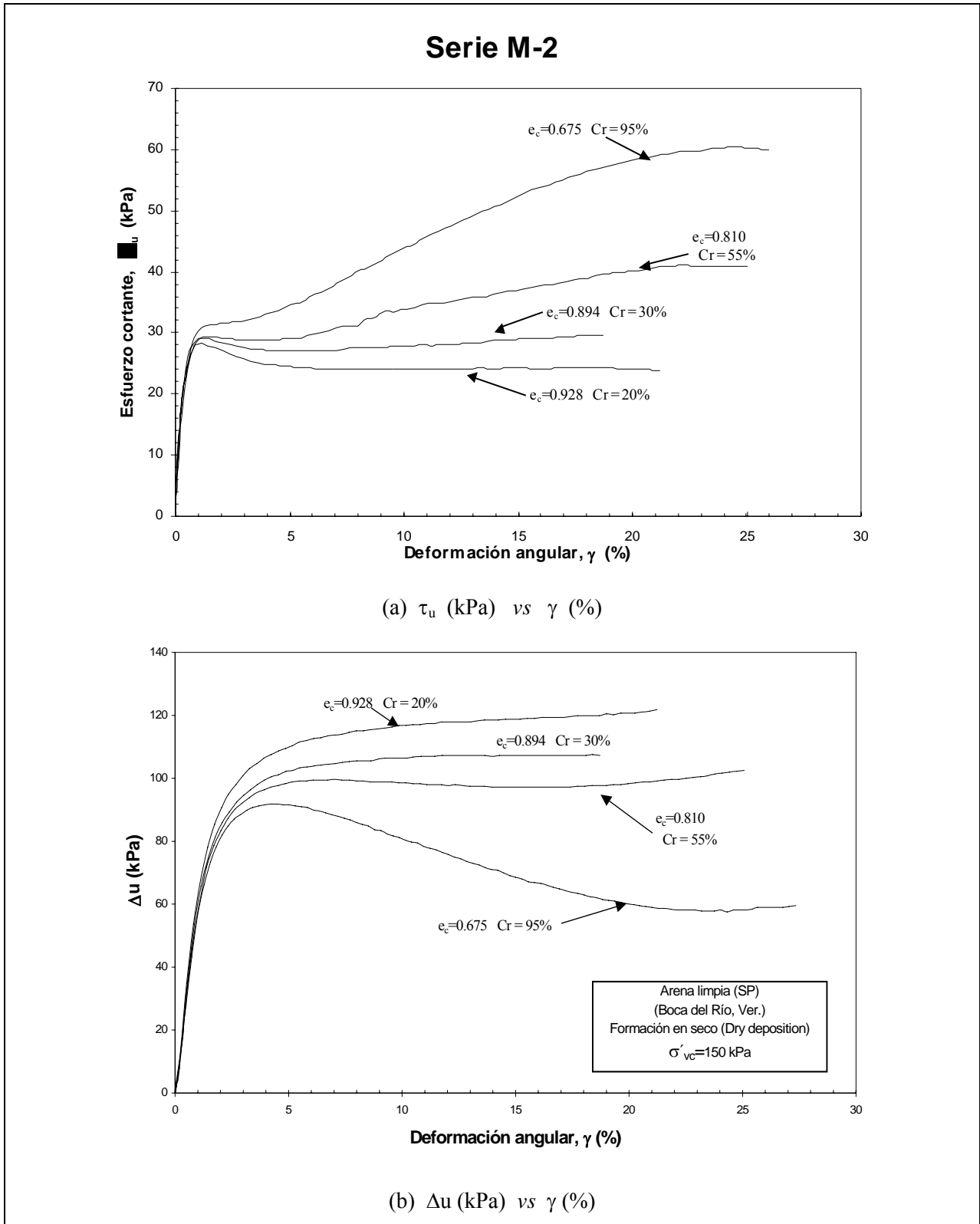


Figura 6.2 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica. Serie M-2 ($\sigma'_{vc} = 150$ kPa)

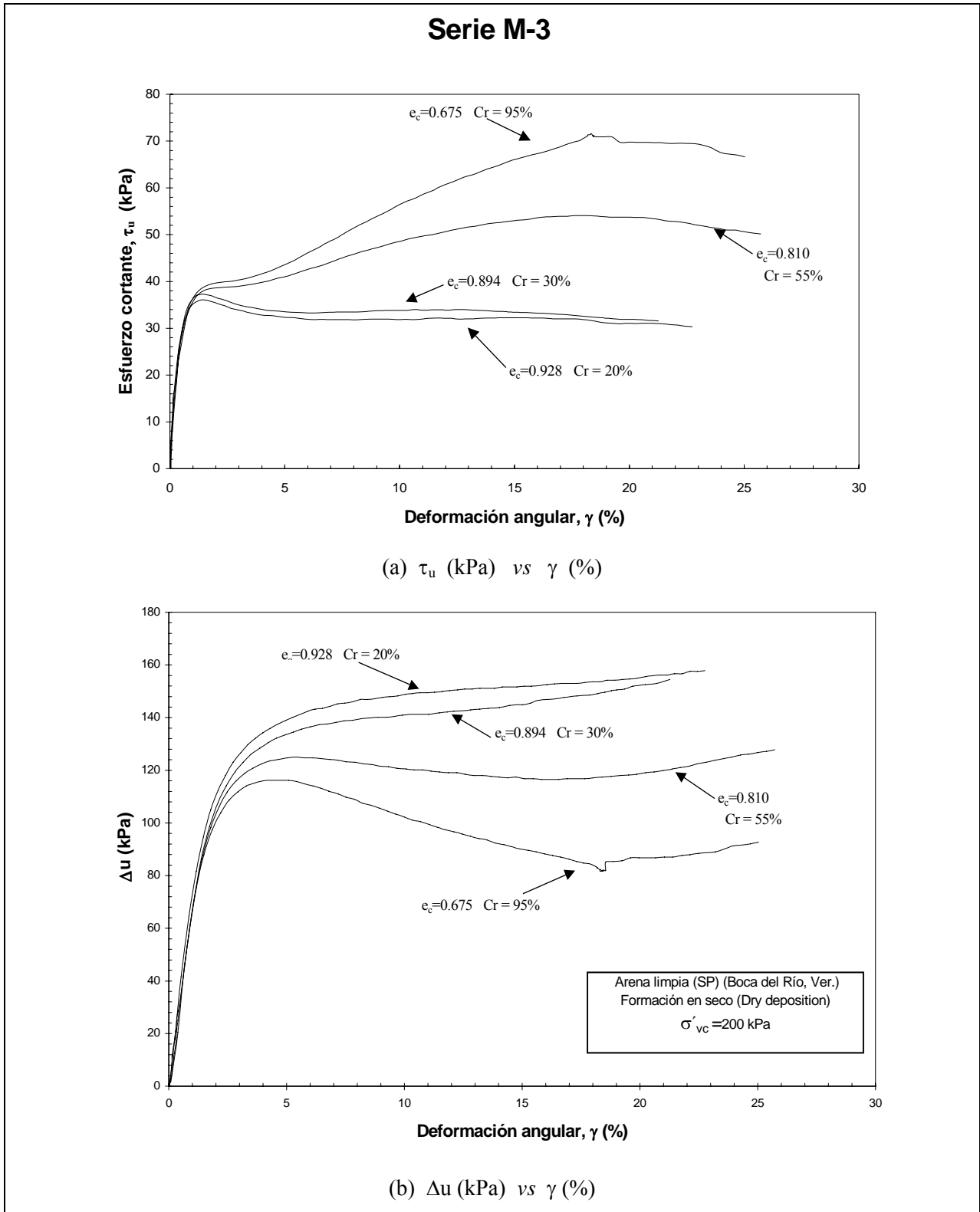


Figura 6.3 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica. Serie M-3 ($\sigma'_{vc} = 200$ kPa)

Para los casos en que la relación de vacíos disminuyó ($e_c=0.810$ y $e_c=0.675$) la curva (τ_u vs γ) resultó proporcional en el intervalo de 0% y 1% de deformación angular, no definiéndose un esfuerzo cortante pico (como en los casos con una $e_c=0.894$ y $e_c=0.928$) ya que el valor de τ_u se incrementó conforme la deformación angular aumentó; en el intervalo de 1.5% a 3% de γ se presentó una meseta, pasado el valor de 3% de γ , el valor del esfuerzo cortante se incrementó; este tipo de comportamiento se conoce como estado cuasi-establecido o deformación de flujo limitada (Quasi-steady state o flow with limited deformation) Ishihara (1996, 1993), Poulos (1981), Castro y Poulos (1977).

En los incisos (b) de las figuras 6.1 a 6.3 se observa también que las probetas elaboradas con las relaciones de vacíos de $e_c=0.928$ y $e_c=0.894$, desarrollaron un acelerado incremento de la presión de poro, Δu , para una deformación angular menor que 5%, y posteriormente se mantuvieron constantes después de alcanzar una $\gamma=20\%$ (aproximadamente), no definiéndose un valor pico. En el caso de probetas con una relación de vacíos de $e_c=0.810$ y $e_c=0.675$, el incremento de la presión de poro aumentó alcanzando un valor máximo (aproximadamente para una $\gamma=3\%$), y posteriormente Δu decreció gradualmente hasta mantenerse constante. En algunos casos después de mantenerse constante Δu , éste parece incrementarse gradualmente mientras la deformación angular aumenta ($\gamma > 15\%$); este comportamiento puede deberse también a una deformación de flujo limitada: Ishihara (1996, 1993), Been *et al.* (1991), Konrad (1990), Mohamad y Dobry (1986), Poulos (1981), Castro y Poulos (1977), Castro (1975).

Para comparar las curvas en cada serie se recurrió al procedimiento de normalización de curvas, el cual se basó en el esfuerzo cortante pico, τ_p , mostrado en el gráfico (τ_u vs γ). La elección de considerar el esfuerzo cortante pico para normalizar las curvas se apoyó en el concepto de “superficie de colapso” (Sladen *et al.* 1985), el cual define el comienzo de un comportamiento contractivo en el gráfico citado. En los incisos (a) de las figuras 6.4 a 6.6 se observan los resultados de la normalización (τ_u/τ_p vs γ) y en los incisos (b) se presentan los gráficos (τ_u/τ_p vs σ'_{vc}).

Las tres series normalizadas muestran en los incisos (a) del gráfico (τ_u/τ_p vs γ) una clara tendencia de un comportamiento contractivo del material cuando la relación de vacíos, e_c , aumenta de 0.894 a 0.928; las curvas correspondientes a las relaciones de vacíos $e_c=0.894$ y $e_c=0.928$, presentan una relación pico (τ_u/τ_p) bien definida para valores de γ menores que 5%; después de alcanzar el valor pico la relación (τ_u/τ_p) decrece gradualmente hasta mantenerse constante conforme aumenta la deformación angular.

En los incisos (b) de las figuras 6.4 a 6.6, el gráfico (τ_u/τ_p vs σ'_{vc}) permite observar un comportamiento muy peculiar de las arenas: cuando la relación de vacíos decrece ($e_c=0.675$ y $e_c=0.810$) la trayectoria de la curva (τ_u/τ_p vs σ'_{vc}) se desarrolla hacia la izquierda (comportamiento típico de un material contractivo, similar al comportamiento de una arcilla normalmente consolidada) registrándose un decremento en el esfuerzo vertical confinante, σ'_{vc} , y la relación (τ_u/τ_p) tomó valores menores a la unidad; cuando el trayecto de la curva llegó al punto conocido como “transformación de fase” (Ishihara *et al.* 1975) ésta cambió su trayectoria hacia la derecha (presentando la forma de “codo”) incrementándose gradualmente el valor de σ'_{vc} , y la relación (τ_u/τ_p) aumentó a valores mayores a la unidad, presentándose un cambio de estado: de contractivo a dilatante. Más adelante, inciso 6.2.3, se hará énfasis al respecto de la transformación de fase del material.

Para el caso de las curvas que mostraron un comportamiento contractivo ($e_c=0.894$ y $e_c=0.928$), se evaluó la reducción de la resistencia no drenada mediante el concepto de Índice de Fragilidad, I_F , Bishop (1971), el cual se define mediante la ecuación (6.1):

$$I_F = \frac{\tau_p - \tau_{res}}{\tau_p} \dots\dots\dots(6.1)$$

donde:

- τ_p es el esfuerzo cortante no drenado pico (kPa)
- τ_{res} es el esfuerzo residual no drenado (kPa).

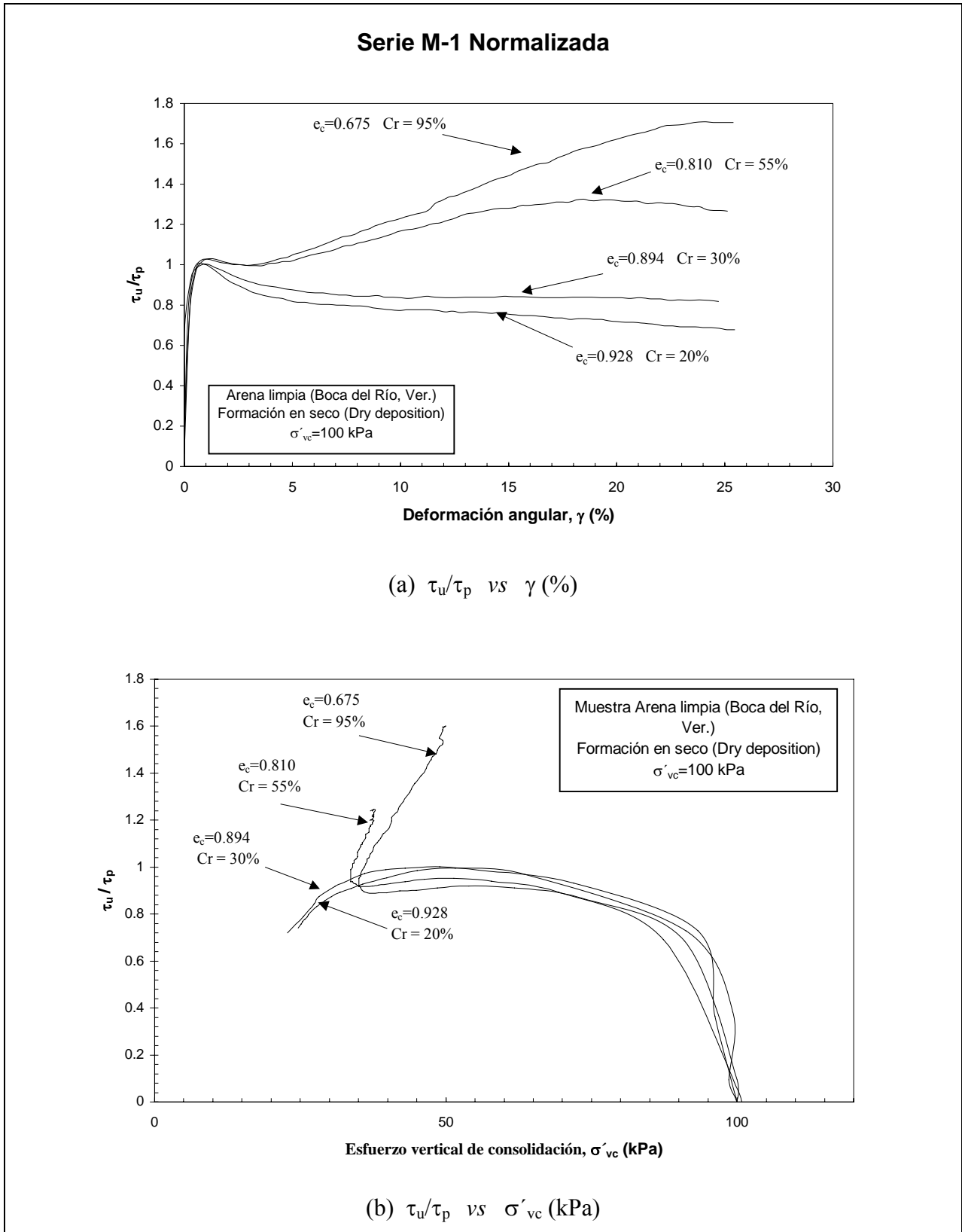


Figura 6.4 Curvas normalizadas de la Serie M-1 ($\sigma'_{vc} = 100$ kPa)

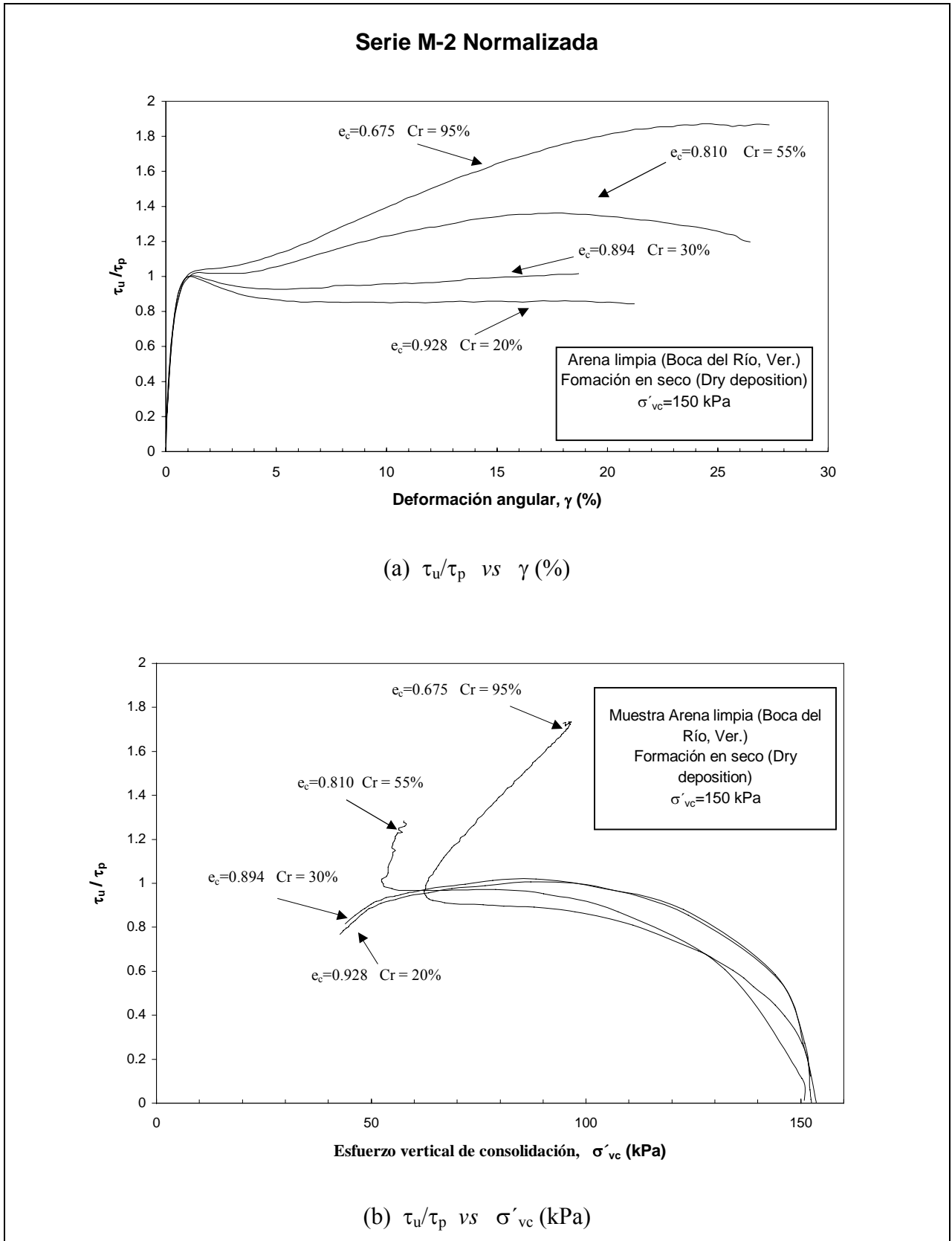


Figura 6.5 Curvas normalizadas de la Serie M-2 ($\sigma'_{vc} = 150$ kPa)

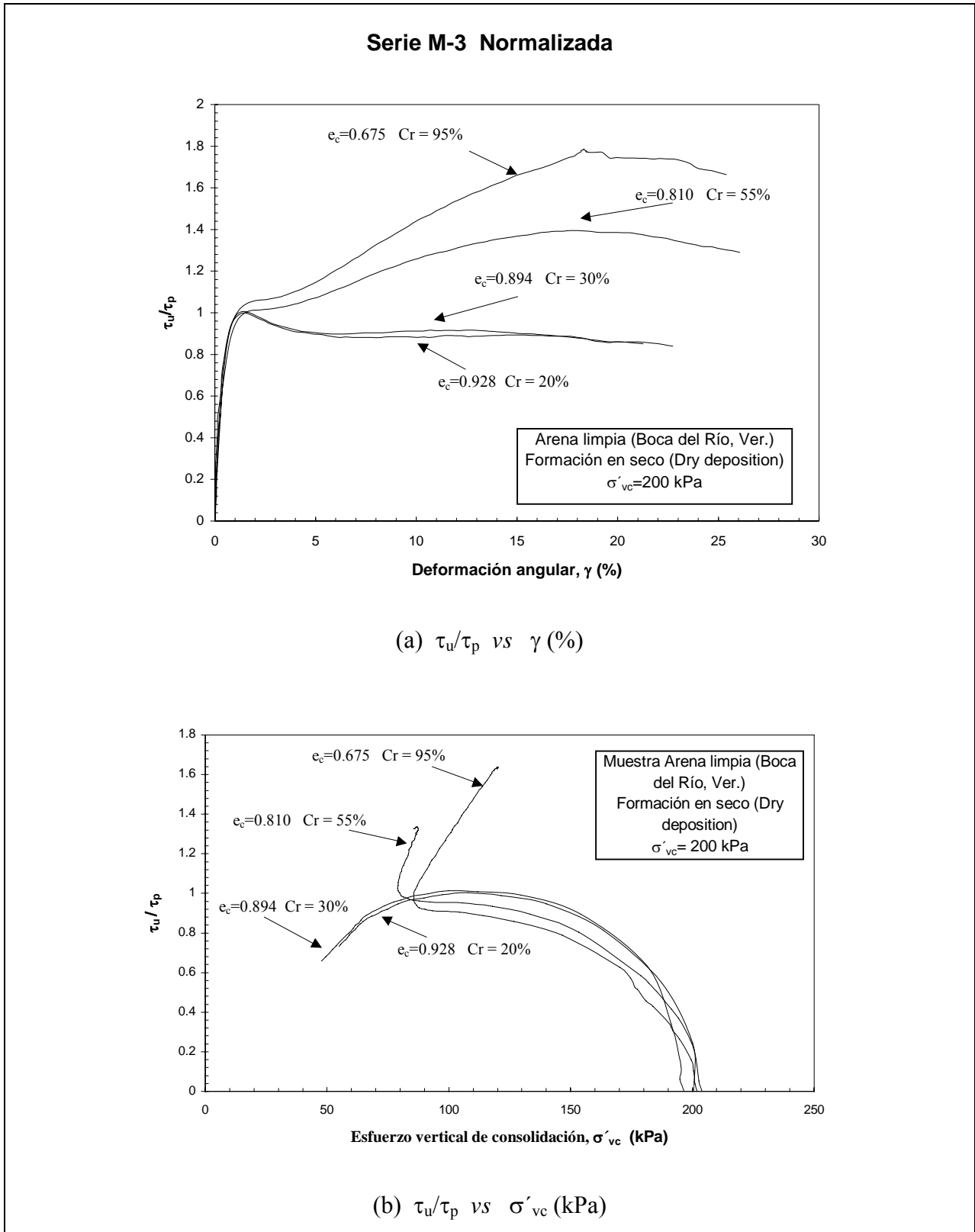


Figura 6.6 Curvas normalizadas de la Serie M-3 ($\sigma'_{vc} = 200$ kPa)

De acuerdo con la ecuación (6.1) (Bishop, 1971), el índice de fragilidad tiene un dominio de valores entre 0 y 1; un valor cercano a 1 indica una reducción considerable en la resistencia al corte, lo cual implica que el material puede presentar un comportamiento contractivo para un nivel de deformación alto. Para el caso de un índice de fragilidad cercano a 0 el comportamiento contractivo del material se exhibe a un nivel de deformación bajo.

En las curvas con una $e_c=0.928$, el valor del índice de fragilidad se ubicó entre 0.11 y 0.25, y desarrolló una deformación angular no mayor que 5%. En el caso de las curvas con una $e_c=0.894$ el valor del índice de fragilidad se encontró entre 0.16 y 0.27, por lo que el material presentó un comportamiento contractivo para deformaciones angulares menores que 5%. En la figura 6.7 se muestran los resultados del gráfico (I_F vs σ'_{vc}) del material PCA-Boca, y así también los resultados obtenidos bajo similares condiciones de ensaye por Vaid y Sivathayalan (1996) para la arena de “Fraser Delta”. En la figura citada se puede apreciar que el valor del índice de fragilidad decrece cuando se incrementa el esfuerzo vertical de consolidación, en ambos casos.

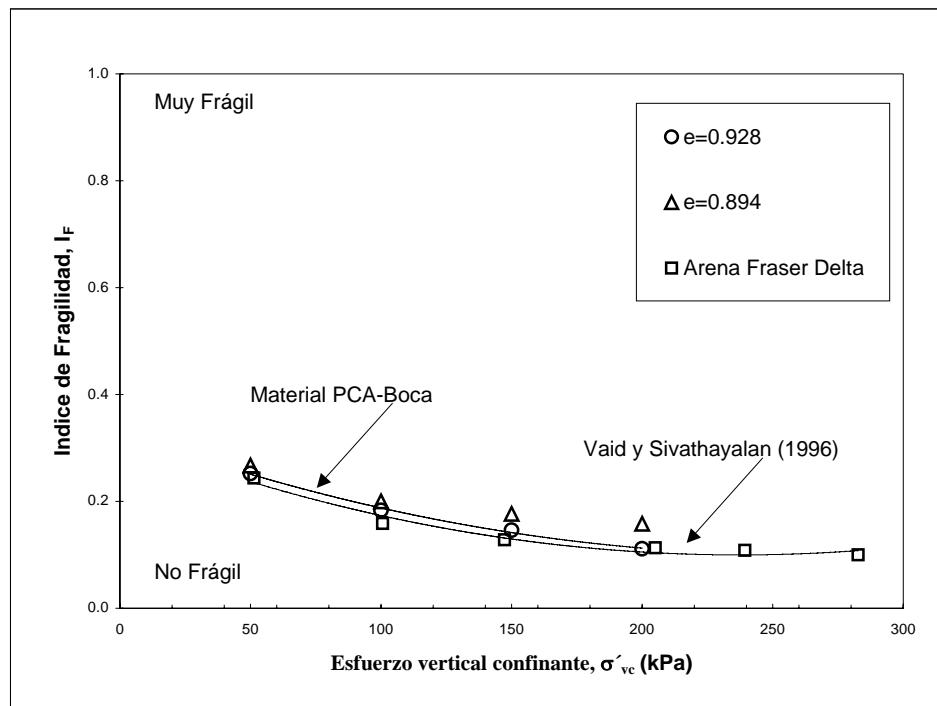


Figura 6.7 Índice de fragilidad para probetas con una $e_c=0.928$ y 0.894

6.2.2 Comportamiento del material considerando una relación de vacíos de consolidación constante, e_c ,

Para determinar la influencia del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , en el comportamiento esfuerzo-deformación del material, se construyeron tres gráficos derivados de los resultados obtenidos en las series M-1 a M-3, considerando una relación de vacíos de consolidación constante ($e_c= 0.675, 0.810$ y 0.928) para diferentes magnitudes de esfuerzos verticales de consolidación. En las figuras 6.8 a 6.10 se presentan los gráficos indicados.

En las figuras 6.8 y 6.9 se presentan las familias de curvas (τ_u vs γ) para relaciones de vacíos $e_c=0.675$ y $e_c=0.810$, respectivamente; en los dos gráficos se observa que la arena presentó una deformación de flujo limitada, con una relación proporcional en el rango de 0% a 1% de γ , continuando el desarrollo de las gráficas en una meseta en el intervalo de 1% a 3 % de γ , y posteriormente, el valor de τ_u se incrementó gradualmente conforme se desarrolló la deformación angular.

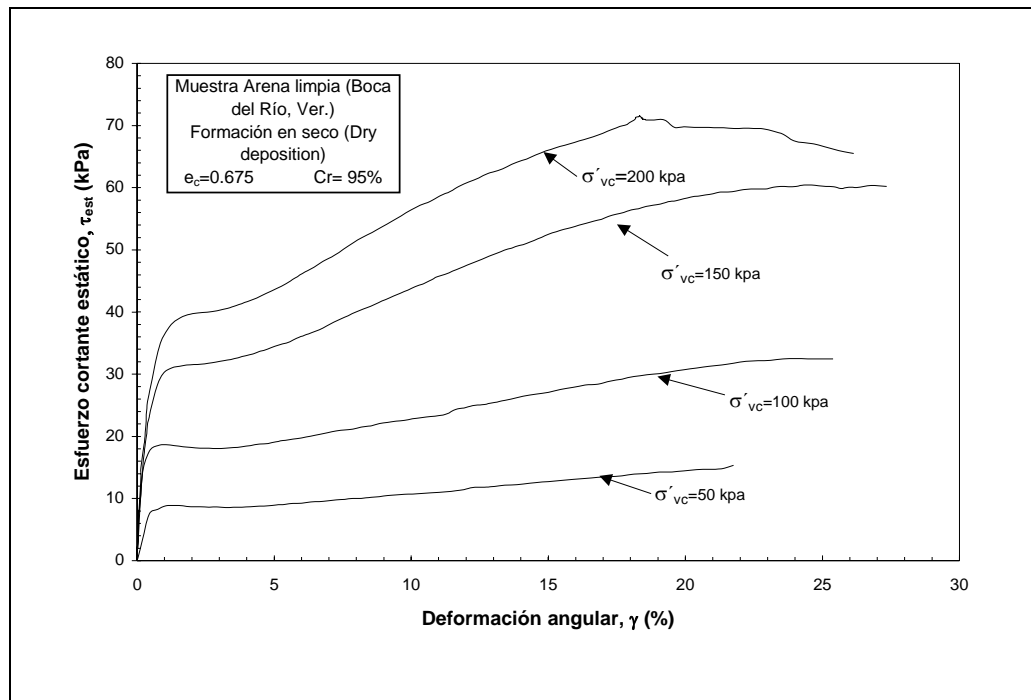


Figura 6.8 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.675$

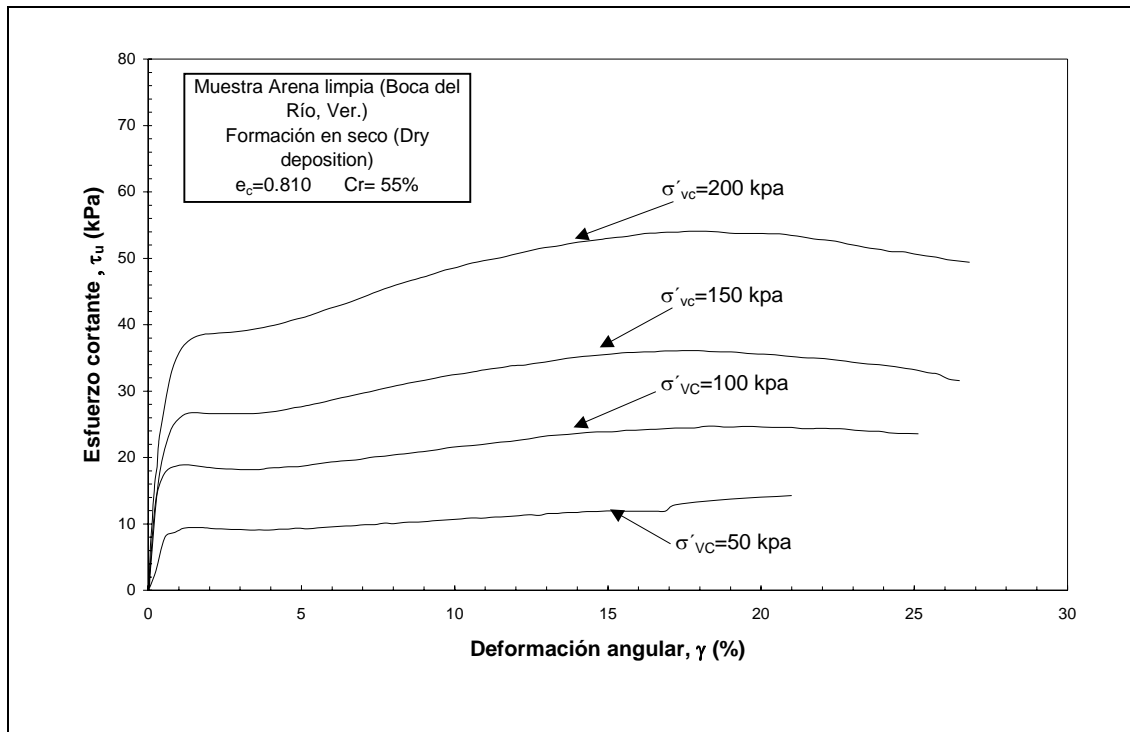


Figura 6.9 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC en condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.810$

En la figura 6.10 se observa la familia de curvas (τ_u vs γ) para una relación de vacíos de consolidación constante $e_c=0.928$; en este gráfico se aprecia que el comportamiento del material resultó ser contractivo sin importar la magnitud del esfuerzo vertical de consolidación al que estuviera sometido el material con un índice de fragilidad entre 0.11 y 0.25.

En la figura 6.11 se presenta la gráfica de normalización del esfuerzo cortante con respecto al esfuerzo cortante pico (τ_u/τ_p) versus esfuerzo vertical de consolidación (σ'_{vc}) para una relación de vacíos constante. En el inciso (a) se presenta el caso con una $e_c=0.675$ y en la figura 6.11 inciso (b) para una $e_c=0.928$. En ambos casos se presentó una disminución del esfuerzo vertical de consolidación (el valor del incremento de la presión de poro aumentó), sin embargo, la curva con una relación de vacíos menor ($e_c=0.675$) presentó una transformación de fase, punto en el cual cambió su trayectoria de izquierda a derecha (presentándose la forma de un “codo”), registrándose un incremento gradual en la relación (τ_u/τ_p) y en el valor del esfuerzo vertical de consolidación.

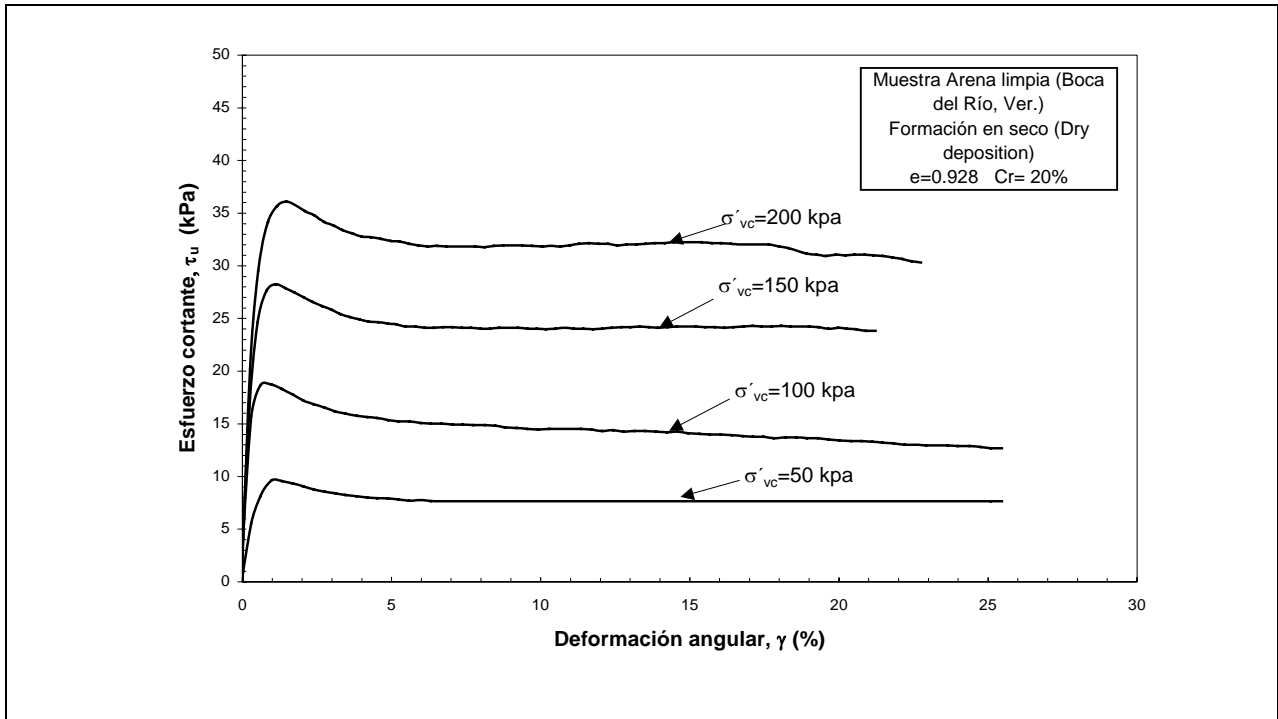


Figura 6.10 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.928$

En la figura 6.11 inciso (b), se observa que la curva sigue una trayectoria correspondiente al comportamiento de un material contractivo, disminuyendo su esfuerzo vertical de consolidación sin presentar la transformación de fase. Con base en los resultados presentados en las figuras 6.10 y 6.11, se puede concluir que el material de estudio presenta un comportamiento contractivo ante condiciones de carga monotónica para una relación de vacíos $e_c=0.928$, prácticamente en forma independiente del valor del esfuerzo vertical de consolidación.

Las relaciones de vacíos $e_c=0.928$ y $e_c=0.894$ (compacidades relativas $Cr=20\%$ y $Cr=30\%$, respectivamente), indican un estado de compacidad suelto a medio; esta condición es muy importante de remarcar ya que la mayor parte de los depósitos que conforman la zona conurbada Veracruz-Boca del Río se encuentran en un estado de compacidad suelto a medio hasta la profundidad de 10 m, aproximadamente (ver anexo A, figura A3.1). Para las condiciones monotónicas, el material de estudio ante las relaciones de vacíos indicadas presentó muy baja resistencia al esfuerzo cortante, reflejándose ésta en un comportamiento contractivo del material.

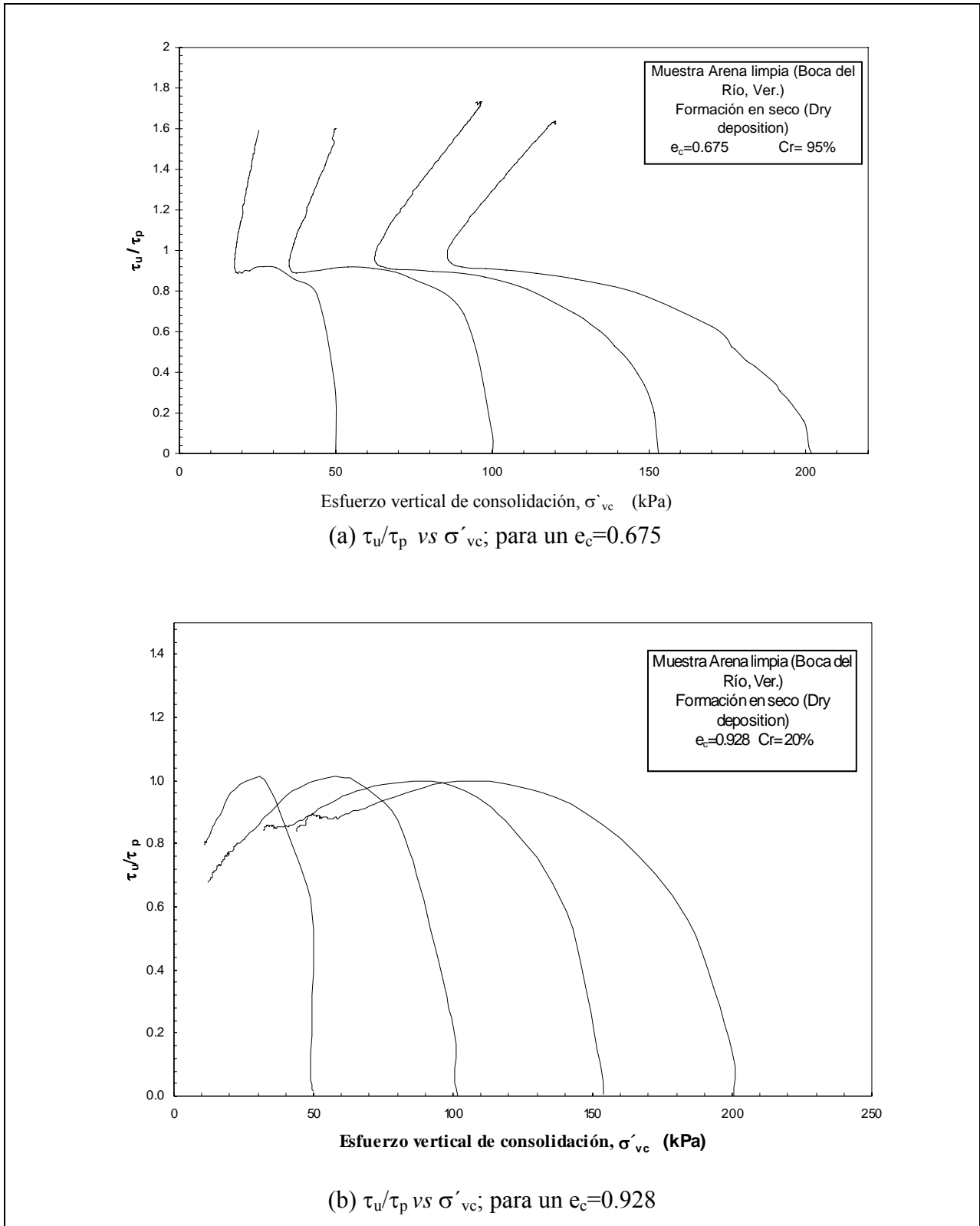


Figura 6.11 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica, τ_u/τ_p vs σ'_{vc}

6.2.3 Inicio de la deformación contractiva y estado de transformación de fase

El pico de la gráfica (τ_u vs γ), figuras 6.1 a 6.3, define el inicio de la deformación contractiva del material (Ishihara, 1993; Salden *et al.* 1985; Vaid y Chern, 1985; Poulos, 1981); en la figura 6.12 se presentan las condiciones de esfuerzos efectivos para el inicio de un comportamiento contractivo y estado de transformación de fase, se puede observar en la figura citada que los datos correspondientes al esfuerzo cortante pico, τ_p , determinan una línea recta a partir del origen con un ángulo de fricción movilizado igual a $\phi'_c=27^\circ$. Esto implica que el inicio del comportamiento contractivo del material de estudio ocurre para un valor único en la relación de esfuerzos efectivos; resultados obtenidos por Bishop (1971) avalan el concepto de una línea única para un comportamiento contractivo.

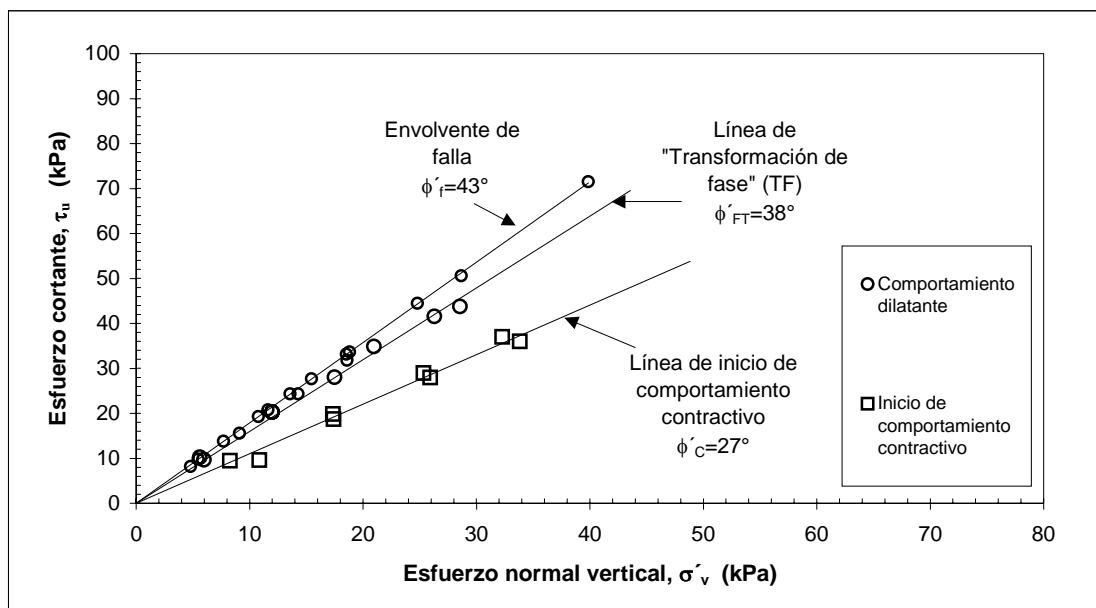


Figura 6.12 Condiciones de esfuerzos efectivos para el inicio de un comportamiento contractivo estado de transformación de fase, para el material de estudio ante carga monotónica

En la figura 6.12 también se observa la condición de esfuerzos efectivos para un estado de transformación de fase ,TF, definiéndose un valor en la relación de esfuerzos efectivos único, el cual corresponde a un ángulo de fricción movilizado igual a $\phi'_{TF}=38^\circ$; este valor único, para este material, marca el comienzo de un comportamiento dilatante [el incremento de la presión de poro

Δu , decrece; figuras 6.1 a 6.3 incisos (b)]. La deformación angular registrada para la transformación de fase, γ_{FT} , en todos los ensayos realizados tiene un valor entre 5% y 6%.

La región entre la línea de inicio del comportamiento contractivo y TF representa el estado de esfuerzos para el cual ocurre una disminución en la resistencia al corte del material, Vaid y Chern (1985). La línea de la envolvente de falla se definió para una deformación angular igual a 20%, definiéndose un ángulo de fricción movilizado de $\phi'_f=43^\circ$.

6.3 Comportamiento del material en el equipo de corte simple ante esfuerzos cíclicos

Como se precisó en el capítulo 5 (programa de ensaye y procedimiento experimental), las probetas de ensaye ante esfuerzos cíclicos fueron formadas mediante pluviación en seco, se ensayaron en condiciones de volumen constante en el equipo de corte simple, utilizando una membrana de ensaye tipo NGI. En este apartado se presenta el comportamiento del material de estudio ante condiciones de esfuerzos cíclicos, considerando tres valores de esfuerzos verticales de consolidación ($\sigma'_{vc}=50$ kPa, 65 kPa, 80 kPa) y un rango de relaciones de vacíos de consolidación, e_c , de 0.692 a 0.894.

Uno de los objetivos planteados en este trabajo de tesis fue evaluar la resistencia que tiene el material ante el fenómeno de “licuación inicial”; entendiéndose, en este trabajo de tesis, licuación inicial a la condición en la cual el incremento de la presión de poro, Δu , ocasionado por la aplicación de una carga cíclica, iguala el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} ; es decir, $\Delta u = \sigma'_{vc}$. Por lo que, se consideró importante conocer la influencia de la relación de vacíos de consolidación, e_c , el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , y el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R , en el comportamiento esfuerzo cortante cíclico-deformación angular cíclica del material.

6.3.1 Influencia de la relación de vacíos de consolidación, e_c , y el esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} ; en la resistencia del material ante licuación inicial

La influencia que tiene la relación de vacíos de consolidación e_c , sobre la probeta de ensaye ante esfuerzos cíclicos en corte simple, se aprecia de manera clara en las figuras 6.13 a 6.15. Se describe solamente el comportamiento que mostró la serie no. SC-1 ($\sigma'_{vc}=80\text{kPa}$; $e_c=0.692, 0.759, 0.810, 0.894$), considerando un valor de la relación de esfuerzos cíclicos, $R=0.30$. El análisis de resultados efectuado para la serie no. SC-1, es aplicable para las demás series de ensaye, ya que el comportamiento mostrado por las series SC-2 y SC-3 es similar al descrito en este inciso.

La figura 6.13 corresponde a una probeta de ensaye con una relación de vacíos de consolidación, e_c , igual a 0.692; es decir, la probeta al inicio del ensaye se encontraba en un estado denso ($Cr=90\%$); ésta se ensayó ante las condiciones señaladas en el párrafo anterior. En la figura 6.13(a), deformación angular cíclica vs No. de ciclos para licuación inicial, se aprecia que el valor de la amplitud de la deformación angular cíclica, γ_{cy} , es menor del 1% para los primeros 30 ciclos de aplicación del esfuerzo cortante cíclico de variación senoidal; sin embargo, pasados los 30 ciclos el valor de γ_{cy} se incrementa hasta alcanzar la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$ (simbolizado en la gráfica con un punto de color negro), donde $\gamma_{cy}=3\%$ y el número de ciclos para alcanzar la licuación inicial resultó ser igual a 37 ciclos.

En la gráfica 6.13(b), se observa que el valor del incremento de la presión de poro, Δu , crece gradualmente hasta igualar el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , es decir 80 kPa (37 ciclos de carga), y posteriormente se mantiene constante. En la gráfica 6.13(c) se presenta la gráfica esfuerzo cortante cíclico vs No. de ciclos para licuación inicial, en ésta se aprecia la degradación en la amplitud del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , conforme el número de ciclos de carga aumenta; considerando para este caso, que el valor de τ_{cy} es igual a cero (aproximadamente) después de 40 ciclos de carga aplicados a la probeta.

Las figuras 6.14 y 6.15, hacen referencia al comportamiento esfuerzo-deformación de una probeta en estado de compacidad medio y suelto, respectivamente; en ambos casos, las probetas

de ensaye fueron formadas y ensayadas ante condiciones similares ($\sigma'_{vc}=80$ kPa y $R=0.30$) que la probeta con una $e_c=0.692$ (figura 6.13); sin embargo, éstas se formaron con una diferente relación de vacíos de consolidación $e_c=0.810$ y $e_c=0.894$, respectivamente; es decir $Cr=55\%$ y $Cr=30\%$. En las gráficas 6.14(a) y 6.15(a) se observa que el número de ciclos necesarios para alcanzar la condición $\Delta u=\sigma'_{vc}$ se reducen conforme el valor de la relación de vacíos de consolidación decrece; es decir, para el caso de una probeta formada con una relación de vacíos de consolidación, $e_c=0.810$, el número de ciclos necesarios para alcanzar la condición $\Delta u=\sigma'_{vc}$, resultó de 15 ciclos de carga ($\gamma_{cy}=2.1\%$); en cambio, para la probeta formada con una $e_c=0.894$, alcanzó la condición $\Delta u=\sigma'_{vc}$ en 8 ciclos de carga, $\gamma_{cy}=0.9\%$.

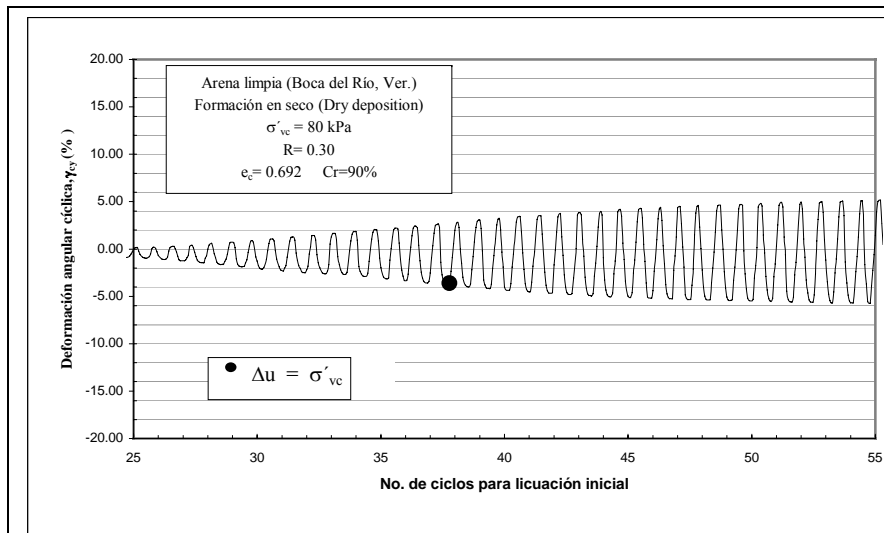
Haciendo una comparación entre las gráficas 6.13(c), 6.14(c) y 6.15(c) se puede apreciar la degradación en la amplitud del esfuerzo cortante cíclico, siendo el valor de τ_{cy} tendiente a cero conforme se alcanza la condición $\Delta u=\sigma'_{vc}$; se observa en las gráficas mencionadas, que el valor de τ_{cy} decrece gradualmente en probetas con un estado inicial de compacidad denso ($e_c=0.692$).

Las gráficas 6.13(d), 6.14(d) y 6.15(d) representan la degradación del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , conforme se incrementa el valor de la deformación angular cíclica, γ_{cy} , generándose así, lazos históricos de disipación de energía. En la gráfica 6.13(d) se observa que la probeta al inicio del ensaye se encuentra en un estado inicial de compacidad denso ($e_c=0.692$, $Cr=90\%$); por lo cual, el valor de τ_{cy} prácticamente no presenta cambios en los primeros ciclos de carga ($\gamma_{cy}=0.5$ a 1.5%), degradándose el valor de τ_{cy} gradualmente conforme el valor de la deformación angular cíclica se incrementó; cuando se alcanzó el valor de $\gamma_{cy}=4.5\%$ para la condición de $e_c=0.692$, el valor de τ_{cy} fue cercano a cero, alcanzándose la condición $\Delta u=\sigma'_{vc}$.

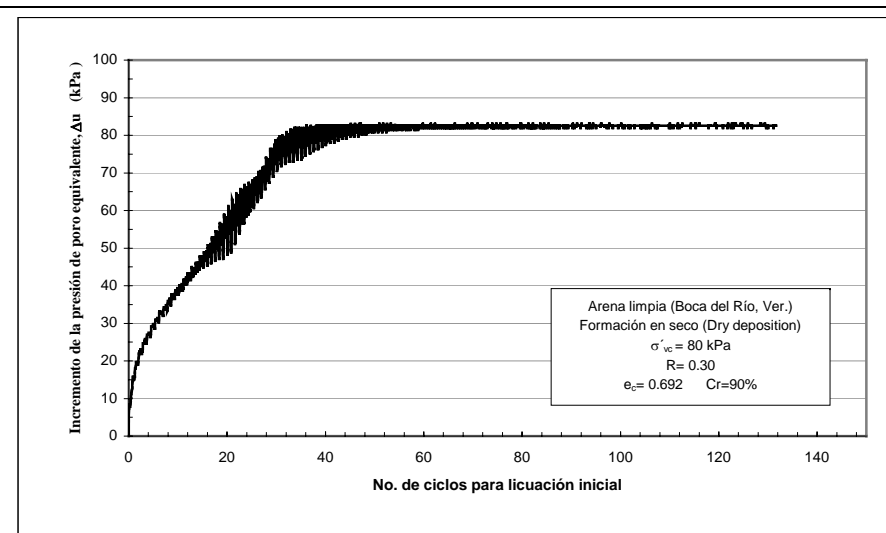
La gráfica 6.15(d) representa un estado inicial de compacidad suelto ($e_c=0.894$, $Cr=30\%$), para este caso la degradación del valor del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , se consideró súbito o instantáneo; ya que para un valor bajo de deformación angular cíclica ($\gamma_{cy}=0.9\%$), el valor del τ_{cy} alcanzó un valor igual a cero. La probeta formada con una relación de vacíos de consolidación de $e_c=0.692$, presentó mayor resistencia ante el fenómeno de licuación inicial, reflejándose ésta en la degradación paulatina en el valor del esfuerzo cortante cíclico, sin embargo, conforme se

incrementó el valor de la relación de vacíos de consolidación (de $e_c=0.692$ a $e_c=0.894$), la resistencia ante la licuación inicial decreció.

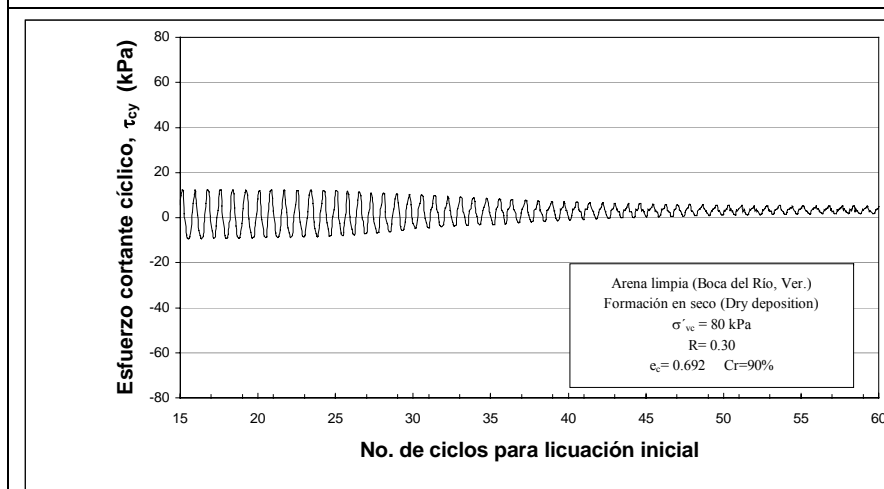
El esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , influye en el número de ciclos de carga necesarios para alcanzar la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$, así se puede apreciar en la figura 6.16; en la figura indicada se aprecian las gráficas correspondientes al comportamiento de tres probetas ensayadas ante condiciones similares ($e_c=0.692$, $R=0.30$), pero para valores de esfuerzos verticales de consolidación diferentes ($\sigma'_{vc}=80$ kPa, 65 kPa, 50 kPa); observándose que cuando el valor del esfuerzo vertical de consolidación decrece, la resistencia del material ante el fenómeno de licuación inicial disminuye; comparando las graficas 6.16(a), 6.16(b) y 6.16(c) se observa que la primera gráfica reportó un número de ciclos de carga necesarios para alcanzar la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$ igual a 37 ciclos para un valor de $\gamma_{cy} = 4.5\%$; mientras que en las gráficas 6.16(b) y 6.16(c) ($\sigma'_{vc} = 65$ kPa, 50 kPa; respectivamente), se reportó un número de ciclos igual a 20 ciclos ($\gamma_{cy} = 3.9\%$) y 15 ciclos ($\gamma_{cy} = 1.9\%$), respectivamente.



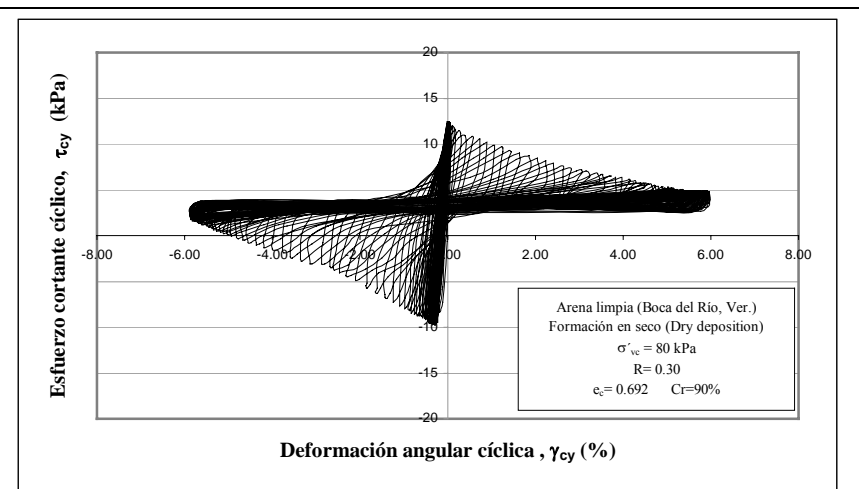
(a) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial



(b) Δu vs No. de ciclos para licuación inicial

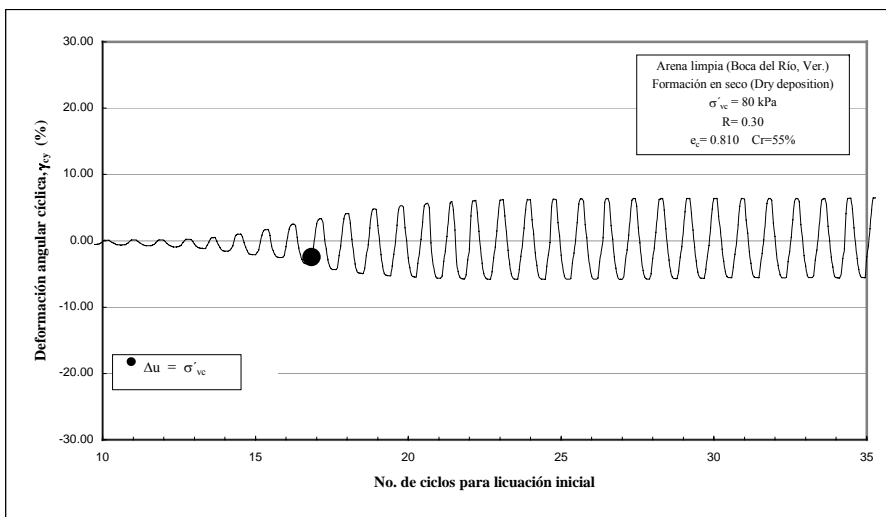


(c) τ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial

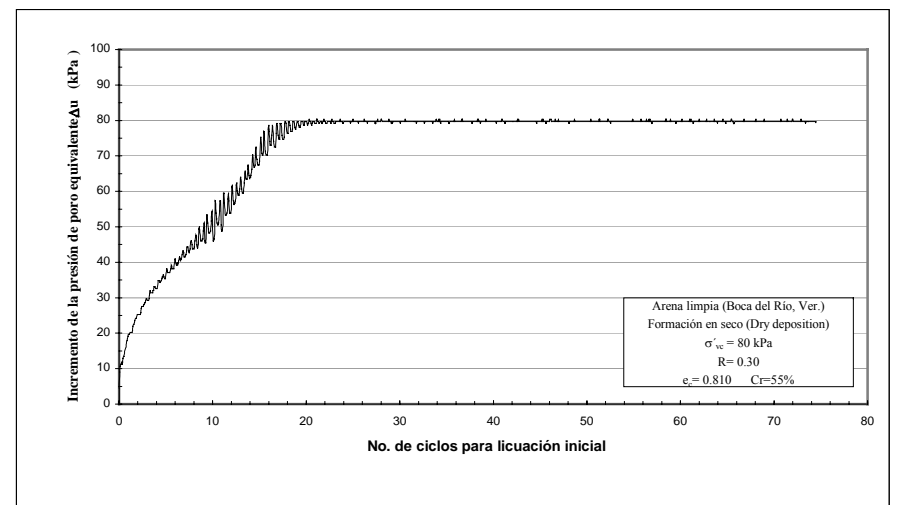


(d) τ_{cy} vs γ_{cy}

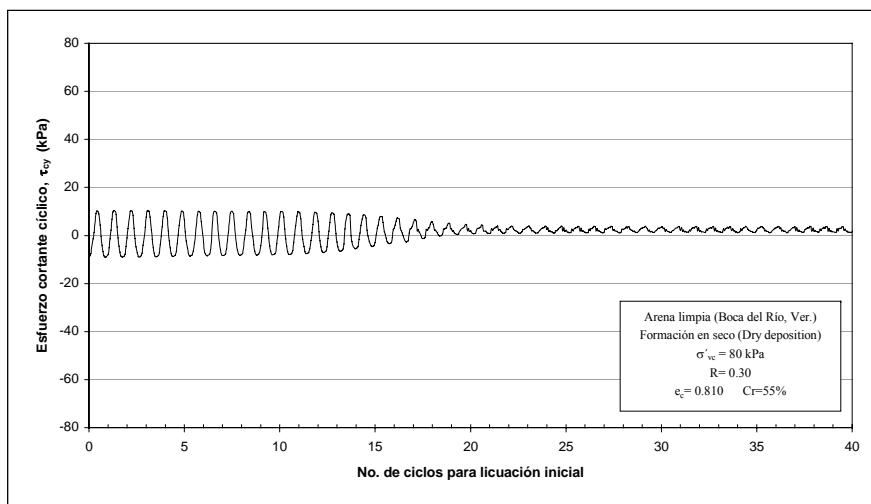
Figura 6.13 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c = 0.692$, $R = 0.30$



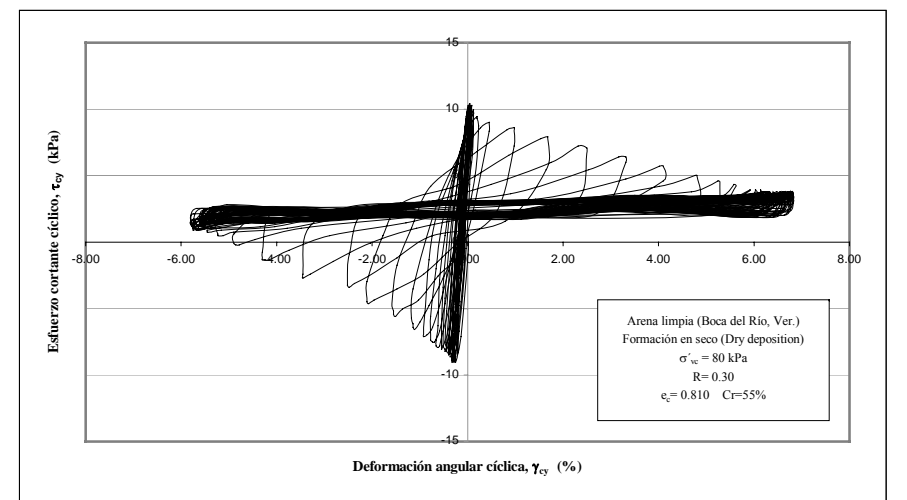
(a) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial



(b) Δu vs No. de ciclos para licuación inicial

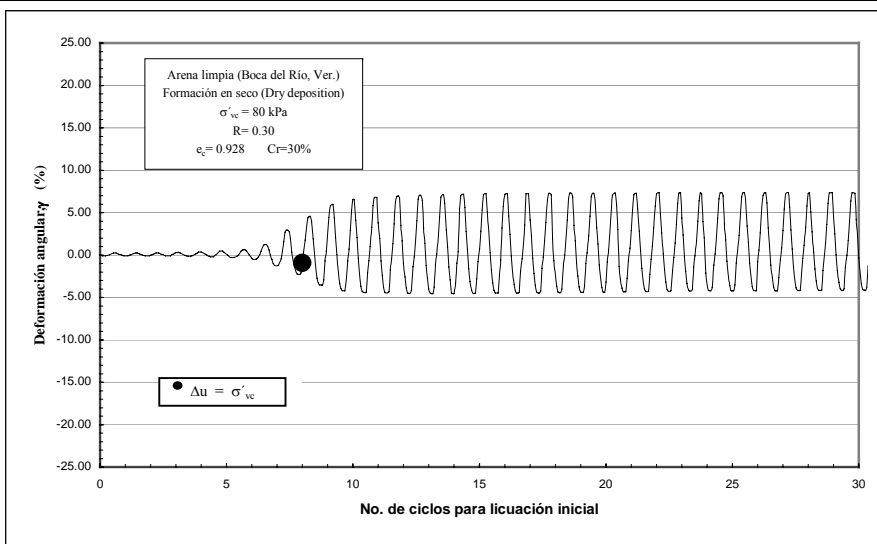


(c) τ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial

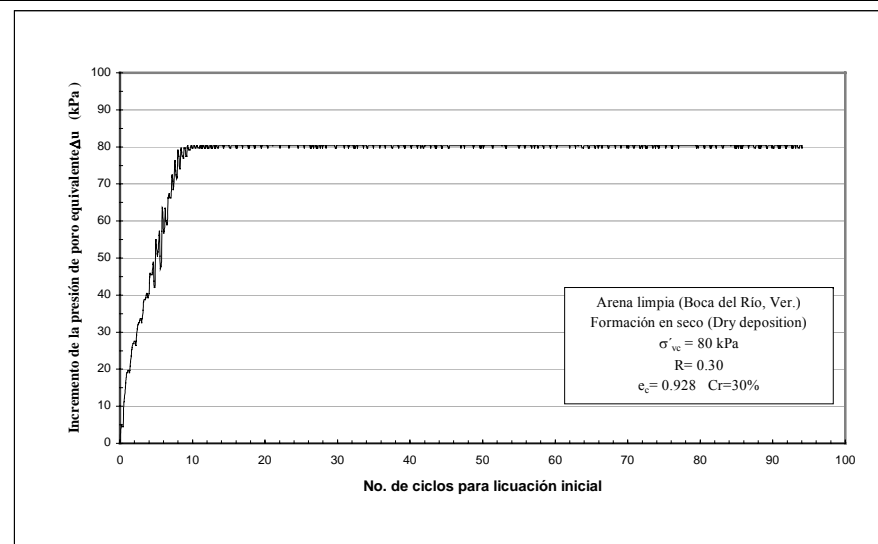


(d) τ_{cy} vs γ_{cy}

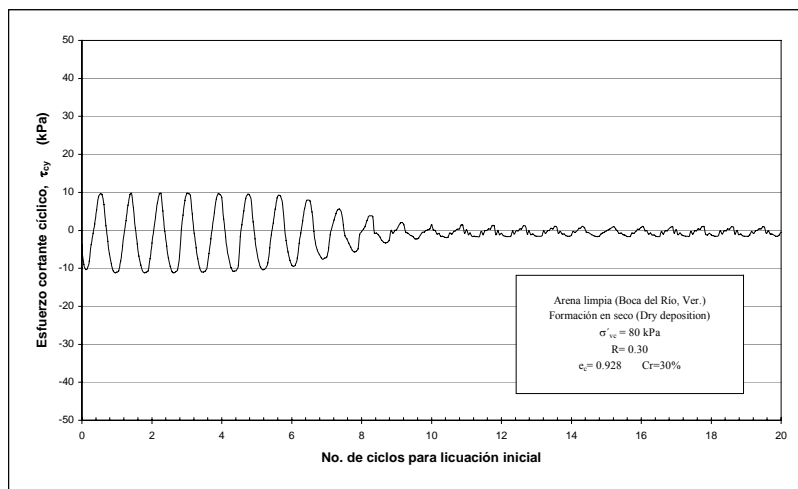
Figura 6.14 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c=0.810$, $R=0.30$



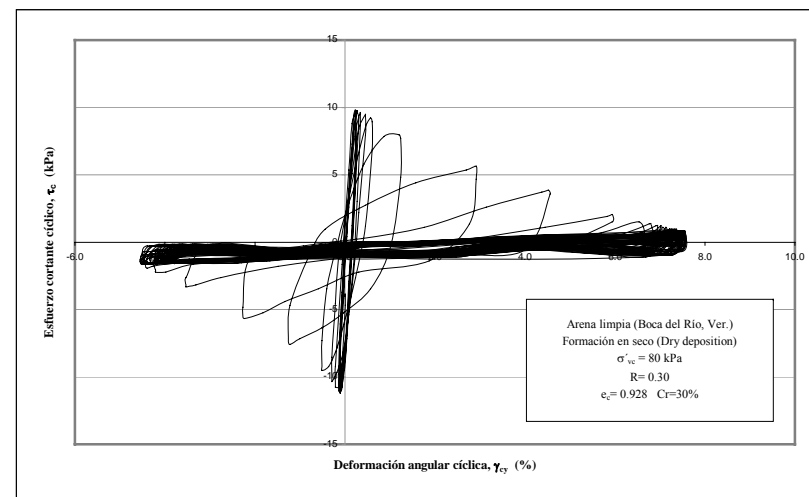
(a) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial



(b) Δu vs No. de ciclos para licuación inicial



(c) τ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial



(d) τ_{cy} vs γ_{cy}

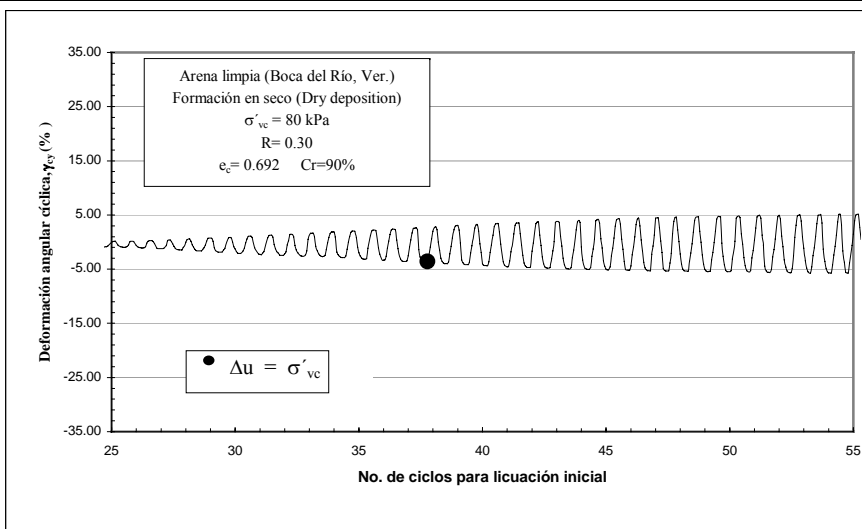
Figura 6.15 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c = 0.928$, $R = 0.30$

La influencia del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , se observa también en el comportamiento esfuerzo cortante cíclico-deformación angular cíclica; en la figura 6.17 se presenta una comparativa entre las gráficas 6.17(a), 6.17(b) y 6.17(c) correspondientes a los casos $\sigma'_{vc}=80$ kPa, 65 kPa y 50 kPa, respectivamente, considerando un valor de $e_c=0.692$ y $R=0.30$ en las tres probetas de ensaye. En la gráfica 6.17(a) se aprecia que el valor del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , disminuyó gradualmente conforme la deformación angular cíclica aumentó, cumpliendo la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$ para un valor de $\gamma_{cy}=4.5\%$ (mostrando una mayor rigidez durante la aplicación del esfuerzo desviador cíclico); sin embargo, para el caso de la gráfica 6.17(c) ($\sigma'_{vc}=50$ kPa), el valor del esfuerzo cortante cíclico decrece de manera súbita para un valor bajo de deformación angular ($\gamma_{cy}=1.9\%$), presentando una menor rigidez la probeta durante la aplicación del esfuerzo desviador cíclico. Por lo cual, se deduce que el estado inicial de esfuerzo de consolidación influye directamente en la rigidez de la probeta de ensaye, cuando ésta es sometida a un esfuerzo de variación cíclica (Vaid y Sivathayalan, 1996).

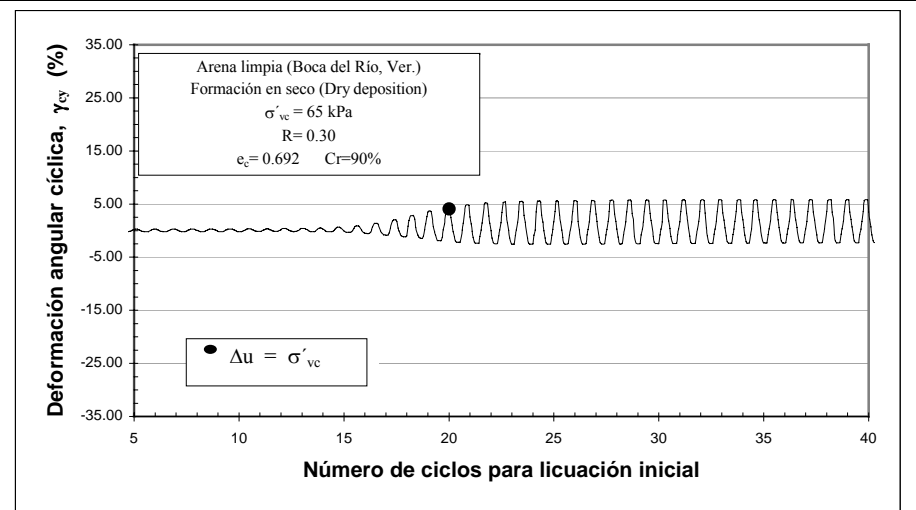
6.3.2 Influencia de la relación de esfuerzos cíclicos, R, en la resistencia del material ante licuación inicial

La resistencia de la probeta de ensaye ante licuación inicial, también se vio afectada por el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R, considerado en cada ensaye. En las tablas 6.1 a 6.3 se presentan los resultados (número de ciclos para licuación inicial) para cada uno de los ensayos considerados en la serie SC-1 a SC-3.

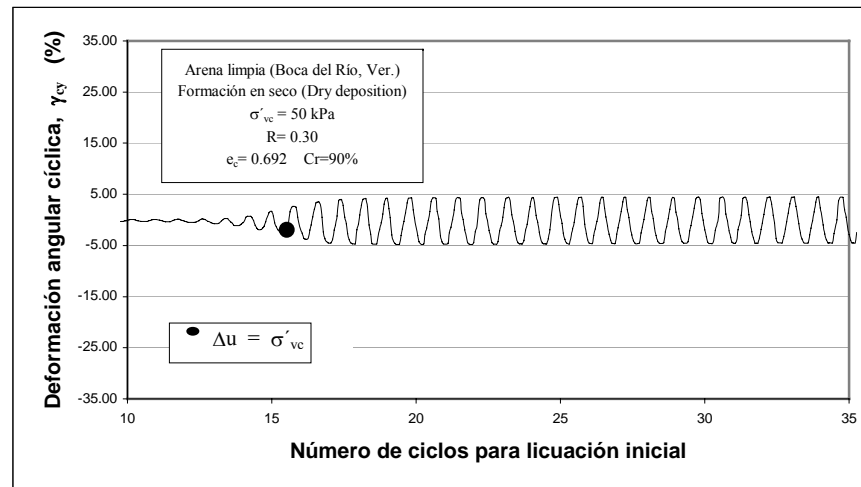
En las tres tablas indicadas en el párrafo anterior, se aprecia que el número de ciclos de carga para ocasionar licuación inicial aumenta conforme disminuye el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R, aplicado a la probeta de ensaye. Por ejemplo, para el caso de la serie SC-1, se tiene una probeta ensaye ante las siguientes características: esfuerzo vertical de consolidación, $\sigma'_{vc}=80$ kPa; relación de vacíos de consolidación, $e_c=0.692$ y considerando en el primer caso un $R=0.30$, el número de ciclos para licuación inicial resultó de 37 ciclos. En cambio, una probeta que se ensayó ante similares condiciones que la probeta anterior, pero en este caso se consideró un $R=0.15$, el número de ciclos para licuación inicial aumentó de 37 a 700 ciclos.



(a) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial

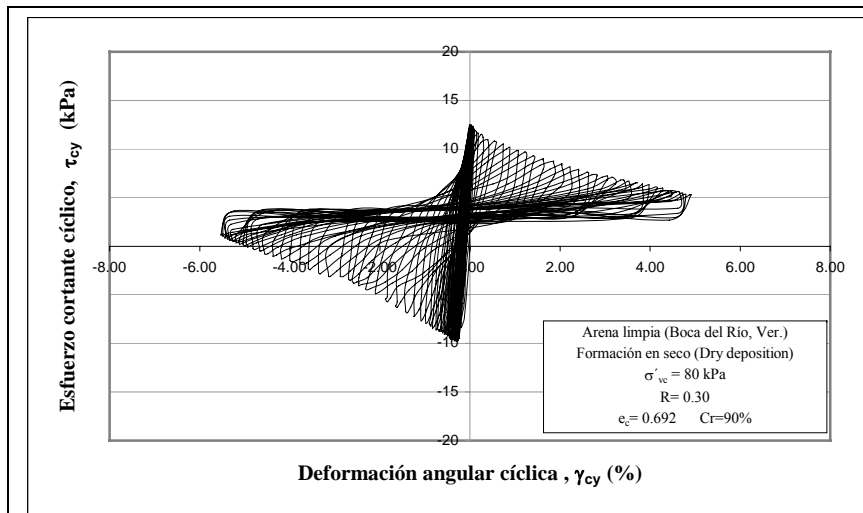


(b) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial

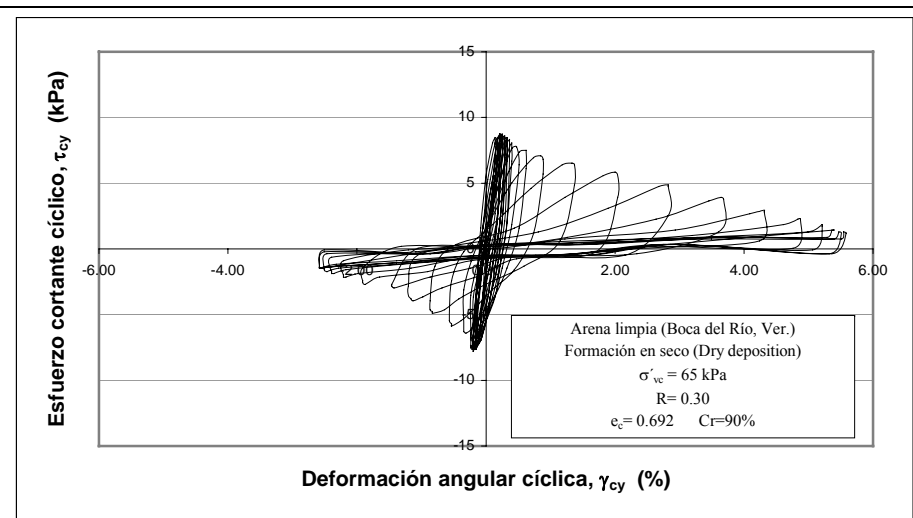


(c) γ_{cy} vs No. de ciclos para licuación inicial

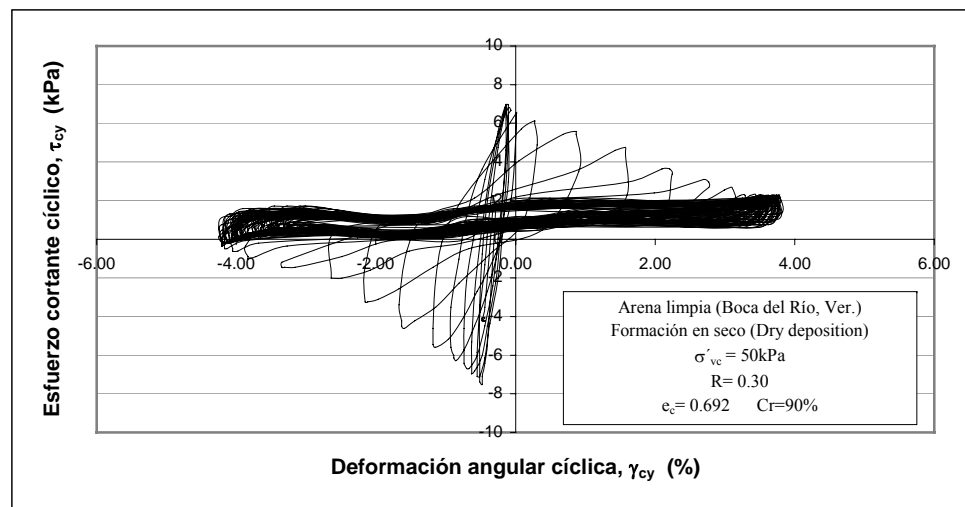
Figura 6.16 Comportamiento de la deformación angular cíclica, γ_{cy} , considerando un σ'_{vc} = 80 kPa, 65 kPa, 50 kPa



(a) τ_{cy} vs γ_{cy} ; considerando un $\sigma'_{vc}=80$ kPa



(b) τ_{cy} vs γ_{cy} ; considerando un $\sigma'_{vc}=65$ kPa



(c) τ_{cy} vs γ_{cy} ; considerando un $\sigma'_{vc}=50$ kPa

Figura 6.17 Comportamiento del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , considerando un $\sigma'_{vc}=80$ kPa, 65 kPa, 50 kPa

Tabla 6.1 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-1

SERIE SC-1

Esfuerzo vertical de consolidación σ'_{vc} (kPa)	Relación de esfuerzos cíclicos R	Compacidad relativa Cr (%)	Relación de vacíos de consolidación e_c	No. de ciclos para licuación inicial
80	0.30	95	0.692	37
	0.25			105
	0.20			220
	0.15			700
80	0.30	70	0.759	26
	0.25			49
	0.20			105
	0.15			289
80	0.30	55	0.810	15
	0.25			28
	0.20			50
	0.15			100
80	0.30	30	0.894	8
	0.25			11
	0.20			20
	0.15			39

Tabla 6.2 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-2

SERIE SC-2

Esfuerzo vertical de consolidación σ'_{vc} (kPa)	Relación de esfuerzos cíclicos R	Compacidad relativa Cr (%)	Relación de vacíos de consolidación e_c	No. de ciclos para licuación inicial
65	0.30	95	0.692	20
	0.25			45
	0.20			120
	0.15			405
65	0.30	70	0.759	12
	0.25			24
	0.20			48
	0.15			112
65	0.30	55	0.810	9
	0.25			16
	0.20			28
	0.15			78
65	0.30	30	0.894	5
	0.25			10
	0.20			18
	0.15			35

Tabla 6.3 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-3

SERIE SC-3

Esfuerzo vertical de consolidación σ'_{vc} (kPa)	Relación de esfuerzos cíclicos R	Compacidad relativa C_r (%)	Relación de vacíos de consolidación e_c	No. de ciclos para licuación inicial
50	0.30	95	0.692	18
	0.25			32
	0.20			68
	0.15			162
50	0.30	70	0.759	8
	0.25			16
	0.20			30
	0.15			79
50	0.30	55	0.810	7
	0.25			10
	0.20			19
	0.15			40
50	0.30	30	0.894	4
	0.25			6
	0.20			12
	0.15			20

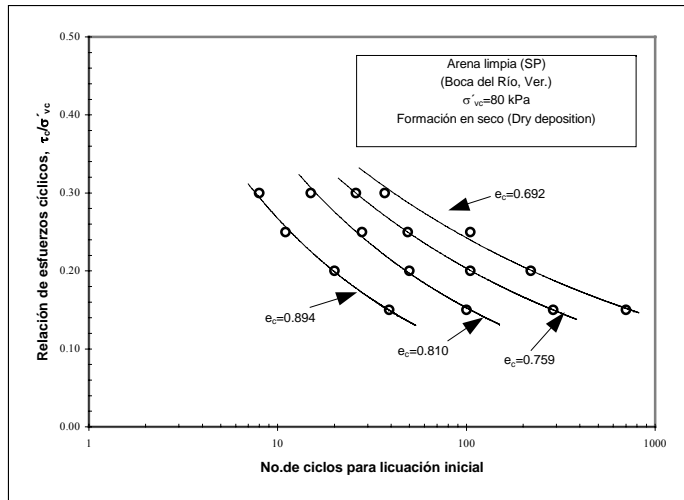
El incremento en el valor del número de ciclos para licuación inicial conforme disminuye el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R, se debe a que la magnitud de la fuerza horizontal, F_H , aplicada a la probeta de ensaye es dependiente del porcentaje de fuerza vertical, F_V , considerado en el ensaye; es decir, $F_H=R* F_V$; en donde: R es la relación de esfuerzos cíclicos (adimensional), y F_V es la fuerza vertical de confinamiento (kPa). Por lo que, conforme disminuye el valor de R, el valor de la F_H aplicada a la probeta de ensaye disminuye de manera proporcional.

Por lo tanto, los resultados presentados en las tablas 6.1 a 6.3 indican que la resistencia del material ante el fenómeno de licuación inicial aumenta para valores cuantitativamente bajos (para este estudio $R=0.15$); sin embargo, se aprecia también que el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , interviene directamente en la resistencia que pueda presentar el material ante licuación inicial, tal como se apuntó en el inciso 6.3.1.

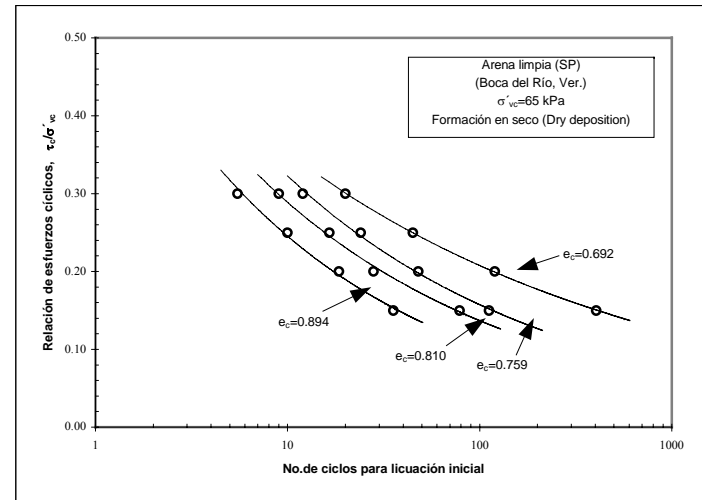
En la figura 6.18 se presentan las graficas[6.18(a), 6.18(b) y 6.18(c)], relación de esfuerzos cíclicos, R, *versus* número de ciclos para licuación inicial. Haciendo referencia a la gráfica

6.18(a), se observa que la curva para un valor de $e_c=0.692$, registra los valores más altos de número de ciclos para licuación inicial; estas curvas se recorren hacia la izquierda (el número de ciclos para licuación inicial disminuye) conforme el valor de la relación de vacíos de consolidación, e_c , aumenta.

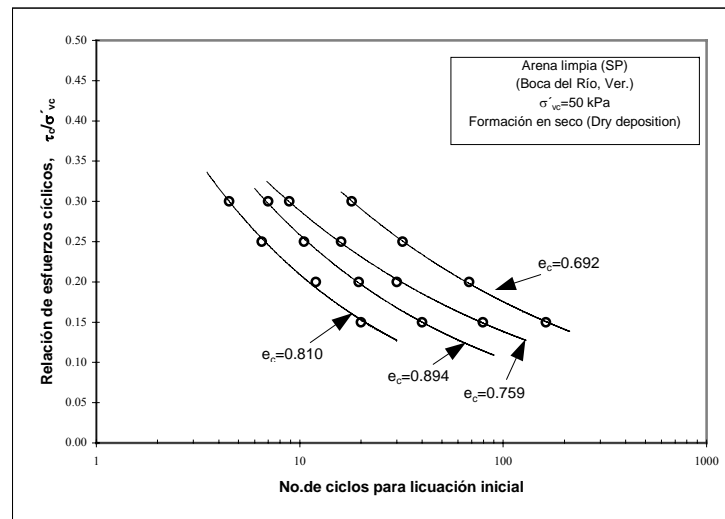
Sin embargo, comparando las tres gráficas indicadas, se observa que el número de ciclos para licuación inicial disminuye conforme el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , disminuye. Por ejemplo, para la curva que corresponde a un $e_c=0.692$, $\sigma'_{vc}=80$ kPa y $R=0.15$; el número de ciclos para licuación inicial reportado fue de 700 ciclos; en cambio, la curva con un $\sigma'_{vc}=50$ kPa, obtenida ante condiciones similares ($e_c=0.692$, $R=0.15$), el número de ciclos para licuación inicial resultó ser de 162 ciclos.



(a) Para un $\sigma'_{vc}=80$ kPa



(b) Para un $\sigma'_{vc}=65$ kPa



(c) Para un $\sigma'_{vc}=50$ kPa

Figura 6.18 Número de ciclos para ocasionar licuación inicial, variando el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R

Capítulo

7

CONCLUSIONES

Ensayes monotónicos:

- El comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio ante esfuerzos monotónicos se encuentra definido por tres regiones, las cuales están definidas de acuerdo con el estado de compacidad inicial, Cr , con el cual se formó la probeta de ensaye. La primera región corresponde a las probetas que exhibieron un comportamiento esfuerzo-deformación de tipo contractivo ($Cr=30\%$, $e_c=0.894$; $Cr=20\%$, $e_c=0.928$) incrementándose la presión de poro, Δu , para una deformación angular, γ , menor que 5%; teniendo este tipo de comportamiento la frontera del estado de compacidad inicial medio. La segunda región está definida por las probetas que exhibieron un comportamiento esfuerzo-deformación del tipo cuasi-establecido, teniendo como inicio el estado de compacidad inicial medio ($Cr=55\%$, $e_c=0.810$) y como valor cualitativo de frontera el estado de compacidad inicial denso. La última región se define por el comportamiento esfuerzo-

deformación del tipo dilatante, exhibido por las probetas formadas en un estado de compacidad inicial denso ($C_r=90\%$, $e_c=0.692$).

- El material de estudio presentó una mayor resistencia al esfuerzo cortante conforme el valor del esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , se incrementó. La forma subredondeada de las partículas que conforman el material de estudio, contribuye a que exista una distribución uniforme en los esfuerzos intergranulares, ya que al incrementarse el esfuerzo vertical de consolidación aumentan los puntos de contacto entre los granos de arena.
- La composición mineralógica del material de estudio se conforma en su mayor parte por óxido de sílice ($\text{SiO}_2=92\%$); por la dureza que tiene el sílice (7, según la escala de Mohs), durante la aplicación del esfuerzo desviador no se registró pulverización de granos; por lo que, la disminución o incremento en la resistencia al corte del material que se registró durante un ensaye, se debió al reacomodo geométrico entre las partículas.
- El inicio del comportamiento contractivo del material de estudio ocurre para un valor único en la relación de esfuerzos efectivos, definiéndose una línea recta a partir del origen, cuyo ángulo de fricción movilizado es igual a $\phi'_c=27^\circ$. El inicio del comportamiento dilatante, está definido por la condición de esfuerzos efectivos para un estado de transformación de fase (cambio de comportamiento contractivo a un comportamiento dilatante), definiéndose un ángulo de fricción movilizado igual a $\phi'_{TF}=38^\circ$. La línea de envolvente de falla se definió para un ángulo de fricción movilizado igual a $\phi'_f=43^\circ$.

Ensayes cíclicos:

- El número de ciclos de carga necesarios para ocasionar licuación inicial ($\Delta u=\sigma'_{vc}$) se reducen conforme el valor de la relación de vacíos de consolidación, e_c , decrece. Es decir, el material de estudio presenta mayor resistencia al esfuerzo cortante cíclico, conforme aumenta la compacidad, con la cual se formó la probeta de ensaye; para esta

investigación, las probetas formadas con una compacidad relativa inicial de $Cr=90\%$ ($e_c=0.692$) y $Cr=70\%$ ($e_c=0.759$), presentaron la mayor resistencia al esfuerzo cortante cíclico, independientemente de la magnitud del esfuerzo vertical de consolidación o relación de esfuerzos cíclicos aplicado.

- El esfuerzo vertical de consolidación, σ'_{vc} , influye en el número de ciclos de carga necesarios para ocasionar licuación inicial en el material de estudio, independientemente de la influencia que tiene el estado de compacidad inicial de formación de la probeta de ensaye. Al disminuir el valor del esfuerzo vertical de consolidación, la resistencia del material al esfuerzo cortante cíclico decrece, reflejándose esta disminución en el número de ciclos de carga para alcanzar la condición $\Delta u = \sigma'_{vc}$. En esta investigación, las probetas ensayadas ante un esfuerzo vertical de consolidación, $\sigma'_{vc}=50$ kPa, dieron la menor resistencia al esfuerzo cortante cíclico.
- El estado inicial de esfuerzo de confinamiento influye directamente en la rigidez de la probeta de ensaye, cuando ésta es sometida a un esfuerzo de variación cíclica. Las probetas de ensaye ante un confinamiento igual a $\sigma'_{vc}=80$ kPa, exhibieron una mayor rigidez (gráfica τ_{cy} vs γ_{cy}) conforme aumentó la amplitud de la deformación angular cíclica.
- La resistencia del material de estudio ante licuación inicial aumenta conforme disminuye el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R . Para este estudio se reportó baja resistencia al esfuerzo cortante cíclico para valores de $R=0.15$ y $R=0.20$.
- La disminución de la resistencia al esfuerzo cortante cíclico, por parte del material de estudio, se debe al reacomodo geométrico de las partículas que conforman a éste, no presentándose (en ninguno de los ensayos efectuados) un cambio en la distribución granulométrica del material al finalizar la prueba.

Capítulo

8

RECOMENDACIONES

Ensayes monotónicos:

- En esta investigación se proponen tres regiones del comportamiento esfuerzo-deformación del material, estas regiones se definieron de acuerdo con el estado de compacidad inicial, con el cual se formó la probeta de ensaye. Sin embargo, para complementar esta investigación, se recomienda programar una serie de ensayes monotónicos (ante condiciones y equipo de ensaye similares), considerando un intervalo más cerrado de estados de compacidad inicial de ensaye en cada una de las regiones definidas en esta investigación; con el objeto de conocer el umbral en el cual se presenta un cambio en el comportamiento esfuerzo-deformación, de acuerdo con el estado de compacidad inicial considerado. Es decir, conocer el valor de la compacidad relativa al cual el material de estudio deja de exhibir un comportamiento contractivo y comienza a presentar un comportamiento dilatante.

- Investigar cuál es la influencia de la presencia de finos no plásticos y plásticos en el comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio.

Ensayes cíclicos:

- Investigar el comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio para un rango de deformación angular menor ($\gamma_{cy} = 10^{-4}\% - 10^{-2}\%$); por ejemplo, programar una serie de ensayos en el equipo de columna resonante.
- Investigar la influencia de finos plásticos y no-plásticos en el comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio, ante condiciones de esfuerzos cíclicos.
- Programar una serie de ensayos triaxiales cíclicos ante condiciones no-drenadas, con el objeto de comparar los resultados que se obtengan con los presentados en esta investigación; y así, comprobar la similitud que existe entre los ensayos a volumen constante en corte simple (presentados en este trabajo) y los ensayos triaxiales cíclicos no-drenados.
- Investigar el comportamiento esfuerzo-deformación del material de estudio, cuando a éste se le adiciona un porcentaje de algún agente estabilizador (por ejemplo silica coloidal) con el objeto de aumentar la resistencia al esfuerzo cortante cíclico del material.

Equipo de corte simple:

- Programar un mantenimiento periódico de los diferentes sistemas que conforman el equipo de corte simple, en particular, el sistema mecánico y electrónico de instrumentación. Como se indicó en el capítulo 4, el sistema mecánico permite aplicar los esfuerzos (sean esfuerzos monotónicos o esfuerzos cíclicos) a la probeta de ensaye, mediante el desplazamiento del cabezal; por lo cual, se recomienda poner especial atención en la limpieza y lubricación de los rodamientos lineales (exteriores e interiores) que permiten dicho desplazamiento, esto con el objeto de disminuir lo más posible la fricción entre el eje de desplazamiento y los rodamientos. Con referencia al sistema electrónico de instrumentación, se recomienda supervisar periódicamente la calibración de los transductores de carga vertical, carga horizontal y desplazamiento (LVDT); con el objeto de asegurar que los registros obtenidos, por los transductores, durante la ejecución de un ensaye sean correctos.
- El sistema de rodamientos lineales exteriores (marcados con los puntos 3 y 7, en la figura 4.8), permiten evitar excentricidades del eje de desplazamiento del cabezal; el interior de estos rodamientos se conforman por una serie de balines dispuestos en línea, que en algunos casos (desgaste de los balines, exceso de lubricación) producen demasiada fricción con el eje de desplazamiento; por lo cual, se recomienda modificar el diseño interior de los rodamientos exteriores, con la finalidad de reducir la fricción. Se propone que el diseño interior del rodamiento exterior, sea una carcasa de aluminio móvil, en la cual se coloquen los balines en forma triangular (“tres bolillos”). El diseño propuesto se encuentra funcionando, actualmente, en el vástago de carga vertical, donde ha exhibido disminuir la fricción entre el vástago y el encamisado de acero, ver figura 4.5(b).



REFERENCIAS

-
- Abe, K. (1981). "Magnitudes of large shallow earthquakes from 1904 to 1980", *Phys. Earth Planet International*, Vol. 27, pp. 72-92.
 - Amer, M. I., Kovacs, W. D., Aggour, M. S. (1987). "Cyclic simple shear size effects," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 7, Julio, pp. 639-659.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test method for density and unit weight of soil in place by the sand-cone method. ASTM D 1556-00.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test method for penetration test and split barrel sampling of soils. ASTM D 1586-99.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test method for laboratory determination of water (Moisture) content of soil and rock by mass. ASTM D 2216-00.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard practice of classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM D 2487-00.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. ASTM D 4253-00.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. ASTM D 4254-00.
 - American Society of Testing and Materials (2000). Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. ASTM D 5084-00.

- Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G. A., Chameau, J. L. (1988). “Undrained monotonic and cyclic strength of sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.114 (No.10), pp. 1089-1109.
- Arthur, J. R. F., James, R. G., Roscoe, K. H. (1964). “The determination of stress fields during plane strain of a sand mass,” *Géotechnique*, 14(4), pp. 283-308.
- Been, K., Jefferies. (1985). “A state parameter for sands,” *Géotechnique*, 35 (2), pp. 99-112.
- Bishop, A. W. (1971). “Shear strength parameters for undisturbed and remolded soil specimens”. *Roscoe Memorial Symposium*, Cambridge University, pp. 3-58.
- Bjerrum, L., Landva, A. (1966). “Direct simple-shear tests on a Norwegian quick clay,” *Géotechnique*, Vol. 16, No.1, pp. 1-20.
- Casagrande, A. (1940). “Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills”, *Contributions to Soil Mechanics, 1925-1960, Boston Society of Civil Engineers*, pp. 257-276. (Originally published in the *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 1936).
- Castro, G. (1975). “Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.101 (GT6), pp. 551-569.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). “Factors affecting liquefaction and cyclic mobility”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.106 (GT6), pp. 501-506.
- Castro, G. (1982). “Liquefaction induced by cyclic loading”. *Report to National Science Foundation, No. NSF/CEE-82018*. National Science Foundation, Washington, D. C.

- Dafalias, Y.F. (1993). "Overview of constitutive models used in VELACS". *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Vol. 2, pp. 1293-1304.
- Díaz Rodríguez, A. J., Weckmann, O., Iturbe, R. (1973). "Licuación de arenas: Primera parte", *Revista Ingeniería*, UNAM, Vol. XLIII, No.3, pp. 255-269.
- Díaz-Rodríguez, A., Lozano Santa Cruz. R., Dávila-Alcocer. V. M., Vallejo. E., Girón. P. (1998). "Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspectiva", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 35, pp.600-610.
- Díaz-Rodríguez, J. A. (2006). *Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos*, Editorial LIMUSA.
- Dobry, R., *et al.* (1985). "Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests". *Advances in the art of testing soil under cyclic conditions*, ASCE Annual Convention, pp.29-50.
- Duncan, J. M., Dunlop, P. (1969). "Behavior of soils in simple shear tests," *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México, Vol. 1, pp. 101-109.
- Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., Raadim, B. (1987). "Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests", *Géotechnique*, 37 (1), pp. 3-10.
- Esquivel, R. (1976). "Información general acerca del subsuelo de 17 ciudades de México, Veracruz, Ver", *Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Noviembre, Guanajuato, México, t.II, pp. 245-256.
- Figueroa, J. (1968). *La sismicidad en el estado de Veracruz*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 167, pp. 19.

- Finn, W. D., Pickering, J., Bransby, P. L. (1971). "Sand liquefaction in triaxial and simple shear test," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM4, Proc. Paper 8039, Abril, pp. 639-659.
- Finn, W. D., Vaid, Y. P. (1977). "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests", *Proc. 6th World Conf. Earthquake Engineering*, New Delhi 6, pp.7-12.
- Finn, W. D., Vaid, Y. P. (1978). "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests", 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, California.
- Finn, W. D. (1985). "Aspects of constant volume cyclic simple shear," *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, Conference Proceeding, pp. 75-98.
- García, S. R. (1999). "Comportamiento no drenado cíclico y monotónico de una arena gruesa", Tesis de Maestría, UNAM, pp.5-44.
- Georgiannou, V. N., Hight, D. W., Burland, J. B. (1991). "Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading", *Geotechnique*, 41, pp. 383-393.
- Hanzawa, H. (1980). "Undrained strength and stability of a quick sand". *Soils and Foundations*, JSSMFE, 20(2), pp. 17-29.
- INEGI. Carta geológica del estado de Veracruz- Llave. Escala 1: 250 000.
- INEGI. Carta fisiográfica del estado de Veracruz- Llave. Escala 1: 1 000 000.
- INEGI. (2000). Veracruz-Llave. XII Censo General de Población y Vivienda.

- Ishihara, K., Tatsouka, F., Yasuda, S. (1975). “Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses”, *Soil and Foundations*, JSSMFE, 15, No.1, pp. 29-44.
- Ishihara, K. (1993). “Liquefaction and flow failure during earthquakes ,” *Géotechnique*, 43 (3), pp. 351-415.
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*, Serie 46, Clarendon Press, Oxford.
- Jiménez, Z., Ponce, L. (1977-78). “Focal mechanism of six large earthquakes in northern Oaxaca, México, for the period 1928-1973”, *Geof. Int*, Vol. 17, pp. 379-386.
- Konrad, J. M. (1990). “Minimum undrained strength of two sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.116 (GT6), pp. 932-947.
- Kjellman, W. (1951). “Testing the shear strength of clay in Sweden,” *Géotechnique*, Vol. 2, No. 3, pp. 225-235.
- Konrad, J. M. (1990). “Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.116 (6), pp. 948-963.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, pp.230-232.
- Ladd, R. S., Silver, M. L. (1975). Discussion of “Soil liquefaction by torsional simple shear device,” por I. Ishibashi., Sherif, M. A., *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings ASCE, Vol. 101, No. 8, pp. 827-829.
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (2001). *Mecánica de suelos*, Decimotercera reimpresión, Ed. LIMUSA, pp. 32-33.

- Miranda Moreno, J. A. (1979). *Características geotécnicas del subsuelo de la ciudad de Veracruz*, Tesis de Licenciatura, Universidad Veracruzana, Veracruz, pp. 86-102.
- Mohamad, R., Dobry, R. (1986). “Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.112 (10), pp. 941-958.
- Moussa, A. A. (1975). “Equivalent drained-undrained shearing resistance of sand to cyclic simple shear loading”, *Géotechnique*, 25 (3), pp. 485-494.
- Mullilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K., Arulanandan, K. (1977). “Effect of sample preparation on sand liquefaction”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 103, pp. 91-108.
- Páez Andrade, I. M. (2001). *Características geotécnicas y criterios básicos para el diseño de cimentaciones en la zona conurbada de Veracruz, Ver.*, Tesis de Licenciatura, Universidad Villa Rica, Boca del Río, Ver, pp. 2-99.
- Peacock, W. H., Seed, H. B. (1968). “Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions,” *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM3, Mayo, pp. 689-708.
- Pitman, T. D., Robertson, P. K., Sego, D.C. (1994). “Influence of fines on the collapse of loose sands”, *Canadian Geotechnical Journal*, No. 31, pp. 728-739.
- Ponce, L., Suárez, G. (1985). “Evaluation of seismicity and of the maximum earthquake potential at the Laguna Verde Nuclear Power plant”, *Informe del Instituto de Geofísica, UNAM*.
- Poulos, S. J. (1981). “The steady state of deformation”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.107 (GT5), pp. 553-562.

-
- Prevost, J. H., Höeg, K. (1976). "Reanalysis of simple shear soil testing," *Canadian Geotechnical Journal*., 13 (4), pp. 418-429.
 - Pyke, R. M. (1978). "Some effects of test configuration on measured soil properties under cyclic loading," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 1(3), pp. 125-133.
 - Riquer, G., Williams, F., Lermo, J., Torres, G., Leyva, R.(2003). "Microzonificación sísmica en la zona conurbada Veracruz-Boca del Río", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guanajuato-León, México, pp.1-11.
 - Roscoe, K. H. (1953). "An apparatus for the application of simple shear to soil samples," *Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics*, Zurich, Vol.1, pp. 186-191.
 - Ross, G. A., Seed, H. B., Migliaccio, R. R. (1969). "Bridge foundation behaviour in Alaska earthquake", *Journal Soil Mechanics and Foundations Division American Society Civil Engineers*, ASCE, 95, SM4, pp. 1007-1036.
 - Seed, H. B., Idriss, I. M. (1967). Analysis of soil liquefaction: Niigata Earthquake," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No. SM3, Mayo, pp. 83-108.
 - Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). "Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential", *Journal Soil Mechanics and Foundations Division American Society Civil Engineers*, 97, SM9, pp. 1249-1273.
 - Shen, C. K., Herrman, L. R., Sadigh, K. (1978). "Analysis of cyclic simple shear test," *Proceedings Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Specialty Conference, Pasadena, Calif, Vol. II, pp. 864-874.

- Shen, C. K., Sadigh, K., Herrman, L. R. (1978). "An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic soil testing," *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, pp. 148-162.
- Silver, M. L., Bolton Seed, H. (1971). "Deformation characteristics of sands under cyclic loading". *Journal Soil Mechanics and Foundations Division American Society Civil Engineers*, ASCE, 97, SM8, pp. 1081-1097.
- Singh, S. K., Wyss, M. (1976). "Source parameters of the Orizaba earthquake of August 28, 1973", *Geofis. Int.* Vol. 16, pp. 165-184.
- Singh, S. K., Suárez, G., Domínguez, T. (1985). "The great Oaxaca earthquake of 15 January 1931: Lithosphere normal faulting in the subducted Cocos plate", *Nature*, Vol. 318, pp. 56-58.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., Krahn, J. (1985). "The liquefaction of sands, a collapse surface approach", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 22, pp. 564-578.
- Stanley Lucks, A., Christian, J. T., Brandow, G. E., Höeg, K. (1972). "Stress conditions in NGI simple shear test," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings ASCE, Vol. 98, No. SM1, Enero, pp. 155-160.
- Suter, M., Carrillo Martínez, M., Quintero Legorreta, O. (1996). "Macroseismic study of shallow earthquakes in the central and eastern parts of the Trans-Mexican Volcanic Belt, Mexico", *Bulletin Seismic Society American*, Vol. 86, pp. 1952-1963.
- Symes, M. P. R., Gens, A., Hight, D. W. (1984). "Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand". *Géotechnique*, 34(1). pp. 1-27.
- Tarbuck, E. J., Lutgens, F. E (1999). *Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física*, 6ª.Edición, Prentice Hall, pp. 616.

- Terzagui, K., Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*, 107. 2da Edición. New York. Ed. John Wiley.
- Timmerman, D. H., Wu, T. H. (1969). "Behaviour of dry sands under cyclic loading", *Journal Soil Mechanics and Foundations Division American Society Civil Engineers*, 95, SM4, pp. 1097-1112.
- Vaid, Y. P., Chern, J. C. (1985). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", *Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, ASCE Annual Convention, pp. 120-147.
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S. (2000). "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 37, pp. 592-606.
- Vaid, Y. P., Sivathayalan, S. (1996). "Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial test", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 33, pp. 281-289.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K., Kuerbis, R. H. (1996). "Stress path and steady state", *Canadian Geotechnical Journal*, No. 27, pp. 1-7.
- Williams, F., Riquer, G., Leyva, R., Torres, G.(2003). "Red acelerográfica de la zona conurbada Veracruz-Boca del Río", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guanajuato-León, México, pp.91-104.
- Woods, R. D. (1978). "Measurement of dynamic soil properties," *Proceedings Earthquake and Soil Dynamics*, ASCE Speciality Conference, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 91-178.
- Wright, D. K., Gilbert, P. A., Saada, A. S. (1978). "Shear devices for determining dynamic soil properties," *Proceedings Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE Specialty Conference, Pasadena, Calif, Vol. II, pp. 1056-1075.

A N E X O S

A N E X O

A

ANEXO A



Figura A1.1 Fisiografía del estado de Veracruz, INEGI. 1998

A N E X O

B

ANEXO B

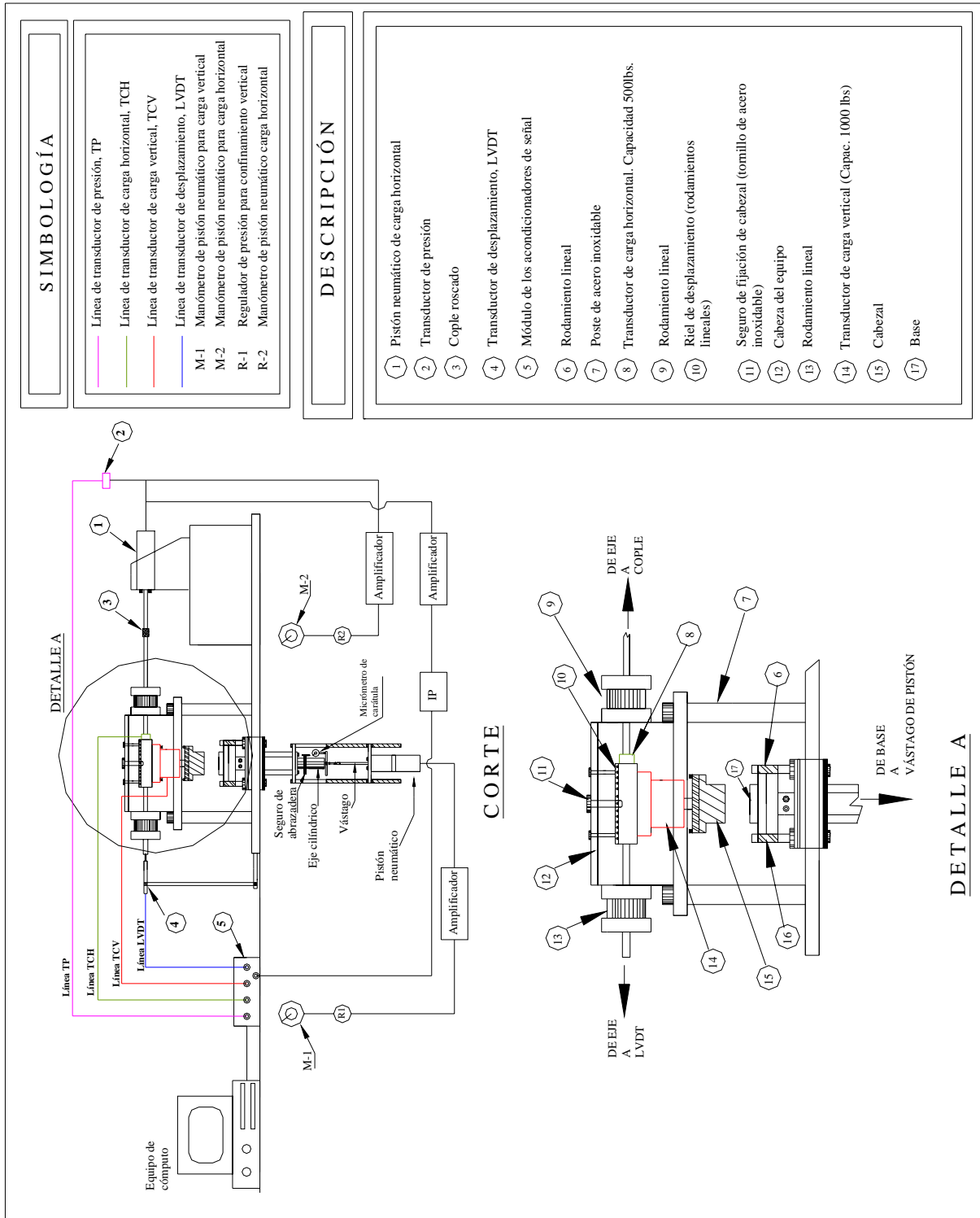


Figura B.1.1 Diagrama de funcionamiento del equipo de corte simple, CSC. Facultad de Ingeniería, UNAM

ANEXO B

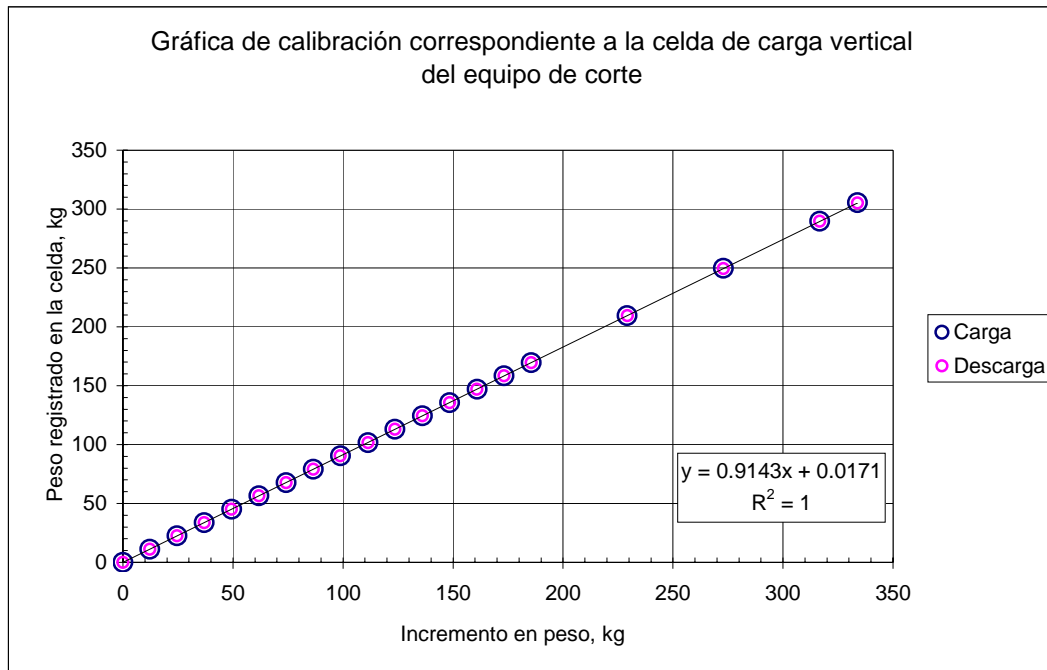


Figura B2.1 Gráfica de calibración correspondiente a la celda de carga vertical del equipo de corte simple

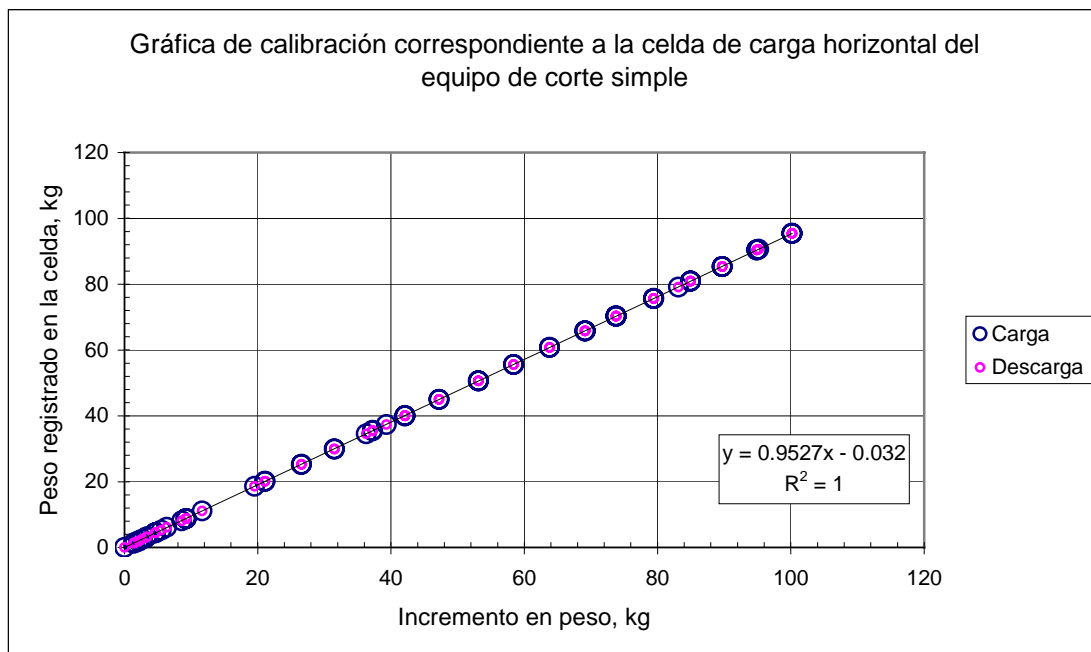


Figura B2.2 Gráfica de calibración correspondiente a la celda de carga horizontal del equipo de corte simple

ANEXO B

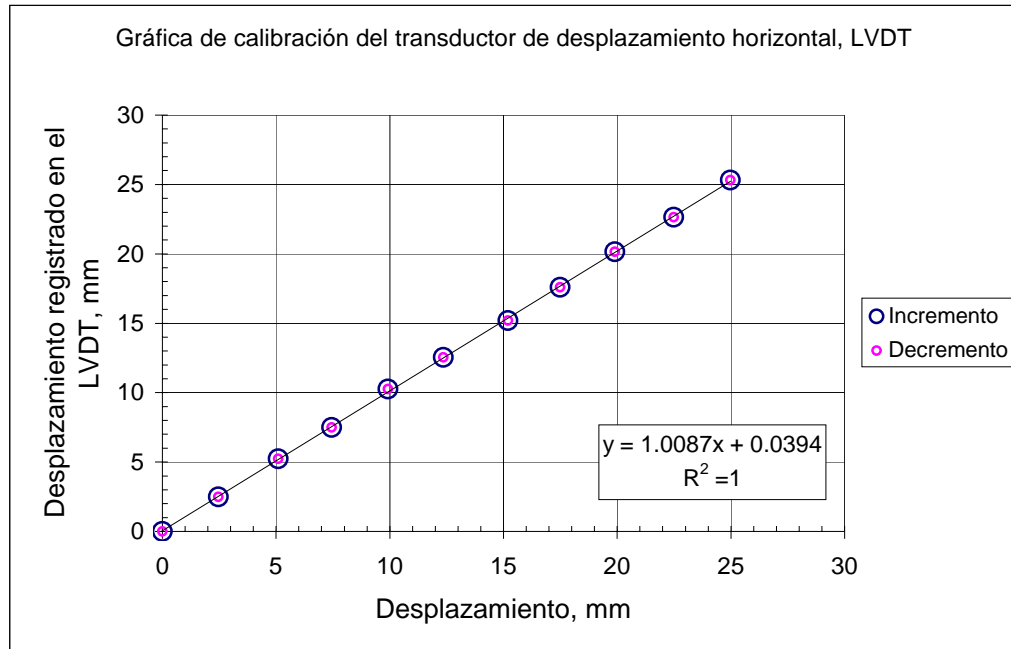


Figura B2.3 Gráfica de calibración correspondiente al transductor de desplazamiento horizontal, LVDT

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Ubicación geográfica del municipio de Boca del Río, Veracruz; donde se encuentra el sitio de estudio
- Figura 2.2 Localización del sitio de estudio y del sondeo realizado en el municipio de Boca del Río, Veracruz
- Figura 2.3 Perfil estratigráfico del sitio de estudio, efectuado para este trabajo de tesis (PCA-Boca)
- Figura 2.4 Localización del sondeo profundo SRP-Boca
- Figura 2.5 Perfil estratigráfico del sondeo SRP-Boca
- Figura 2.6 Curva granulométrica del material de estudio (PCA-Boca). Fronteras granulométricas para definir el potencial de licuación de un suelo, adaptado de Terzaghi y Peck (1967)
- Figura 2.7 Fotografía del material de estudio, obtenida con el microscopio óptico (Laboratorio de Microestructura. Facultad de Ingeniería, UNAM)
- Figura 2.8 Regionalización sísmica de la República Mexicana, CFE (1993)
- Figura 2.9 Carta de regionalización sísmica del estado de Veracruz, adaptada de Figueroa (1976)
- Figura 2.10 Mapa preliminar de microzonificación sísmica de la ZCVB, adaptado de Riquer Trujillo *et al.* (2000)
- Figura 3.1 Causas del movimiento relativo entre las partículas de suelo, adaptado de Lambe y Whitman, 2001
- Figura 3.2 Clasificación del comportamiento no-drenado de suelos arenosos, adaptado de Ishihara, 1996
- Figura 3.3 Esquema del estado establecido de deformación
- Figura 3.4 Características de un comportamiento no-drenado para una arena suelta, adaptado de Ishihara (1996)
- Figura 3.5 Comportamiento drenado y no-drenado de especímenes en estado suelto y denso, adaptado de Castro y Poulos, 1977

- Figura 4.1 Condiciones idealizadas de campo de un elemento de suelo, antes y durante la ocurrencia de un sismo (Finn. 1985)
- Figura 4.2 Dispositivo y membrana de confinamiento lateral
- Figura 4.3 Condiciones teóricas de esfuerzos y deformaciones en corte simple cíclico, adaptado de Díaz Rodríguez (2006)
- Figura 4.4 Vista general del equipo de corte simple cíclico, tipo NGI (Laboratorio de Dinámica de Suelos. Facultad de Ingeniería. UNAM)
- Figura 4.5 Pistón neumático de carga vertical
- Figura 4.6 Pistón neumático de carga horizontal
- Figura 4.7 Equipo de corte simple adaptado para carga monotónica
- Figura 4.8 Descripción de la cabeza del equipo de corte simple
- Figura 4.9 Esquema de la cabeza del equipo de corte simple
- Figura 4.10 Riel de desplazamiento
- Figura 4.11 Celdas de carga del equipo de CSC
-
- Figura 5.1 Espécimen de ensaye colocado en el equipo de CSC
- Figura 5.2 Relación de esfuerzos cíclicos por el método simplificado de Seed e Idriss (1971). Arena de PCA-Boca
-
- Figura 6.1 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica. Serie M-1 ($\sigma'_{vc} = 100$ kPa)
- Figura 6.2 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica. Serie M-2 ($\sigma'_{vc} = 150$ kPa)
- Figura 6.3 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica. Serie M-3 ($\sigma'_{vc} = 200$ kPa)
- Figura 6.4 Curvas normalizadas de la Serie M-1 ($\sigma'_{vc} = 100$ kPa)
- Figura 6.5 Curvas normalizadas de la Serie M-2 ($\sigma'_{vc} = 150$ kPa)
- Figura 6.6 Curvas normalizadas de la Serie M-3 ($\sigma'_{vc} = 200$ kPa)
- Figura 6.7 Índice de fragilidad para probetas con una $e_c=0.928$ y 0.894
- Figura 6.8 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.675$

- Figura 6.9 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC en condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.810$
- Figura 6.10 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica; σ'_{vc} vs $e_c = 0.928$
- Figura 6.11 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica, τ_u/τ_p vs σ'_{vc}
- Figura 6.12 Condiciones de esfuerzos efectivos para el inicio de un comportamiento contractivo y estado de transformación de fase, para el material de estudio ante carga monotónica
- Figura 6.13 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c=0.692$, $R=0.30$
- Figura 6.14 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c=0.810$, $R=0.30$
- Figura 6.15 Comportamiento no drenado en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica. $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, $e_c=0.928$, $R=0.30$
- Figura 6.16 Comportamiento de la deformación angular cíclica, γ_{cy} , considerando un $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, 65 kPa, 50 kPa
- Figura 6.17 Comportamiento del esfuerzo cortante cíclico, τ_{cy} , considerando un $\sigma'_{vc} = 80$ kPa, 65 kPa, 50 kPa
- Figura 6.18 Número de ciclos para ocasionar licuación inicial, variando el valor de la relación de esfuerzos cíclicos, R
-
- Figura A1.1 Fisiografía del estado de Veracruz, INEGI. 1998
- Figura A2.1 Distribución morfológica del área de estudio
- Figura A3.1 Versión estratigráfica macro del subsuelo de la ZCVB, adaptada de Páez (2001)
-
- Figura B1.1 Diagrama de funcionamiento del equipo de corte simple, CSC. Facultad de Ingeniería, UNAM
- Figura B2.1 Gráfica de calibración correspondiente a la celda de carga vertical del equipo de corte simple

Figura B2.2 Gráfica de calibración correspondiente a la celda de carga horizontal del equipo de corte simple

Figura B2.3 Gráfica de calibración correspondiente al transductor de desplazamiento horizontal, LVDT

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Correlación entre la resistencia a la penetración estándar vs compacidad relativa, adaptado de Peck *et al.* (2000)
- Tabla 2.2 Resultados del análisis granulométrico efectuado al material de estudio, (PCA-Boca)
- Tabla 2.3 Pesos volumétricos y relaciones de vacíos del material de estudio, (PCA-Boca)
- Tabla 2.4 Conductividad hidráulica del material de estudio (PCA-Boca), variando la compacidad relativa de las probetas de ensaye
- Tabla 2.5 Mineralogía del material de estudio (PCA-Boca), obtenida mediante el análisis químico por “Fluorescencia de Rayos X”
- Tabla 2.6 Sismos de gran intensidad ocurridos en el estado de Veracruz, adaptado de Riquer Trujillo *et al.* (2003)
-
- Tabla 4.1 Equipos para determinar propiedades dinámicas de los suelos en laboratorio, adaptado de Díaz Rodríguez (2006)
-
- Tabla 5.1 Programa experimental de los ensayos realizados en el equipo de CSC ante condiciones de carga monotónica a deformación controlada
- Tabla 5.2 Programa experimental de los ensayos realizados en el equipo de CSC ante condiciones de carga cíclica
-
- Tabla 6.1 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-1
- Tabla 6.2 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-2
- Tabla 6.3 Número de ciclos para licuación inicial de la serie SC-3

NOMENCLATURA

Símbolo	Definición
Cc	coeficiente de curvatura
Cr	compacidad relativa (%)
CSC	equipo de corte simple cíclico
Cu	coeficiente de uniformidad
D ₁₀	diám. Part. que el 10% en peso del suelo sea igual o menor
D ₅₀	diám. Part. que el 50% en peso del suelo sea igual o menor
e _c	relación de vacíos de consolidación
e _{max}	relación de vacíos máxima
e _{mín}	relación de vacíos mínima
e _{nat}	relación de vacíos natural
F	contenido de finos (%)
F _H	fuerza horizontal (kg)
F _V	fuerza vertical (kg)
G _s	densidad de sólidos
k	conductividad hidráulica (cm/s)
N	número de golpes, registrado en el ensaye SPT
NAF	nivel de aguas freáticas (m)
N _{prom}	número de golpes promedio
PCA	pozo a cielo abierto
R	relación de esfuerzos cíclicos
SC	arena arcillosa
SP	arena mal graduada
SP-SM	arena mal graduada con limos
SPT	ensaye de penetración estándar (Standard penetration test)

Símbolo	Definición
SUCS	sistema unificado de clasificación de suelos
w	contenido natural de agua (%)
W _s	peso seco de sólidos (g)
ZCVB	zona conurbada Veracruz-Boca del Río
Δu	incremento de la presión de poro (kPa)
γ	deformación angular (%)
γ_{cy}	deformación angular cíclica (%)
$\gamma_{dmín}$	peso volumétrico seco mínimo (g/cm ³)
γ_{dmax}	peso volumétrico seco máximo (g/cm ³)
γ_{nat}	Peso volumétrico natural (g/cm ³)
σ'_{vc}	esfuerzo vertical de consolidación (kPa)
τ_{cy}	esfuerzo cortante cíclico (kPa)
τ_p	esfuerzo cortante pico (kPa)
τ_u	esfuerzo cortante (kPa)