

01163

7
24



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**COMPORTAMIENTO NO DRENADO DE UNA ARENA
ARCILLOSA**

MARIANA SOLÓRZANO PELÁEZ

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE
ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. EFRAIN OVANDO SHELLEY

CIUDAD UNIVERSITARIA

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

	Página
Resumen	iv
Notación	v
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Alcances	3
2. MATERIALES Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES	5
2.1 Materiales	5
2.1.1 Descripción y características de la arena	5
2.1.2 Descripción y características del caolín	7
2.2 Descripción del equipo	7
2.2.1 Cámara triaxial	7
2.2.2 Sistema de adquisición de datos	8
2.2.3 Sistema de control	10
2.3 Técnicas experimentales	11
2.3.1 Formación de las probetas de suelo	11
2.3.2 Método de saturación de los especímenes	12
2.3.3 Etapa de consolidación	13
2.3.4 Etapa de falla	14
3. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSOLIDACIÓN	17
3.1 Introducción	17
3.2 Antecedentes	18
3.3 Resultados	23

4. COMPORTAMIENTO DURANTE LA FALLA	32
4.1 Estados últimos en arenas sujetas a esfuerzos de corte	32
4.2 Comportamiento no drenado	40
4.2.1 Antecedentes	40
4.2.2 Análisis de resultados	46
4.3 Modelo fenomenológico	55
4.3.1 Bases del modelo	55
4.3.2 Discusión de resultados	57
5. MÉTODOS PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN	64
5.1 Introducción	64
5.2 Revisión de algunos métodos para evaluar el potencial de licuación	67
5.2.1 Métodos simplificados	68
5.2.2 Métodos basados en la observación y el registro de casos en donde se ha manifestado el fenómeno de la licuación	75
5.2.3 Métodos basados en el estado de las arenas	81
5.2.4 Métodos basados en el cálculo de la respuesta del terreno	86
5.3 Relaciones para determinar el estado in-situ de arenas	90
6. MÉTODO PROPUESTO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN	95
6.1 Introducción	95
6.2 Procedimiento para evaluar el potencial de licuación	98
6.2.1 Características de los sismos de diseño	98
6.2.2 Determinación del cortante máximo en la superficie del terreno	107
6.2.3 Determinación de las propiedades del depósito	107
6.2.4 Cálculo de los esfuerzos desviadores y esfuerzos efectivos octaédricos en los puntos de colapso estructural y de estado estable	109
6.2.5 Determinación de la superficie de estado límite	113
6.2.6 Determinación del punto de intersección de la trayectoria de esfuerzos cíclicos con la superficie de estado límite	128
6.3 Ventajas y limitaciones del método	136

7. CONCLUSIONES	138
8. REFERENCIAS	141
Apéndice Descripción y listado de los programas de consolidación.	148

RESUMEN

En este trabajo se estudió el comportamiento no drenado de especímenes de arena formados con diferentes contenidos de caolín y densidad inicial. Estos especímenes fueron sometidos a diferentes trayectorias de consolidación, entre ellas la de consolidación anisotrópica con $K = K_0$, y llevados a la falla con cargas monotónicas de compresión y extensión.

El comportamiento de los especímenes se describió mediante curvas de esfuerzo desviador y de exceso de presión de poro contra deformación axial, así como trayectorias de esfuerzos efectivos.

Se confrontaron los resultados experimentales obtenidos con los de investigaciones anteriores, en donde se establecieron relaciones causales y diagramas de estado para hacer predicciones cualitativas sobre el comportamiento de mezclas arena-finos.

Se propone un método para evaluar la susceptibilidad de licuación de depósitos arenosos basado en los conceptos de superficie de estado límite y de estado estable de deformación. El método también considera la acumulación de presión de poro ante la aplicación de cargas cíclicas.

NOTACION

B	Coefficiente de presión de poro de Skempton.
K	Cociente de esfuerzos efectivos
K_0	Coefficiente de presión de tierras en reposo
D_r	Compacidad relativa
OCR	Grado de preconsolidación
e	Relación de vacíos
e_c	Relación de vacíos crítica
e_i	Relación de vacíos al inicio de la prueba
e_f	Relación de vacíos al final de la consolidación
e_g	Relación de vacíos intergranular
e_{gf}	Relación de vacíos intergranular al final de la consolidación
e_{gi}	Relación de vacíos intergranular al inicio de la prueba
$e_{m\acute{a}x}$	Relación de vacíos máxima
$e_{m\acute{i}n}$	Relación de vacíos mínima
p'	Esfuerzo efectivo normal octaédrico
p'_e	Presión de consolidación equivalente
p'_o	Esfuerzo efectivo octaédrico al final de la consolidación
p'_{sc}	Esfuerzo normal efectivo octaédrico en el punto de colapso estructural
p'_{ss}	Esfuerzo normal efectivo octaédrico en el estado estable

q	Esfuerzo desviador
q_{sc}	Esfuerzo desviador en el punto de colapso estructural
q_{ss}	Esfuerzo desviador en el estado estable
s'	Esfuerzo normal efectivo medio
t'	Esfuerzo cortante
t'_{sc}	Esfuerzo cortante en el punto de colapso estructural
β	Parámetro de normalización para eliminar la influencia del K de consolidación y la dirección de aplicación de carga
Δu	Exceso de presión de poro
ε_a	Deformación axial
ε_r	Deformación radial
ε_{sc}	Deformación axial en el punto de colapso estructural
ε_{ss}	Deformación axial en el estado estable
ε_v	Deformación volumétrica
ϕ_{sc}	Angulo de fricción en el punto de colapso estructural
σ_1	Esfuerzo principal mayor efectivo
σ_3	Esfuerzo principal menor efectivo
σ_h	Esfuerzo horizontal efectivo
σ_v	Esfuerzo vertical efectivo

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El comportamiento de materiales granulares con finos es objeto de gran interés para el ingeniero geotecnista ya que depósitos de arenas limosas o arcillosas, están frecuentemente presentes en medios aluviales y son utilizados en muchos casos como materiales de fundación de diversas estructuras ingenieriles, incluyendo grandes presas. La mayoría de estos estudios han sido enfocados hacia la determinación de la susceptibilidad de licuación, pues existen numerosas evidencias del fenómeno durante sismos pasados.

La importancia de los efectos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares se debe a los graves daños que se han observado en algunos temblores anteriores, debido al fenómeno de la licuación, tales como en el de México de 1959, donde un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia; muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. En Alaska, el sismo de 1964, produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo que movió 70 millones de m³ de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage y hasta un 40% de las casas y edificios comerciales, debido a las fallas que se extendían bajo las construcciones. Durante el sismo del junio de 1964, en Niigata, Japón, muchas estructuras se asentaron más de 1m y se inclinaron notablemente; un edificio llegó a girar 80°, hubo daños en puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc. En sismos recientes como el de Kobe (1995) y el de Manzanillo, (México, 1995), también se presentó dicho fenómeno. Estos son algunos de los casos donde se ha presentado la licuación pero son numerosos los reportados en la literatura.

Durante la ocurrencia de sismos severos se ha observado sistemáticamente que depósitos saturados de suelos no-cohesivos con deficiente grado de compactación sufren un significativo nivel de deformaciones que es incompatible con la estabilidad de cualquier estructura. Al analizar las características de las fallas antes descritas se identificaron dos fenómenos, que aun cuando presentan similitudes, son diferentes. En el primero existe una pérdida de resistencia, en cambio en el segundo existe una pérdida de la rigidez. En el primero no es necesaria la acción permanente de la perturbación en el momento de la falla, en cambio en el segundo es necesaria la acción sísmica durante el desarrollo de las deformaciones. Para referirse a cada uno de estos fenómenos cuyo denominador común es un importante incremento de

presiones de poro, Casagrande (1975) propuso dos términos: licuación verdadera y movilidad cíclica.

El fenómeno se ha estudiado experimentalmente reproduciéndolo en el laboratorio para conocer los parámetros que intervienen en condiciones controlables y se ha hecho énfasis en las pruebas dinámicas, aunque algunos parámetros que intervienen en dicho fenómeno se pueden obtener en pruebas estáticas.

Las investigaciones experimentales sobre el comportamiento no drenado de arenas se han enfocado principalmente a ensayos de arenas limpias a pesar de que los depósitos naturales de materiales granulares licuables suelen contener materia fina en diversas proporciones. Tradicionalmente se ha pensado que los finos disminuyen la susceptibilidad de licuación y de hecho los procedimientos empíricos de campo para estimarla así lo consideran (Seed et al, 1982). Se ha observado en laboratorio que la presencia de pequeños porcentajes de arcilla (1% a 3%) da lugar a estructuras muy sueltas, altamente inestables y capaces, incluso, de sufrir deformaciones de flujo ante cargas monotónicas. Los resultados obtenidos en ensayos de torsión cíclica realizados en arenas limosas, muestran que la susceptibilidad de licuación está relacionada con el porcentaje de finos (Ishihara et al, 1978). Algunos estudios llevados a cabo en especímenes de arena con pequeños porcentajes de caolín (10% o menos) indican que, para la misma relación de vacíos, la presión de poro aumenta conforme incrementa el contenido de caolín (Ford, 1985; Georgiannou et al, 1990). Lo mismo puede concluirse al analizar los datos de Been y Jefferies (1985), quienes examinaron el comportamiento monotónico no drenado de especímenes de arenas ligeramente limosas. Ovando y Mesa (1991) demostraron mediante una serie de ensayos triaxiales estáticos, que al incrementar el contenido de finos (caolín o bentonita) aumenta la presión de poro durante la falla, disminuyendo la rigidez y la resistencia de las probetas de suelo.

Ovando y Mesa (1991), también estudiaron el comportamiento de especímenes consolidados isotrópicamente ante la variación de la densidad inicial, y la presión de consolidación (1.0 a 3.0 kg/cm²). Posteriormente Lagunas (1992), a partir de resultados experimentales sobre mezclas arena-caolín, demostró que la resistencia, la rigidez y la capacidad para generar presión de poro de las probetas dependen del porcentaje de finos, del tipo de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas en la etapa de falla. Observaron además que la trayectoria de consolidación isotrópica o anisotrópica, no modifica la envolvente alcanzada, pero sí la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivos. En cuanto al comportamiento de probetas consolidadas bajo diferentes cocientes de esfuerzos ($K=1.0, 0.82, 0.62, 0.53$ y 0.44), observaron que el potencial para generar presión de poro aumenta conforme se incrementa el valor de K , pero que tanto la rigidez como la resistencia disminuyen.

Ovando y Pérez (1994), establecieron que el comportamiento no drenado de especímenes arena-caolín no sólo depende de los parámetros mencionados por Ovando y Lagunas, sino también de la densidad inicial de los especímenes, encontrando que la compacidad inicial no modifica la envolvente de falla alcanzada, pero si modifica la forma de la trayectoria de esfuerzos.

1.2 OBJETIVO

La presente investigación continúa con el estudio del comportamiento no drenado de mezclas arena-caolín adelantado en investigaciones anteriores, haciendo énfasis en el comportamiento de especímenes consolidados anisotrópicamente con $K = K_0$, formados a diferentes relaciones de vacíos iniciales, contenidos de caolín y trayectorias de carga.

Se confrontarán los resultados experimentales obtenidos con los de investigaciones anteriores, en donde se establecieron relaciones causales y diagramas de estado para hacer predicciones cualitativas sobre el comportamiento de mezclas arena-finos.

Para fines prácticos, basados en este marco de referencia, se propone un método para estimar el potencial de licuación que relaciona las propiedades de laboratorio con las reales obtenidas en campo.

1.3 ALCANCES

Se estudia el comportamiento monotónico no drenado de especímenes de arena fina saturada con diferentes contenidos de caolín (3, 5, y 7% en peso), mediante ensayos triaxiales estáticos de compresión y extensión de muestras formadas a diferentes relaciones de vacíos iniciales y consolidadas anisotrópicamente bajo un coeficiente de esfuerzos de $K = K_0$, hasta un esfuerzo efectivo de 2.0 kg/cm².

En la interpretación de los resultados se tomaron en cuenta relaciones causales como la existente entre la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación y algunos puntos significativos del comportamiento típico de las mezclas arena-finos, tales como los esfuerzos en los puntos de colapso estructural y en el punto donde se alcanza el estado estable de deformación, que además son utilizados para generalizar el comportamiento de estas mezclas utilizando diagramas de estado, con base en los anteriores parámetros y algunas normalizaciones con respecto al esfuerzo de consolidación y el cociente de esfuerzos efectivos K .

En cuanto a las aplicaciones prácticas de este estudio, se plantea un método para estimar la susceptibilidad de licuación que toma en cuenta las propiedades reales de los depósitos de suelo y de las excitaciones, y se basa en el concepto de la superficie de estado límite, relacionándola con el estado estable de deformación y con la forma de generación de las presiones de poro.

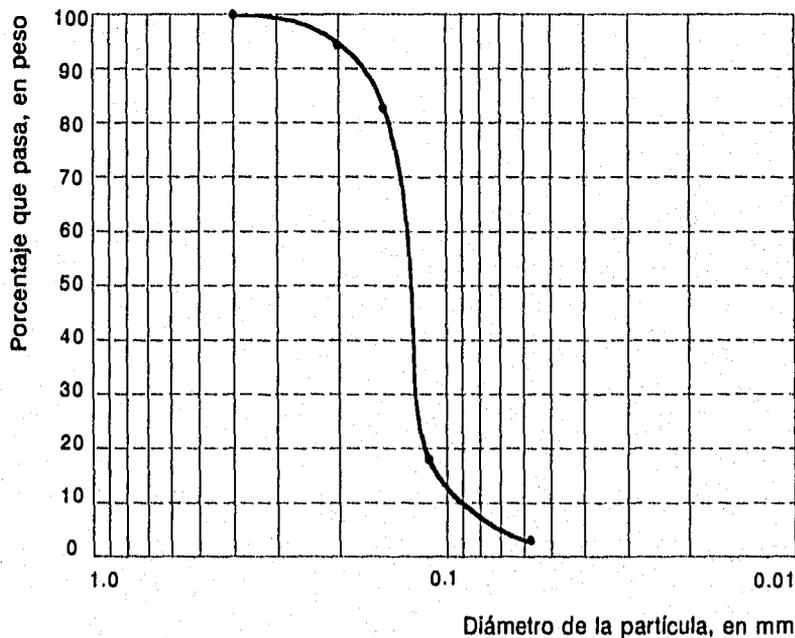
2. MATERIALES Y TECNICAS EXPERIMENTALES

Para la realización de los diferentes ensayos, se utilizó una mezcla de arena con diferentes porcentajes de caolín y a continuación se presentan las características de los materiales utilizados así como las técnicas experimentales empleadas.

2.1 MATERIALES

2.1.1 Descripción y características de la arena

La arena utilizada proviene del río Coatzacoalcos, Jáltipan , Veracruz. Se caracteriza por ser de color blanco, granos uniformes, aproximadamente equidimensionales y subangulosos, con tamaño máximo de 0.25mm. Se identifica como una arena de playa cuarzosa y según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se clasifica como mal graduada (SP). La granulometría empleada se muestra en la figura 2.1 y en la tabla 2.1. Las características principales y propiedades índice se presentan en la tabla 2.2.



$$\begin{aligned} D_{10} &= 0.115 \text{ mm} \\ D_{30} &= 0.160 \text{ mm} \\ D_{60} &= 0.170 \text{ mm} \end{aligned}$$

Figura 2.1 Granulometría de la arena utilizada

Tabla 2.1 Análisis granulométrico de la arena

Malla N°	Abertura (mm)	Porcentaje que pasa
40	0.42	100.00
60	0.25	92.5
80	0.177	80.01
100	0.149	18.03
200	0.074	3.42

Tabla 2.2 Características y propiedades índice de la arena

Color	Blanco
Mineralogía	Cuarzo
Forma de las partículas	Subangulosas
Densidad de sólidos	2.66
Relación de vacíos máxima, $e_{máx}$	1.015
Relación de vacíos mínima, $e_{mín}$	0.729
Coefficiente de uniformidad, C_u	1.480
Coefficiente de curvatura, C_c	1.310
Clasificación según el SUCS	SP (arena mal graduada)

Tabla 2.3 Características y propiedades índice del caolín

Color	Blanco
Densidad de sólidos	2.60
Límite líquido	44.50%
Límite plástico	34.20%
Índice de plasticidad	10.30%
Clasificación de acuerdo a la mineralogía	Caolinita
Clasificación según el SUCS	ML (Limo inorgánico de baja compresibilidad)

2.1.2 Descripción y características del caolín.

El caolín empleado es un material de color blanco, pasa por la malla No 200 y tiene 24% de fragmentos angulosos de cuarzo cuyo tamaño máximo es de 0,042mm. Se clasifica de acuerdo a su mineralogía como una caolinita y según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como un limo inorgánico de baja compresibilidad, (ML). En la tabla 2.3 se resumen las características principales y las propiedades índice del material.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

Para la realización de los ensayos, se utilizó un sistema triaxial automático, que consta básicamente de una cámara triaxial instrumentada, un sistema de adquisición de datos y otro de control. El equipo fue diseñado y construido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, (Ovando y Lagunas, 1992). En la figura 2.2 se muestra un esquema de éste.

2.2.1 Cámara triaxial

Se compone de un cilindro de lucita con base fija a un marco de acero y una tapa de aluminio acoplada a un pistón neumático, para la aplicación de las fuerzas axiales.

La base fija de la cámara tiene un sistema de doble anillo que permite mover la celda de carga a la altura deseada sin que ésta gire, con el fin de obtener un contacto suave entre el vástago del pistón y el cabezal de la probeta evitando así, la alteración de la estructura del suelo.

La base que sirve de apoyo a la probeta de suelo, con una piedra porosa al centro de 1.3 cm de diámetro y 0.58 cm de espesor, se asienta firmemente sobre la celda de carga resistiva que permite medir el esfuerzo desviador aplicado a la muestra. Conectado a esta base, existe un conjunto de válvulas sin cambio de volumen unidas a una bureta que permiten el drenaje por la parte inferior de la probeta. El cabezal cuenta con una piedra porosa de las mismas dimensiones que las de la base y constituye el dren superior de la probeta. Esta cámara triaxial se encuentra instrumentada con transductores eléctricos resistivos que permiten medir la presión confinante, la presión de poro o contrapresión, los cambios volumétricos, la fuerza axial y la deformación axial del espécimen de suelo.

Además de lo anterior, la cámara cuenta con una serie de sistemas adicionales que se describen a continuación.

- Sistema de saturación. Está compuesto por un regulador, un transductor de presión y un sistema de válvulas sin cambio de volumen, que permiten aplicar aire a presión a una bureta y a una cámara de saturación, conectados al dren interior de la probeta. Lo anterior permite medir la contrapresión aplicada al espécimen.
- Sistema de confinamiento. La presión confinante es aplicada a la probeta mediante un regulador que aplica aire a presión a la cámara utilizando una interfase agua- aire (vaso de policarbonato). Este regulador se controla mediante un motor de paso donde cada revolución se divide en un número fijo de pasos controlados mediante una conexión o interfase con una computadora. A la entrada de la cámara se tiene un sistema de válvulas sin cambio de volumen y un transductor de presión que permite medir y ajustar la presión confinante sin alterar el espécimen de suelo.
- Sistema de carga vertical. Un pistón neumático conectado a un regulador de presión acoplado a otro motor de paso, permite controlar la aplicación de los esfuerzos desviadores a la probeta de suelo. El pistón, con una capacidad de 227 kg, cuenta con dos cámaras conectadas a un regulador de presión. La presión de la cámara superior provoca que el vástago se deslice hacia abajo mientras que la presión de la cámara inferior hace que se deslice hacia arriba. Este mecanismo permite acercar la parte superior del cabezal unida al vástago con la parte inferior del cabezal colocada sobre la probeta. Las fuerzas axiales se miden con una celda de carga sumergible que elimina los efectos de fricción del vástago en la medición de las cargas soportadas por el suelo.
- Sistema de medición de cambios volumétricos. Los cambios volumétricos se registran por medio de un transductor diferencial de presión conectado a una doble bureta unida al dren inferior de la probeta.
- Sistema de medición de deformación axial. Las deformaciones axiales se miden con un transductor resistivo de deformación (LSCT), colocado en la parte superior del vástago del pistón neumático.

2.2.2 Sistema de adquisición de datos

Las señales físicas medidas por los diferentes transductores durante las pruebas, son capturadas por medio de una computadora. Estas señales se traducen a corrientes o voltajes por medio de señales analógicas que se registran en la memoria de la misma.

El sistema consta de una computadora, una tarjeta de adquisición de datos, un acondicionador de señal y un conjunto de transductores eléctricos.

- Computadora. Se empleó una microcomputadora Hewlett-Packard Vectra ES modelo 20 con memoria de 640 kb y sistema operativo MS-DOS 3.3. La unidad de disco duro es de 20 megabytes y dispone de 6 ranuras para la instalación de tarjetas accesorias de 8 y 16 bits. Las de 8 bits se pueden colocar en cualquier ranura, mientras que las de 16 bits sólo funcionan en las ranuras largas.
- Tarjeta de adquisición de datos. Las tarjetas de adquisición, junto con la computadora, constituyen un sistema completo para el registro de datos en el laboratorio. El sistema INING-90 emplea una tarjeta DT 2814 fabricada por LPC Lab (Data Translation, Inc.) la cual adquiere señales analógicas y las convierte en códigos digitales que se procesan en la computadora. La tarjeta, conectada a una ranura de expansión (corta o larga) de entrada-salida (I/O), contiene 16 canales de entrada analógica y se puede configurar para rangos de entrada unipolar o bipolar de $\pm 5v$ y $\pm 2.5v$.

La conversión analógica-digital (A/D), se consigue mediante un convertidor monolítico de 12 bits, capaz de alcanzar un rendimiento de 25,000 conversiones por segundo (25 khz). Todas las operaciones de la tarjeta se ejecutan utilizando los registros de control, el de estado y de datos A/D.

El usuario puede seleccionar en la tarjeta DT 2814 cuatro parámetros de operación: la dirección base de la tarjeta, el rango de voltaje, la frecuencia base del reloj que permite controlar el inicio de las subrutinas de adquisición de datos y el nivel de interrupción. La selección se lleva a cabo "puenteando" eléctricamente la tarjeta.

- Equipo acondicionador de señal. Amplifica y filtra la señal eléctrica proveniente de un transductor con la finalidad de que dicha señal se pueda medir y registrar adecuadamente con los equipos disponibles. El equipo consta de dos bloques, cada uno con un módulo fuente de voltaje y cinco módulos acondicionadores de señal. El módulo fuente de voltaje suministra el voltaje de polarización a los circuitos de los módulos acondicionadores de señal. Cada acondicionador de señal cuenta con seis etapas de amplificación, cinco etapas de filtrado paso bajas y cuatro etapas de atenuación, lo que permite acondicionar la señal de acuerdo con las necesidades de operación.
- Transductores eléctricos. Convierten un fenómeno físico en una señal eléctrica, permitiendo medir los esfuerzos, cambios de volumen y deformaciones. La instrumentación en la cámara triaxial consta de tres transductores de presión, uno de desplazamiento y una celda de carga.

2.2.3 Sistema de control.

Este sistema consta de dos motores de paso interconectados a la computadora, que activan los reguladores que controlan la presión confinante y la presión vertical sobre la probeta.

- La computadora como elemento de control. Al recibir la señales de los transductores a través del sistema de adquisición de datos, la computadora efectúa diversas operaciones con los voltajes digitados. En primer lugar, los convierte en magnitudes físicas de las variables de interés en el ensaye (esfuerzos, cambios de volumen y deformaciones), utilizando para ello las ecuaciones de calibración correspondientes; posteriormente verifica si el estado de la muestra es el deseado y si no, ordena a los motores de paso las acciones correctivas necesarias (aumentar o disminuir las presiones en el pistón o en la cámara). La comunicación entre la computadora y los motores de paso se efectúa por medio de una interfaz controlada por una tarjeta, según se describe a continuación.
- Tarjeta para controlar el movimiento de los motores de paso. Se usa una tarjeta PCMotion la cual es un controlador de interfaz Entrada/Salida para computadoras. Puede controlar hasta cuatro motores de paso y 32 dispositivos discretos. Debido a que los componentes que controlan la tarjeta pueden realizar tareas sofisticadas, la computadora tiene la libertad de manejar los datos aun cuando los motores estén funcionando. En trabajos de aplicación que requieran un control de posición y precisión, la tarjeta controla los cuatro motores de paso mediante comandos de posición, dirección y velocidad para cada una de ellas. En ocasiones puede ser necesario utilizar una "rampa" para controlar la velocidad de los motores, comenzando con valores bajos y continuando con valores altos. Todo lo que se necesita para hacer funcionar un motor de paso es una declaración de llamado en lenguaje de programación BASIC a las subrutinas que controlan su movimiento especificando la dirección, el modo y el número de pulsos (pasos) deseados por el usuario.

2.3 TÉCNICAS EXPERIMENTALES

2.3.1 Formación de las probetas de suelo

Previamente a la formación de los especímenes, se obtiene una mezcla homogénea de arena con caolín, secándola al horno y pulverizando todos sus grumos. Los contactos de la base y el cabezal con la probeta, deben lubricarse para evitar la fricción en las bases y una distribución no uniforme de los esfuerzos y deformaciones (Bishop et al, 1960). Se utiliza una membrana de látex con cortes radiales adherida a las respectivas bases por medio de una capa delgada de aceite de silicón. Con esto se anulan o cuando menos disminuyen considerablemente los esfuerzos tangenciales en los extremos de los especímenes (Roscoe, 1953; Rowe y Barden, 1964; Bishop y Green, 1965).

La formación de los especímenes reconstituidos se realizó utilizando un molde metálico partido de 3.6 cm. de diámetro y 8.5 cm. de altura, que se coloca directamente en la base de la cámara triaxial, sobre el extremo lubricado, donde se apoya el espécimen de suelo. La membrana de látex, sellada a la base con dos arosellos, se hace pasar por el interior del molde ajustándose a su pared mediante la aplicación de vacío. A continuación se sostiene el molde con un soporte de aluminio para prevenir vibraciones y movimientos que pudiesen alterar la formación de los especímenes.

Los especímenes se formaron siguiendo dos procedimientos, dependiendo de la densidad relativa inicial. Las probetas sueltas fueron formadas en estado húmedo mientras que las densas y medianamente densas, en estado seco.

- Formación en estado húmedo. El material homogéneo de arena con caolín, previamente secado al horno, fue mezclado con el 4% en peso de agua destilada; este contenido mejora la liga entre las partículas y reduce sustancialmente la sensibilidad a las vibraciones en estado suelto. La compactación fue dada por la aplicación del peso estático de un apisonador de 1.5 cm de diámetro y 0.10 kg, dejándolo caer 12 veces sobre la superficie de cada una de las diez capas con que fue formada la probeta.
- Formación en estado seco. Para obtener los especímenes medianamente sueltos se colocó en un cilindro de lucita la cantidad suficiente para formar una probeta, procediendo a depositarlo dentro del molde metálico, minimizando la altura de caída del material mediante un embudo provisto de un deflector en su parte inferior. El procedimiento utilizado en la elaboración de especímenes densos consistió en verter el material seco en cuatro capas, vibrando manualmente cada una de ellas a través del molde por dos minutos.

En ambos métodos de formación de probetas, una vez llenado el molde, se enrasa, se pesa el material sobrante y se instala el cabezal de lucita, con su extremo lubricado. El cabezal se fija a un soporte de aluminio; la membrana se ajusta y se sella en el cabezal con dos arosellos.

Con el propósito de mantener firme la probeta, se aplica 0.18 kg/cm^2 de vacío al interior de la probeta. Se elimina el vacío conectado al molde y se retiran los soportes y el molde. Para continuar, se toman las dimensiones del espécimen y se toma nota de la relación de vacíos inicial. Finalmente, se llena la cámara triaxial con agua destilada y se aplica una presión confinante de 0.2 kg/cm^2 para poder suspender el vacío aplicado al interior de la probeta y proceder a saturarla.

2.3.2 Método de saturación de los especímenes

Después de formar los especímenes, se hace circular bióxido de carbono (CO_2) y posteriormente agua destilada y desaerada desde la base de la probeta, con el propósito de desplazar y desalojar con mayor facilidad el aire atrapado en los conductos intersticiales del suelo. Se emplea CO_2 por ser un gas más pesado que el aire; además permite desplazarlo fácilmente por ser muy soluble en agua; el CO_2 se aplica por 25 minutos con una presión menor que la de confinamiento. El agua desaerada circula bajo la aplicación de un esfuerzo efectivo de 0.2 kg/cm^2 y una pequeña carga hidráulica (2 ó 3 cm de columna de mercurio) a través de un tanque de saturación especialmente diseñado para este fin (Ibarra, 1989); este proceso finaliza cuando se ha hecho circular por el espécimen una cantidad de agua igual a cinco veces el volumen de este. Posteriormente, de manera simultánea y en la misma cantidad, se incrementa la presión confinante y la contrapresión, de tal manera que los esfuerzos efectivos del material se mantengan constantes. Estos incrementos se aplican aproximadamente cada 10 minutos, tiempo suficiente para que se redistribuya y uniformice el estado de esfuerzos en el suelo.

La saturación de un espécimen mediante contrapresión permite disolver el aire contenido en la probeta de suelo así como cualquier burbuja de aire que se encuentre en las líneas de drenaje o entre las conexiones del sistema de saturación. La magnitud de la contrapresión necesaria para conseguir un determinado grado de saturación, se calcula aplicando las leyes de Henry y la de Boyle-Mariotte, para cuantificar el volumen de aire que se puede disolver en un volumen de agua dado, al aplicar un incremento de presión. Para una presión determinada, el volumen de aire que se puede disolver es constante y depende de los siguientes factores:

- Presión inicial del aire de la muestra
- Incremento de presión aplicado
- Grado de saturación inicial
- Cantidad de aire disuelto en el agua inicialmente

La solubilidad del aire en el agua es un fenómeno de transferencia de masa; intervienen como variables algunos factores adicionales como la temperatura o la magnitud de la superficie de contacto agua-aire. Por tanto, la función principal de la contrapresión es reducir el volumen de la burbuja, lo cual acelera la transferencia de las moléculas de aire al agua.

Para las probetas ensayadas en este estudio se emplearon contrapresiones al final de la etapa de saturación de 2.8 kg./cm².

La saturación de los especímenes se comprobó midiendo el coeficiente de presión de poro, B de Skempton, y verificando que en ningún caso fuera menor de 0.98. Antes de la consolidación del espécimen y con el drenaje cerrado se aplica un incremento del esfuerzo de confinamiento, $\Delta\sigma_3$, y se mide la respuesta de la presión de poro, Δu , generada por este incremento. El coeficiente B está dado por la relación entre los incrementos de presión de poro y de presión confinante:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (2.1)$$

Si $B < 1$, se aplica un incremento de contrapresión igual al incremento de presión confinante. Cuando el espécimen se encuentra totalmente saturado, $B=1$; entonces se procede a consolidarlo hasta alcanzar el esfuerzo octaédrico efectivo de consolidación.

2.3.3 Etapa de consolidación

Con el fin de obtener en el laboratorio una mejor representación de los esfuerzos de campo, se realizaron los ensayos siguiendo trayectorias de consolidación anisotrópica. Se consideró la condición particular en la que no existe deformación lateral del espécimen, ($\varepsilon_r = 0$), representada por la relación de esfuerzos $\sigma'_h / \sigma'_v = K_0$.

Existen varios métodos experimentales para la realización de pruebas con $K = K_0$, conocido como coeficiente de presión de tierras en reposo, entre los cuales está el utilizado en esta investigación. El anterior se fundamenta en que el cambio de volumen del espécimen debe ser igual a la compresión axial multiplicada por el área del mismo, (Bishop y Eldin, 1953). Para lo anterior se realizó un programa de computador (KCEROCÓN, descrito en el apéndice A), que permite ir midiendo simultáneamente los cambios de volumen y las deformaciones axiales del espécimen e ir variando los esfuerzos efectivos σ'_v y σ'_h de tal forma que siempre se conserve la condición de que $\varepsilon'_h \approx \varepsilon'_v$.

El programa verifica el estado de deformaciones en un intervalo de 2 minutos para muestras densas y en 5 minutos para las sueltas y por medio de los motores de paso se realiza los incrementos de fuerza axial o esfuerzo confinante según la condición de deformaciones lo requiera.

Bajo la anterior condición se consolidaron todos los especímenes alcanzando un esfuerzo efectivo de 2.0 kg/cm² para examinar los efectos de la magnitud del esfuerzo efectivo de consolidación y comparar los resultados con los presentados por Mesa (1991), Lagunas (1992) y Pérez (1995).

Una vez alcanzado el máximo esfuerzo efectivo de consolidación, se dejó reposar los especímenes durante una hora (Lagunas, 1992) y se procedió a la etapa de falla.

2.3.4 Etapa de falla

La etapa de falla se llevó a cabo bajo condiciones no drenadas y con esfuerzos controlados de 0.2 kg/cm² aplicados cada tres minutos con el fin de que haya tiempo suficiente para uniformar la presión de poro en la probeta. Los esfuerzos se aplican en extensión y en compresión de acuerdo al tipo de prueba que se tratara. Las pruebas de compresión se llevaron a cabo aumentando la fuerza axial y las de extensión disminuyéndola y en ambas se mantuvo constante la presión confinante. Estas pruebas fueron controladas por programas de computador, desarrollados por Lagunas (1992).

Al finalizar la consolidación del espécimen se cierra la válvula de drenaje con el propósito de registrar el exceso de presión de poro generada durante esta etapa. El exceso de presión es la diferencia entre la presión total intersticial y la contrapresión aplicada durante la consolidación. Finalmente, se ejecuta el programa de computadora para el tipo de falla deseado.

Los resultados experimentales se analizan a través de curvas esfuerzo desviador, σ_d y de exceso de presión de poro, Δu , contra deformación axial, ϵ_a . También se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos en términos del esfuerzo desviador, q y del esfuerzo efectivo normal octaédrico, p' .

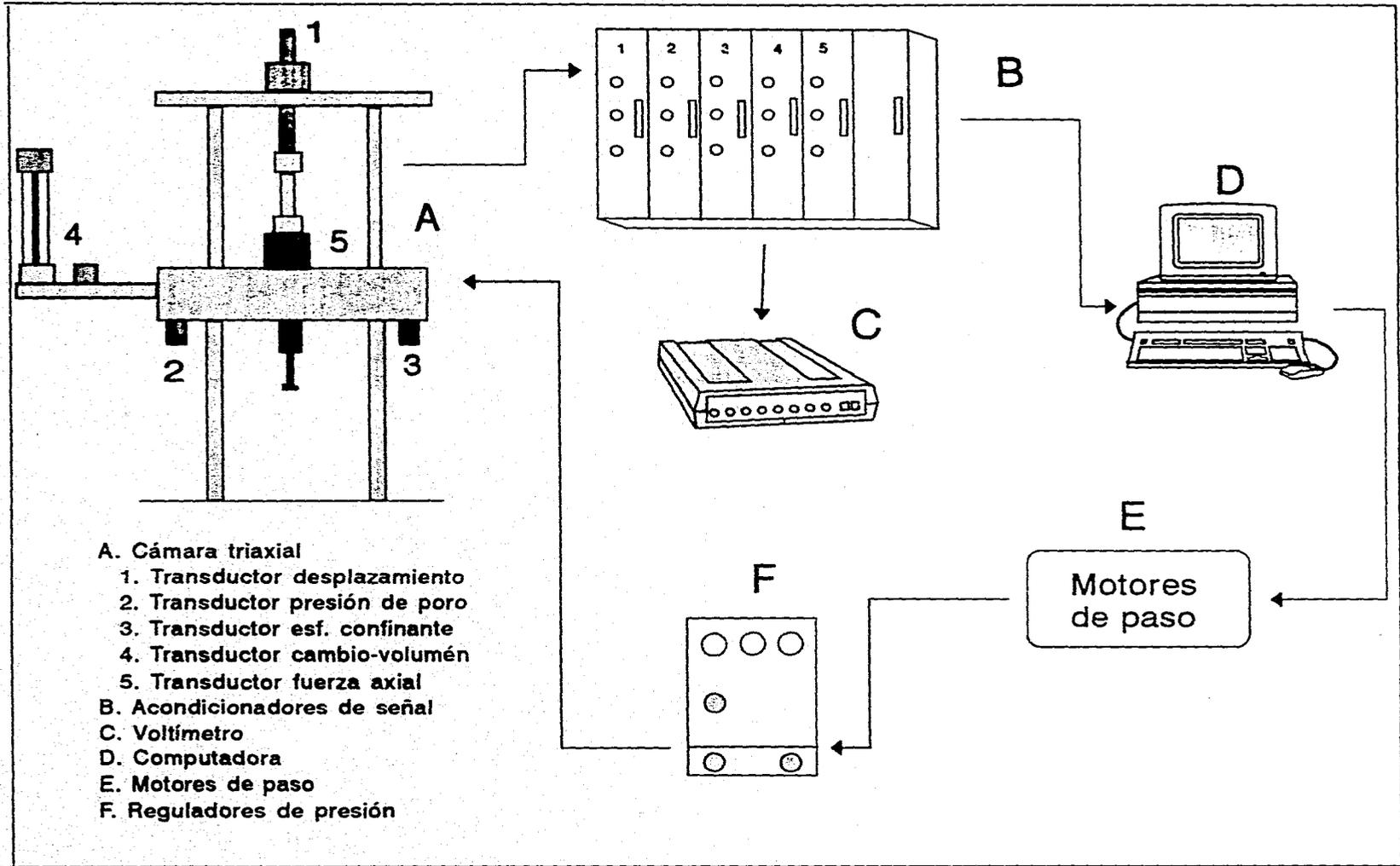


Fig 2.2 Esquema general del equipo triaxial automático

3. COMPORTAMIENTO DURANTE LA CONSOLIDACIÓN

3.1 INTRODUCCIÓN

Se realizó una serie de ensayos consolidados anisotrópicamente con $K = K_0$, con el fin de determinar las variaciones de K_0 con respecto al porcentaje de finos y a la densidad relativa inicial, y para examinar el comportamiento esfuerzo-deformación de especímenes ensayados en condiciones no drenadas tanto en extensión como en compresión. La realización de los ensayos bajo condiciones de K_0 , que representa la relación entre esfuerzos efectivos horizontal y vertical cuando la deformación lateral es nula, ($K_0 = \sigma'_3/\sigma'_1$ donde $\varepsilon_r = 0$), se justifica por el hecho de que en la consolidación anisotrópica existe una mejor simulación de las condiciones de esfuerzos en campo y mucho más para el caso específico de K_0 .

El valor de K_0 podría determinarse en principio, de medidas de campo y ensayos de laboratorio que simulan las condiciones de campo. Sin embargo, la medida directa de esfuerzos en los estratos naturales involucra perturbaciones en el suelo, y consecuentemente en el estado de esfuerzos del mismo, por lo tanto la principal fuente de información sobre el estado de esfuerzos correspondiente a la condición de reposo son los ensayos de laboratorio.

La medida directa de K_0 requiere un aparato en el cual la muestra pueda comprimirse verticalmente, restringiendo completamente su deformación radial, esto puede conseguirse en una cámara triaxial convencional utilizando alguno de los siguientes métodos: (Bishop y Henkel, 1957)

- Verificación de que el volumen de agua expulsado de un espécimen cilíndrico bajo compresión axial, sea igual al cambio en su longitud multiplicado por su área inicial, o sea se controla que $\varepsilon_a \approx \varepsilon_v$ mediante el ajuste de la fuerza axial y la presión confinante para mantener la condición de deformación lateral nula a lo largo del ensaye.
- Medición de las deformaciones radiales localmente mediante medidores de deformación localizados en la periferia del espécimen, lo cual permite controlar de que $\varepsilon_r = 0$ cambiando σ'_1 y σ'_3 para una relación apropiada. (Daramola, 1980).
- Aplicando cargas de tal forma que la relación σ'_1/σ'_3 sea constante a través del ensaye escogiendo por prueba y error la relación de esfuerzos para la cual $\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_a = 1$, (El Sohby, 1969).

Todos estos métodos tienen ventajas y desventajas que deben ponderarse. El método más preciso es obviamente el que involucra medidas de la deformación radial interna pero tiene la desventaja de que estas medidas son locales por lo que se requiere de

un buen número de transductores locales de deformación para poder tener un control total de las deformaciones, lo cual hace que los ensayos sean sumamente costosos. El método de esfuerzo constante también es muy preciso ya que no requiere la medición directa de las deformaciones, pero requiere la ejecución de muchos ensayos para que por ensayo y error se llegue a la relación de deformaciones deseada. Por último el método que mide las deformaciones axiales y volumétricas directamente, aunque es un método muy simple y sólo requiere de una cámara triaxial convencional, su precisión depende de la precisión de los transductores que se empleen, y tiene el problema de que al no medir localmente las deformaciones sobre la probeta se tiene que suponer un patrón de comportamiento de deformaciones como el de cilindro recto que considera que existe una distribución uniforme de las deformaciones tanto radial como axialmente. Los dos últimos métodos mencionados pueden involucrar algunos errores adicionales en la medición de las deformaciones axiales ya sea por la compresión del lubricante colocado entre pistón-probeta que evita la generación de fricción en las bases, o en la realización del contacto pistón-probeta ya que durante este proceso no se están registrando dichas deformaciones.

3.2 ANTECEDENTES

En el pasado un número de investigadores han empleado varios métodos y equipos para la evaluación de K_0 para diferentes materiales: Terzaghi (1920), Bayliss (1948), Bishop (1958), Hendron (1963), y otros, desarrollaron un alto grado técnico para la simulación automática de K_0 en el laboratorio.

Usando varios de los resultados publicados por estos y otros autores, Wroth (1972) demostró que:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (3.1)$$

Lo cual es una versión simplificada de la expresión teórica de Jaky (1944)

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \frac{(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \phi')}{(1 + \text{sen } \phi')} \quad (3.2)$$

donde ϕ' es el ángulo de fricción interna del suelo.

Ambas pueden ser empleadas para la estimación de K_0 en suelos normalmente consolidados.

Existen otras fórmulas como la de Hendron (1963) :

$$K_0 = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - \frac{3\sqrt{6}}{8} \operatorname{sen} \phi'}{1 - \frac{\sqrt{6}}{8} + \frac{3\sqrt{6}}{8} \operatorname{sen} \phi'} \right] \quad (3.3)$$

Daramola (1980), llevó a cabo una serie de ensayos en arena fluvial de Ham, HRS, en donde la condición de K_0 fue exactamente controlada. Con respecto a las fórmulas de Jaky y Hendron, encontró que los resultados experimentales eran altamente consistentes. También estableció que para HRS, K_0 es constante para la línea de consolidación virgen y está correlacionado con la relación de vacíos inicial: encontró mayores valores de K_0 para muestras formadas a mayores relaciones de vacíos iniciales (Figs 3.1 y 3.2). Estos hallazgos son consistentes con los obtenidos por El Sohby (1969).

Para el caso de materiales preconsolidados, Wroth (1975) desarrolló una expresión empírica en función de la relación de Poisson, μ' .

$$K_0 = OCR * K_{nc} - \frac{\mu'}{1 - \mu'} (OCR - 1) \quad (3.4)$$

donde K_{nc} es el valor de K en la rama normalmente consolidada y K_0 el de la rama preconsolidada. Daramola (1980) sugirió que el termino $\mu' / (1 - \mu')$ fuera sustituido por un parámetro λ , obtenido experimentalmente para evitar las dificultades asociadas a la selección apropiada de la relación de Poisson.

$$K_0 = OCR * K_{nc} - \lambda (OCR - 1) \quad (3.5)$$

λ está relacionado con la pendiente de descarga, β , en la trayectoria de esfuerzos, en la forma siguiente:

$$\lambda = \frac{(1 - \beta)}{(1 + \beta)} \quad (3.6)$$

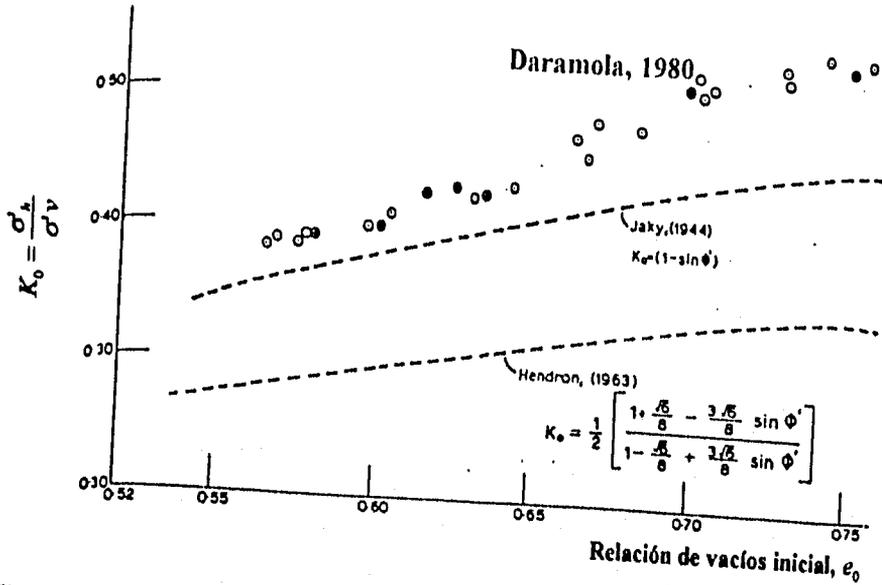


Fig 3.1 Variación de K_0 con la relación de vacíos inicial. (Daramola, 1980)

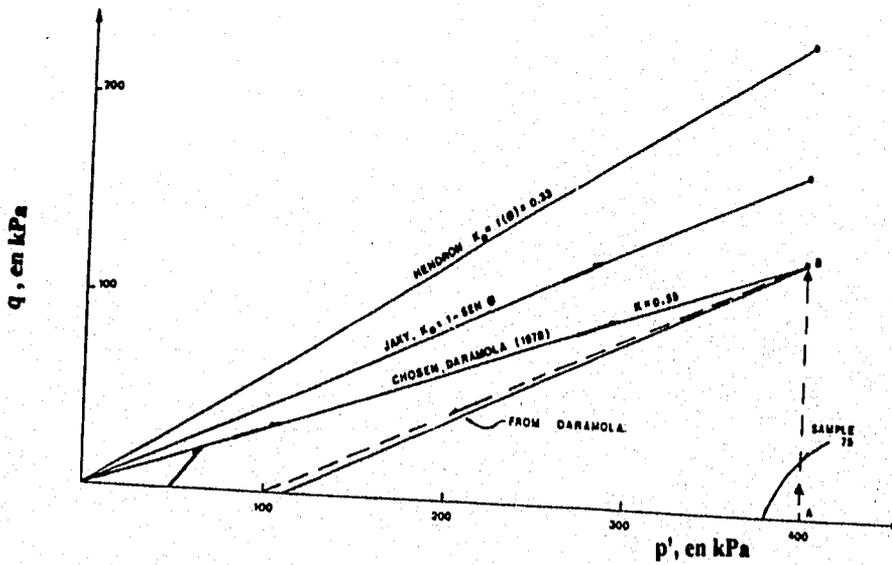


Fig 3.12 Trayectoria de esfuerzos para consolidación anisotrópica. (Daramola, 1980)

En la Fig 3.3 se observa la variación de β en función de la relación de vacíos inicial. En vista de que muchos factores influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación de suelos granulares, no hay duda que los valores de β varían de un material a otro. Sin embargo lo anterior sugiere que materiales de características e historias de carga idénticas podrían tener un comportamiento casi similar durante la preconsolidación con K_0 .

En la Fig 3.4 se muestran trayectorias típicas de esfuerzos durante las etapas normalmente consolidada y preconsolidada bajo el régimen de K_0 , donde los valores de este último aumentan constantemente durante la preconsolidación y la tasa del incremento de esta relación es siempre mayor en muestras densas que en sueltas.

Otras expresiones han sido también formuladas para obtener trayectorias de consolidación con K_0 durante descarga, entre estas la de Mayne y Kulhawy (1982):

$$K_0 = K_{nc} * OCR^{\text{sen } \phi'} \quad (3.7)$$

Esta expresión fue obtenida luego de correlacionar estadísticamente resultados de laboratorio de 170 suelos entre los cuales hay arcillas, limos y arenas. Esta relación tiene la ventaja que solamente requiere un parámetro del suelo para la predicción del valor de K_0 en las ramas normalmente consolidada y preconsolidada, por lo que la variación de K_0 con OCR puede ser expresada simplemente como una función del ángulo de fricción interna, ϕ' . La obtención de esta relación se basó en la hipótesis de la fórmula de Jaky donde $K_0 = 1 - \text{sen } \phi'$ y una relación propuesta por Schmidt (1966), donde:

$$\frac{K_0}{K_{nc}} = OCR^\alpha \quad (3.8)$$

donde α es definido como la pendiente de la línea que relaciona $\log(K_{nc})$ y $\log(OCR)$. Partiendo de la hipótesis de que $\alpha = \text{sen } \phi'$ y por medio de regresiones lineales de estos datos, donde se obtuvieron coeficientes de correlación muy altos, (r muy cercanos a uno), se sugiere que K_0 durante carga y descarga simplemente puede estar relacionada con ϕ' y OCR por medio de la expresión:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') * OCR^{\text{sen } \phi'} \quad (3.10)$$

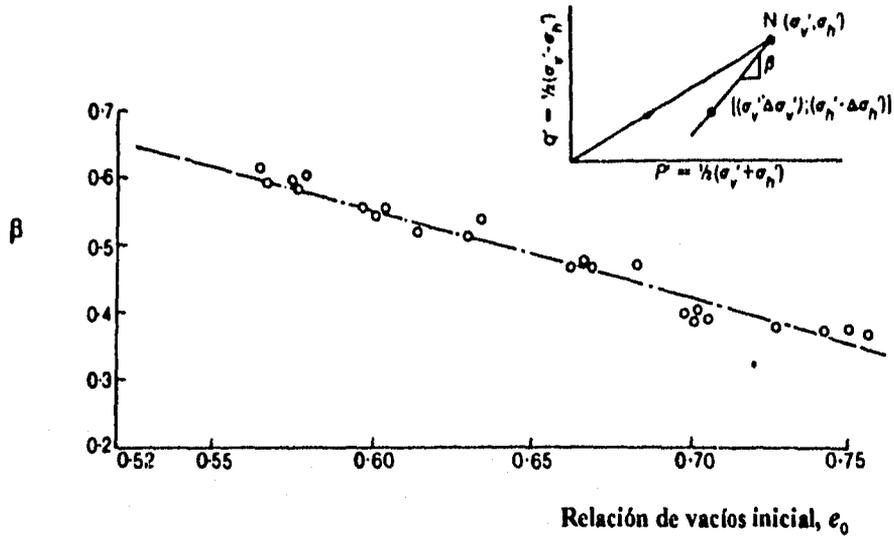


Fig 3.3 Variación de la pendientes de la trayectoria de preconsolidación con la relación de vacíos. (Daramola, 1980)

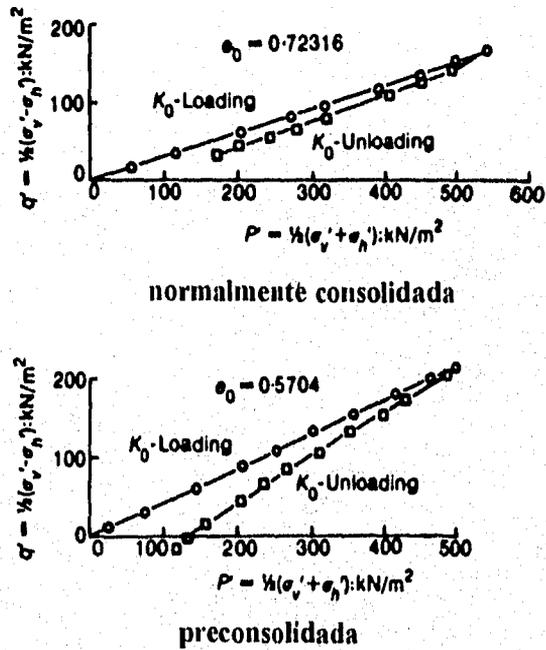


Fig 3.4 Trayectorias de esfuerzos típicas de pruebas normalmente consolidadas y preconsolidadas con K_0 . (Daramola, 1980)

En la figura 3.5 se muestra la relación entre el parámetro α y $\text{sen}\phi'$ para diferentes suelos y en la figura 3.6 se muestran los datos experimentales y la línea teórica definida por la anterior ecuación que relaciona el K_0 con los diferentes OCR .

3.3 RESULTADOS

Además de discutir los resultados obtenidos durante la consolidación de especímenes arena-caolín, donde se impuso la condición de nula deformación radial (régimen de K_0), se presentan los resultados de otras pruebas en que se fijó el cociente de esfuerzos durante la consolidación y se comparan dichos resultados con el fin de encontrar un método confiable para la determinación de K_0 .

El método escogido en este trabajo para la determinación directa de K_0 , consiste en verificar que $\varepsilon_h \approx \varepsilon_v$, para este caso se fija inicialmente un esfuerzo horizontal que es mantenido por la presión del fluido dentro de la cámara mientras que el esfuerzo vertical se aumenta aplicando en los extremos del espécimen fuerza axial a través de un pistón neumático; la relación de deformaciones ante el anterior incremento de esfuerzos es verificada y si $\varepsilon_h > \varepsilon_v$, se incrementa el esfuerzo horizontal, de lo contrario se incrementa el esfuerzo vertical, este procedimiento se sigue hasta encontrar el esfuerzo efectivo final de consolidación, p' .

En la tabla 3.1 y en las Figs. 3.7 a 3.9 se muestra la variación encontrada entre K_0 y la relación de vacíos inicial para mezclas de arena fina con diferentes porcentajes de caolín : 3, 5, y 7%.

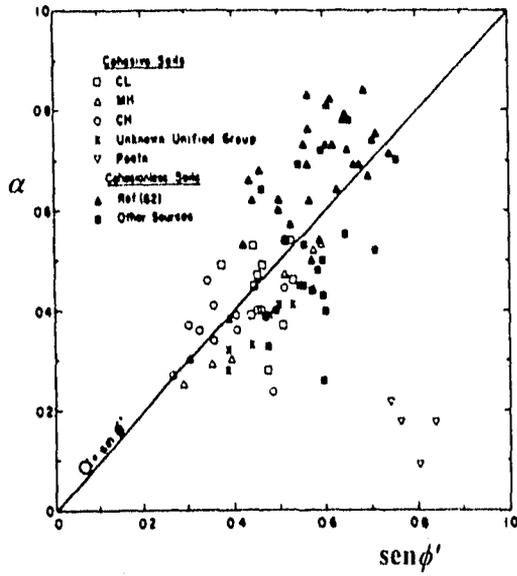


Fig 3.5 Relación entre α y $\text{sen } \phi'$. (Mayne y Kulhawy, 1982)

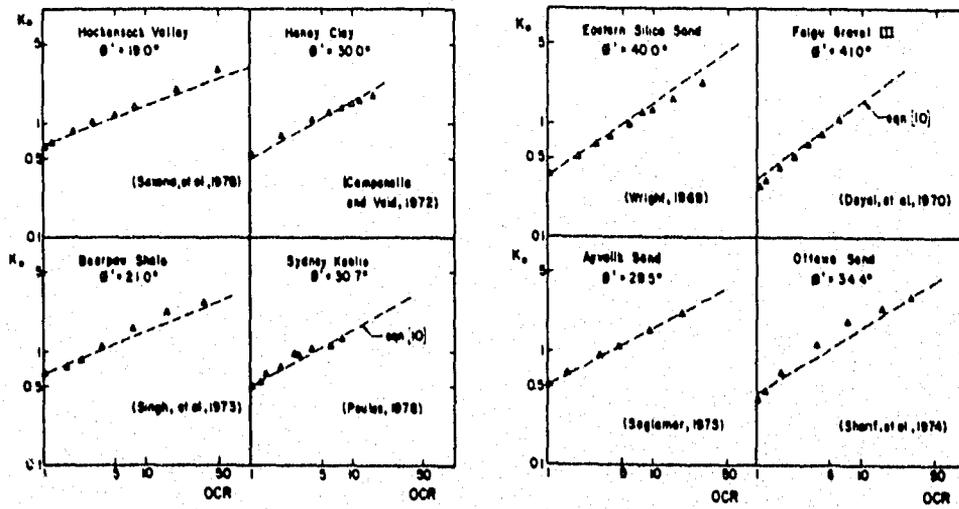


Fig 3.6 Valores medidos y teóricos de K_0 para diferentes arcillas y arenas. (Mayne y Kulhawy, 1982)

Tabla 3.1 Valores de K_0 encontrados experimentalmente

Prueba N°	% Caolín	e_i	e_{gi}	K_0
10	3	1.117	1.183	0.65
13	3	0.699	0.752	0.77
14	3	0.710	0.762	0.67
15	3	1.070	1.134	0.65
16	3	0.700	0.753	0.67
20	3	0.666	0.718	0.88
21	3	0.842	0.900	0.75
22	3	0.774	0.828	0.69
5	5	0.918	1.019	0.68
6	5	0.743	0.835	0.80
7	5	0.869	0.967	0.64
9	5	1.110	1.226	0.73
11	5	1.034	1.141	0.60
17	5	1.070	1.179	0.56
2	7	0.880	1.020	0.70
4	7	0.909	1.033	0.69
8	7	1.086	1.243	0.68
12	7	1.117	1.276	0.63

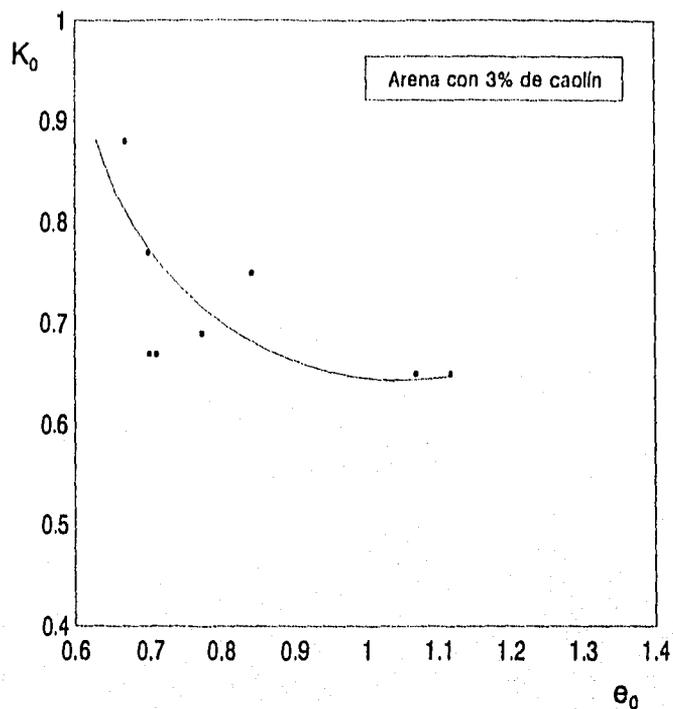


Fig 3.7 Variación de K_0 con la relación de vacíos inicial para mezclas con 3% de finos

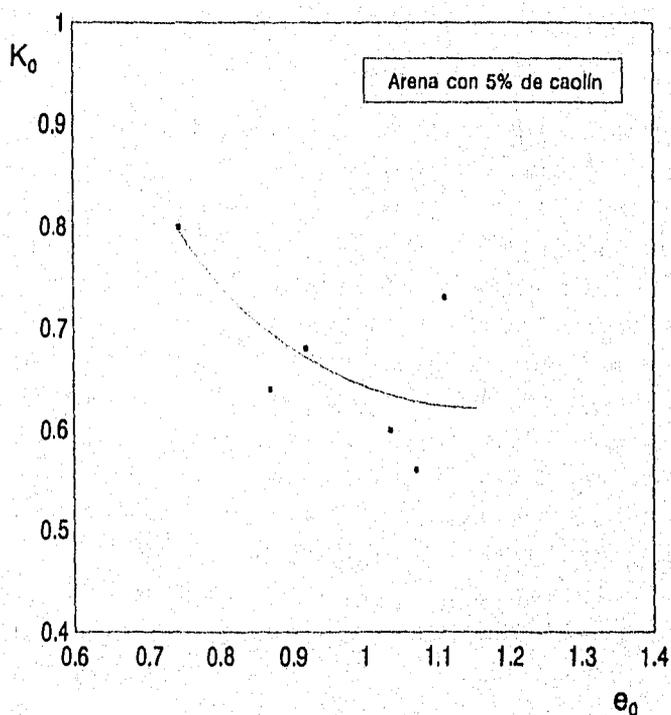


Fig 3.8 Variación de K_0 con la relación de vacíos inicial para mezclas con 5% de finos

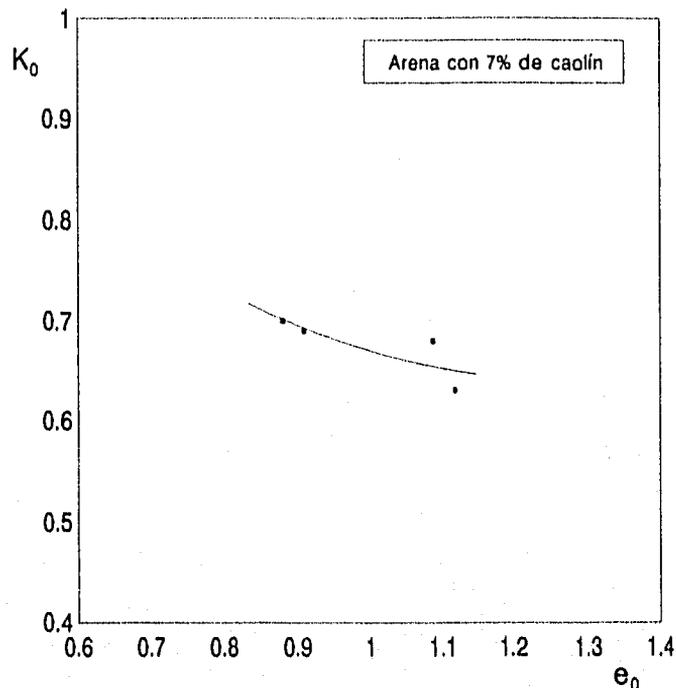


Fig 3.9 Variación de K_0 con la relación de vacíos inicial para mezclas con 7% de finos

Los anteriores resultados muestran una clara tendencia según la cual, el valor de K_0 disminuye a medida que aumenta la relación de vacíos inicial de los especímenes, lo cual es todo lo contrario a lo encontrado en otras investigaciones anteriores (Jaky, 1944; Hendron, 1963; El Sohby, 1969 y Daramola, 1978). Esta diferencia en la tendencia, aunque estos autores se centraron en ensayos sobre arena limpia, se puede deber a que las deformaciones axiales medidas en esta investigación tal vez no sean muy reales e involucran errores durante el contacto pistón-probeta. Otra de las causas de estos resultados se debe a que la precisión del transductor de deformación axial no haya sido la requerida para estos ensayos, ya que la condición de K_0 fue controlada por la relación $\varepsilon_a \approx \varepsilon_v$, por lo cual es muy importante que tanto las deformaciones axiales como las volumétricas sean muy precisas. De acuerdo a todo lo anterior se deben corroborar estos datos realizando una investigación más exhaustiva sobre el valor del K_0 pero instrumentando con transductores locales de deformación las probetas para obtener los valores ciertos de las deformaciones radiales y axiales y por lo tanto el valor de K_0 .

Utilizando los datos experimentales obtenidos por Pérez (1995), se determinaron los valores del K_0 de mezclas arena-caolín, a partir de las relaciones ε_a vs ε_v encontradas durante la etapa de consolidación. En las Figs. 3.9 a 3.12 se muestran las gráficas que relacionan las deformaciones axial y la volumétrica para diferentes K de consolidación y para casos particulares de densidades relativas y porcentajes de finos. Para cada una de estas curvas se obtuvo la relación $\varepsilon_v/\varepsilon_a$, las cuales se muestran en la tabla 3.2 y en la Fig 3.14, en la cual se determina el valor del K correspondiente a una relación $\varepsilon_v/\varepsilon_a = 1$, que representa la condición de K_0 .

Tabla 3.2 Relaciones $\varepsilon_v/\varepsilon_a$ para pruebas con diferentes densidades relativas y K de consolidación

K	3% caolín $e_j \approx 0.700$	5% caolín $e_j \approx 0.920$	7% caolín $e_j \approx 1.070$	7% caolín $e_j \approx 0.900$
0.62	1.191	1.234	1.150	1.279
0.53	-	1.017	1.035	1.110
0.44	0.624	0.700	0.487	0.674

Tabla 3.3 Valores de K_0 para muestras con diferentes porcentajes de caolín y relaciones de vacíos iniciales

% de caolín	e_j	K_0
3	0.700	0.51
5	0.920	0.52
7	1.070	0.52
7	0.900	0.50

Estos datos son consistentes con los encontrados en otras investigaciones anteriores; (Jaky, 1944; Hendron, 1963; El Solby, 1969 y Daramola, 1978); se puede observar que para la mezcla con 7% de finos, a mayor relación de vacíos inicial, el K_0 es mayor. Además, de acuerdo a los ángulos de fricción interna evaluados por Pérez (1995), para estos materiales ($29^\circ < \phi' < 31.6^\circ$), los valores de K_0 obtenidos experimentalmente con este último método se ajustan bien a la ecuación propuesta por Jaky, $K_0 = 1 - \text{sen} \phi'$, donde $0.48 < K_0 < 0.52$.

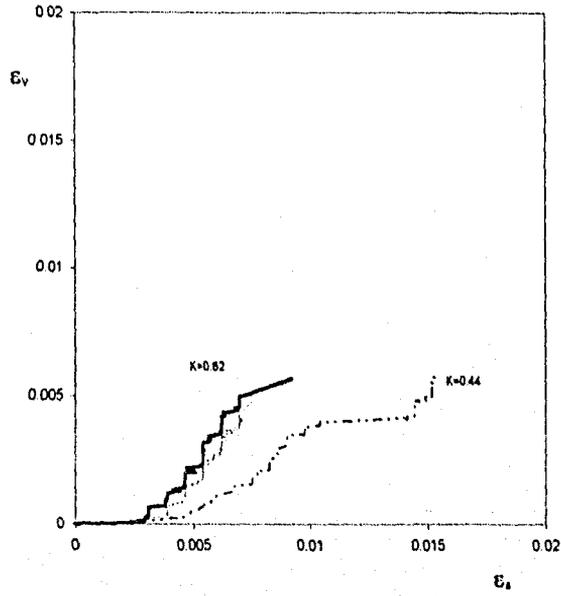


Fig. 3.10 Relación ϵ_h vs ϵ_v para muestras densas y con 3% de caolín

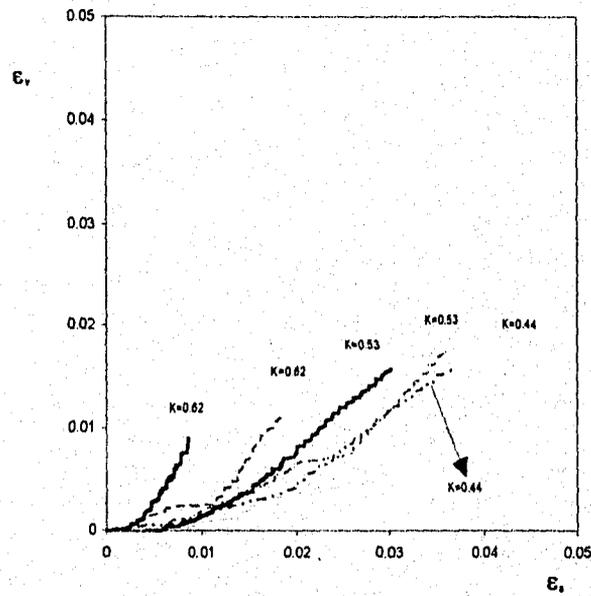


Fig. 3.11 Relación ϵ_h vs ϵ_v para muestras medianamente sueltas y con 5% de caolín.

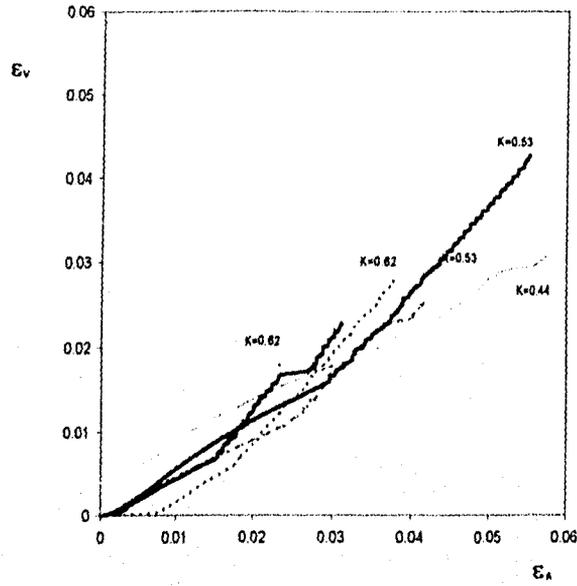


Fig. 3.12 Relación ε_h vs ε_v para muestras medianamente sueltas y con 7% de caolín

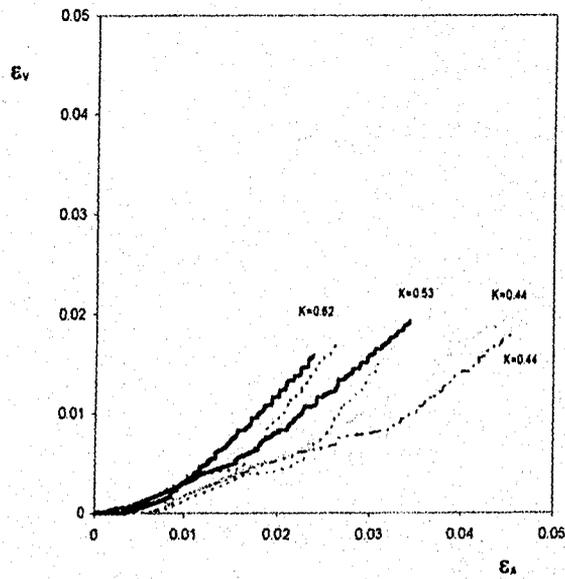


Fig. 3.13 Relación ε_h vs ε_v para muestras sueltas y con 7% de caolín

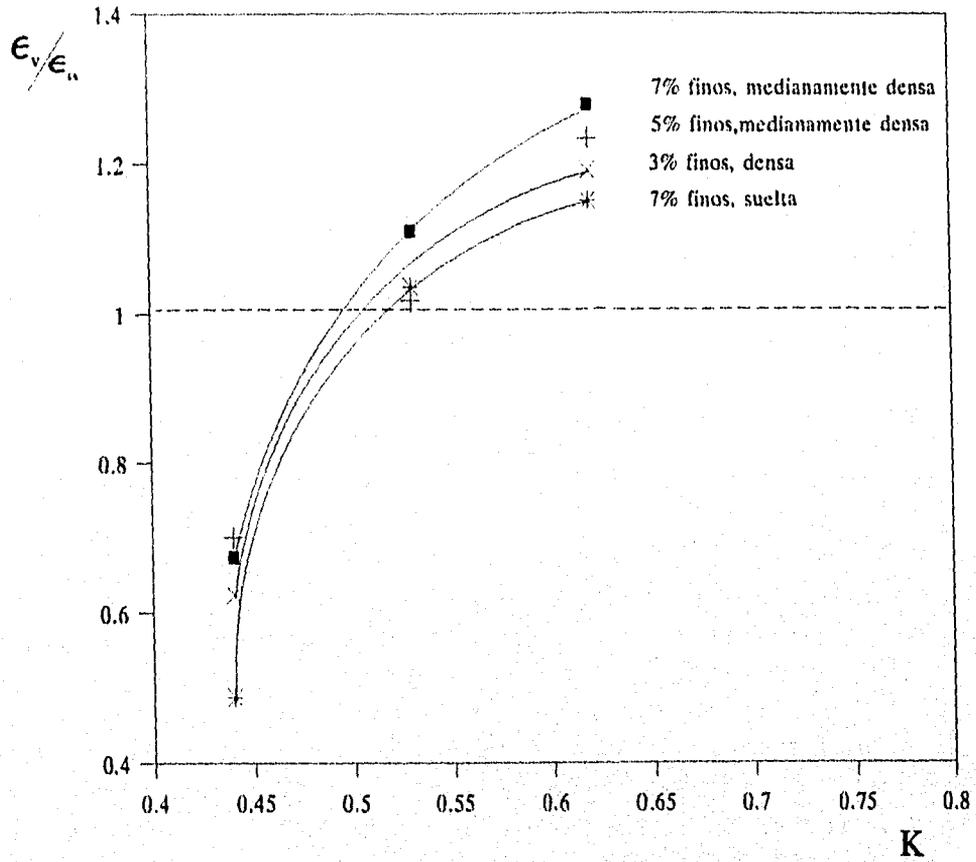


Fig 3.14 Relación entre ϵ_v/ϵ_u y K

4. COMPORTAMIENTO DURANTE LA FALLA

Se analiza el comportamiento no drenado de mezclas arena caolín con base en los estados últimos en arenas sujetas a esfuerzos de corte, utilizando diagramas de estado normalizados con el fin de generalizar cualitativamente el comportamiento de estas mezclas, ya que cada una de ellas constituye en si misma un suelo diferente. Se utiliza el concepto de la línea de estado estable, la resistencia en este punto y el parámetro de la relación de vacíos intergranular para evaluar el potencial de licuación y verificar el modelo fenomenológico propuesto por Ovando y Mesa (1991).

4.1 ESTADOS ULTIMOS EN ARENAS SUJETAS A ESFUERZOS DE CORTE

Se describen algunas de las teorías más importantes acerca del estado último de arenas sujetas a esfuerzos de corte, con el fin de tener puntos de referencia para evaluar el potencial de licuación de mezclas de arena con diferentes porcentajes de finos.

Una de las ideas más atrayente e influyente para estudiar el estado último de arenas sujetas a esfuerzos de corte ha sido el concepto de la relación de vacíos crítica introducida por Casagrande (1936), definiendo a esta como la relación de vacíos para la cual "un suelo no cohesivo puede sufrir deformación o flujo sin cambio de volumen". Asimismo, definió la línea de relación de vacíos crítica en el espacio e vs $\log p'$ la cual ha sido usada para determinar si una arena puede o no sufrir licuación o deformaciones de flujo.

En la figura 4.1 se muestra la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación para dos especímenes de arena, uno denso y otro suelto, (en pruebas CD); en ambos casos las deformaciones por cortante aumentan y los cambios en la relación de vacíos alcanzan un valor constante (e_c). Casagrande señaló que si se impide la variación de volumen de una masa de suelo saturada con una relación de vacíos superior a la crítica y se aplica un delta de esfuerzo cortante, se presentará la "falla por licuación".

Schofield y Wroth (1968) introdujeron el concepto del "estado crítico" definido como el estado de un suelo en el cual continúa deformándose a carga constante, sin cambios de volumen o de presión de poro (pruebas no drenadas). Los estados críticos como se muestra en la figura 4.2 definen "la línea del estado crítico" en el plano e vs $\log p'$, donde $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) / 3$.

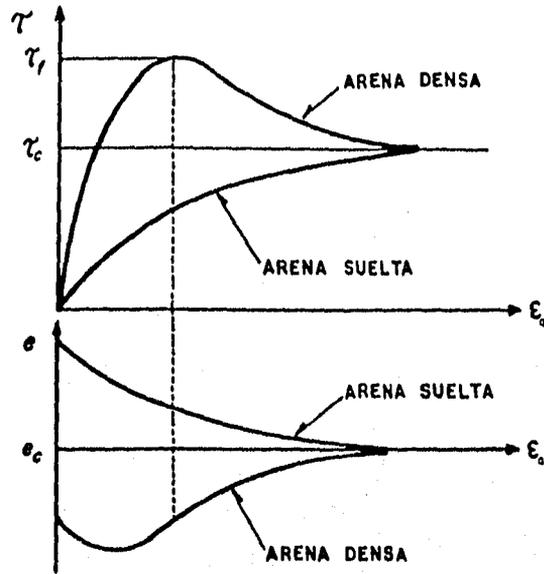


Fig 4.1 Comportamiento esfuerzo-deformación y relación de vacíos crítica en pruebas consolidadas drenadas (Casagrande, 1936)

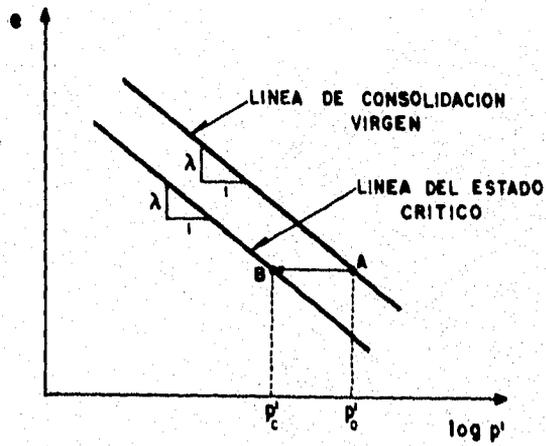


Fig 4.2 Línea del estado crítico en el plano $e-\log p'$ (Schofield y Wroth, 1968)

Castro (1969), realizó numerosos ensayos triaxiales no drenados con esfuerzo controlado sobre diferentes arenas encontrando que el comportamiento no drenado de este material consolidado isotrópicamente bajo carga monótonica podía ser caracterizado por tres regiones en el espacio relación de vacíos e vs $\log \sigma'_3$ como se indica en la figura 4.3, y sugirió que la resistencia en el estado estable en este diagrama define una línea única, la línea F. En la región de transición, definida por las líneas P y L, las muestras pueden presentar licuación parcial mientras que las ubicadas arriba de la línea L pueden sufrir pérdida de rigidez por deformación o licuación total y si se sitúan abajo de ésta se puede presentar endurecimiento por deformación.

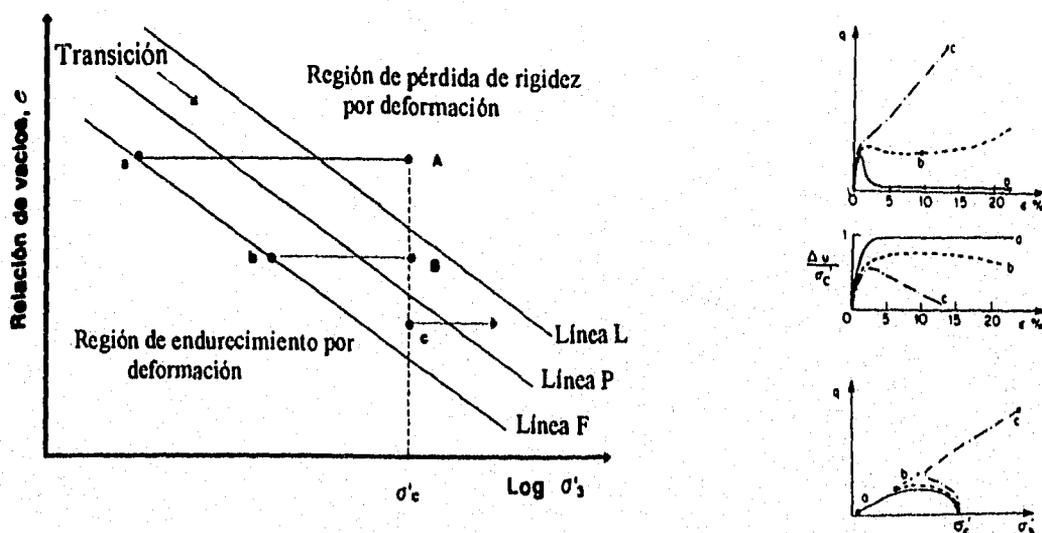


Fig 4.3 Comportamiento de las arenas - Diagrama de estado (Castro, 1969)

Posteriormente, Poulos (1981) definió el concepto de "estado estable de deformación" como el estado en el cual una masa de partículas se deforma continuamente a volumen constante cuando el esfuerzo cortante, el esfuerzo efectivo normal y la velocidad de deformación también permanecen constantes. En el estado estable se presentan "deformaciones de flujo". Este estado se alcanza cuando las partículas se han reordenado totalmente, entonces el esfuerzo cortante y la velocidad de deformación permanecen constantes. (Fig 4.4)

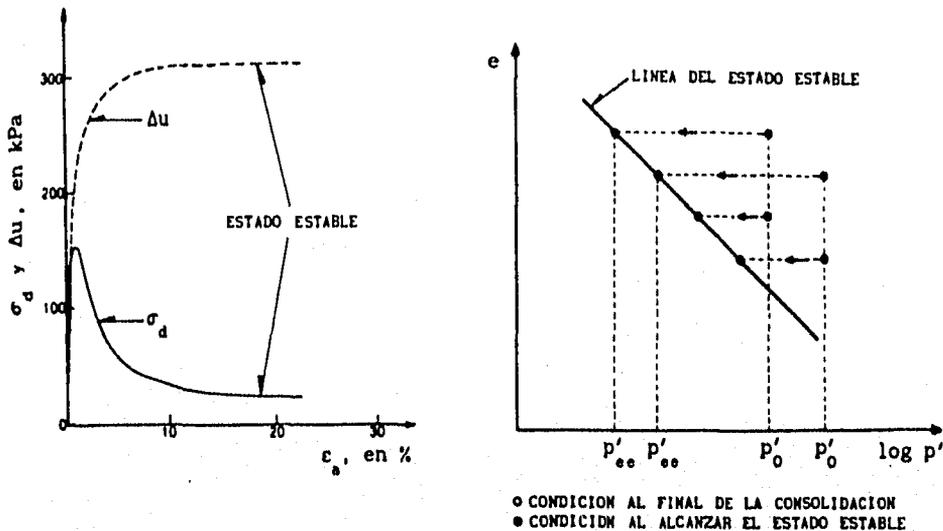


Fig 4.4 Estado estable y línea del estado estable

Been y Jefferies (1985) cuantificaron el potencial de licuación mediante el parámetro de estado ψ que define la relación de vacíos (e) y el nivel de esfuerzos efectivos octaédricos (p') de una arena relacionados a un estado de referencia (estado estable), como se muestra en la figura 4.5; por tanto, el parámetro de estado depende de la distancia vertical en el plano e vs $\log p'$, entre el estado del espécimen al final de la consolidación, e_f y la línea del estado estable, e_{ee} .

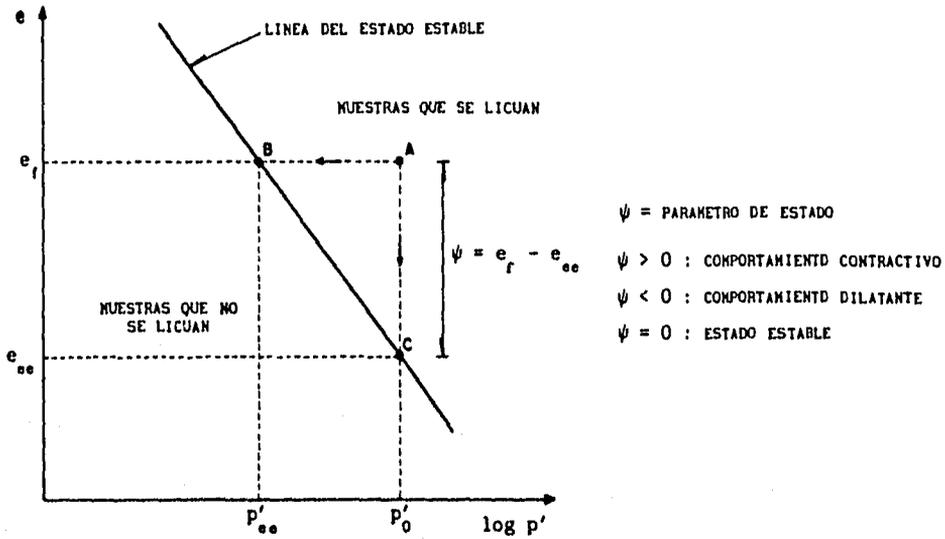


Fig 4.5 Definición del parámetro de estado (Been y Jefferies, 1985)

Konrad (1990a, 1990b, 1993) sugiere que las condiciones del estado estable se encuentran situadas dentro de una banda en el plano e vs $\log p'$, limitada por líneas relacionadas con dos diferentes comportamientos de flujo (Fig 4.6). Con base en lo anterior estableció que la línea de estado estable no es única y que no se relaciona solamente con la relación de vacíos, sino con la magnitud de la presión efectiva de consolidación y la historia de esfuerzos.

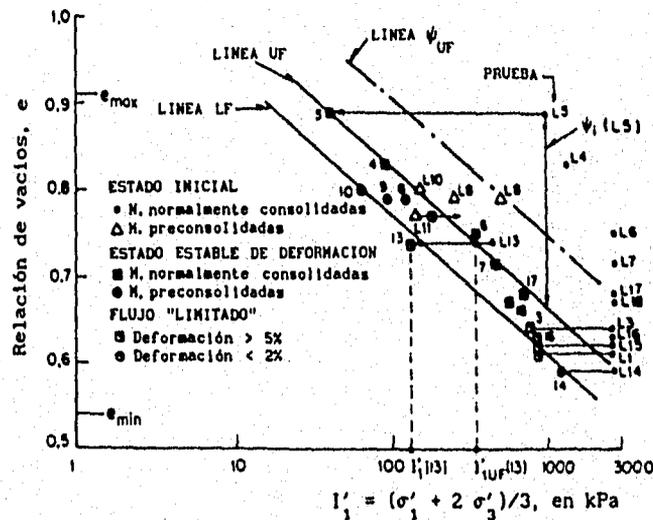


Fig 4.6 Diagrama de estado obtenido para la arena Dune (Konrad, 1990a)

Existe otra interpretación del comportamiento de algunas muestras que experimentan una deformación de flujo limitada cuando alcanzan un estado en el cual las fuerzas de corte y la presión de poro presentan poco o ningún cambio, (Alarcón et al , 1988). Este fenómeno fue llamado estado cuasi-estable y ocurre a deformaciones más pequeñas que el estado estable. Estas muestras se caracterizan por tener un comportamiento contractivo-dilatante (Fig 4.7).

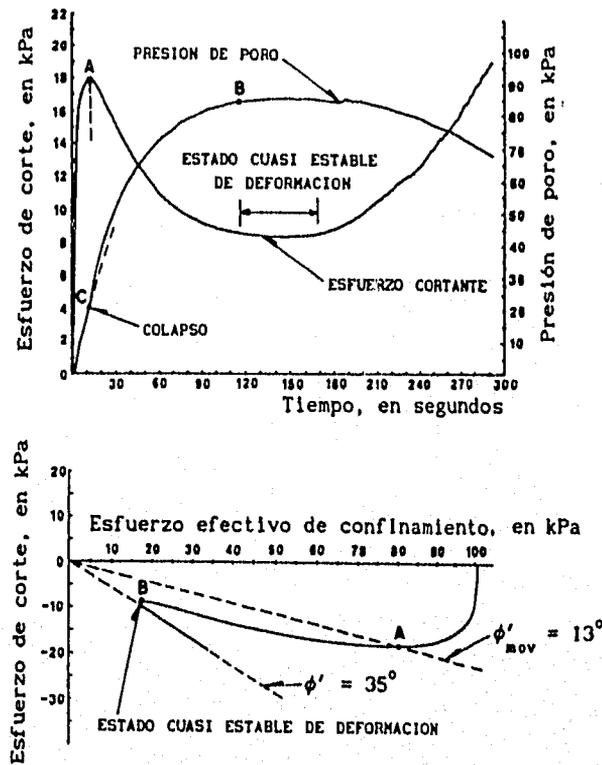


Fig 4.7 Ensayes monotónicos de torsión no drenados en especímenes consolidados isotrópicamente (Alarcón, 1988)

Para Ishihara (1993), el cambio de comportamiento de contractivo a dilatante que ocurre en la arena, pasando por un estado de mínimo esfuerzo cortante, es el "estado de transformación de fase" porque define un estado de transición, donde el estado cuasi estable depende únicamente de la relación de vacíos y del esfuerzo de consolidación.

Ovando (1992) analiza el comportamiento de arenas saturadas a partir de la normalización de diagramas de estado y de los parámetros de estado sugeridos por Been y Jefferies (1985). Los datos experimentales de Konrad (1990a y 1990b) analizados dentro del marco del estado estable, permitieron establecer un nuevo método para analizar el comportamiento de estas arenas. El método se basa en la normalización de diagramas de estado mediante la presión de consolidación equivalente, p'_e , (Fig 4.8), la cual se define en la teoría clásica del estado crítico como el valor de p' sobre la línea de consolidación virgen correspondiente a cualquier valor de e . Empleando este tipo de diagramas normalizados se retoma la idea de que existe una línea de estado estable única, la "línea del estado estable normalizada" (NSSL).

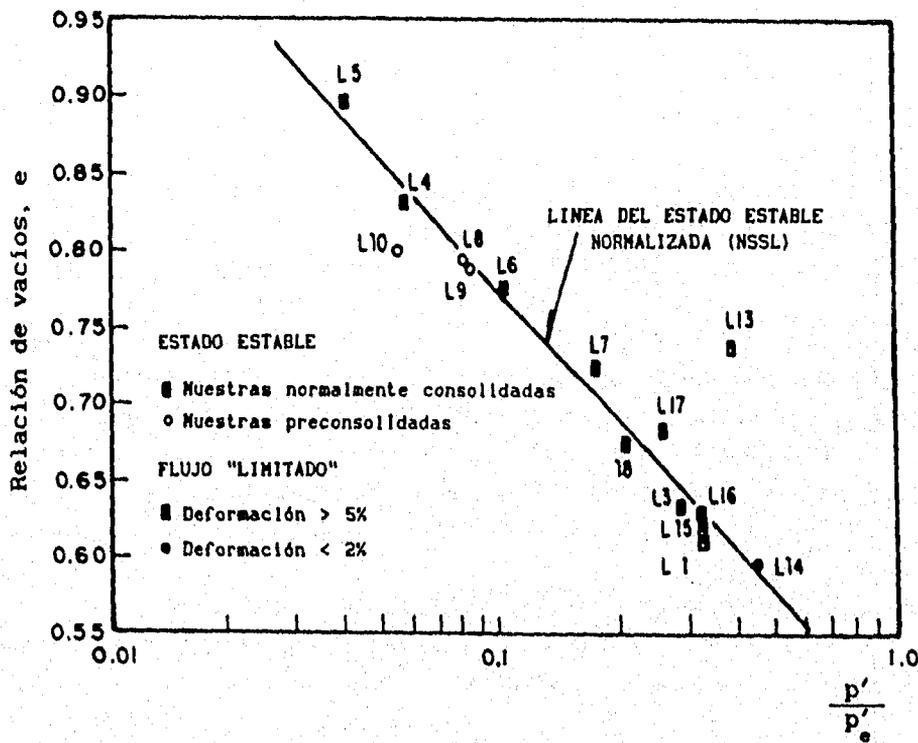


Fig 4.8 Diagrama de estado normalizado para la arena Dune. (Ovando, 1992)

En resumen de los anteriores conceptos, el comportamiento no drenado de arenas con moderadas a grandes deformaciones puede ser analizado haciendo referencia a ciertos puntos claves en su comportamiento esfuerzo-deformación; la iniciación del colapso estructural, el estado cuasi-estable y el estado estable. La iniciación del colapso estructural ocurre cuando se alcanza el punto de máximo esfuerzo cortante durante la etapa contractiva, producido por la aplicación de cargas de corte. Pueden construirse diagramas de estado e vs p' para indicar la iniciación del colapso. Los puntos de colapso definen líneas en los diagramas de estado. El estado cuasi-estable asimismo describe una licuación parcial, (Castro, 1969), es el punto de mínima resistencia en la línea de transformación de fase, antes de que las tendencias dilatantes ocurran. Algunas muestras pueden recobrar resistencia después de pasar el estado cuasi-estable y eventualmente pueden alcanzar el estado estable a un mayor esfuerzo cortante. Algunas muestras que están lo suficientemente sueltas puede que no recuperen resistencia después del colapso y pueden llegar al estado estable en el punto de mínima resistencia; si los esfuerzos efectivos y la resistencia llegan a ser menores que los esfuerzos cortantes actuantes, ocurre licuación total.

El estado estable y el estado cuasi-estable definen diferentes líneas en los diagramas de estado pero las relaciones entre ellas no son claras. Evidencias presentadas en otra parte sugieren que hay un estrecho espacio entre ellas (Verdugo et al, 1991; Ishihara, 1993), al menos sobre un amplio rango de relaciones de vacíos. Otras investigaciones han dibujado el estado estable y el cuasi-estable como puntos de mínima resistencia a lo largo de bandas en el espacio e vs p' .

Las condiciones para tener licuación total o parcial dependen de la relativa posición de los estados iniciales con respecto a la línea de referencia fuera de la banda de licuación. Conceptualmente estos estados son diferentes y ocurren a diferentes niveles de deformación; en el caso de la arena de Toyura, el estado estable se puede definir más precisamente que la línea del estado cuasi-estable, porque la última es influenciada por la magnitud del esfuerzo de consolidación.

El estado estable y el estado crítico también denotan conceptos diferentes como los indicados por Poulos (1981). En la práctica de acuerdo a Been et al (1991) ambos conceptos son equivalentes y se propone un nuevo término, "el estado último".

Con respecto a la unicidad del estado estable hay ejemplos de evidente conflicto. De acuerdo a la definición original de Poulos, el estado estable es independiente de la historia de esfuerzos y de la estructura inicial lo cual en cambio implica que la línea del estado estable es única. Datos mostrados por Castro et al (1992) y Been et al (1991), por ejemplo tienden a soportar esta idea pero otros como Vaid et al (1992) han presentado resultados de ensayos que sugieren lo opuesto. La banda de licuación de Konrad también contradice la noción de una línea de estado estable única.

4.2 COMPORTAMIENTO NO DRENADO

Se analiza el comportamiento esfuerzo-deformación así como el de generación de presión de poro de mezclas arena caolín formadas a varias densidades relativas, consolidadas manteniendo constante la relación de esfuerzos $K = \sigma'_h / \sigma'_v$, hasta llegar a un esfuerzo efectivo octaédrico de 2.0 kg/cm² y ensayadas bajo esfuerzos monotónicos de compresión y extensión.

Se discute el comportamiento esfuerzo-deformación de las mezclas arena-caolín haciendo referencia al punto de colapso estructural, definido como el estado de esfuerzos y deformaciones inmediatamente anterior al inicio del corrimiento de los contactos intergranulares, es decir al inicio de la destrucción de la estructura original de los especímenes; también se hace referencia a los estados de deformación estable y cuasi-estable y al estado de transformación de fase o punto de resistencia mínima que coincide con el punto de máxima generación de presión de poro.

El objetivo de estos ensayos es verificar el modelo fenomenológico propuesto por Ovando y Mesa (1991), que predice cualitativamente el comportamiento de mezclas arena-finos por medio de diagramas de estado y relaciones causales basadas en la relación de vacíos intergranular y los anteriores parámetros.

4.2.1 Antecedentes

Usualmente, las propiedades esfuerzo deformación y las de generación de presión de poro en materiales granulares, se obtienen a partir de los resultados de ensayos triaxiales en especímenes consolidados isotrópicamente, llevados a la falla en compresión. El empleo de especímenes de arena consolidados anisotrópicamente para determinar estas propiedades ha sido menos frecuente y todavía menos en arenas con materia fina. En vista de la importancia de evaluar el comportamiento no drenado de arenas con finos y considerando trayectorias de esfuerzos más representativas de las condiciones de campo, se han realizado varias investigaciones utilizando mezclas de arena con diferentes porcentajes de finos y variando tanto el esfuerzo efectivo de consolidación como las relaciones de esfuerzos efectivos durante la misma.

Ovando y Mesa (1991), tras ensayar especímenes de arena saturadas con bajos contenidos de caolín y bentonita, consolidados isotrópicamente, sometidos a esfuerzos cortantes monotónicos de compresión y en condiciones no drenadas, demostraron que para muestras formadas con una misma relación de vacíos, la presencia de los finos produce incrementos de presión de poro acompañados de

disminuciones de rigidez y resistencia. El aumento del exceso de presión de poro está relacionado con el porcentaje de finos pero no crece indefinidamente al aumentar los agregados de limo o arcilla. En las muestras con caolín se estableció un porcentaje umbral de finos de 7%, por encima del cual se notó una disminución en el incremento de la presión de poro. En los especímenes contaminados con bentonita no fue posible precisar el porcentaje umbral pero se hizo evidente que el incremento del exceso de presión de poro fue menos significativo en las muestras con 7% de bentonita.

Posteriormente Lagunas (1992), a partir de resultados experimentales sobre mezclas de arena con caolín, demostró que la resistencia, la rigidez y la capacidad para generar presión de poro de las probetas dependen del porcentaje de finos, del tipo de consolidación y de la dirección de aplicación de cargas en la etapa de falla. Observó además que la trayectoria de consolidación isotrópica o anisotrópica, no modifica la envolvente de falla alcanzada, pero sí modifica la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivos.

En cuanto al comportamiento de probetas arena-caolín consolidadas bajo diferentes cocientes de esfuerzos ($K=1.0, 0.82, 0.62, 0.53$ y 0.44), se observó que el potencial para generar presión de poro aumenta conforme se incrementa el valor de K , pero que tanto la rigidez como la resistencia disminuyen; lo anterior se debe a que al final de la consolidación anisotrópica se tiene un esfuerzo cortante acumulado, el cual resulta mayor en los especímenes consolidados siguiendo una trayectoria con un K menor. Las trayectorias de esfuerzos efectivos alcanzaron prácticamente la misma envolvente de falla, aunque los especímenes movilizaron ángulos de fricción interna en el punto de quiebre diferentes, aumentando conforme disminuye el valor de K .

Ovando y Pérez (1994), establecieron que el comportamiento no drenado de especímenes arena-caolín no sólo depende de los parámetros anteriormente mencionados por Lagunas (1992), sino también de la densidad inicial de los especímenes. La historia de esfuerzos aplicados durante la consolidación hace que se presente poca variación entre los ángulos de fricción interna que se movilizaron cuando se alcanza el esfuerzo desviador máximo. Además de lo anterior observaron que la compacidad inicial no modifica la envolvente de falla alcanzada, pero sí modifica la forma de la trayectoria de esfuerzos efectivos.

Los resultados presentados por Ovando y Pérez (1996) resumen el comportamiento no drenado de las mezclas arena-caolín en cuanto a la influencia del porcentaje de finos y de la trayectoria de consolidación se refiere:

- Influencia del contenido de caolín en el comportamiento no drenado de mezclas de arena:

Las figuras esfuerzo-deformación y exceso de presión de poro-deformación mostradas en la Fig 4.9a y 4.9b son típicas y fueron obtenidas de una serie de ensayos en probetas sueltas, consolidadas anisotrópicamente con $K=0.53$, con la misma relación de vacíos después de la consolidación, ($e_f=0.91$), pero diferentes porcentajes de caolín (3,5 y 7%). Las correspondientes trayectorias de esfuerzos efectivos se muestran en la figura 4.9c.

Las muestras ensayadas en estos experimentos muestran que aumentando el porcentaje de caolín, el potencial para generar presión de poro se incrementa, sin embargo la resistencia y la rigidez disminuyen. La influencia de la cantidad de caolín es mayor en compresión que en extensión. También se pueden observar cambios en las curvas esfuerzo-deformación y en las trayectorias de esfuerzos efectivos cuando pequeñas cantidades de caolín son adicionadas.

- Influencia de la relación de esfuerzos durante la consolidación:

En las figuras 4.10a a la 4.10c, se muestran las curvas esfuerzo-deformación, exceso de presión de poro-deformación y las trayectorias de esfuerzos efectivos respectivas, ilustrando el comportamiento de muestras medianamente densas. Estos resultados fueron obtenidos ensayando en compresión y extensión muestras con el mismo porcentaje de caolín pero sujetas a diferentes trayectorias de consolidación, $K=1.0, 0.62, 0.53$ y 0.44 .

Estas muestras presentan tendencias dilatantes y no pierden resistencia antes de alcanzar la falla. La rigidez inicial en los ensayos de compresión es mayor en las muestras consolidadas bajo altas relaciones de esfuerzos. En la rama de descarga, ensayos de extensión mostraron muy alta rigidez y las muestras consolidadas con altos valores de K tuvieron mayores resistencias. En ensayos de compresión, el exceso de presión de poro fue mayor en muestras consolidadas isotrópicamente y la tendencia opuesta fue observada en ensayos de extensión.

Muestras muy sueltas consolidadas bajo diferentes valores de K se comportaron como se muestra en las Figs 4.11a, 4.11b y 4.11c. En este caso, las muestras ensayadas en compresión presentan un comportamiento puramente contractivo, desarrollan deformaciones de flujo y alcanzan el estado estable a bastante grandes deformaciones. Las muestras ensayadas en extensión alcanzan la mínima resistencia a pequeñas deformaciones y muestran algunas tendencias dilatantes para alcanzar la falla. Para ambos ensayos, extensión y compresión las muestras consolidadas a altas relaciones de esfuerzos generan mayor cantidad de presión de poro.

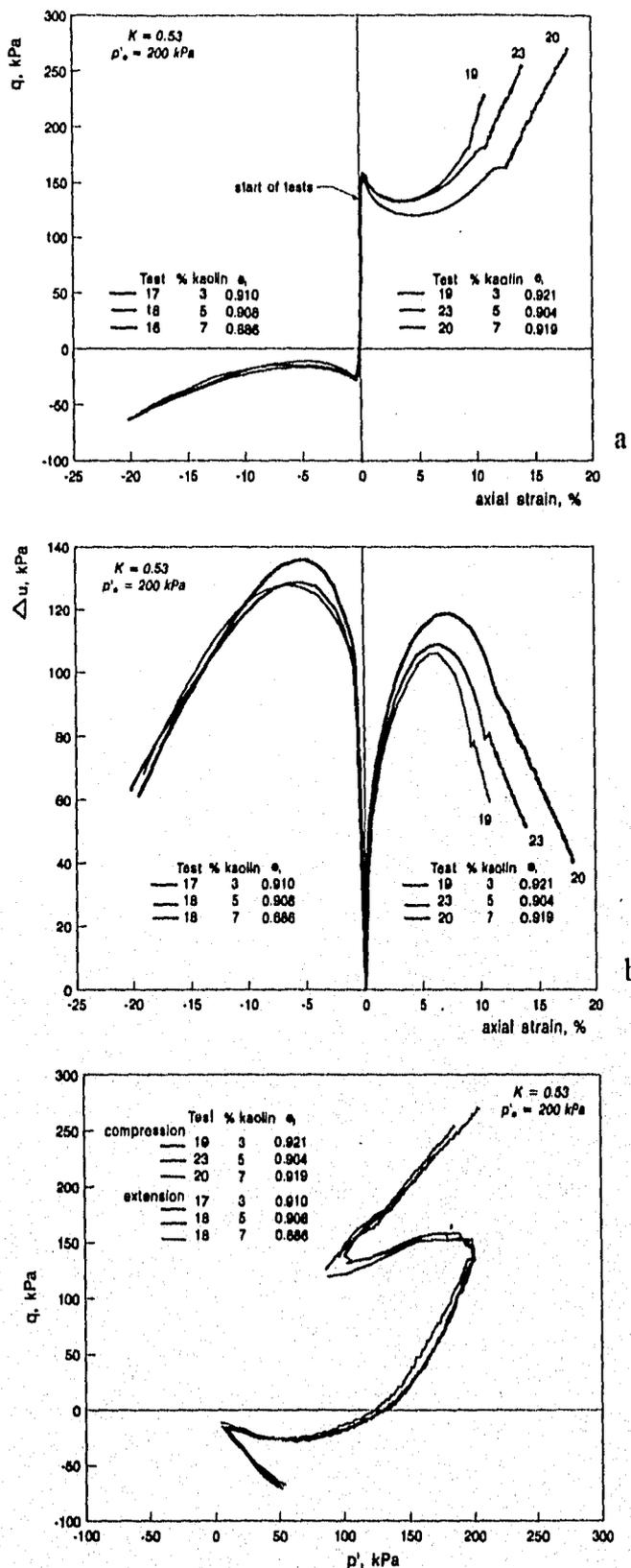


Fig 4.9 Comportamiento esfuerzo-deformación, exceso de presión de poro-deformación y trayectorias de esfuerzos efectivos de muestras sueltas consolidadas con $K=0.53$ (Ovando y Pérez, 1996)

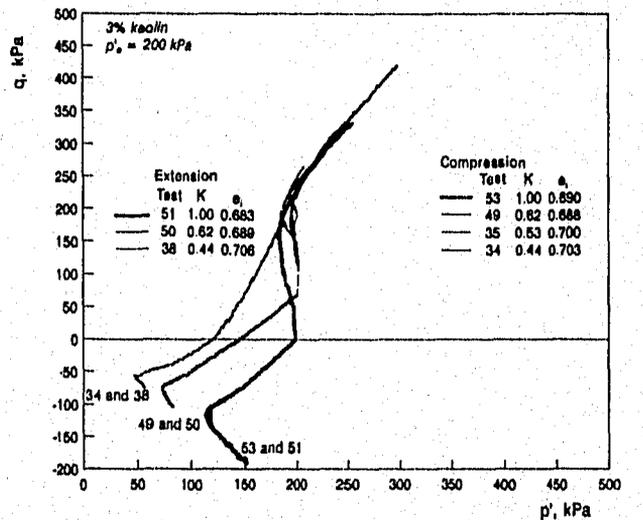
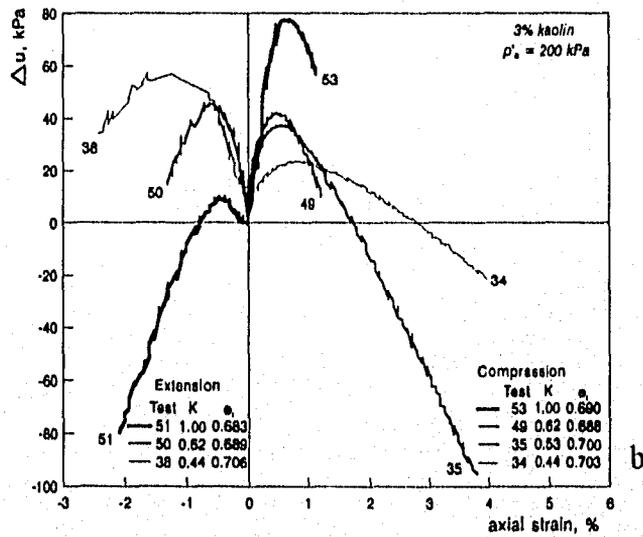
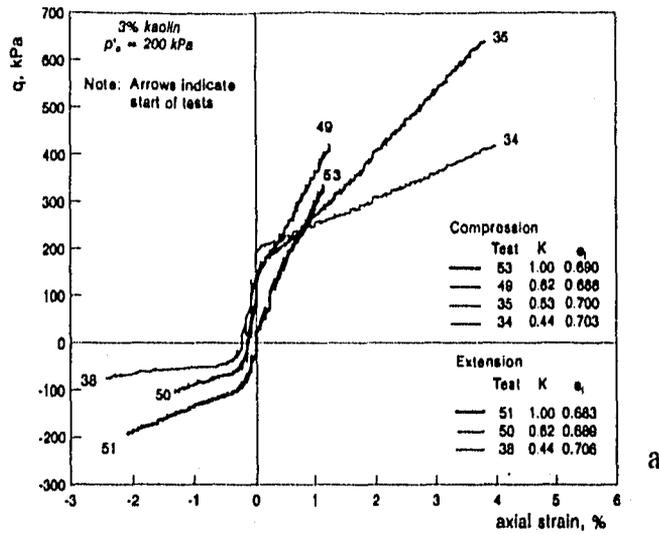


Fig 4.10 Comportamiento esfuerzo-deformación, exceso de presión de poro-deformación y trayectorias de esfuerzos efectivos de muestras medianamente densas consolidadas a diferentes K. (Ovando y Pérez, 1996)

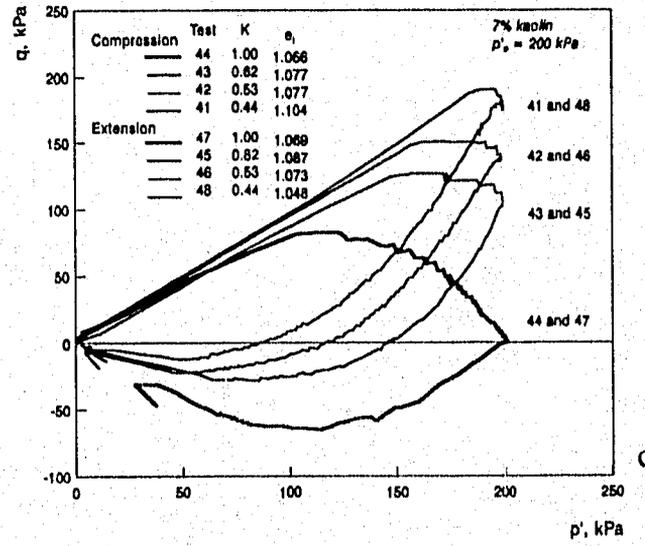
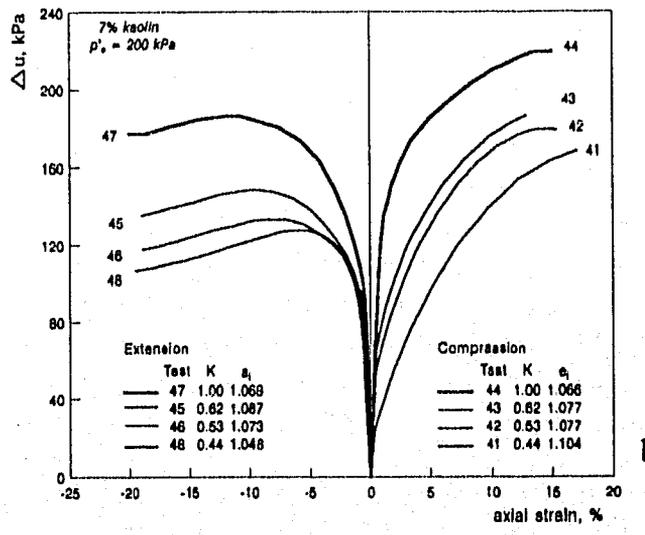
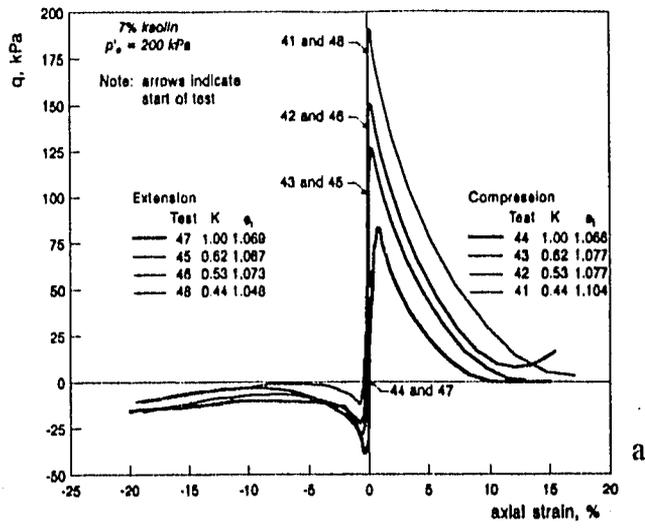


Fig 4.11 Comportamiento esfuerzo-deformación, exceso de presión de poro-deformación y trayectorias de esfuerzos efectivos de muestras sueltas consolidadas a diferentes K (Ovando y Pérez, 1996)

4.2.2. Análisis de resultados

Los ensayos realizados en esta investigación examinan el comportamiento de mezclas arena-caolín sujetas a cargas monotónicas y no drenadas en una cámara triaxial. La consolidación fue realizada anisotrópicamente según se describió en el capítulo anterior, manteniendo constante la relación $K = \sigma'_h / \sigma'_v$; los esfuerzos de corte fueron aplicados en compresión y en extensión, manteniendo constante el esfuerzo horizontal total; en las pruebas de compresión se incrementó σ'_v y en las de extensión σ'_v se disminuyó.

Se puede observar que los especímenes sueltos aumentan paulatinamente el esfuerzo desviador hasta alcanzar el punto del colapso estructural y a partir de este sufre un decremento fuerte del mismo, lo cual va acompañado de un aumento gradual en la generación de la presión de poro hasta alcanzar el estado estable, donde el esfuerzo desviador y la presión de poro se hacen constantes. Los especímenes densos van aumentando constantemente el esfuerzo desviador mientras que su punto de colapso estructural está indicado por el cambio del comportamiento de la generación de poro, o sea el punto donde comienza la tendencia dilatante.

En las Figs. 4.12 a la 4.16 se presentan las variaciones del esfuerzo desviador y presión de poro con la deformación y las respectivas trayectorias de esfuerzos efectivos en función de la densidad relativa inicial de mezclas de arena con 3,5 y 7% de finos; consolidados anisotrópicamente manteniendo constante la relación $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ y fallados en extensión y compresión.

Los resultados de los análisis para estudiar las condiciones en las que se presentan los esfuerzos y deformaciones en el punto de colapso estructural y en el punto de resistencia mínima (máxima presión de poro), se resumen en las tablas 4.1 y 4.2 y se comentan a continuación.

Probetas con 3% de caolín:

- Para las muestras con 3% de caolín y falladas en compresión, el esfuerzo desviador en el punto de colapso varía de 1.39 kg/cm² en probetas sueltas a 2.12 kg/cm² en las densas, mientras que en extensión varía de 0.35 a 0.87 kg/cm² respectivamente, o sea, existe una mayor resistencia en los especímenes ensayados en compresión.
- Las deformaciones asociadas al punto de colapso son mayores en la falla de extensión, variando de 0.53 a 0.80%, mientras que en compresión varían de 0.08 a 0.69%.

- Los especímenes sueltos ensayados tanto en extensión como en compresión tienden a generar mayor presión de poro que los densos, siendo mucho mayor en los de compresión en donde alcanzaron valores desde 0.51 a 1.91 kg/cm², en extensión variaron de 0.09 a 1.36 kg/cm².

Probetas con 5% de caolín

- El esfuerzo desviador en el punto de colapso varió de acuerdo a la densidad relativa inicial desde 1.04 a 1.67 kg/cm² en falla de compresión, mientras que la generación de la presión de poro de 0.90 a 1.91 kg/cm² y las deformaciones asociadas al punto de colapso van de 0.28 a 0.84%.

Probetas con 7% de caolín

- En este caso el punto de colapso está asociado a esfuerzos desviadores de 1.11 kg/cm² en especímenes sueltos fallados en compresión y a 1.21 kg/cm² en los medianamente sueltos, mientras que en extensión los valores de los esfuerzos son mucho menores variando de 0.32 a 0.43 kg/cm² respectivamente.
- La presión de poro máxima generada también es mayor en los especímenes ensayados en compresión y a menor densidad relativa inicial, esta varía de 1.34 kg/cm² en las probetas medianamente densas, a 1.86 kg/cm² en las sueltas. Para el caso de extensión varía de 1.27 a 1.46 kg/cm² para las mismas densidades relativas iniciales mencionadas anteriormente.
- Las deformaciones en el punto de colapso siguen la misma tendencia que los especímenes formados con 3% de finos, variando de 0.59 a 0.78% en extensión y de 0.12 a 0.24% en compresión. Además se observa que las deformaciones en este punto son mayores en los especímenes sueltos que en los medianamente sueltos.

En conclusión el comportamiento de estas mezclas arena-caolín de acuerdo a los resultados experimentales obtenidos en ésta investigación, se puede resumir en lo siguiente:

- La resistencia del material representada a partir del esfuerzo desviador en el punto de colapso estructural, disminuye en especímenes con la misma densidad relativa inicial, a medida que se incrementa el porcentaje de finos. Lo anterior va acompañado de un incremento en la generación de la presión de poro.
- Los especímenes ensayados en compresión tienden a tener mayor resistencia y capacidad de generación de poro que los ensayados en extensión.

- Las deformaciones en el punto de colapso estructural son mayores en los especímenes ensayados en extensión y aumentan con el incremento de la relación de vacíos inicial de los especímenes.
- Los ángulos de fricción en el punto de colapso, (ϕ_{sc}), son mayores en compresión que en extensión, además aumentan a medida que incrementa la densidad relativa inicial de los especímenes, variando de 16° a 25° en compresión y de 12.3° a 21.4° en extensión. Los ángulos de fricción interna se comportan de igual forma que los ϕ_{sc} , variando de 29° a 30° en compresión y de 28.5° a 29.1° en extensión.
- Las trayectorias de esfuerzos efectivos de especímenes densos y medianamente densos alcanzaron la misma envolvente de falla, pero para el caso de especímenes sueltos se dificultó la identificación de esta. Lo anterior se debe a que el comportamiento de la presión de poro y la deformación a través del tiempo transcurrido durante la etapa de falla, está muy influenciado por la compacidad inicial, mientras en una probeta densa aumenta gradualmente con el tiempo la deformación y la presión de poro, en otra suelta o muy suelta van creciendo paulatinamente hasta llegar a la destrucción en la estructura del suelo desarrollando grandes velocidades tanto de deformación como de generación de presión de poro. Lo anterior hace un poco inciertas las lecturas de presión de poro y por lo tanto los datos de los esfuerzos efectivos entre estos puntos, pero en el estado estable si se puede decir que los esfuerzos efectivos son certeros ya que la presión de poro logra estabilizarse en dicho punto. (Pérez, 1995).

El programa experimental se realizó con el fin de verificar un modelo fenomenológico para la predicción cualitativa del comportamiento esfuerzo-deformación de mezclas arena-finos y por ello la influencia de la relación de vacíos inicial, la relación de vacíos intergranular inicial, e_{gi} , el porcentaje de finos y la trayectoria de consolidación en el comportamiento no drenado de estas mezclas no se estudian en esta investigación; además tales estudios ya han sido realizados en investigaciones anteriores como (Lagunas, 1992 y Pérez, 1995). En dichas investigaciones se determinó a partir de una serie de pruebas en muestras normalmente consolidadas sujetas a diferentes relaciones de esfuerzos durante la consolidación, que la deformabilidad, la resistencia y la capacidad para generar presión de poro dependen de la relación de vacíos intergranular inicial, del estado de esfuerzos después de la consolidación y de la trayectoria de esfuerzos seguida durante la aplicación no drenada de carga. Los resultados experimentales obtenidos en este trabajo son consistentes con los anteriores y están de acuerdo con lo esperado.

Tabla 4.1 Resumen de resultados experimentales de pruebas en compresión

Prueba N°	% Caolín	K	e_i	e_f	e_{gi}	e_{gf}	p'_o kg/cm ²	q_{sc} kg/cm ²	t'_{sc} kg/cm ²	ε_{sc} %	Δu_{sc} kg/cm ²	ε_{ss} %	Δu_{ss} kg/cm ²	ϕ'_{sc} (°)	ϕ' (°)
10	3	0.65	1.117	1.183	1.039	1.102	2.0	1.39	0.70	0.08	0.17	19.2	1.91	18.0	-
13	3	0.77	0.699	0.752	0.691	0.743	2.0	2.12	1.06	-	-	0.69	0.51	25.0	29.0
5	5	0.68	0.918	1.019	0.892	0.992	2.0	1.25	0.63	0.39	0.34	5.24	1.23	18.3	29.1
6	5	0.80	0.743	0.835	0.731	0.822	2.0	1.67	0.83	-	-	0.84	0.90	25.0	30.0
9	5	0.73	1.110	1.226	1.053	1.162	2.0	1.04	0.52	0.28	0.45	16.1	1.91	16.0	-
2	7	0.70	0.88	1.020	0.856	0.996	2.0	1.21	0.60	0.12	0.48	5.43	1.34	16.5	29.0
8	7	0.68	1.086	1.243	1.014	1.166	2.0	1.11	0.56	0.24	0.46	14.6	1.86	17.3	-

Tabla 4.2 Resumen de resultados experimentales de pruebas en extensión

Prueba N°	% Caolín	K	e_i	e_f	e_{gi}	e_{gf}	p'_o kg/cm ²	q_{sc} kg/cm ²	t'_{sc} kg/cm ²	ε_{sc} %	Δu_{sc} kg/cm ²	ε_{ss} %	Δu_{ss} kg/cm ²	ϕ'_{sc} (°)	ϕ' (°)
15	3	0.65	1.070	1.134	1.04	1.066	2.0	0.35	0.17	0.80	0.75	13.3	1.36	16.0	-
16	3	0.67	0.700	0.753	0.696	0.749	2.0	0.87	0.44	-	-	0.53	0.091	21.4	28.5
14	3	0.67	0.710	0.762	0.697	0.748	2.0	0.89	0.45	0.77	-	-	0.33	-	29.0
4	7	0.69	0.909	1.053	0.886	1.029	2.0	0.43	0.22	0.39	0.59	7.41	1.27	12.4	-
12	7	0.63	1.117	1.276	1.035	1.188	2.0	0.32	0.16	0.80	0.77	6.54	1.45	12.3	29.1

q_{sc} : esfuerzo desviador en el punto de colapso estructural

t'_{sc} : esfuerzo cortante en el punto de colapso estructural

ε_{sc} : deformación axial en el punto de colapso estructural

Δu_{sc} : presión de poro en el punto de colapso estructural

ε_{ss} : deformación axial en el estado estable

Δu_{ss} : presión de poro en el estado estable

ϕ'_{sc} : ángulo de fricción en el punto de colapso

ϕ' : ángulo de fricción interna del suelo

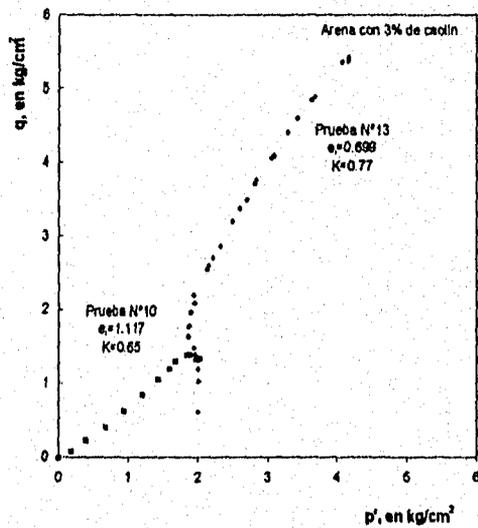
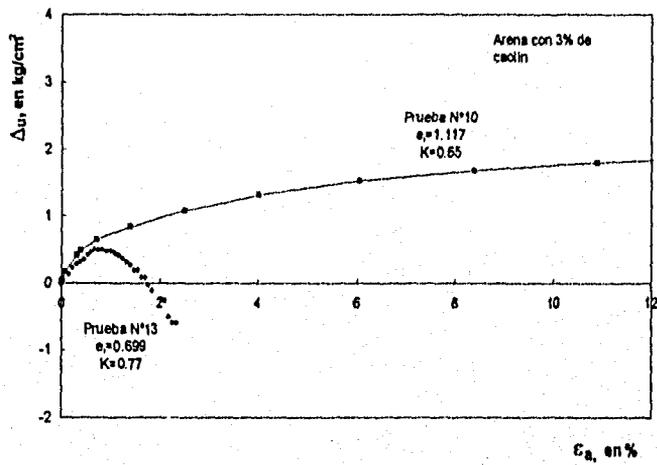
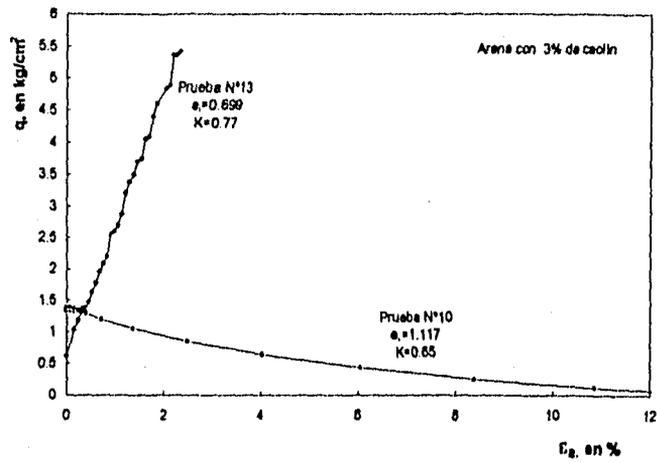


Fig 4.12 Comportamiento esfuerzo desviador, exceso de presión de poro y trayectoria de esfuerzos efectivos de probetas con 3% de caolín y ensayadas en compresión.

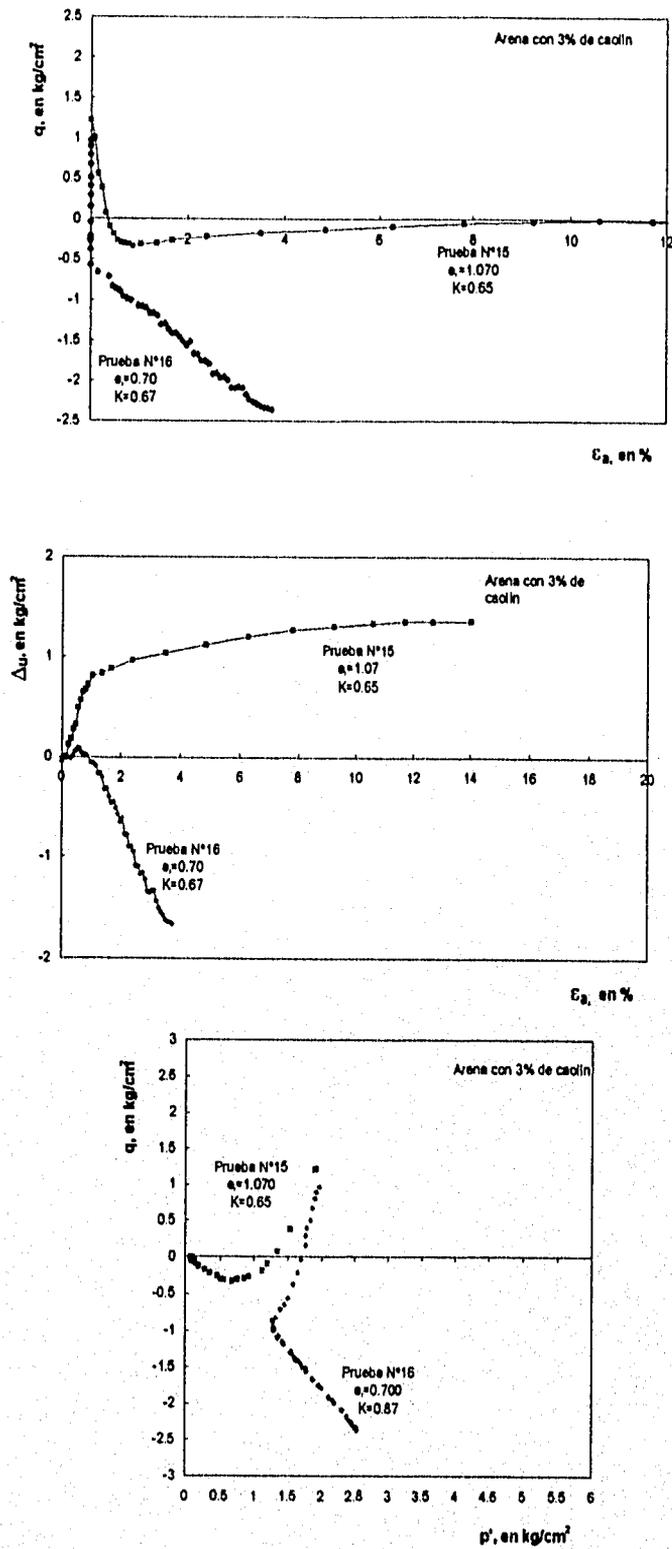


Fig 4.13 Comportamiento esfuerzo desviador, exceso de presión de poro y trayectoria de esfuerzos efectivos de probetas con 3% de caolín y ensayadas en extensión.

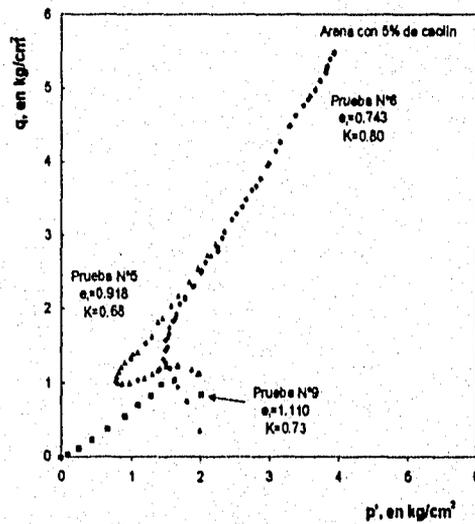
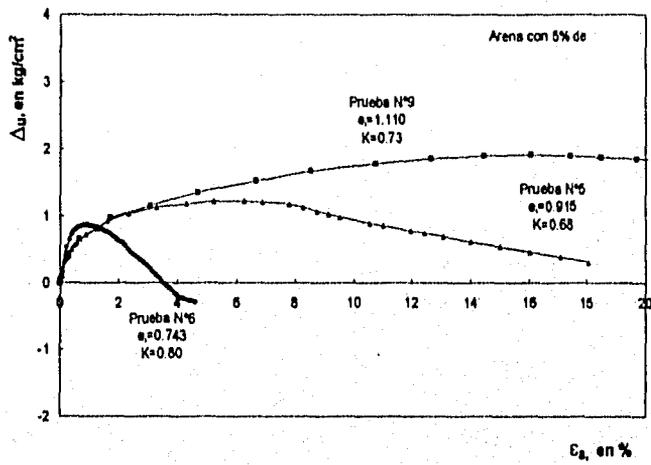
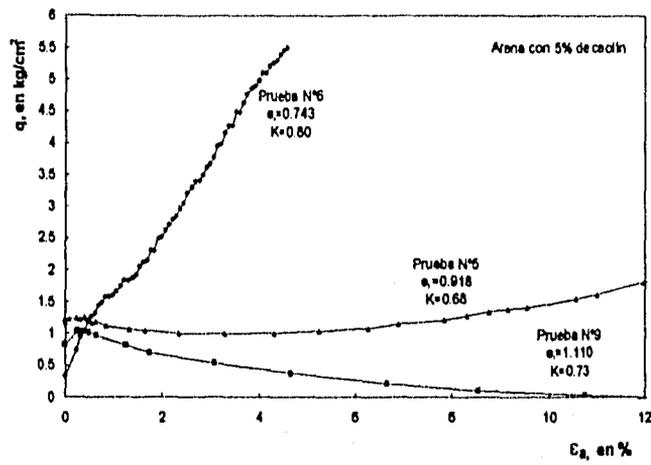


Fig 4.14 Comportamiento esfuerzo desviador, exceso de presión de poro y trayectoria de esfuerzos efectivos de probetas con 5% de caolín y ensayadas en compresión.

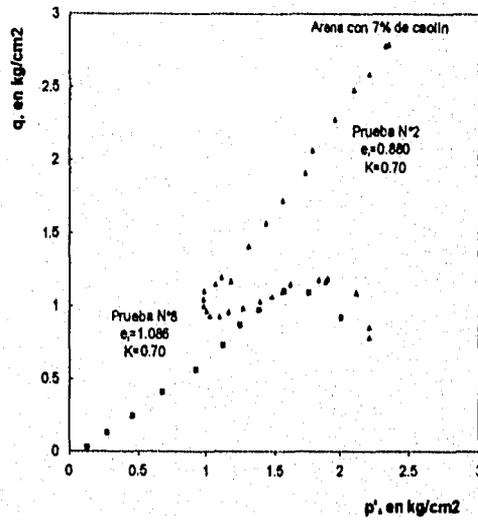
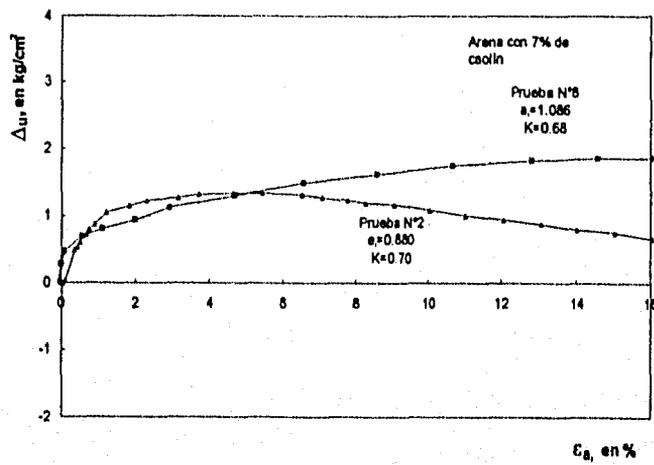
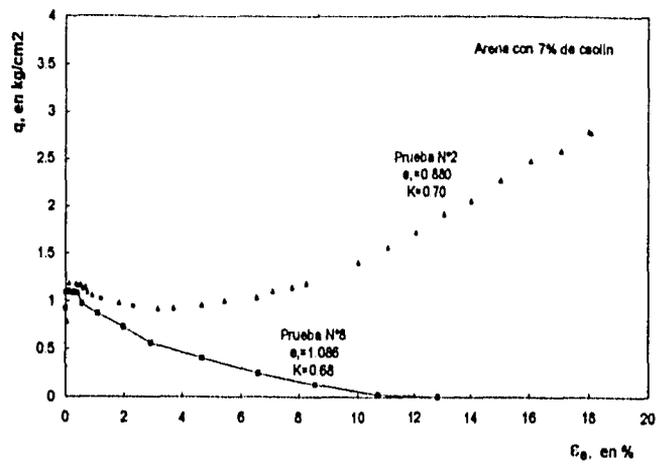


Fig 4.15 Comportamiento esfuerzo desviador, exceso de presión de poro y trayectoria de esfuerzos efectivos de probetas con 7% de caolín y ensayadas en compresión.

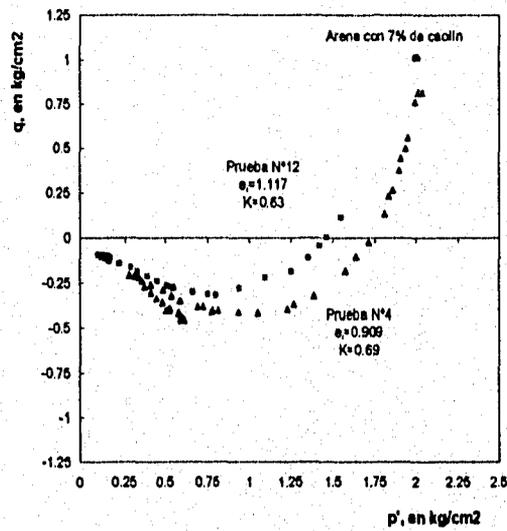
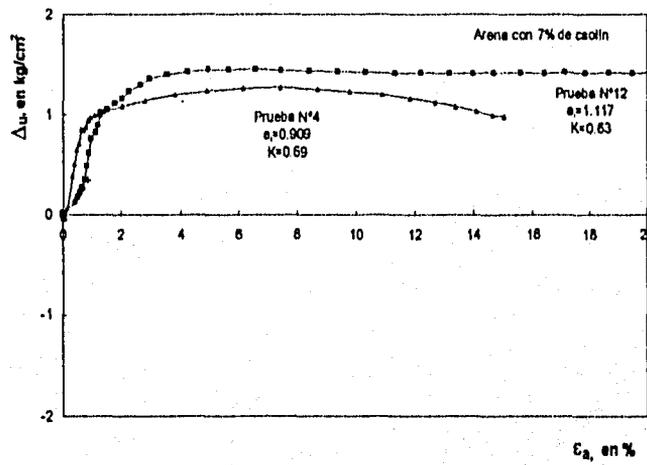
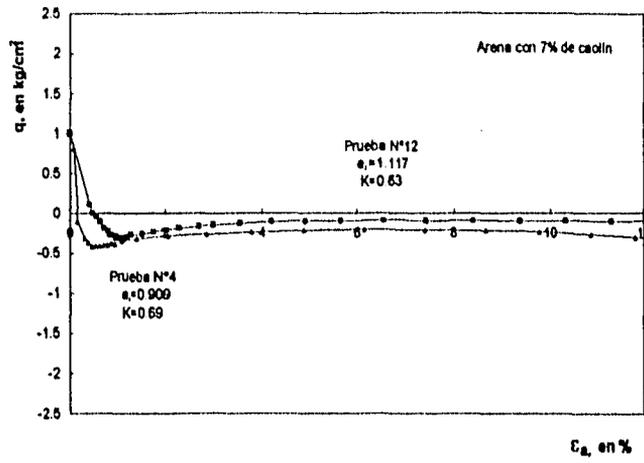


Fig 4.16 Comportamiento esfuerzo desviador, exceso de presión de poro y trayectoria de esfuerzos efectivos de probetas con 7% de caolín y ensayadas en extensión.

4.3 MODELO FENOMENOLOGICO

Se interpretan los resultados obtenidos con los experimentos realizados en este trabajo, utilizando el modelo fenomenológico propuesto por Ovando y Mesa (1991) y las relaciones causales y diagramas de estado obtenidos por Lagunas (1992) y Pérez (1995) con el fin de evaluar el potencial de licuación de arenas ensayadas en el laboratorio a partir de la normalización de diagramas de estado.

4.3.1 Bases del modelo

En el análisis de los datos experimentales se adoptó un punto de vista práctico. Las diferencias entre el estado estable y el estado crítico han sido pasadas por alto pues es difícil distinguir entre ambos a partir de los resultados de ensayos de laboratorio, Been et al (1991) y Poorooshasb y Consoli (1991); se usan los estados para resistencia mínima y de transformación de fase, como referencias para producir diagramas de estado ya que esta condición debe ser evitada en la mayoría de las aplicaciones.

Los resultados del programa experimental fueron examinados para analizar las condiciones en puntos para mínima resistencia y al inicio del colapso estructural. Para el análisis se desarrolló un marco de referencia unificado empleando diagramas de estado, esto implica complejidades adicionales puesto que cada mezcla arena-caolín puede ser considerada en sí como un suelo diferente y por tanto puede ser estudiada separadamente. Para realizar el análisis se utilizaron dos parámetros adicionales además de la relación de vacíos y de la magnitud de la presión de consolidación; uno considera la presencia de partículas finas entre granos de tamaño más grueso, la relación de vacíos intergranular, (e_{gr}), y otro refleja la influencia de la trayectoria de consolidación y de la dirección de aplicación de carga, extensión ó compresión, (β).

Los resultados de investigaciones anteriores mostraron que la contribución del caolín incluido en las muestras para resistir los esfuerzos aplicados es despreciable. El efecto de las partículas más pequeñas es principalmente mantener los granos de arena más separados. De acuerdo a Georgiannou et al (1990), estas consideraciones justifican el uso de la relación de vacíos referida a los componentes de arena, es decir a la relación de vacíos intergranular, e_{gr} , como parámetro significativo para interpretar los resultados. Este concepto ha sido definido previamente por Mitchell (1976) y Kenney (1977), entre otros.

$$e_{gf} = \frac{v_v + v_f}{v_s} \quad (4.1)$$

donde, v_v =volumen de vacíos; v_f =volumen de finos; v_s =volumen de sólidos.

Al sumar v_f a v_v en el numerador de la expresión anterior se supone implícitamente que los finos no contribuyen a la resistencia de las mezclas.

Los resultados experimentales de ensayos en probetas de arena con 3,5,7 y 10% de caolín obtenidos por Ovando y Mesa (1991), Ovando y Lagunas (1992) y Pérez (1995), permitieron establecer relaciones entre la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación, e_{gf} , y algunos parámetros significativos del comportamiento esfuerzo-deformación de las mezclas estudiadas, como son el esfuerzo cortante en el punto de colapso, t'_{sc} , el exceso de presión de poro máximo, $\Delta u_{m\acute{a}x}$, y el ángulo de fricción interna movilizado en el punto de colapso, ϕ'_{sc} . También se interpretaron los resultados mediante diagramas de estado en términos del estado cuasi-estable y la relación de vacíos intergranular, donde se normalizó el esfuerzo efectivo medio, p' , con respecto al de consolidación, p'_o .

La normalización del comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas es válida dentro de un limitado intervalo de presiones. Esta normalización funcionó bien en el intervalo de las presiones de consolidación empleadas ($p'_o = 1.0$ a 3.0 kg/cm²), lo cual cubre muchos de los niveles encontrados en la práctica. Así, $\Delta u_{m\acute{a}x} / p'_o$, t'_{sc} / p'_o y ϕ'_{sc} , están relacionados con e_{gf} , independientemente del porcentaje y tipo de material fino, de donde se sigue que e_{gf} es un parámetro adecuado para interpretar globalmente los resultados experimentales.

En vista de lo anterior, Ovando y Mesa (1991) propusieron un diagrama normalizado de estado, Fig 4.17, dibujado en el plano $e_{gf} - \log p' / p'_o$. En este diagrama se observa que los puntos donde se genera la presión de poro máxima se alinean, con bastante aproximación, a la línea recta marcada como $p'_{m\acute{a}x}$. La línea p'_q ó p'_{sc} , corresponde a los valores de p' donde se alcanza el punto de colapso en las curvas esfuerzo-deformación y según se aprecia en la misma figura, p'_q / p'_o , tiende a ser constante para muestras muy sueltas. La línea p'_q se une a la línea $p'_{m\acute{a}x}$ para valores de e_{gf} pequeños. En la zona predominantemente contractiva (valores de e_{gf} altos) las deformaciones ocurren antes de llegar a la línea $p'_{m\acute{a}x}$; en la zona dilatante solo se tienen deformaciones grandes cuando $p' / p'_o > 1.0$.

El diagrama de la figura 4.8 se simplifica suponiendo que la línea $p'_{m\acute{a}x}$ está constituida por tres segmentos rectos marcados respectivamente por 1, 2, y 3 (Fig 4.17). Con base en lo anterior, se obtienen parámetros de estado análogos al de Been y Jefferies (1985), con los cuales se puede predecir cualitativamente el

comportamiento de las mezclas arena-finos en función de las relaciones de vacíos intergranulares, e_{gc} y e_{gd} . El primero es la ordenada de la intersección de $p'_{m\acute{a}x}$ con p'_q ; el segundo es la ordenada de la intersección de $p'_{m\acute{a}x}$ con la recta vertical $p'/p'_o=1$. De esta manera definieron dos parámetros de estado para la contracción (ψ_c) y dilatación (ψ_d) en función del valor de e_{gf} .

$$\psi_c = e_{gf} - e_{gc} \tag{4.2}$$

$$\psi_d = e_{gf} - e_{gd} \tag{4.3}$$

Las condiciones para que se presente el comportamiento puramente contractivo son: $\psi_c > 0$ y $\psi_d > 0$. cuando $\psi_c < 0$ y $\psi_d < 0$ se tiene contracción seguida de dilatación. Finalmente, si ψ_c y ψ_d son negativos se obtienen comportamientos puramente dilatantes.

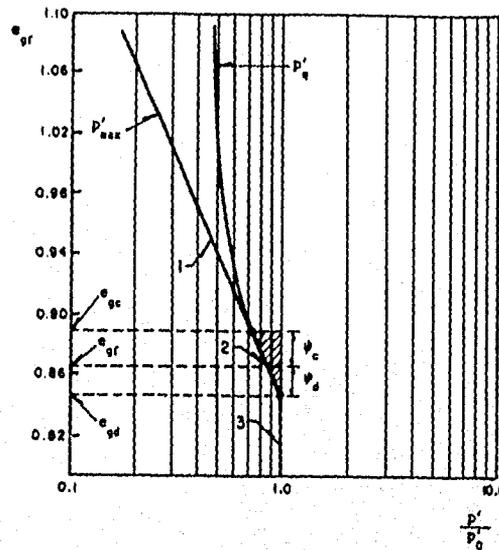


Fig 4.17 Representación esquemática del diagrama normalizado de estado de la figura 4.8 (Ovando y Mesa, 1991)

4.3.2 Discusión de resultados

Se analiza la relación entre los esfuerzos cortante y efectivo medio al inicio del colapso estructural con la relación de vacíos intergranular, así como la relación entre esta misma y los esfuerzos efectivos medios en el punto de resistencia mínima, para ambas direcciones de aplicación de carga, compresión y extensión.

• Esfuerzo cortante al inicio del colapso estructural:

La relación entre el esfuerzo cortante al inicio del colapso estructural y la relación de vacíos intergranular fue investigada anteriormente por Pérez (1995), quién encontró que al normalizar el valor de t'_{sc} por el esfuerzo efectivo después de la consolidación, p'_o , se obtienen múltiples curvas dependiendo de la dirección de aplicación de carga y del valor de K . El valor de t'_{sc}/p'_o varía fuertemente con e_{gf} cuando $e_{gf} < 0.95$ y alcanza valores prácticamente constantes para e_{gf} más altas. Dadas las tendencias opuestas observadas en los ensayos de extensión y compresión la relación K y t'_{sc}/p'_o debe ser directamente proporcional para el segundo caso e inversamente para el primer tipo de ensayos. Por tanto para eliminar la influencia de K y de la dirección de aplicación de carga se adoptó un parámetro para normalizar t'_{sc}/p'_o , multiplicando por un factor β , donde $\beta=K$ para los ensayos de compresión y $\beta=1/K$ para extensión.

De los resultados experimentales de esta investigación, presentados en las Figs 4.12 a 4.16, se puede observar que las curvas esfuerzo-deformación de muestras sueltas presentan un pico que señala el estado límite anterior al colapso estructural que conlleva a deformaciones de flujo; en la mayoría de los casos este pico puede identificarse sin dificultad. El pico es menos notorio con el incremento de la densidad de las muestras y puede no presentarse en muestras densas. Después del pico los materiales sueltos pierden resistencia bruscamente, (otra manera de describir una falla general estructural). En muestras más densas que aún exhiban algunas tendencias contráctiles, la alteración de la estructura original no es catastrófica y se puede interpretar como un arreglo local de las partículas que produce una reducción en la rigidez hasta que el comportamiento subsecuente es controlado por la aparición de grandes incrementos negativos de presión de poro.

Para muestras densas que tienen un comportamiento puramente dilatante la pérdida de resistencia no se presenta a menos que se apliquen esfuerzos cortantes extremadamente altos y que las deformaciones se localicen predominantemente dentro de las bandas de cizallamiento (Colliat, et al, 1986). Las densidades de las muestras no están dentro del intervalo de muestras muy densas y consecuentemente siempre fue posible definir el esfuerzo cortante para el inicio del colapso estructural.

La relación entre e_{gf} y t'_{sc}/p'_o se presenta en la Figs 4.18a a la 4.18c, donde se pueden observar los datos obtenidos en este trabajo y los de Pérez (1995). La gráficas presentadas evidencian que se pueden identificar dos tendencias

mostrando la relación entre e_{gf} y el esfuerzo cortante "modificado" al inicio del colapso estructural para ambos tipos de pruebas. Los datos de esta investigación corroboran lo anteriormente encontrado.

• Diagramas de estado:

Pérez (1995), también obtuvo diagramas de estado en los cuales se tiene e_{gf} en las ordenadas y en las abscisas presiones efectivas promedios normalizadas correspondientes al inicio del colapso y al estado estable. La e_{gf} se graficó como una función del esfuerzo efectivo promedio al inicio del colapso estructural, normalizado por la presión de consolidación, $\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$. En esta se encontró que $\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$ es prácticamente constante y es independiente del tipo de prueba, estos resultados coinciden con los obtenidos previamente en ensayos triaxiales del río Ham (Ovando, 1986) y arena de Toyura (Ishihara, 1993).

El esfuerzo efectivo promedio para la resistencia mínima se normalizó y se modificó con β . En donde se concluye que existen dos líneas asociadas a la resistencia mínima, una para extensión y otra para compresión. En otra investigación previa (Ovando, 1991) usando datos publicados por Konrad (1990a, 1990b) se demostró que el esfuerzo efectivo para resistencia mínima de 4 arenas canadienses se puede normalizar con la presión equivalente p'_e definida por Roscoe y Burland (1968).

En las Figs 4.19a a la 4.19c se presentan los diagramas de estado que relacionan el esfuerzo efectivo medio normalizado en el punto de colapso con la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación y en las Figs 4.20a a la 4.20c los correspondientes diagramas de estado en términos del esfuerzo efectivo medio normalizado en el punto de resistencia mínima para pruebas ensayadas en compresión y en extensión.

Los diagramas de estado en términos del esfuerzo efectivo medio en el punto de colapso muestran que $\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$ si es constante para la pruebas de compresión, pero en el caso de las de extensión existe un ligero incremento de esta relación para $e_{gf} < 0.80$. La existencia de dos curvas de resistencia mínima también se hace evidente en esta investigación.

Los datos de las relaciones, $\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$, $\beta^*(p'_{ss}/p'_o)$ y $\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$, para las diferentes pruebas se muestran en la tabla 4.3

Tabla 4.3 Resumen de resultados de diagramas de estado

Prueba	K	% caolín	e_{gr}	p'	$\beta^*(t'_{sc}/p'_o)$	$\beta^*(p'_{sc}/p'_o)$	$\beta^*(p'_{us}/p'_o)$
10-c	0.65	3	1.102	2.0	0.226	0.619	0.068
13-c	0.77	3	0.743	2.0	0.408	0.742	0.741
5-c	0.68	5	0.992	2.0	0.213	0.571	0.268
6-c	0.80	5	0.822	2.0	0.333	0.604	0.604
9-c	0.73	5	1.162	2.0	0.189	0.595	0.036
2-c	0.70	7	0.996	2.0	0.211	0.644	0.345
8-c	0.68	7	1.166	2.0	0.189	0.542	0.016
15-e	0.65	3	1.066	2.0	0.133	0.508	0.089
16-e	0.67	3	0.749	2.0	0.325	0.942	0.942
14-e	0.67	3	0.748	2.0	0.314	0.878	0.878
4-e	0.69	7	1.029	2.0	0.156	0.757	0.201
12-e	0.63	7	1.188	2.0	0.126	0.622	0.079

Nota: c- prueba en compresión
e- prueba en extensión

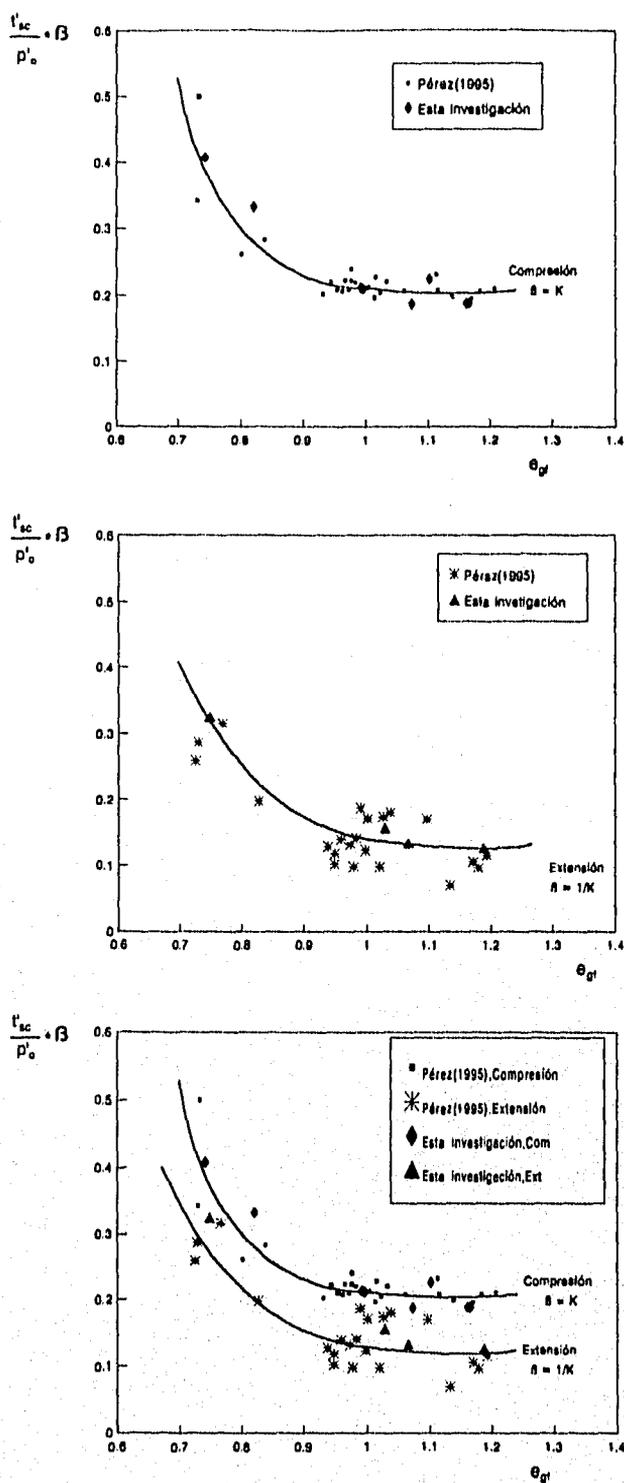


Fig 4.18 Esfuerzo cortante en el punto de colapso normalizado contra la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación (pruebas en compresión y extensión)

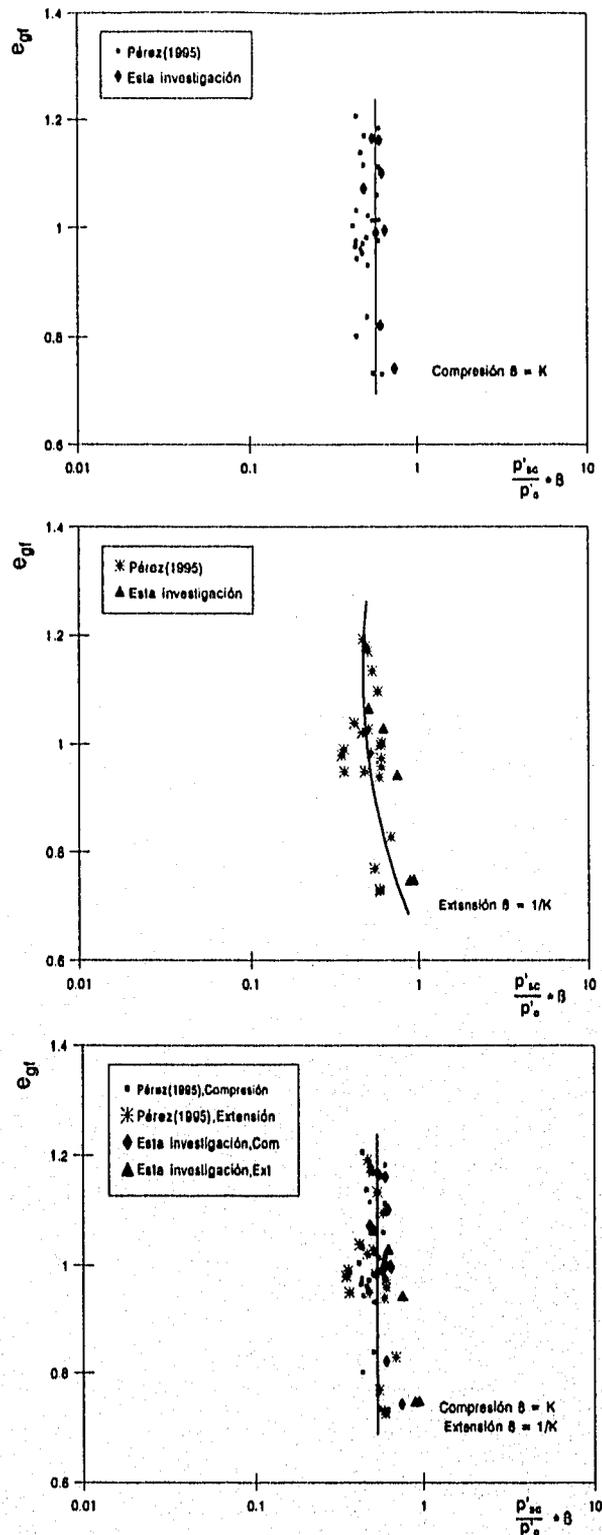
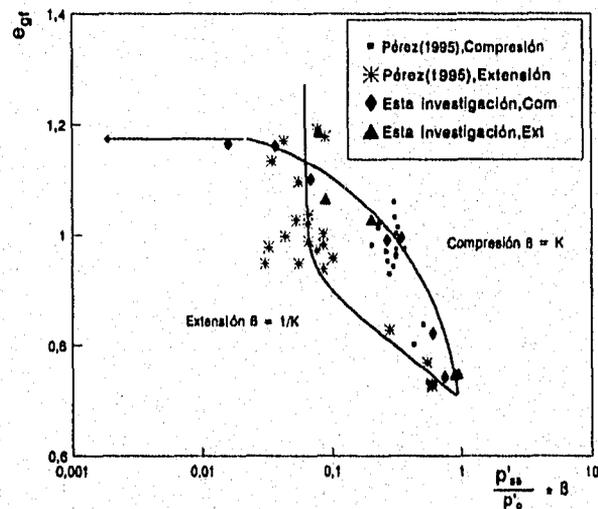
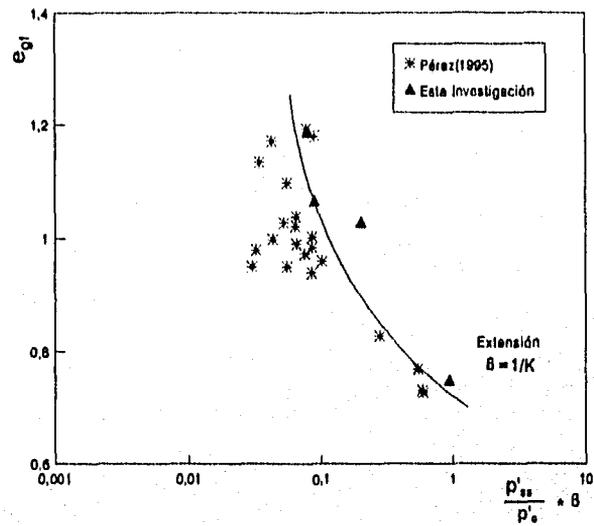
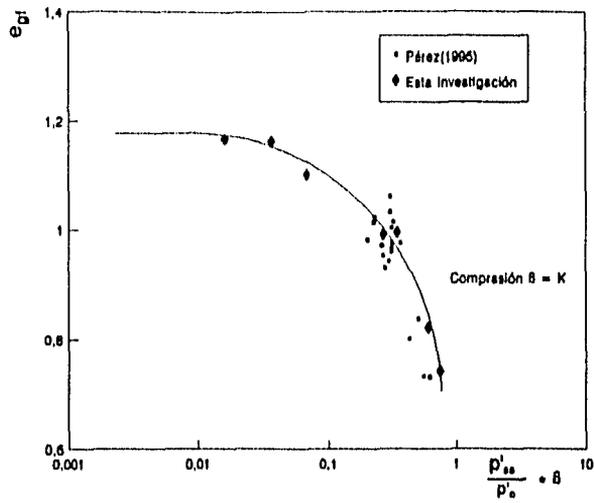


Fig 4.19 Diagrama de estado p'_{sc}/p'_o en términos de la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación (pruebas en compresión y extensión)



4.20 Diagrama de estado p'_{ss}/p'_o en términos de la relación de vacíos intergranular al final de la consolidación (pruebas en compresión y extensión)

5. MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

El fenómeno de la licuación se ha presentado en muchos casos en terrenos constituidos por depósitos de arenas sueltas saturadas y sujetos a carga repetida, causando graves daños materiales y cuantiosas pérdidas de vidas humanas. De ahí la importancia de estudiar detalladamente este fenómeno.

En este capítulo se describen los principales métodos para evaluar el potencial de licuación, algunos basados en datos donde ha ocurrido el fenómeno, otros en el análisis de respuesta del terreno y otros basados en el concepto del estado estable de deformación. Se describen también las principales causas de la ocurrencia de este fenómeno, y algunas correlaciones utilizadas para determinar el estado in-situ de materiales arenosos con fines de establecer un método para predecir el potencial de licuación relacionando los datos de laboratorio con los reales obtenidos en campo.

5.1 INTRODUCCIÓN

El término licuación se refiere al fenómeno en donde la resistencia al corte de una masa de suelo decrece debido al incremento de las presiones intersticiales que se producen ante la aplicación de cargas monotónicas, cíclicas o dinámicas en condiciones de volumen constante. Dicho fenómeno ocurre durante sismos severos donde depósitos de suelos granulares saturados con deficiente grado de compactación sufren un significativo nivel de deformaciones, el cual es incompatible con la estabilidad de cualquier estructura; también se han detectado casos donde ha ocurrido la licuación de depósitos sin la mediación de ninguna excitación externa.

Casagrande (1975), propuso dos términos diferentes para evaluar deformaciones de gran magnitud en masas de suelo, producidas por el incremento de las presiones de poro; estos son, licuación verdadera y movilidad cíclica. El primer término se refiere a una pérdida de la resistencia donde no es necesaria la acción permanente de la perturbación en el momento de la falla, en cambio en el segundo existe una pérdida de la rigidez producto de la acción sísmica durante el desarrollo de las deformaciones.

Numerosos autores han descrito el comportamiento a grandes deformaciones de suelos no cohesivos en términos del estado inicial con respecto a su estado estable de deformación lo cual es útil para definir los diferentes tipos de licuación que se

pueden presentar. Si el estado inicial es tal que el suelo es contractivo a grandes deformaciones, la estructura del suelo puede colapsar debido a la aplicación de carga no drenada monotónica o cíclica; si el colapso ocurre, puede haber una significativa pérdida de resistencia produciendo grandes deformaciones. La Fig 5.1 ilustra el mecanismo que da lugar a la licuación. La carga no drenada cíclica puede inducir al colapso y producir grandes deformaciones, (licuación verdadera), Fig 5.1.a. Si el suelo tiene un estado inicial sobre el lado dilatante del estado estable, el colapso y deformaciones de flujo no pueden producirse. Sin embargo presiones de poro positivas pueden desarrollarse durante la aplicación de pequeñas cargas cíclicas, produciendo así deformaciones. Las deformaciones pueden incrementarse con el número de ciclos y pueden llegar a ser suficientes en algunos casos para producir la falla, (movilidad cíclica). Fig 5.1.c. Algunos suelos no cohesivos pueden tener un estado inicial cercano al estado estable y durante la aplicación de cargas cíclicas pueden ser inicialmente contractivas pero pueden llegar a ser dilatantes a grandes deformaciones. Este comportamiento se muestra en la Fig 5.1.b y se refiere a la licuación limitada. Es así como la carga no drenada cíclica puede inducir la licuación verdadera, licuación limitada o movilidad cíclica, Fig 5.1.d. (Robertson 1990b).

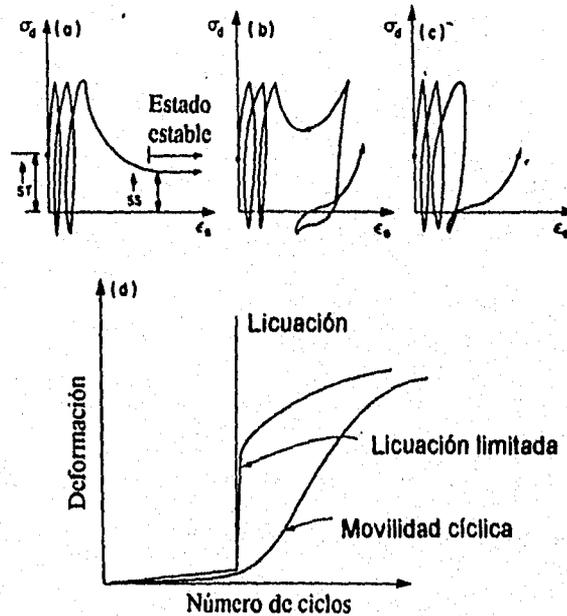
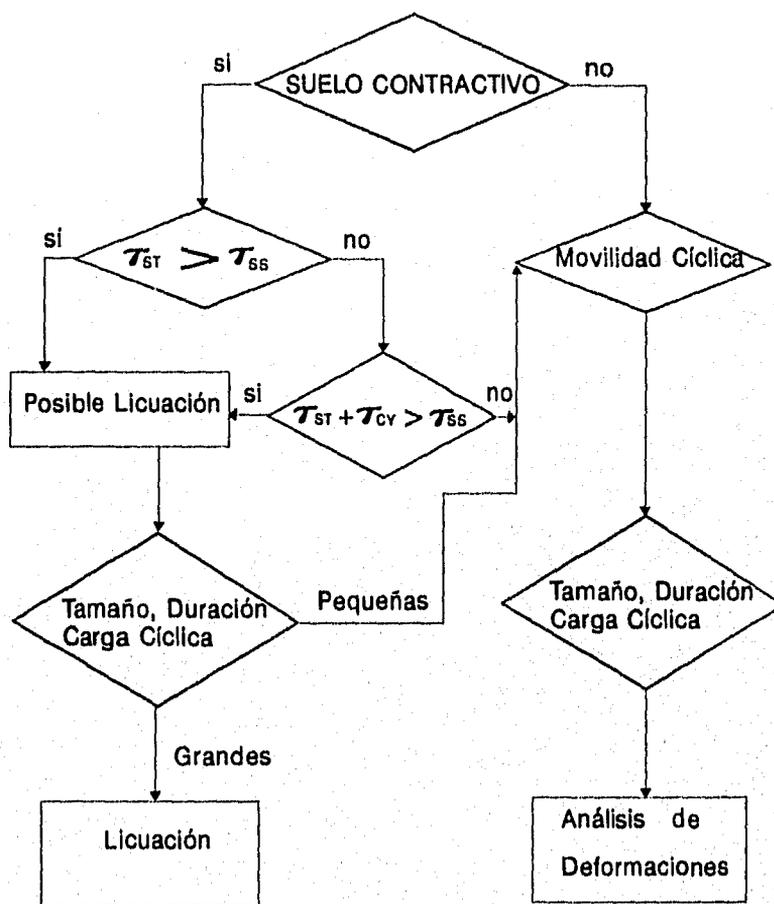


Fig 5.1 Definición de licuación

- a) Licuación verdadera**
- b) Licuación limitada**
- c) Movilidad cíclica**
- d) Deformación vs número de ciclos**

Este mismo autor, sugiere que la magnitud de las deformaciones para un suelo que está inicialmente en el lado contractivo del estado estable también depende de la magnitud del esfuerzo cortante estático τ_{ST} . Si este es mayor que la resistencia residual no drenada en el estado estable τ_{SS} esencialmente se presentarán deformaciones ilimitadas (de flujo), las cuales dependen de la geometría del sitio, la extensión del suelo colapsible y de la magnitud en que el esfuerzo movilizado excede a la resistencia residual no drenada. Si la resistencia residual es mayor que el esfuerzo estático movilizado, no pueden producirse grandes deformaciones (licuación limitada), la cual depende de la duración e intensidad de la carga. A continuación se presenta un diagrama de flujo donde se muestra el procedimiento conceptual para el análisis por carga cíclica para las diferentes condiciones ilustradas en la anteriores figuras (5.1.a a 5.1.d).



- τ_{ST} = Esfuerzo cortante estático
- τ_{CY} = Esfuerzo cortante cíclico
- τ_{SS} = Resistencia no drenada en el estado estable

Fig 5.2 Diagrama de flujo para análisis de licuación (Robertson 1990b)

A continuación se describen una serie de métodos que se refieren tanto al fenómeno de la licuación (falla de flujo) como al de la movilidad cíclica, los cuales requieren diferentes parámetros de estudio. Los métodos para analizar el potencial de ocurrencia de una falla de flujo requieren la determinación a través de ensayos triaxiales no-drenados, la resistencia última no-drenada del suelo, que después se compara con el esfuerzo actuante in-situ; los métodos para evaluar el potencial de la movilidad cíclica requieren la realización de ensayos cíclicos no-drenados con el objeto de obtener curvas de resistencia cíclica en función de número de ciclos, ya sea para un nivel de deformación predefinido (2.5 a 10% en doble amplitud), o para la condición 100% de aumento de la presión de poro.

En cuanto a las causas de ocurrencia de este fenómeno, en los primeros estudios de evaluación de la susceptibilidad de licuación, se admitía que el factor dominante para saber si un estrato de arena suelta saturada podría licuarse era su densidad relativa. Posteriormente, Seed e Idris (1982), demostraron que además existen otros factores que influyen en el comportamiento de materiales granulares bajo la acción de esfuerzos cortantes, tales como:

- La estructura del suelo
- La forma de las partículas y su distribución granulométrica
- La edad o envejecimiento del depósito de arena.
- El estado de esfuerzos que involucra su historia y trayectoria de cargas, el grado de preconsolidación y el valor del cociente de esfuerzos principales efectivos.

5.2 REVISIÓN DE ALGUNOS MÉTODOS PARA PREDECIR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Existen muchos métodos para estimar el potencial de licuación de materiales granulares, algunos de ellos se soportan directamente en resultados de ensayos de campo como el de penetración estándar, cono eléctrico convencional ó cono sísmico y se ayudan con los registros de casos donde se ha manifestado la licuación, tomando en cuenta criterios como la resistencia a la penetración, la aceleración máxima del terreno y el esfuerzo cortante inducido en el suelo durante un sismo. Otros métodos se basan en ensayos de laboratorio, algunos estáticos tomando en cuenta el concepto del estado estable de deformación relacionados con los respectivos datos in-situ a partir de la determinación del esfuerzo efectivo medio y la densidad relativa y otros se basan en ensayos cíclicos con fines de comparar la resistencia obtenida en el laboratorio con los esfuerzos provocados por un sismo.

Un último grupo se basa en el análisis de la respuesta sísmica del terreno ante excitaciones externas que producen ondas de cortante.

5.2.1 Métodos simplificados

Consisten en comparar la resistencia obtenida en ensayos cíclicos de laboratorio, con los esfuerzos provocados durante un sismo, con fines de determinar si existe la posibilidad que se presente movilidad cíclica.

El término movilidad cíclica fue propuesto por Casagrande para identificar la continua degradación de rigidez asociada al incremento de presión de poro observado durante la aplicación de una sollicitación cíclica. Seed y Lee (1966) fueron los pioneros en el desarrollo y utilización de ensayos cíclicos. A través de este tipo de ensayos se explicó originalmente el comportamiento cíclico de los suelos no cohesivos saturados; la falla por licuación se definió por el número de ciclos necesarios para que un tren de carga y descarga provoque por primera vez un aumento de presión de poro alcanzando permanentemente un valor igual al esfuerzo confinante inicial.

Alternativamente se estableció otro criterio para evaluar la falla por licuación, mediante el número de ciclos de carga y descarga que induce un nivel preestablecido de deformación, el cual convencionalmente se ha manejado entre un 2.5% y un 10% de deformación en doble amplitud.

En la Fig 5.3.a se presentan los resultados de un ensaye triaxial no drenado, primero con carga cíclica seguido luego por una carga axial monótonica convencional. Se puede observar que la carga cíclica induce un aumento significativo de la presión de poro, aun cuando la densidad relativa de la muestra es del orden del 78%. Después de los primeros doce ciclos de carga y descarga, la presión de poros alcanza en forma pulsante un valor igual a la presión efectiva de confinamiento inicial, nulificando el esfuerzo efectivo. Es muy importante notar que la presión de poro no desarrolla un valor máximo permanente igual al esfuerzo efectivo de confinamiento inicial, sino que oscila fuertemente en cada ciclo, alcanzando sólo en forma momentánea el valor máximo. Los instantes en los cuales la presión de poro alcanza el valor máximo igual a la presión confinante efectiva inicial, coinciden con la sollicitación de corte nula. Por otra parte, asociado a este significativo aumento de presión de poro, se observa que la deformación axial también aumenta en cada ciclo de carga y descarga indicando que la muestra experimenta una clara degradación de rigidez con el aumento de los ciclos de carga y descarga, pero en ningún caso colapsa con una deformación ilimitada, aun cuando la licuación, entendida como el

aumento de la presión de poro en un 100%, se manifiesta. Si se analiza el ensaye monotónico que siguió al ensaye cíclico, mostrado en la Fig 5.3.b, se puede ver claramente que pasado un nivel de deformación, se da una disminución drástica de la presión de poro, con lo cual la resistencia de la probeta es nuevamente movilizada. Esto obviamente indica que la carga cíclica no indujo una pérdida permanente de resistencia; consecuentemente, la movilidad cíclica no implica una condición donde la masa de suelo se transforma en un fluido sin resistencia al corte. (Verdugo et al, 1995)

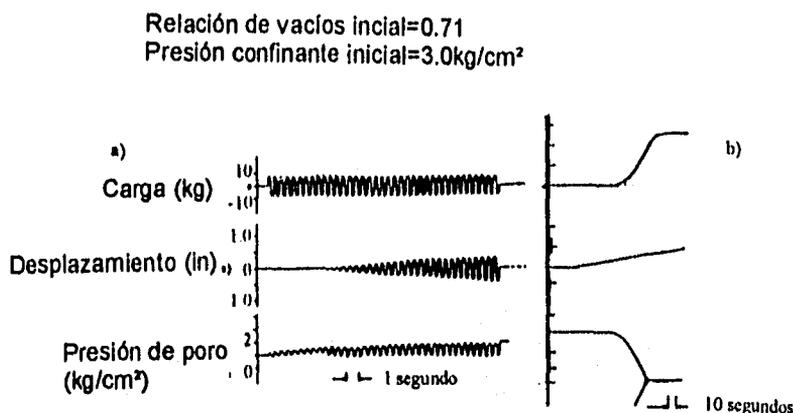


Fig 5.3 Ensayo cíclico seguido de un ensayo monotónico

Seed e Idriss, 1982, propusieron un método general para evaluar el potencial de licuación de depósitos en función de las propiedades del suelo, factores ambientales y de las características del sismo a que puede estar sujeto el depósito. Este consiste en:

- Determinación del esfuerzo cíclico inducido por los movimientos sísmicos a diferentes profundidades de un depósito y la conversión de irregulares historias de esfuerzos a un equivalente número de ciclos uniformes de esfuerzo. Para esto se debe tomar en cuenta la intensidad del sismo, la duración y las variaciones de los esfuerzos cortantes con la profundidad. La determinación de estos esfuerzos puede ser hecha con un análisis de respuesta (involucrando el peso unitario del suelo, el módulo de rigidez dinámico y las características de amortiguamiento), o por medio de un simplificado procedimiento computacional. En cualquier caso se puede determinar un perfil de la variación del nivel de esfuerzo cortante equivalente como una función de la profundidad. (Fig 5.4)
- Determinar, por medio de ensayos de laboratorio cíclicos sobre muestras inalteradas y con diferentes presiones confinantes, o por medio de correlaciones de estas propiedades con algunas medidas in-situ, el esfuerzo cortante que podría

ser desarrollado a varias profundidades para producir licuación, con el mismo número de ciclos determinado en el inciso anterior para que sea representativo del sismo en particular consideración. Cualquier ensaye de corte simple o ensaye de compresión triaxial cíclico puede ser usado para este propósito, siempre y cuando los resultados representen las condiciones de carga en campo. De esta forma el tipo de suelo, las condiciones del lugar, la historia sísmica y geológica del depósito, y las condiciones de esfuerzo efectivo inicial son tomadas en cuenta apropiadamente. Los esfuerzos requeridos para producir la licuación pueden entonces ser dibujados como una función de la profundidad como se muestran también en la Fig 5.4.

- Comparar el esfuerzo cortante inducido por el sismo y el requerido para causar la licuación, para determinar si existe alguna zona dentro del depósito donde se espere que se presente licuación, esto es, donde los esfuerzos inducidos exceden los requeridos para producir licuación.

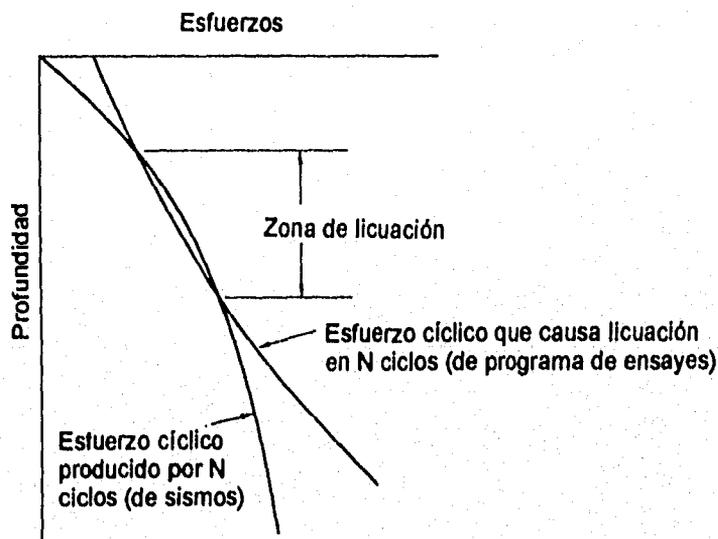


Fig 5.4 Método para evaluar el potencial de licuación
Seed e Idriss (1982)

Para la aplicación del método, se han desarrollado técnicas simplificadas para evaluar los esfuerzos inducidos y las características de licuación del suelo, las cuales son suficientemente precisas para muchos propósitos prácticos y evitan algunos problemas asociados con la interpretación de los datos de ensayos de laboratorio. Estas técnicas se describen a continuación.

a) Procedimiento simplificado para la evaluación de los esfuerzos inducidos por sismos.

Los esfuerzos cortantes desarrollados en cualquier punto dentro un depósito de suelo durante un sismo, se presentan principalmente debido a la propagación vertical de las ondas cortantes en el depósito. Seed e Idriss, 1971, propusieron un procedimiento simplificado para evaluarlos.

Si una columna de suelo sobre un elemento de suelo a una profundidad h se comporta como un cuerpo rígido, el máximo esfuerzo cortante sobre el elemento es

$$(\tau_{m\acute{a}x})_r = \frac{\gamma h}{g} * a_{m\acute{a}x} \quad (5.1)$$

donde, $a_{m\acute{a}x}$ es la máxima aceleración en la superficie del terreno y γ es el peso unitario del suelo. (Fig 5.5a). Debido a que la columna de suelo se comporta como un cuerpo deformable, el esfuerzo cortante a la profundidad h , $(\tau_{m\acute{a}x})_d$, se determina con un análisis de respuesta del terreno siendo menor que $(\tau_{m\acute{a}x})_r$ y puede ser expresado así:

$$(\tau_{m\acute{a}x})_d = r_d * (\tau_{m\acute{a}x})_r \quad (5.2)$$

donde r_d es un coeficiente de reducción de esfuerzos, que tiene valores menores que uno. Las variaciones de $(\tau_{m\acute{a}x})_d$ y $(\tau_{m\acute{a}x})_r$ tienen la forma típica mostrada en la Fig 5.5.b y en cualquier depósito, el valor de r_d decrecerá del valor de 1 en la superficie a un valor mucho más bajo a grandes profundidades, como se muestra en la Fig 5.5.c. Valores de r_d para una amplia variedad de sismos y condiciones del suelo teniendo depósitos de arena con profundidades superiores a 50 pies, demostraron que r_d generalmente cae dentro de un rango de valores mostrados en la Fig 5.6.

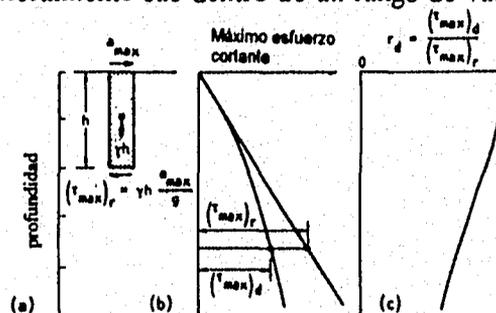


Fig 5.5 Procedimiento para la determinación del máximo esfuerzo cortante, $(\tau_{m\acute{a}x})_r$.

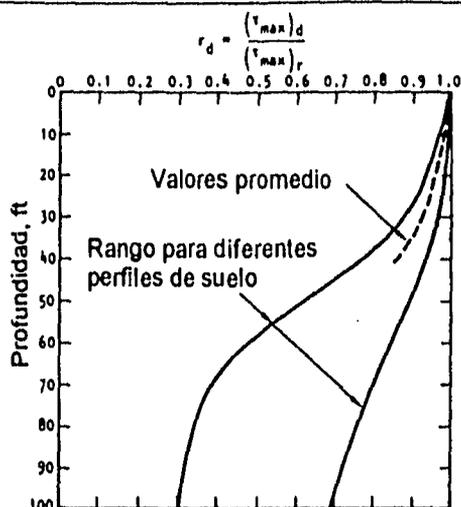


Fig 5.6 Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelos

La historia en tiempos reales de esfuerzos cortantes en cualquier punto de un depósito de suelo durante un sismo tendrá una forma irregular tal como la mostrada en la Fig 5.7. Para las anteriores relaciones es necesario determinar el esfuerzo cortante promedio equivalente. Por medio de un apropiado promedio pesado de ciclos de esfuerzos individuales basados en ensayos de laboratorio, esta determinación puede realizarse fácilmente. Sin embargo, después de hacer estas determinaciones para un número de casos diferentes se ha encontrado que con razonable grado de precisión, el esfuerzo cortante promedio equivalente es cerca del 65% del máximo esfuerzo cortante. Combinando estos resultados con la ec 5.2, el esfuerzo cortante cíclico promedio puede determinarse así:

$$\tau_{av} \approx 0.65 * \frac{\gamma h}{g} * a_{max} * r_d \quad (5.3)$$

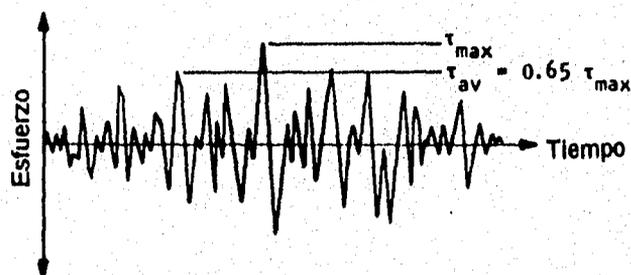


Fig 5.7 Historia de tiempo de esfuerzos cortantes durante un sismo

El apropiado número de ciclos de esfuerzos dependerá de la duración y magnitud del sismo. La representación del número de ciclos de esfuerzos es la siguiente.

Magnitud del sismo	Nº significativo de ciclos de esfuerzo
5¼	2-3
6	5
6¾	10
7½	15
8½	26

El uso de estos valores junto con los esfuerzos determinados con la ecuación 5.3 establecen un procedimiento simple para evaluar los esfuerzos inducidos a diferentes profundidades para cualquier sismo de los cuales, la máxima aceleración del terreno en la superficie es conocida.

b) Determinación del nivel de esfuerzos cíclicos que causa la licuación por medio de ensayos de laboratorio

- **Ensayes de corte simple cíclico:** En teoría, el mejor procedimiento de ensaye de laboratorio para reproducir los efectos de un sismo sobre una muestra de suelo es el ensaye de corte simple cíclico o el ensaye de corte torsional. Este procedimiento simula razonablemente esfuerzos inducidos sobre un elemento de suelo por un movimiento sísmico en el campo.

Resultados típicos de un ensaye de corte simple cíclico sobre una muestra de arena suelta se muestran en la Fig 5.8. En los estados iniciales de aplicación de carga cíclica, la presión de poro incrementa pero no hay deformación. Después de un número de aplicación de ciclos, la presión de poro repentinamente salta a un valor igual al esfuerzo confinante, reduciendo el esfuerzo efectivo a cero y al mismo tiempo la muestra comienza a sufrir grandes deformaciones cíclicas. Esto marca el inicio de la licuación. El número de ciclos requerido para causar que la muestra se licúe depende de las magnitudes del esfuerzo cortante aplicado y del esfuerzo efectivo vertical inicial bajo el cual la muestra es consolidada. Resultados típicos de una serie de ensayos sobre muestras idénticas de arena con una densidad relativa del 50% se muestran en la Fig 5.9. De este tipo de gráficos es posible leer la relación del esfuerzo cíclico que causa la licuación en un número de ciclos representativo del sismo de diseño. Cuando los ensayos son llevados a cabo sobre muestras densas de arena, el inicio de la licuación o movilidad cíclica no es tan brusco y la condición crítica es aquella en la que la presión de poro se incrementa hasta igualar el esfuerzo de confinamiento y la deformación por cortante es $\pm 5\%$.

Arena suelta Monterey

Densidad relativa inicial= 50%
 Relación de vacíos inicial= 0.68
 Presión confinante inicial= 5.0kg/cm²

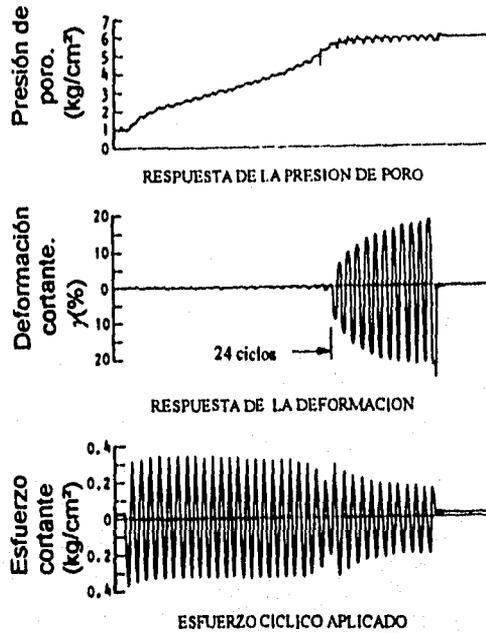


Fig 5.8 Ensayo de corte simple cíclico típico

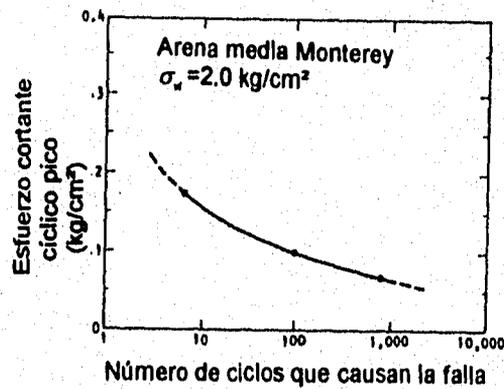


Fig 5.9 Relación entre el esfuerzo cortante cíclico y el número de ciclos de falla (ensayo de corte simple cíclico)

- **Ensayes de compresión triaxial cíclica:** para la representación en estos ensayos de las condiciones del movimiento en campo, las muestras son consolidadas primero bajo un esfuerzo confinante ambiente, σ_a , y luego se sujetan a la aplicación de esfuerzos desviadores cíclicos, σ_{dc} . Los datos que se obtienen de estos ensayos son similares a los obtenidos en ensayos de corte simple y pueden ser interpretados para determinar la relación de esfuerzos cíclicos, $\sigma_{dc}/2\sigma_a$, que causa la licuación o la movilidad cíclica en un número de ciclos dado.

Este tipo de ensayos no representan las condiciones de campo tan bien como los ensayos de corte simple pero en estos se ha encontrado que la relación de esfuerzos cíclicos τ_h/σ'_v , que causa la licuación bajo condiciones multidimensionales del sismo en el campo, está relacionada con la relación de esfuerzos cíclicos que causa licuación de una muestra ensayada en un equipo triaxial por medio de la siguiente expresión (Seed, 1979):

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_v}\right)_{\text{Campo}} \approx C_r \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{\text{Triaxial}} \quad (5.4)$$

Donde los valores de C_r son aproximadamente iguales a 0.57 para $K_0=0.4$ y $C_r=0.9-1.0$ para $K_0=1$.

5.2.2 Métodos basados en la observación y el registro de casos en donde se ha manifestado el fenómeno de la licuación

- Kishida, (1969), con base en los datos obtenidos en 3 sitios donde ocurrió licuación estableció un criterio para determinar bajo sismos de igual magnitud, sí puede ocurrir licuación cuando el nivel freático está cerca de la superficie y las características granulométricas satisfacen las relaciones:

$$2\text{mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm y } C_u < 10$$

Además se debe cumplir que el estrato de suelo no licuable, arriba del estrato licuable sea menor de 8m y que las relaciones ente las profundidades de estos sea menor que 1. También estableció que los suelos no son susceptibles a la licuación si las presiones efectivas de confinamiento son mayores de 2 kg/cm^2 y la densidad relativa es superior a 75%.

- Oshaki, (1969), también estableció que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si:

$$2\text{mm} > D_{60} > 0.2\text{mm} \text{ y } D_{10} < 0.1\text{mm}$$

Adicionalmente, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes en ensayo de penetración estándar es mayor que 2 veces la profundidad del depósito, considerada en metros.

- Florin e Ivanov, (1973), desarrollaron un criterio que permite estimar la susceptibilidad a la licuación de suelos por medio de pruebas de campo, que consiste en investigar los 10 m superiores de suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de dinamita de 5 kg, colocadas a una profundidad media de 4.5 m y determinando después de cada explosión, el asentamiento promedio de la superficie dentro de un radio de 4.5 m. La cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de forma que no haya expulsión de suelo durante la explosión. Si el asentamiento promedio es menor de 8 a 10 cm y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor que 0.6 se puede afirmar que ese suelo no es susceptible de licuarse.
- Las investigaciones de Seed e Idris, (1982), les llevaron a proponer un procedimiento semiempírico para la determinación de la susceptibilidad de licuación de arenas sueltas saturadas basado en la observación y el registro de casos en donde se ha manifestado el fenómeno, así como en la evaluación de la condición de los materiales arenosos a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar y de los esfuerzos cortantes inducidos en la masa de suelo durante un sismo. El método originalmente se desarrolló con base en la prueba SPT pero luego fue modificado usando ensayos de cono eléctrico. El método modificado consiste en:

-Medir la resistencia a la penetración estableciendo correlaciones entre las resistencias a la penetración estándar y la medida en el cono eléctrico. Se pueden utilizar las correlaciones propuestas por Schmertmann (1977), y las correcciones de q_c en función del estado de esfuerzos efectivos propuestas por Seed, Idris y Arango, (1983), tales como:

$$Q_c = C_q * q_c \tag{5.5}$$

donde Q_c es la resistencia normalizada y C_q es el factor de corrección obtenido de la figura 5.10.

-Estimar el estado de esfuerzos inicial así como los esfuerzos cortantes inducidos por un sismo mediante la expresión:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d \quad (5.6)$$

en donde g es la aceleración de la gravedad; a_{max} es la aceleración máxima del terreno en el sitio antes de la licuación; σ_0 es el esfuerzo vertical total de campo y r_d es un factor de reducción, función de la profundidad.

-Definir por comparación estadística si el suelo es susceptible de licuación.

A partir de investigaciones de campo, estos autores lograron recopilar información que permite definir para sitios y profundidades particulares, el esfuerzo sísmico normalizado τ/σ'_0 y la resistencia modificada Q_c , distinguiendo entre depósitos que sufrieron licuación y aquellos en los que no se presentó el fenómeno. Utilizando las figuras 5.10 y 5.11 y los valores de τ/σ'_0 y Q_c se puede evaluar si un depósito es susceptible de licuarse. Estas gráficas se pueden corregir de acuerdo con la magnitud del sismo de diseño y de acuerdo a si la arena es limpia o contiene finos.

- Seed et al (1984), modifican el anterior método agregándole a la gráficas que definen si una arena sufrirá o no licuación, el nivel de daño esperado en términos de las deformaciones por cortante que experimentará el suelo durante el temblor.(Fig 5.12).

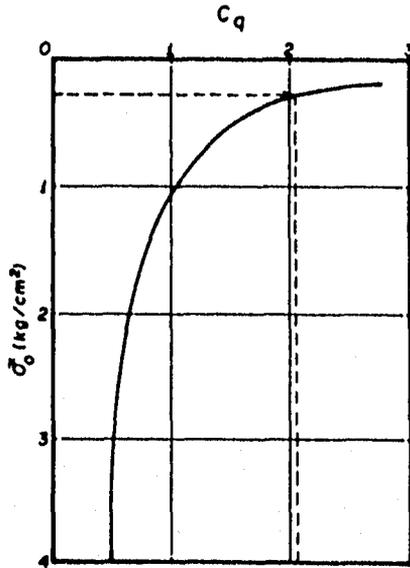


Fig 5.10 Factor de Corrección C_q (Seed et al, 1982)

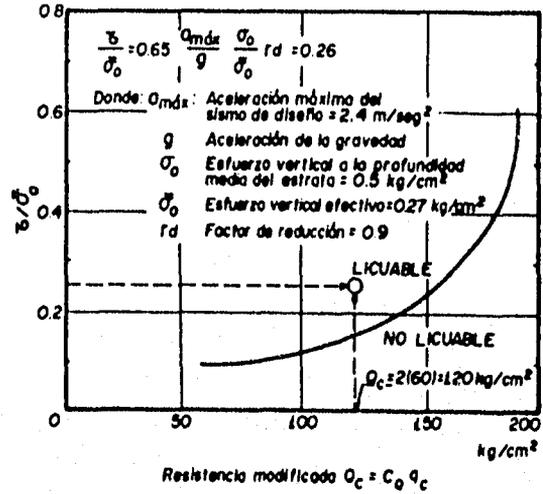


Fig 5.11 Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c , (Seed et al, 1982)

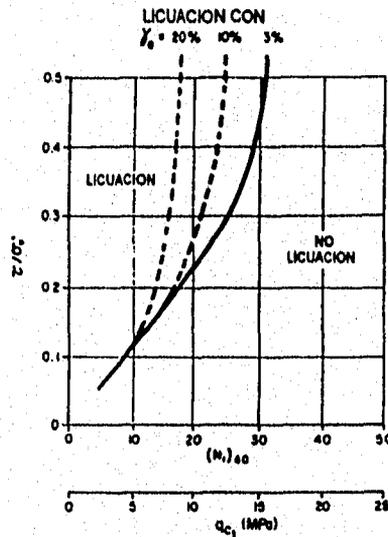


Fig 5.12 Evaluación de la licuación y la deformación de corte usando ensayos de cono eléctrico o de penetración estándar así como el esfuerzo cortante cíclico normalizado, temblor de magnitud 7.5. (Seed et al 1984)

- Holzer et al (1988), proponen una gráfica que compara las aceleraciones máximas que pueden experimentarse en la superficie del terreno antes de la licuación, a_{max} , con los valores de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , definiendo fronteras entre las arenas que han sufrido licuación en algunos sitios del Valle Imperial Valley, California, durante algunos temblores registrados en 1988. (Fig 5.13)

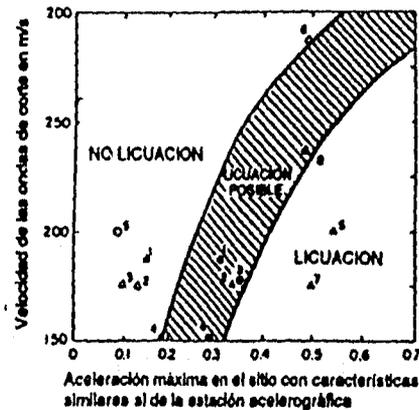


Fig 5.13 Correlación entre la velocidad de ondas de corte y la aceleración máxima del terreno, antes de la licuación. (Holzer et al 1988)

- Existe otro método análogo al de Seed e Idriss propuesto por Robertson et al (1992), pero en lugar de comparar el esfuerzo cortante cíclico, τ_{av}/σ'_0 , con una medida de la resistencia a la penetración, la comparación se hace con la velocidad de propagación de ondas de corte normalizada, V_{s1} , dada por:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.25} \tag{5.7}$$

La utilización de este criterio se lleva a cabo entrando a la gráfica de la Fig 5.14 con los valores de τ_{av}/σ'_0 determinados con la ecuación 5.6 y con los valores de V_s medidos en el campo y normalizados con la ecuación 5.7.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

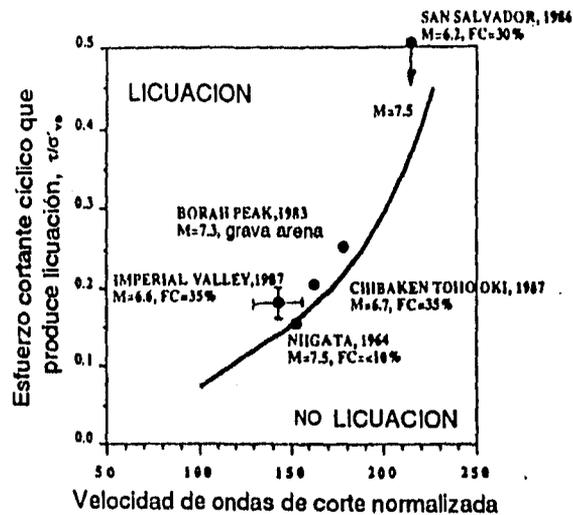


Fig 5.14 Correlación entre la velocidad normalizada y el esfuerzo cortante cíclico para sismos de magnitud $M_s=7.5$. (Robertson et al, 1992)

- Diversos investigadores han cuantificado los estados de arenas que han sufrido licuación, estudiándolos en cámaras de calibración de gran tamaño o en ensayos triaxiales en muestras reconstituidas. Robertson et al (1992), recopilaron toda esta información y sugieren que la licuación de las arenas puede ocurrir cuando se satisfacen las siguientes desigualdades, para temblores de magnitud $M_s = 7.5$

$$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.6} \leq 67 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.8)$$

$$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.5} \leq 50 \text{ a } 75 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.9)$$

$$q_c / \sigma'_0 \leq 40 \text{ a } 50 \quad (5.10)$$

La aplicación práctica de este criterio es sencilla pues basta entrar a la gráfica 5.15 para definir si un determinado estrato es potencialmente licuable. Dichas ecuaciones se basan en que la densidad de los materiales arenosos o su compacidad relativa así como los esfuerzos efectivos de campo antes de un temblor, definen su estado. Además la densidad y el esfuerzo efectivo de campo permiten distinguir entre materiales contractivos y dilatantes, entonces la

resistencia a la penetración medida con un cono eléctrico refleja el estado de los materiales, por lo que con sólo esta medición es posible determinar si un material es licuable o no.

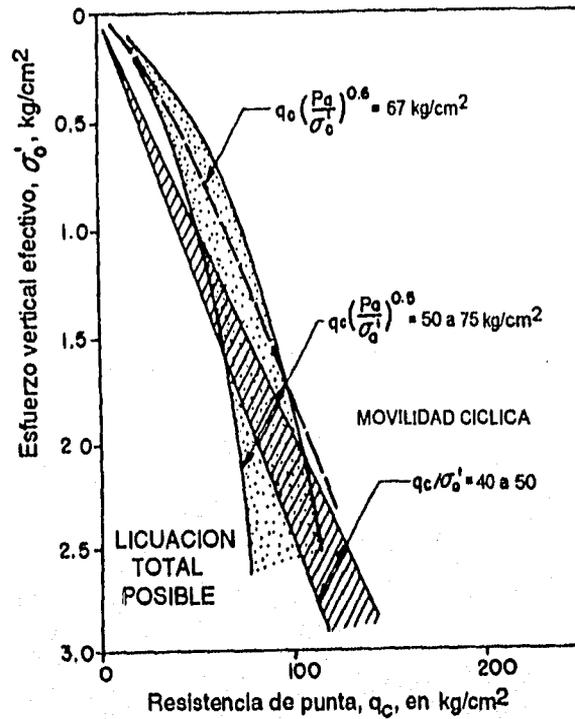


Fig 5.15 Estimación del potencial de licuación con base en pruebas de cono eléctrico y el esfuerzo vertical efectivo de campo para temblores de magnitud $M_s=7.5$ (Robertson, 1992)

5.2.3 Métodos basados en el estado de las arenas

Algunos de los métodos más conocidos para definir la susceptibilidad de licuación en materiales granulares por medio de ensayos de laboratorio están basados en el concepto del estado estable y la línea del estado estable, definido como una condición en la cual una muestra sufre deformaciones de flujo bajo tasas constantes de esfuerzos de corte, presión de poro y deformación.

Mediante la ejecución de ensayos en muestras formadas a diferentes relaciones de vacíos y diferentes presiones de consolidación se puede determinar el estado estable a lo largo de una línea en el espacio e vs p' . Algunos de estos métodos definen fronteras, líneas o bandas, bajo las cuales un suelo puede presentar un comportamiento contractivo o dilatante, lo cual permite distinguir entre materiales susceptibles de licuarse y otros en donde no se puede presentar el fenómeno: una arena saturada contractiva es susceptible de licuarse durante la aplicación no drenada de esfuerzos mientras que las dilatantes son no licuables. Algunos de estos métodos definen parámetros de estado con el fin de determinar dicha condición de deformación. Las bases conceptuales de los principales métodos que se describen a continuación, se mencionaron en el capítulo anterior.

- El método propuesto por Poulos et al (1985), consiste en determinar a través de ensayos triaxiales convencionales no-drenados la pendiente de la línea del estado estable (Steady State), en la que se tiene una condición de tendencia a la dilatancia cero durante la aplicación de esfuerzos de corte. Por otra parte, debe estimarse la densidad in-situ del material en estudio. De este modo se evalúa directamente la resistencia no-drenada de la masa de suelo, la cual se compara con el esfuerzo actuante estático, y de ahí se estima el potencial de licuación teniendo en cuenta que la resistencia al corte en el estado estable depende solamente de la relación de vacíos in-situ de la masa de suelo y no del estado de esfuerzos, para procesos de carga sin drenaje.

$$F_l = \frac{S_w}{\tau_d} \quad (5.11)$$

Con base en lo anterior puede definirse el factor de seguridad contra licuación F_l , donde S_w es la resistencia al corte no-drenada en el estado estable y τ_d es el esfuerzo cortante requerido para mantener el equilibrio estático.

Es importante destacar que no es necesario evaluar la sollicitación sísmica, sino que sólo se considera ésta como elemento "gatillador" de la respuesta no drenada. En casos muy justificados se realiza un análisis más detallado para definir el nivel de sismo que efectivamente "gatilla" la respuesta no-drenada.

- Been y Jefferies (1985), proponen un parámetro de estado para determinar el potencial de licuación. Este combina la influencia de la relación de vacíos y el nivel de esfuerzos con referencia al estado estable, describiendo que el comportamiento de los materiales granulares no depende solamente de la densidad relativa sino también de su estado de esfuerzos efectivos.

El parámetro de estado está definido como la diferencia entre la relación de vacíos en el estado inicial y la correspondiente en la condición del estado estable para el mismo esfuerzo efectivo principal, es denominado ψ y evalúa el potencial de licuación en los siguientes términos:

$$\psi_A = e_\lambda - e_{ss} \quad (5.12)$$

$\psi_A > 0$: Comportamiento contractivo

$\psi_A < 0$: Comportamiento dilatante

$\psi_A = 0$: Estado estable

e_λ es definida como la relación de vacíos in-situ y e_{ss} es la relación de vacíos correspondiente al estado estable y para el esfuerzo efectivo in-situ.

- Been y Jefferies (1986, 1987), proponen una expresión para determinar directamente el parámetro de estado ψ en términos de la resistencia de cono q_c , del esfuerzo normal principal in-situ p y de la pendiente de la línea del estado estable, λ_{ss}

$$\psi = -\frac{1}{(8.1 - \ln \lambda_{ss})} * \ln \left[\frac{q_c - p}{p'} \left(8 + \frac{0.55}{\lambda_{ss} - 0.01} \right)^{-1} \right] \quad (5.13)$$

donde p' debe ser previamente determinado a partir de estimaciones de los esfuerzos vertical y horizontal in-situ, y λ_{ss} a partir de una serie de ensayos triaxiales no-drenados. (Ver Fig 5.16)

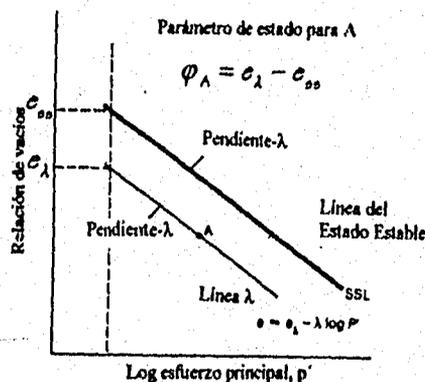


Fig 5.16 Parámetro de estado de Been y Jefferies (1986,1987)

- Verdugo et al (1991), caracterizan el comportamiento no drenado de suelos arenosos mediante la introducción de un nuevo parámetro de estado referido a tres líneas diferentes en el espacio e vs p' ; las líneas de consolidación isotrópica correspondientes al estado más suelto que un suelo puede alcanzar, (ILS) y la del más denso, (IDS), y además la línea del estado estable, (SSL). De acuerdo al estado inicial de densidad y esfuerzo efectivo, este parámetro puede indicar si la respuesta no drenada del material es contractiva o dilatante. Las anteriores curvas definen el área A_c que corresponde a la región donde el suelo arenoso puede generar presión de poro positiva y la región A_d donde el suelo genera presión de poro negativa (Fig 5.18). De acuerdo al valor relativo de A_c con respecto al área total $A_c + A_d$ se puede estimar el potencial de licuación intrínseco de una arena, mediante el parámetro η .

$$\eta = \frac{A_c}{A_c + A_d} \quad (5.16)$$

Para generalizar el anterior comportamiento de acuerdo a una densidad relativa y a un esfuerzo efectivo dados, se introdujo el parámetro de estado CD.

$$CD = \frac{e_0 - e_a}{e_0 - e_1} \quad (5.17)$$

donde e_0 corresponde a la relación de vacíos sobre la línea ILS, e_1 sobre la SSL y e_a la correspondiente al estado inicial a un esfuerzo efectivo p'_a . Si CD es negativo, representa un comportamiento puramente contractivo con resistencia residual cero, mientras que si está alrededor de 0.7 indica la transición donde se alcanza la mínima resistencia y si CD tiene valores mayores de uno el comportamiento es dilatante. (Fig 5.19)

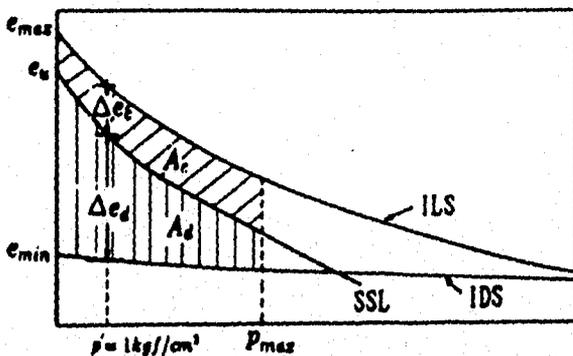


Fig 5.18 Líneas características en el plano $e - p'$. (Verdugo et al, 1991)

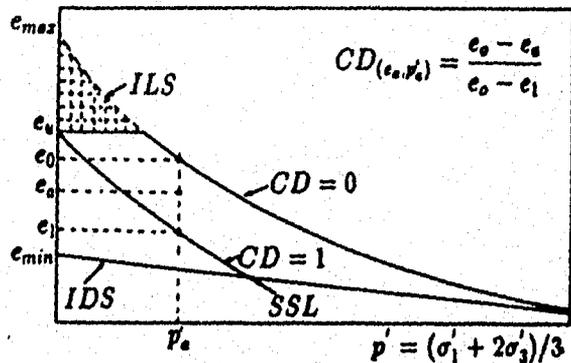


Fig 5.19 Definición de parámetro de estado CD. (Verdugo, et al 1991)

- Ovando (1992) propone un método simple para evaluar el potencial de licuación de arenas ensayadas en el laboratorio desarrollado fácilmente a partir de la normalización de diagramas de estado y formulado además en términos de los parámetros de estado sugeridos por Been y Jefferies (1985). A partir de datos experimentales de Konrad (1990a y 1990b) analizados dentro del marco del estado estable se estableció un método para analizar el comportamiento de arenas saturadas basado en la normalización de diagramas de estado mediante la presión de consolidación equivalente, p'_e . (ver incisos 4.1 y 4.3).
- Verdugo (1993), propone un método para determinar el factor de seguridad frente a una falla por licuación, en términos de la razón entre las fuerzas resistentes τ_u , y las solicitaciones, τ_p , a lo largo de una superficie potencial de falla. Las fuerzas solicitantes permanentes, τ_p , pueden ser evaluadas con un programa de elementos finitos usando una ley esfuerzo-deformación aproximada, por ejemplo de tipo hiperbólico, o con leyes constitutivas del suelo basadas en la teoría de la plasticidad. Por otra parte, la resistencia última, τ_u , puede determinarse con la curva del estado estable y con la relación de vacíos in-situ. Esta curva puede ser fácilmente definida mediante ensayos de laboratorio utilizando muestras remoldeadas o "inalteradas", pero la estimación de la relación de vacíos in-situ suele ser difícil o problemática de obtener. Una alternativa que ha sido ampliamente difundida por su simplicidad, es la estimación de la resistencia última o residual mediante ensayos de penetración.

5.2.4 Métodos basados en el cálculo de la respuesta del terreno

Existe un gran número de modelos numéricos para el análisis de la respuesta dinámica de suelos granulares sujetos a cargas sísmica, los cuales difieren entre sí en:

- Las hipótesis de partida
- La representación de las relaciones esfuerzo-deformación
- La forma de cuantificar los incrementos de la presión de poro
- Los métodos para integrar las ecuaciones de movimiento

Estos modelos numéricos se hacen con base a la formulación de las ecuaciones de movimiento en el contexto de la teoría del medio continuo, por tanto se hace énfasis en las ecuaciones constitutivas del material, la magnitud de los desplazamientos considerados, la modelación de la acumulación de la presión de poro, y el método de solución de las ecuaciones de movimiento.

El cálculo de la respuesta sísmica consiste en la determinación de los esfuerzos dinámicos y la presión de poro inducidos en el depósito de suelo por un evento sísmico, calculados a partir de la ecuación de movimiento:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R\} \quad (5.17)$$

donde $\{u\}$ es el vector de desplazamientos en función del tiempo, $[M]$, $[C]$, y $[K]$ representan las matrices totales de masas, amortiguamientos y rigideces y $\{R\}$ es la excitación dinámica.

- Los modelos desarrollados por Martin (1975) y Seed et al (1975), tienen las siguientes características:
 - Establecen las ecuaciones de movimiento en función de esfuerzos totales
 - Consideran el problema de asentamientos pequeños
 - El comportamiento no-lineal de los suelos se trata mediante un procedimiento lineal equivalente.
 - La generación de la presión de poro se calcula a partir de resultados de pruebas triaxiales cíclicas consolidadas-no drenadas cuyas variables son:

- σ'_0 , esfuerzo de consolidación
- σ_{dp} , esfuerzo desviador cíclico
- $(u_g)_N$, presión de poro generada para N ciclos
- N_1 , número de ciclos para provocar la licuación

Al representar las relaciones N/N_1 vs u_g/σ'_0 se obtiene una franja angosta representada por la siguiente ecuación:

$$\frac{N}{N_1} = \left[\frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{u_g}{\sigma'_0} \right) \right]^\alpha \quad (5.18)$$

donde α es un parámetro que depende del tipo de arena y de las condiciones de prueba.

- Las ecuaciones de movimiento se integran con el método del elemento finito ya sea con el criterio del método lineal equivalente o bien en forma incremental. La integración respecto al tiempo se lleva a cabo mediante un esquema que utilice el dominio de la frecuencia; o bien uno directo, paso a paso en el dominio del tiempo.
- El amortiguamiento considerado es el lineal equivalente o bien el que resulta de considerar un modelo histerético
- La disipación de la presión de poro se calcula con base en la generación de la presión de poro conocida y la teoría de consolidación unidimensional.
- Para problemas bidimensionales la respuesta dinámica se cuantifica con el método lineal equivalente, mientras que para los problemas no lineales incrementales se considera únicamente el caso unidimensional.

El método exhibe las características de la respuesta dinámica elástica, como la de que el sistema regrese a su posición de equilibrio y no se tengan distorsiones angulares permanentes al cesar la excitación. La solución del modelo presenta marcados efectos de resonancia cuando el período predominante del acelerograma corresponde con el período fundamental del depósito.

- Wilie y Streeter (1976) y Liou et al (1977) describen un procedimiento cuyas características principales son:

- Las ecuaciones de movimiento se establecen en función de los esfuerzos efectivos
- Considera el problema de desplazamientos pequeños
- Utiliza como ecuación constitutiva para el esqueleto un modelo Ramberg-Osgood modificado con ablandamiento por deformación, de la siguiente forma:

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0(\sigma_z)} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{C_1 \tau_m(\sigma_z)} \right|^{R-1} \right] \quad (5.19)$$

donde, τ es el esfuerzo cortante, γ la deformación angular y σ_z el esfuerzo vertical efectivo.

Los valores de G_0 y τ_m corresponden al módulo de rigidez al cortante para deformaciones infinitesimales y al esfuerzo cortante asociado, respectivamente. Los parámetros del modelo Ramberg-Osgood en cuestión son α , C_1 , y R .

- La generación de presión de poro se considera al acoplar el movimiento del agua. El acoplamiento se efectúa al considerar el flujo vertical del agua y la ley de Darcy.
- Las ecuaciones de movimiento se establecen en forma de ecuaciones de ondas de cortante y de compresión. La solución de las ecuaciones de movimiento se obtiene con el método de las características y el acoplamiento de las ecuaciones se establece en el proceso de solución.
- La disipación de la presión de poro se considera en forma implícita al modelar el movimiento del agua
- El amortiguamiento implícito en el modelo es el histerético y el provocado por el movimiento del agua
- el modelo es unidimensional

- El modelo desarrollado por Finn et al (1977) tiene las siguientes características:

- Establece las ecuaciones de movimiento en función de esfuerzos efectivos
- Considera el problema de desplazamiento pequeños
- La curva esfuerzo-deformación para el esqueleto es del tipo hiperbólico

$$\tau = G_{mo} \frac{\gamma}{(1 + G_{mo} \gamma / \tau_{mo})} \quad (5.20)$$

donde: G_{mo} es el módulo tangente inicial máximo

τ_{mo} es el esfuerzo cortante máximo sin provocar la falla

Las trayectorias de descarga y recarga se describen mediante el criterio tipo Masing.

- La generación de lapresión de poro se calcula mediante el cambio de volúmen acumulado, obtenido experimentalmente. La expresión del incremento del cambio de volúmen es:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (5.21)$$

donde $C1, C2, C3$ y $C4$ son constantes que toman en cuenta el tipo de arena y la compacidad relativa. En condiciones no-drenadas y completa saturación, el incremento de la presión de poro durante cada intervalo de tiempo de integración se calcula mediante

$$\Delta u = \overline{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (5.22)$$

donde \overline{E}_r es el módulo de recuperación elástica unidimensional

- Las ecuaciones de movimiento se resuelven con el método de diferencias finitas y la integración se lleva a cabo con el método beta de Newmark
 - Además del amortiguamiento histerético, se puede incluir amortiguamiento viscoso, de acuerdo con el criterio de Rayleigh.
 - La disipación de la presión de poro se calcula con base en la teoría de la consolidación unidimensional
 - El modelo es unidimensional y las ecuaciones de movimiento y las de disipación de presión de poro se integran en forma independiente.
- Zienkiewicz et al (1990), desarrollaron un procedimiento para describir el comportamiento mecánico de suelos saturados considerando que este está gobernado por la interacción entre la fase sólida y la líquida del mismo. Esta interacción es particularmente mayor en problemas dinámicos debido a que puede conducir a una pérdida de la rigidez del material o la licuación. La descripción del comportamiento de las dos fases se hace mediante modelos constitutivos y numéricos llevados a procedimientos computacionales. Los resultados obtenidos mediante el modelo numérico y el procedimiento computacional fueron validados con la comparación de resultados experimentales obtenidos en modelos físicos ensayados en la centrifuga Cambridge.

5.3 RELACIONES PARA DETERMINAR EL ESTADO IN-SITU DE ARENAS

El estado de un material se puede definir en función de su densidad o compacidad relativa y de los esfuerzos efectivos de campo antes de la presentación de un sismo. El estado de esfuerzos efectivos en la mayoría de los casos es fácil de obtener, pero la densidad relativa debe determinarse indirectamente debido a que es imposible la obtención de muestras inalteradas de depósitos arenosos sueltos. Para esto varios autores han propuesto una serie de correlaciones a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar y de cono eléctrico que se presentan a continuación:

- Skempton (1986), propuso una expresión general para relacionar la densidad relativa de las arenas, D_r , con la resistencia a la penetración estándar, N :

$$N = (a + b\sigma'_v) * (D_r / 100)^2 \quad (5.23)$$

ej donde a y b son constantes que dependen principalmente del tamaño de los granos y σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo de campo.

- De acuerdo con Ishihara (1993), en Japón se utiliza $a=16$ y $b=23$. Con estos valores la ecuación anterior se reduce a:

$$D_r = 16\sqrt{N_1} \quad (5.24)$$

en donde N_1 es la resistencia a la penetración normalizada con respecto a la que se obtiene cuando $\sigma'_v = 1 \text{ kg/cm}^2$.

Las anteriores expresiones pueden utilizarse a partir de resultados de sondeos de cono eléctrico convencional, empleando las correlaciones existentes entre la resistencia de punta, q_c , y la resistencia a la penetración estándar, N , como las siguientes. (Robertson et al, 1992):

$$q_{c1} / N_1 = 0.5 \quad (5.25)$$

donde q_{c1} es la resistencia de punta normalizada obtenida de la siguiente forma

$$q_{c1} = q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0.5} \quad (5.26)$$

donde P_a es la presión atmosférica y σ'_0 el esfuerzo efectivo vertical.

- Jamiolkowski et al (1985) proponen una correlación directa entre D_r y q_c :

$$D_r = -A + B \log(q_c / \sqrt{\sigma'_v}) \quad (5.27)$$

- De acuerdo con Tatsuoka et al (1990), los valores recomendados de las constantes A y B son 85 y 76 respectivamente, es decir:

$$D_r = -85 + 76 \log q_{cl} \quad (5.28)$$

- Verdugo (1993), observó que la mayoría de las correlaciones empíricas para la estimación de la resistencia última mediante ensayos de penetración y de cono eléctrico fueron elaboradas con base a casos históricos donde fallas por licuación fueron observadas, sugiere unas nuevas correlaciones semiempíricas entre ensayos de penetración, como SPT y CPT y la resistencia última no drenada, S_{us} , las cuales pueden ser escritas así:

-Correlación entre la resistencia última y el ensayo de penetración estándar:

$$N_1 = \frac{(a+b)}{(e_{max} - e_{min})^2} \left[e_{max} - e_r + \lambda_s \log \frac{S_{us}}{C_s P_r'} \right]^2 \quad (5.29)$$

donde N_1 es la resistencia a la penetración del suelo normalizada para un esfuerzo vertical de 1 kgf/cm^2 , a y b son parámetros que dependen del tamaño medio de las partículas de arena, e_r y P_r' corresponden a un punto de referencia cualquiera de la curva de estado estable, λ_s representa la pendiente de la curva de estado estable y C_s representa una constante dependiente del ángulo de fricción movilizado durante la condición de estado estable.

-Correlación entre la resistencia última y el ensayo de penetración de cono:

$$q_{cl} = 10^\beta \quad (5.30)$$

$$\beta = \frac{1.85e_{max} - 0.85e_{min} - e_r + \lambda_s \log S_{us} / C_s P_r'}{0.76(e_{max} - e_{min})} \quad (5.31)$$

donde q_{cl} es la resistencia de punta normalizada para un valor de esfuerzo vertical de confinamiento de 1 kg/cm^2 y los demás parámetros son los mismos que los de la ec. 5.29.

Las anteriores expresiones semiempíricas (ec 5.29 a ec 5.31), proporcionan mayores valores de S_{us} que las correlaciones propuestas por otros autores. Por ejemplo, las curvas propuestas por Seed, fueron hechas con base a sitios donde ocurrieron fallas; o sea sitios donde la resistencia última era necesariamente baja. Además, en dichas curvas existe una hipótesis implícita de que para diferentes tipos de suelos existe una correlación única entre la resistencia última y la resistencia a la penetración. Por otra parte se sabe que la resistencia última varía significativamente con el grado de compactación, por lo que no se puede esperar que para diferentes tipos de suelos exista una relación única entre la resistencia última y la resistencia a la penetración. Por último, en todos aquellos casos donde no han habido fallas por licuación, la resistencia última debe ser alta, pero no necesariamente lo será el grado de compactación ni la resistencia a la penetración. Pero, estos casos que no han presentado falla, no han sido incluidos en las correlaciones empíricas. Esto explicaría la deferencia entre las relaciones empíricas propuestas por diversos autores y las propuestas por Verdugo (1993). De acuerdo a lo anterior se sugiere que las correlaciones empíricas propuestas con base a casos históricos donde fallas por licuación ocurrieron deben ser usadas sólo como criterios muy conservadores. (Fig 5.20)

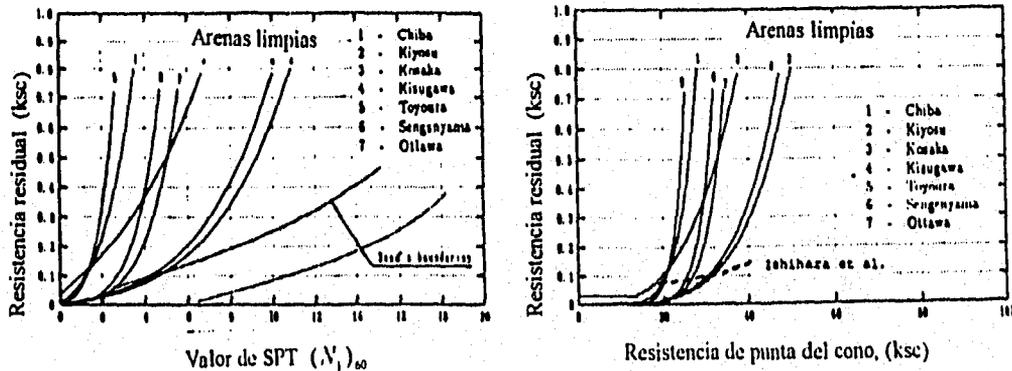


Fig 5.20 Relaciones entre S_{us} y $(N_1)_{60}$ y q_{cl}

Existen algunos métodos para determinar la densidad relativa directamente en el campo que son poco usados en nuestro medio pero que pueden ser una buenas alternativas para la medición de propiedades in-situ.

- **Resistividad eléctrica:** este consiste en la medición de la variación de resistencia eléctrica del suelo con la profundidad, la cual es luego correlacionada con la relación de vacíos y la porosidad del mismo. El problema de estos ensayos es su calibración por lo que en el momento no es muy aceptado pero es un método que promete mucho.
- **Congelación de suelos:** en un método que permite el muestreo de suelos granulares mediante la inyección de un fluido que lo congela, generalmente cloruro de calcio a -40°C , pero tiene la desventaja que, además de ser muy costoso, no es una técnica muy precisa ya que involucra aumentos en el volumen natural de la masa de suelo.

6. MÉTODO PROPUESTO PARA PREDECIR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Se propone un método para predecir el potencial de licuación basado en el concepto de superficie de estado límite y en su relación con el estado estable de deformación. Se introduce un esquema del comportamiento de arenas saturadas, partiendo del hecho de que en el espacio de esfuerzos existen superficies de estado que separan los estados posibles de los no posibles de un material.

6.1 INTRODUCCIÓN

El método que se propone a continuación constituye una herramienta útil y sencilla para la evaluación del potencial de licuación cuando no se cuenta con otras herramientas más sofisticadas para realizar dichos estudios como algunos de los que se mencionaron en el capítulo anterior. El método trata en lo posible de obtener una buena aproximación de las condiciones de campo y de las excitaciones para que a partir de la combinación de estas se obtengan las condiciones bajo las cuales la superficie de estado límite o el estado de falla por licuación puede alcanzarse.

El método parte de un estudio detallado de la sismología del sitio donde está ubicado el depósito, con el fin de encontrar las características de los sismos para los cuales se debe diseñar. De estas se obtiene la aceleración máxima que pueden producir en la superficie del depósito y el acelerograma de este mismo evento. La aceleración máxima es utilizada para estimar simplificada mente el máximo esfuerzo cortante aplicado a la masa de suelo; y la historia de aceleraciones se utiliza para correlacionar el comportamiento del suelo ante la aplicación de esfuerzos producidos por dichos sismos, con los resultados de ensayos de laboratorio en los que las muestras se someten a cargas cíclicas de amplitud y frecuencia constantes. Para lo anterior es necesario convertir la historia irregular de esfuerzos a una de pulsos uniformes con un número de ciclos equivalente. A partir del número de ciclos equivalente y conocido el esfuerzo cortante producido por el sismo, se puede determinar la presión de poro que puede generarse en un suelo dado.

Por otra parte, se deben determinar las condiciones in-situ del depósito en términos de su estado de esfuerzos y su relación de vacíos natural, para lo cual es necesario realizar ensayos de campo como el de penetración estándar o el de cono eléctrico. Posteriormente se determinan los esfuerzos desviadores y los efectivos octaédricos en los puntos de colapso estructural y en el estado estable de deformación utilizando para ello ecuaciones empíricas propuestas en función de la relación de vacíos intergranular del material, del esfuerzo final de consolidación y del cociente de esfuerzos durante esta. Estos esfuerzos son utilizados para determinar la forma de la superficie de estado.

El principio básico del método es comparar los esfuerzos cortantes producidos por las excitaciones dinámicas con los esfuerzos cortantes máximos que puede soportar la masa de suelo. En el caso de que los esfuerzos producidos por los sismos sean mayores que la resistencia del suelo, la falla por licuación es completamente evidente, pero en el caso contrario existe la posibilidad de que el fenómeno ocurra o no, dependiendo de la cantidad de presión de poro desarrollada durante los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo.

En la Fig 6.1 se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento para evaluar el potencial de licuación de un depósito dado, y en el numeral 6.2 se detalla cada uno de estos pasos.

Las variables utilizadas en la descripción del procedimiento del método son:

- | | |
|---|--|
| $a_{m\acute{a}x}$ = Aceleración máxima del terreno | N_{eq} = N° de ciclos equivalentes |
| $\tau_{av\ m\acute{a}x}$ = Cortante máximo producido por el sismo | $\frac{q_{sc}}{2}$ = Cortante máximo del suelo |
| D_r = Compacidad relativa | p' = esfuerzo efectivo octaédrico |
| $e_{gf\ m\acute{a}x}$ = relación de vacíos intergranular máxima | SEL = Superficie de estado límite |
| e = relación de vacíos natural | LSS = Línea del estado estable |
| $e_{gf\ min}$ = relación de vacíos intergranular mínima | e_{gf} = relación de vacíos intergranular |

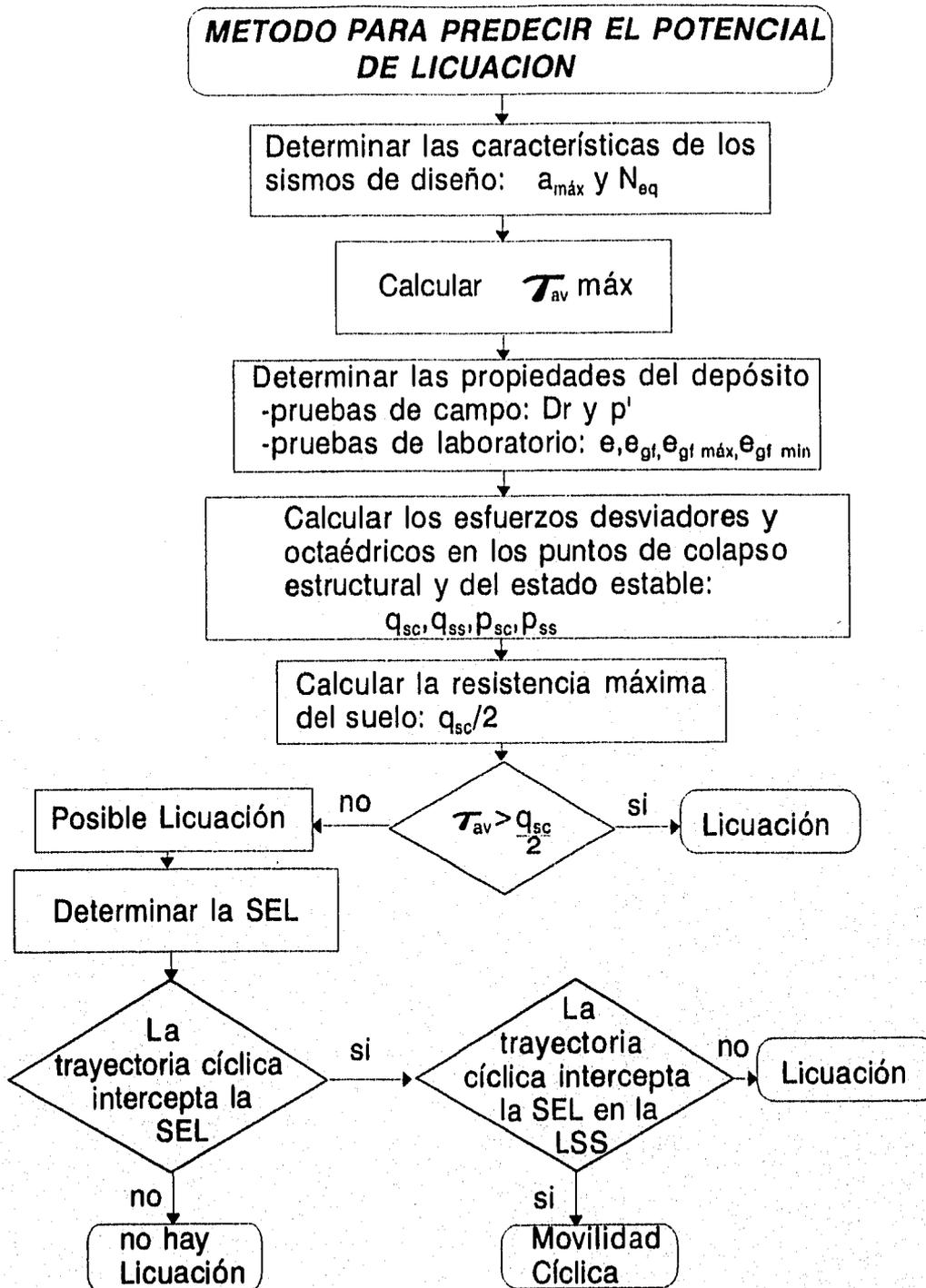


Fig 6.1 Procedimiento para estimar el potencial de licuación

6.2 PROCEDIMIENTO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN

A continuación se detallan los pasos planteados en el esquema anterior para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo.

6.2.1. Características de los sismos de diseño

Con fines de especificar el sismo de diseño para un depósito de suelo dado, se realiza un estudio detallado de la geología y de la sismicidad regional del sitio, las cuales permiten definir la magnitud, la distancia epicentral, la profundidad focal y la duración de los sismos. Con base en esto se puede determinar la aceleración máxima del terreno utilizando una serie de métodos teóricos y empíricos, dependiendo de la información que se disponga.

Para el desarrollo del presente método de estimación del potencial de licuación, es necesario conocer tanto la aceleración máxima en la superficie del depósito como la historia irregular de aceleraciones asociada a este, con el fin de determinar el número de ciclos equivalente a una historia uniforme de esfuerzos. La aceleración máxima se utiliza para determinar el esfuerzo cortante máximo producido por el sismo, mientras que el número de ciclos equivalente sirve para conocer la forma en que se acumula la presión de poro durante la aplicación cíclica de esfuerzos, utilizando para ello relaciones empíricas obtenidas de los resultados de ensayos de laboratorio. Dichas relaciones se establecen en función de la amplitud de los esfuerzos cortantes uniformes aplicados y del número de ciclos.

- Cálculo de la aceleración máxima del terreno

Hay diferentes métodos a partir de los cuales se puede calcular la respuesta de depósitos de suelo ante una excitación sísmica. Algunos parten de acelerogramas de sismos pasados registrados bien sea en la base del depósito o registrados en otros sitios diferentes, otros parten de espectros de respuesta en estos sitios y otros calculan la respuesta partir de las formas espectrales definidas por Seed et al (1976). A continuación se explican estos métodos.

- Si se conoce el espectro de respuesta en la superficie del depósito sólo basta con calcular el periodo natural del mismo para poder encontrar la correspondiente ordenada de pseudoaceleración. El periodo puede calcularse con la siguiente expresión:

$$T = \frac{4H}{V_s} \quad (6.1)$$

donde H es el espesor del depósito de suelo y V_s es la velocidad media de las ondas de cortante. Esta última puede determinarse a partir de correlaciones con ensayos de campo como el cono eléctrico ó el de penetración estándar.

- Cuando se cuenta con registros de acelerógrafos pueden presentarse algunos de los siguientes casos:

-El depósito de suelo sobreyace un semiespacio que aflora y en el cual está especificado el movimiento de diseño y se desea evaluar la respuesta del depósito (Fig 6.2). Se supone que el movimiento incidente en la frontera del semiespacio es el mismo en cualquier punto de ésta, y por condición de frontera libre en el afloramiento, el movimiento incidente y el reflejado es el mismo. En cambio, el movimiento reflejado hacia el semiespacio en la base del depósito de suelo no es igual al incidente. En este caso, debe tomarse el movimiento del afloramiento como excitación pero multiplicándolo por 0.5 debido a que la onda incidente y la reflejada se atenúan en la interface.

-El depósito de suelo sobreyace un semiespacio en el cual está especificado el movimiento de diseño y se desea evaluar la respuesta del depósito, Fig (6.3). Este caso puede presentarse cuando no se tienen registros en la base del depósito. En este caso debe tomarse como excitación el movimiento en la base.

-El depósito sobreyace un semiespacio, donde no se tienen movimientos de diseño ni en algún afloramiento ni en la base del depósito, pero se conoce el movimiento de diseño en la superficie de algún otro depósito cercano al sitio de interés, (Fig 6.4). En este caso el movimiento de diseño en el punto A se deconvoluciona hasta la base del depósito, (punto B), luego este se multiplica por 2 para obtener el movimiento total en el afloramiento,(punto C), y si los dos sitios están relativamente cercanos, podría considerarse que el movimiento incidente en la base de los dos depósitos de suelo es el mismo, y no necesariamente debe existir algún afloramiento, o sea el movimiento en D es igual al de C. Luego en el punto E, con el movimiento en D multiplicado por 0.5 se analiza el depósito de interés.

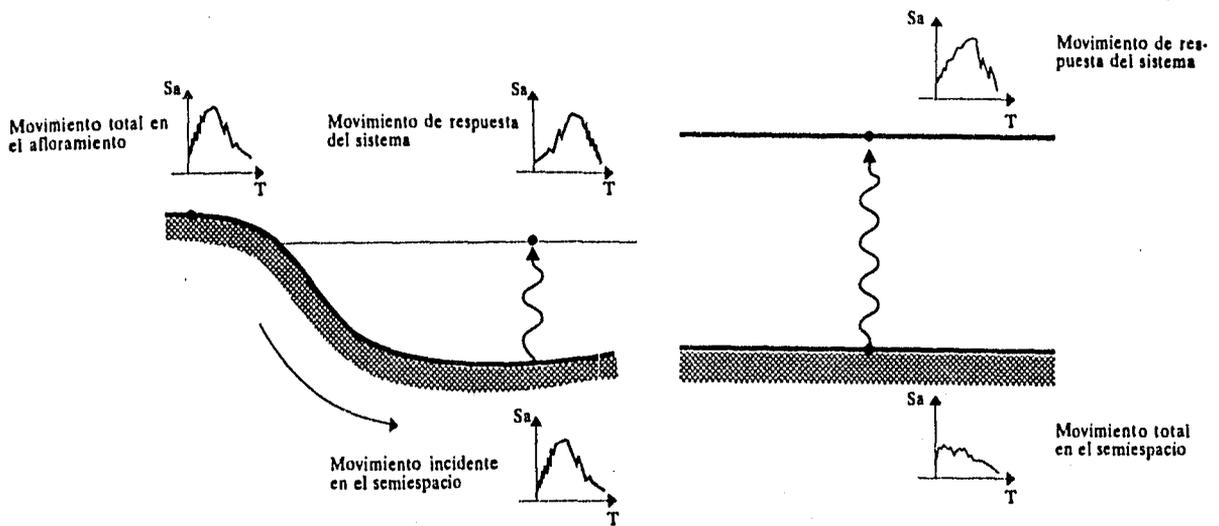


Fig 6.2

Sistema excitado con el movimiento del semiespacio que aflora.

Fig 6.3

Sistema excitado con el movimiento del semiespacio dentro del perfil.

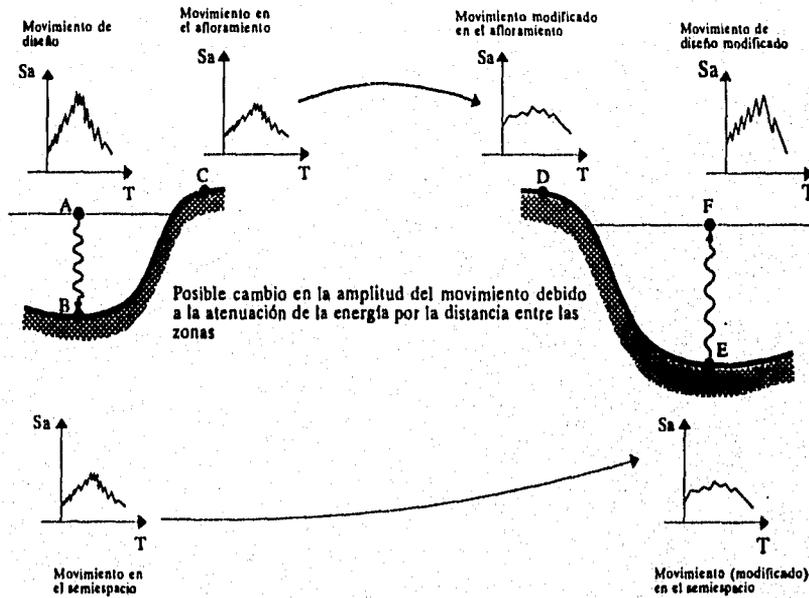


Fig 6.4 Sistema excitado con el movimiento obtenido de la deconvolución del movimiento de diseño de un depósito de suelo cercano al sitio de interés

Con los datos anteriores se tiene la excitación dinámica de diseño en la roca que subyace al depósito de suelo. Para calcular la respuesta del depósito en la superficie del terreno o en cualquier punto del depósito es necesario realizar un análisis donde se tome en cuenta la propagación de ondas sísmicas a través del depósito. Para esto se considera la teoría de propagación de ondas de corte. Existen programas de computadora que a partir de un acelerograma o un espectro dado en la base del depósito, determinan cómo se propagan bidimensionalmente estas ondas de corte y calculan la respuesta en cualquier punto del depósito de suelo.

En depósitos de suelos granulares se debe tener en cuenta que ante la presencia de una excitación dinámica se generan presiones de poro que influyen notoriamente en la respuesta obtenida en la superficie, por lo tanto es necesario calcular los espectros o los acelerogramas en superficie considerando la interacción existente entre la fase sólida y la líquida del suelo ante cargas sísmicas. Para lo anterior Zienkiewicz et al (1989), desarrollaron un programa de computador (SWANDYNE-X), que toma en cuenta dicha interacción.

Cuando no se conoce ninguno de estos histogramas, se puede entonces definir un espectro de diseño con base en la sismicidad local, y a partir de este espectro generar una historia de aceleraciones sintética (Rizzo et al 1975, Romo 1976), ó bien modificar algún sismo fuerte registrado en otro sitio. Esto se hace con base en la sismicidad del sitio donde se localiza el depósito, y en las características y distancia de la falla geológica sinogénica. Las características del registro original que se adecúan al sitio son la aceleración máxima, la duración y el periodo predominante. La determinación de los valores apropiados de estas tres características se obtiene por medio de relaciones semiempíricas propuestas por Schabel y Seed (1972) para la máxima aceleración, Housner (1965) para la duración y Seed et al (1969) para el periodo predominante. Una vez que se tienen los valores correspondientes al sitio, el registro original se escala a estos valores y el histograma resultante se usa como excitación de control. El mismo procedimiento puede ser utilizado con las formas espectrales propuestas por Seed et al, (Fig 6.5), obtenidas para diferentes tipos de suelos a partir de un gran número de registros de sismos. Las anteriores formas espectrales están dadas como funciones de amplificación definidas como la relación entre la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno, por lo tanto es necesario evaluar la aceleración máxima del terreno para obtener el respectivo espectro escalado. Las ordenadas espectrales de la Fig 6.5 se obtuvieron a partir de datos de sismos de magnitud entre 6.6 y 6.8, por lo que es necesario modificar estas ordenadas de acuerdo a la magnitud del sismo, con la Fig 6.6 es posible determinar dicha corrección. La aceleración máxima del terreno puede ser determinada a partir de alguna de las siguientes leyes de atenuación en función de la magnitud del sismo de diseño y la distancia hipocentral al sitio de interés. (Romo M P).

- Para el cálculo de la aceleración media se ha propuesto la siguiente relación

$$\ln a = 3.99 + 1.28M - 1.75 \ln [R + C(M)] \quad (6.2)$$

donde a es la aceleración en decimales de la aceleración de la gravedad; M es la magnitud del sismo para ondas superficiales si es mayor o igual a seis y local para magnitudes menores; R es la distancia más cercana a la fuente en km y $C(M) = 0.147e^{(0.732M)}$.

- Otra expresión para estimar la aceleración es:

$$\log a = -1.19 + 0.276M - \log R - 0.00259R \quad (6.3)$$

donde $R^2 = D^2 + h^2$; $h = 7e^{[0.4(M-6)]}$, D es la distancia más cercana a la proyección en la superficie de la fuente en km y M es la magnitud del sismo determinada a partir del momento sísmico.

- Para distancias epicentrales entre alrededor de 15 y 100 km se ha propuesto la siguiente relación:

$$\ln a = \ln [\alpha(M)] - \beta(M) \ln (R + 20) \quad (6.4)$$

donde a es la aceleración media en decimales de la aceleración de la gravedad, M es la magnitud para ondas superficiales si es mayor o igual que seis y local para magnitudes menores, R en km es la distancia más corta a la fuente para M mayor que 6 y la distancia hipocentral para $M < 6$. La expresión fue derivada para $M = 4.5$ a 7.5 y se extrapoló hasta $M = 8.5$. Los valores de los parámetros $\alpha(M)$ y $\beta(M)$ se listan a continuación.

M	ROCA Y DEPÓSITOS FIRMES		DEPÓSITOS PROFUNDOS	
	$\alpha(M)$	$\beta(M)$	$\alpha(M)$	$\beta(M)$
5	617	2.46	195	2.13
5.5	452	2.28	147	1.97
6.0	282	2.07	98	1.79
6.5	164	1.85	61.6	1.60
7.0	91.7	1.63	37.2	1.41
7.5	49.8	1.41	22	1.22
8.0	28.5	1.21	13.7	1.05
8.5	15.9	1.01	8.4	0.88

- Para sismos generados por mecanismos de subducción, se considera la siguiente ley de atenuación

$$\log a_{m\acute{a}x} = 0.429 M_s - 2.976 \log R + 5.396 \quad (6.5)$$

donde $a_{m\acute{a}x}$ está en cm/s^2 ; R en km es la mínima distancia al área de ruptura y M_s denota la magnitud de ondas superficiales. Los intervalos de magnitud y distancia para los cuales se considera aceptable la anterior ecuación son: $5.6 \leq M_s \leq 8.1$ y $282 \leq R \leq 466 \text{Km}$.

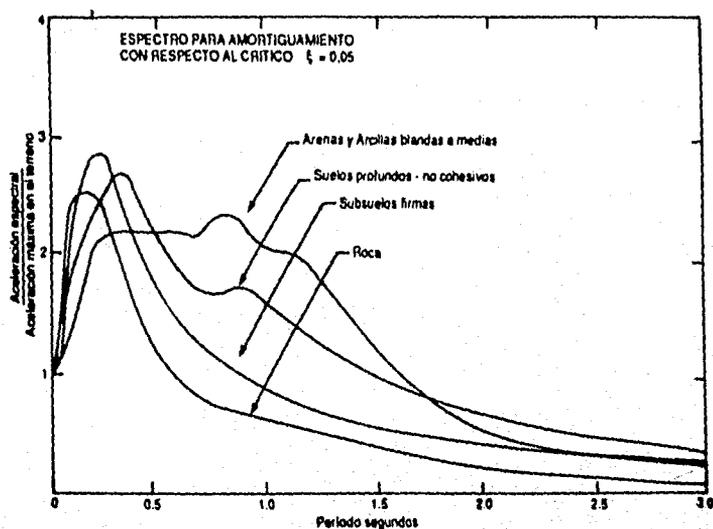


Fig 6.5 Formas espectrales promedio de acuerdo al tipo del subsuelo

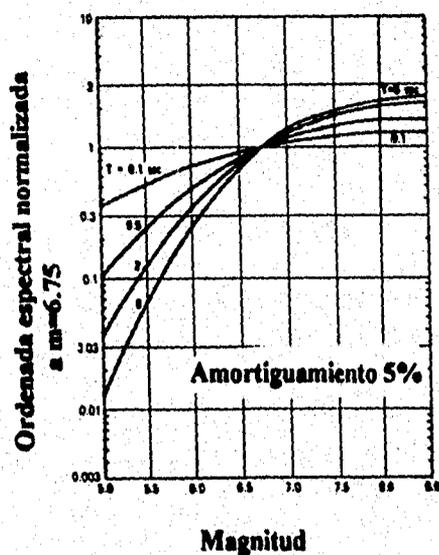


Fig 6.6 Aproximación de las ordenadas espectrales respecto a la magnitud del sismo

- Cálculo del número de ciclos equivalente

Con el objeto de relacionar los resultados de pruebas de laboratorio llevadas a cabo con pulsos uniformes y las historias irregulares de esfuerzos inducidos por un sismo dentro de un depósito de suelo, Villarraga (1987) propone un método para determinar el número de ciclos equivalente a una historia irregular de esfuerzos.

La finalidad de este procedimiento de transformación es tomar la excitación de diseño obtenida en el inciso anterior pero en términos de pulsos uniformes y relacionarlas con resultados de ensayos triaxiales cíclicos. Con esto, la capacidad de generación de presión de poro de un material dado se expresa en función de las características de la excitación, el número de ciclos y la amplitud máxima.

El método que se describe a continuación parte de la base de que un elemento dentro de un depósito de arena bajo el efecto de un sismo se ve sometido a una variación en el tiempo de su estado inicial de esfuerzos que se puede representar como una historia irregular del esfuerzo cortante, (Fig 6.7). Se supone que el efecto de esta historia irregular de esfuerzos es equivalente al producido por la aplicación de un cierto número de ciclos uniformes con una magnitud dada.

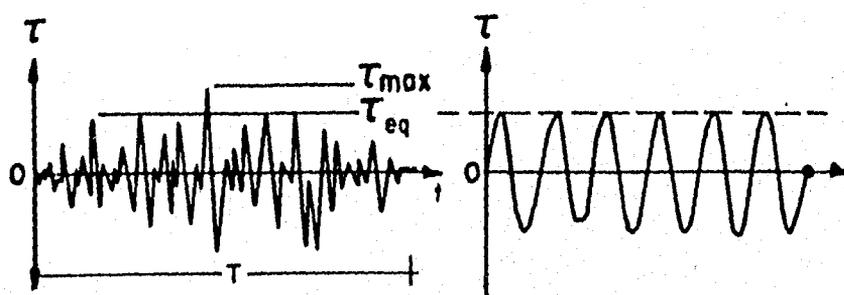


Fig 6.7 Cálculo de la historia equivalente uniforme de esfuerzos de corte

Para calcular el número de ciclos equivalentes Chan et al (1972) y Seed et al (1975), utilizaron el procedimiento de asignarle a cada ciclo de historia irregular de esfuerzos un peso. Este peso asignado a cada ciclo de la historia irregular corresponde a un número de ciclos uniformes para un nivel dado de esfuerzos. Los pesos de cada ciclo se suman y se obtiene el número equivalente de ciclos. El peso para cada ciclo de historia irregular de esfuerzos se estima a partir de una curva de resistencia en donde se determina el número de ciclos necesarios para hacer fallar el suelo con un esfuerzo dado.

Si se considera que el suelo tiene un comportamiento lineal-elástico y se aplica un pulso de forma senoidal con una amplitud equivalente τ_{eq} , (Fig 6.8), el contenido de energía e_{eq} y la energía máxima de deformación e_d para un ciclo están dados por las expresiones:

$$e_{eq} = \int_0^{t_{eq}} \left(\tau_{eq} \sin\left(\frac{2t}{t_{eq}}\right) \right)^2 dt = \frac{\tau_{eq}^2}{2} t_{eq} \quad (6.6)$$

$$e_d = \frac{(\tau_{eq}^2)^2}{2G} \quad (6.7)$$

donde τ_{eq} es el esfuerzo de corte equivalente, t_{eq} el periodo del pulso senoidal y G el módulo de rigidez de corte.

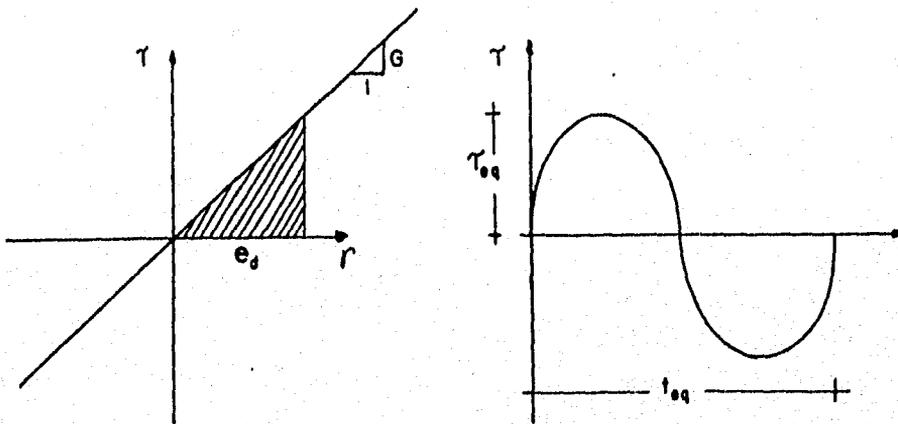


Fig 6.8 Pulso uniforme senoidal

Con estas expresiones se relaciona la energía de deformación con el concepto de contenido de energía:

$$e_d = \frac{e_{eq} * G}{t_{eq}} \quad (6.8)$$

Para la historia irregular de esfuerzos el contenido de energía está dado por:

$$E = \int_0^T \tau^2(t) dt \quad (6.9)$$

en el cual T es la duración de la historia de aceleración.

Conociendo que el sismo es un proceso aleatorio, la frecuencia característica de este proceso, está definida como:

$$\nu = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{m_2}{m_0} \right)^{0.5} \quad (6.10)$$

donde m_0 y m_2 son los momentos espectrales con respecto al origen.

De forma similar como con el ciclo uniforme la energía de deformación está dado por la siguiente expresión:

$$E_d = E * G * \nu \quad (6.11)$$

El número equivalente de ciclos uniformes se determina de la relación de las energías de deformación como:

$$N_{eq} = \frac{E_d}{e_d} = \frac{\left[\int_0^T \tau^2(t) dt \right] * \nu}{\tau_{eq}^2 / 2} \quad (6.12)$$

Por otra parte se sabe de las propiedades de la función de autocorrelación de una vibración aleatoria que:

$$\frac{1}{T} \int_0^T \tau^2(t) dt = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\omega_N} S(\omega) d\omega \quad (6.13)$$

donde $S(\omega)$ es el espectro de potencia.

Al introducir este término a la ec 6.12, el número de ciclos equivalentes será igual a:

$$N_{eq} = \frac{T\nu \int_0^{\omega_N} S(\omega) d\omega}{\pi \tau_{eq}^2} \quad (6.14)$$

Generalmente se ha definido al esfuerzo equivalente τ_{eq} como igual al 65% del esfuerzo máximo y por lo tanto se puede expresar como un múltiplo del valor medio cuadrado, de tal forma que el número de ciclos equivalentes queda de la forma:

$$N_{eq} = \frac{T\nu\sigma^2}{\pi(0.65U(\eta)\sigma)^2} = \frac{T\nu}{1.327U(\eta)^2} \quad (6.15)$$

Siendo $U(\eta)$ el factor pico correspondiente al limite superior para un nivel de confianza C_o y una duración, T , del acelerograma.

6.2.2 Determinación del cortante máximo en la superficie del terreno

Una vez determinada la aceleración máxima en la superficie del terreno, se puede calcular el correspondiente esfuerzo cortante que producirá el sismo mediante la expresión aproximada propuesta por Seed y anteriormente explicada en el inciso 5.2.1.

$$\tau_{av} \approx 0.65 * \frac{\gamma h}{g} * a_{mix} * r_d \quad (6.16)$$

Este esfuerzo también puede estimarse a partir de programas computacionales que dan estos valores directamente.

6.2.3 Determinación de las propiedades del depósito

Para caracterizar el depósito es necesario realizar una serie de pruebas de campo y de laboratorio con el fin de determinar tanto su relación de vacíos natural como el estado de esfuerzos efectivos en campo. La densidad relativa puede ser determinada a partir de ensayos de campo como el de penetración estándar o de cono eléctrico mediante las expresiones descritas en el capítulo 5.3, mientras que el estado de esfuerzos efectivos p' , se determina a partir de los esfuerzos efectivos vertical, σ'_1 , y horizontal, σ'_3 , de la siguiente forma.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (6.17)$$

$$\sigma'_1 = \gamma h \quad (6.18)$$

$$\sigma'_3 = K_0 \sigma'_1 \quad (6.19)$$

$$K_0 \approx 1 - \text{sen } \phi' \quad (6.20)$$

donde γ es el peso unitario del suelo, h el espesor del depósito y K_0 el correspondiente coeficiente de presión de tierras en reposo.

Para la determinación del K_0 se puede utilizar la aproximación propuesta por Jaky, (1944), ec 6.20, la cual está escrita en función del ángulo de fricción interna del suelo que a su vez puede ser determinado a partir de correlaciones existentes con la resistencia a la penetración estándar, N , o a partir de la resistencia de punta obtenida en ensayos de cono estático, como las de las figuras 6.9 y 6.10.

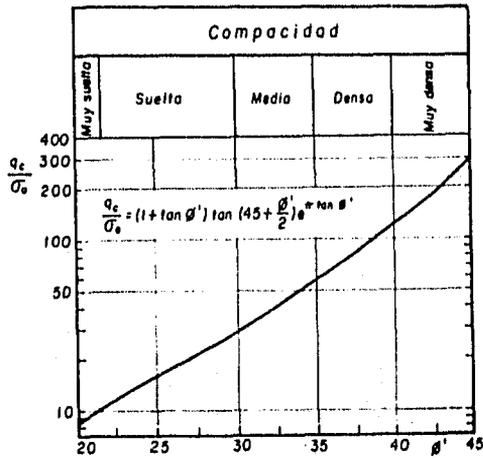


Fig 6.9
Correlación entre la resistencia de punta y en ángulo de fricción

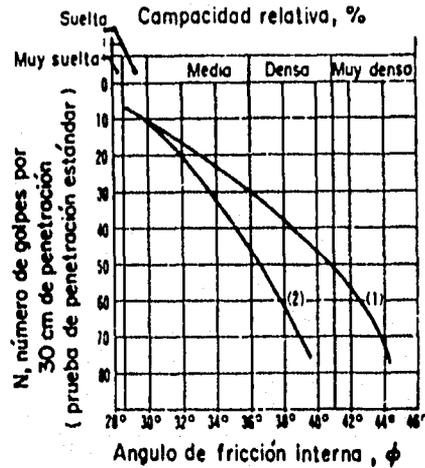


Fig 6.10
Correlación entre el número de golpes (SPT), y el ángulo de fricción. (Holtz y Gibbs, 1957)

Con base en la densidad relativa obtenida en campo se determina la correspondiente relación de vacíos natural, a partir de ensayos de laboratorio y mediante la siguiente ecuación.

$$Dr(\%) = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (6.21)$$

donde $e_{máx}$ es la relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo; $e_{mín}$ la relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo y e_{nat} la relación de vacíos de la muestra en estado natural.

A partir de la relación de vacíos natural se determina el correspondiente peso volumétrico con la siguiente relación.

$$\gamma_m = \frac{s_s + e_{nat}}{1 + e_{nat}} \quad (6.22)$$

donde s_s es el peso específico relativo de la fase sólida del suelo.

Conocida la relación de vacíos natural del depósito, se puede calcular la correspondiente relación de vacíos intergranular, e_g , o sea la relación de vacíos referida al esqueleto sólido arenoso, ya que el presente método para evaluar el potencial de licuación tiene como base un modelo conceptual basado en la hipótesis de que el comportamiento de las mezclas arena-finos está dominado por el de la estructura granular durante el proceso de carga donde los finos no contribuyen a tomar ni transmitir cargas. (ver sección 4.3).

6.2.4 Cálculo de los esfuerzos desviadores y esfuerzos efectivos octaédricos en los punto de colapso estructural y del estado estable

Pérez (1995), obtuvo experimentalmente una serie de curvas de esfuerzo desviador al inicio del colapso estructural, esfuerzo efectivo octaédrico en este mismo punto, y del esfuerzo efectivo octaédrico en el estado estable, relacionadas con la relación de vacíos intergranular. Estas curvas también se relacionan con la dirección de aplicación de carga y con el valor del coeficiente de esfuerzos efectivos durante la consolidación, K . Los valores de q'_{sc} , p'_{sc} y p'_{ss} fueron normalizados por el esfuerzo efectivo al final de la consolidación y por un parámetro β establecido en función del K de consolidación y la dirección de aplicación de cargas, considerando $\beta = K$ para ensayos en compresión y $\beta = 1/K$ para los de extensión.

Se observó que $q'_{sc} * \beta / p'_o$ varía fuertemente con e_{gf} cuando $e_{gf} < 0.95$ y alcanza valores prácticamente constantes para e_{gf} más altas; $p'_{sc} * \beta / p'_o$ es prácticamente constante con la variación de e_{gf} y $p'_{ss} * \beta / p'_o$ varía con e_{gf} mostrando dos tendencias claras, una para compresión y otra para extensión. Las anteriores curvas fueron presentadas en el capítulo 4 (Figs 4.18 a la 4.20).

Los valores de q'_{sc} , p'_{ss} y q'_{ss} , en la presente investigación se ajustaron a curvas hiperbólicas para expresarlas en función de e_{gf} .

Para el esfuerzo desviador en el punto de colapso: (Fig 6.11)

- Para compresión:

$$q_{sc} = \frac{0.2034 p'_o}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.5382/e_{gf}} \right) \quad (6.23)$$

- Para extensión:

$$q_{sc} = \frac{0.0929 p_0'}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.6552/e_{gf}} \right) \quad (6.24)$$

Esfuerzo desviador en el estado estable: (Fig 6.12)

- Compresión

$$q_{sc} = \frac{0.0455 p_0'}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.7752/e_{gf}} \right) \quad (6.25)$$

- Extensión

$$q_{sc} = \frac{0.0355 p_0'}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.723/e_{gf}} \right) \quad (6.26)$$

Esfuerzo efectivo normal octaédrico en el estado estable: (Fig 6.13)

- Compresión

$$p_{ss}' = \frac{0.079 p_0'}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.7015/e_{gf}} \right) \quad (6.27)$$

- Extensión

$$p_{ss}' = \frac{0.021 p_0'}{\beta} \left(\frac{1}{1 - 0.727/e_{gf}} \right) \quad (6.28)$$

Esfuerzo efectivo normal octaédrico en el punto de colapso: para este caso no se realizó ninguna normalización adicional debido a que en el plano e_{yf} vs $p'_{sc} * \beta / p'_o$ se ve que existe una tendencia a que esta última expresión sea igual a 0.55. (Fig 6.14).

- Para compresión y extensión :

$$p'_{sc} = \frac{0.55 * p'_o}{\beta} \quad (6.29)$$

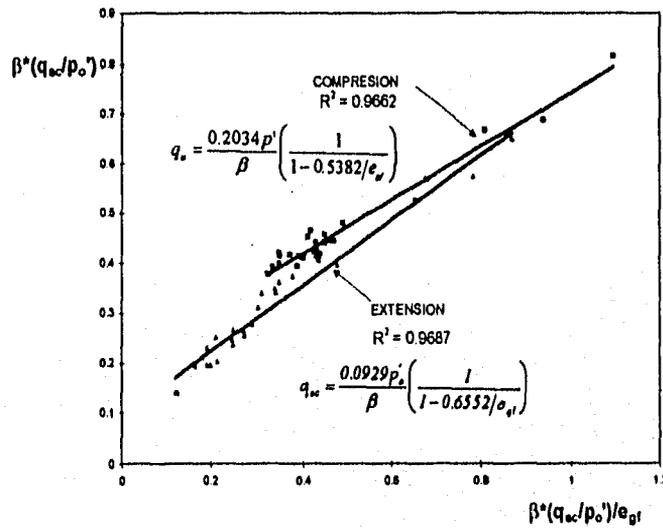


Fig 6.11

Esfuerzo desviador en el punto de colapso normalizado hiperbólicamente con la relación de vacíos intergranular.

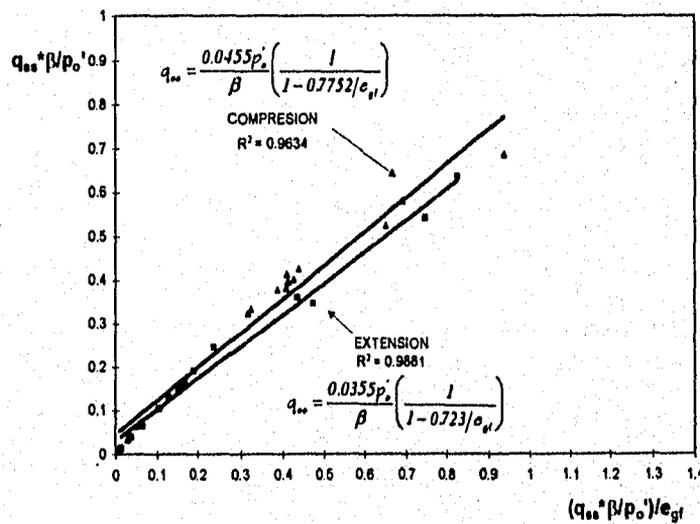


Fig 6.12

Esfuerzo desviador en el estado estable normalizado hiperbólicamente con la relación de vacíos intergranular.

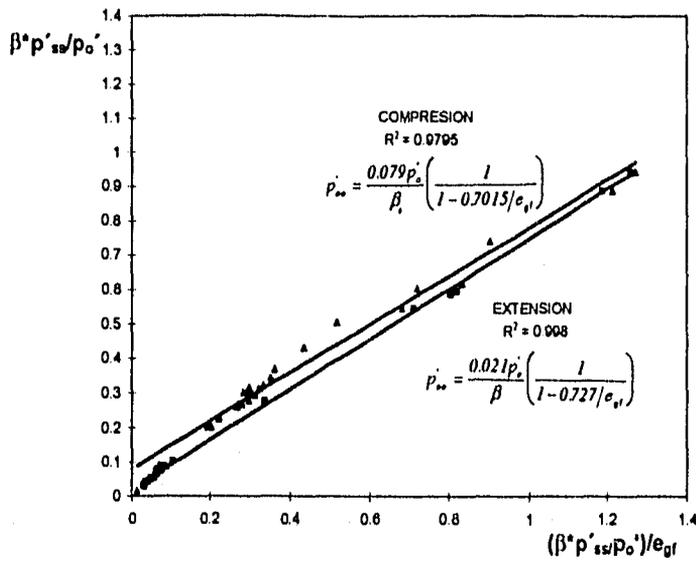


Fig 6.13
Esfuerzo normal efectivo octaédrico en el estado estable normalizado
hiperbólicamente con la relación de vacíos intergranular.

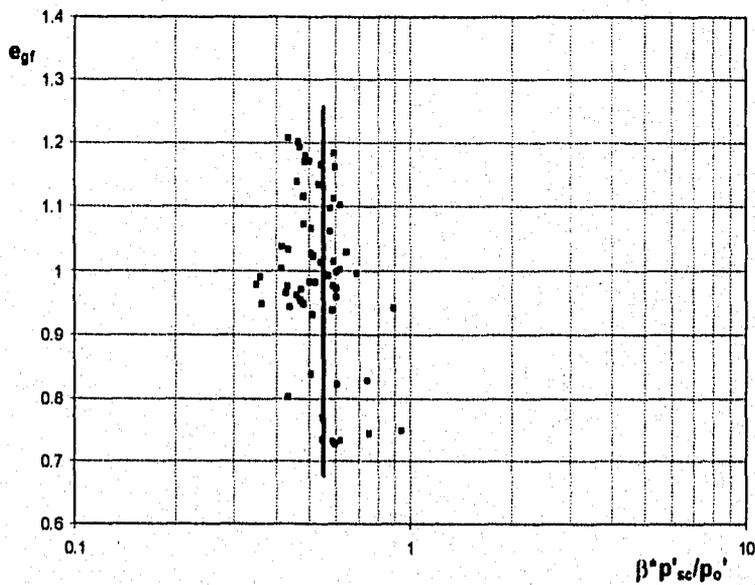


Fig 6.14
Esfuerzo normal efectivo octaédrico en el punto de colapso

6.2.5 Determinación de la superficie de estado límite

El concepto de superficie de estado límite utilizado en este procedimiento se basa en los estudios realizados por Ovando (1992), donde consideró el comportamiento no-drenado de arenas saturadas sueltas con fines de determinar el potencial de licuación, estableciendo una superficie de estado límite y relacionándola con el estado estable de deformación. Introduce el concepto de superficie frontera, y considera además que las trayectorias de esfuerzos de arenas medias y sueltas saturadas, consolidadas isotrópicamente, pueden ser utilizadas como superficies de frontera para el comportamiento de muestras preconsolidadas utilizando una normalización de p' y q con respecto a la presión de consolidación equivalente definida por Roscoe y Burland (1968). También considera que las trayectorias de esfuerzos monotónicos son superficies frontera para el comportamiento ante carga cíclica, y que la licuación ocurre cuando la trayectoria cíclica alcanza la superficie frontera. De acuerdo con esto, la trayectoria de esfuerzos monotónicos de arenas isotrópicas y normalmente consolidadas, es el lugar geométrico donde se identifican los puntos que alcanzan la licuación, lo cual también ha sido sugerido por Poulos et al (1985) y Alarcón-Guzmán et al (1988). De acuerdo a lo anterior, se deduce que las deformaciones de flujo o la licuación solamente ocurren si el estado de esfuerzos cíclicos tiende o pasa la relación de esfuerzos monotónicos en el espacio $q-p'$.

Las arenas saturadas sueltas acumulan excesos de presión de poro positiva cuando se someten a cargas cíclicas. Si están suficientemente sueltas, las cargas cíclicas eventualmente pueden causar la licuación, como se muestra en la Fig 6.15. Este ejemplo típico de licuación inducida por cargas cíclicas evidencia que las trayectorias de esfuerzos monotónicos son superficies frontera para el comportamiento ante cargas cíclicas. En este caso la trayectoria de esfuerzos cíclicos alcanzó la trayectoria monotónica en el lado de extensión. En otros casos como el mostrado en la figura 6.16 donde se ejemplifica el comportamiento de muestras medianamente densas, la trayectoria cíclica no toca a la monotónica, sino que alcanza la envolvente de falla. Ahí las deformaciones se acumulan a una tasa decreciente y el material puede endurecerse ante la aplicación de cargas cíclicas, (movilidad cíclica). En ambos casos, suelto y medianamente denso, la envolvente de falla forma parte de la superficie de estado límite.

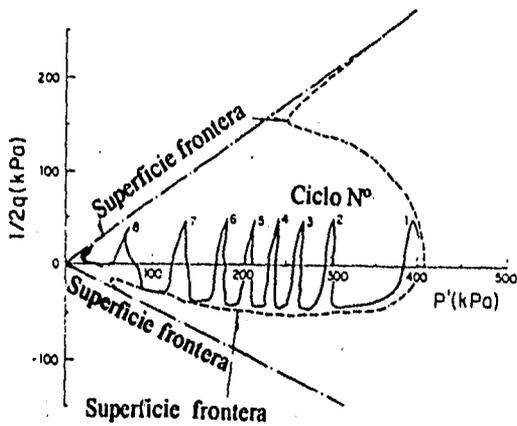


Fig 6.15

Trayectoria de esfuerzos cíclica y monótonica de Arena fluvial de Ham isotrópica y normalmente consolidada (Ovando, 1992)

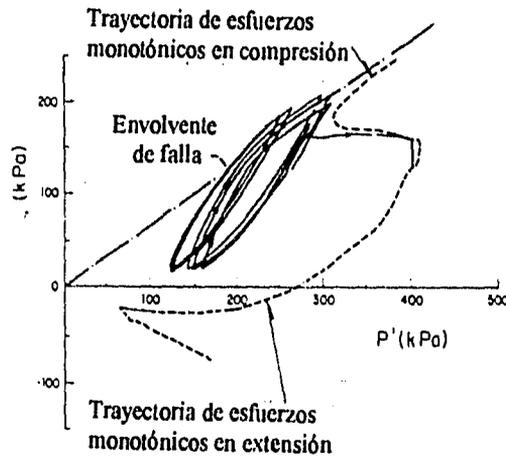


Fig 6.16

Trayectoria de esfuerzos cíclica y monótonica de Arena fluvial de Ham anisotrópica y normalmente consolidada (Ovando 1992)

Para verificar la existencia de superficies de estado límite en el caso de la arena de Jaltipán, se realizó una serie de ensayos triaxiales cíclicos. Las trayectorias de esfuerzos efectivos obtenidas con estos ensayos se compararon con las trayectorias de esfuerzos monótonicos de muestras semejantes y se encontró que esta últimas son superficies frontera. En estos ensayos se presenta un caso donde ocurrió licuación, (Fig 6.18), otro donde hubo movilidad cíclica, (Fig 6.17), y otra donde no se presentó ninguno de los anteriores fenómenos, (Fig 6.19).

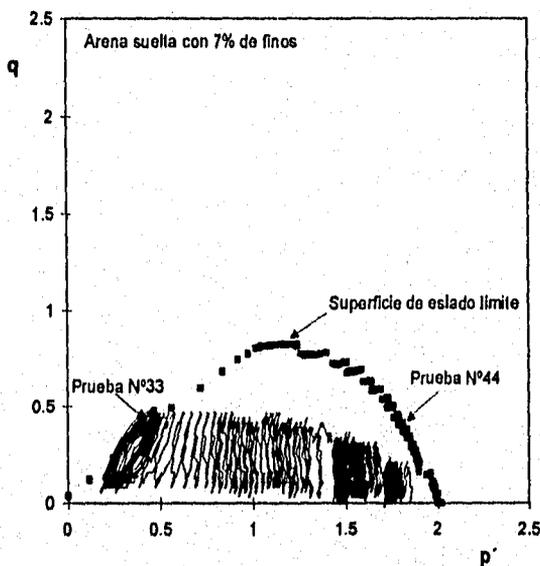


Fig 6.17

Trayectorias de esfuerzos cíclicos y monótonicos de Arena de Jaltipán con 7% de finos (Caso donde se presentó movilidad cíclica)

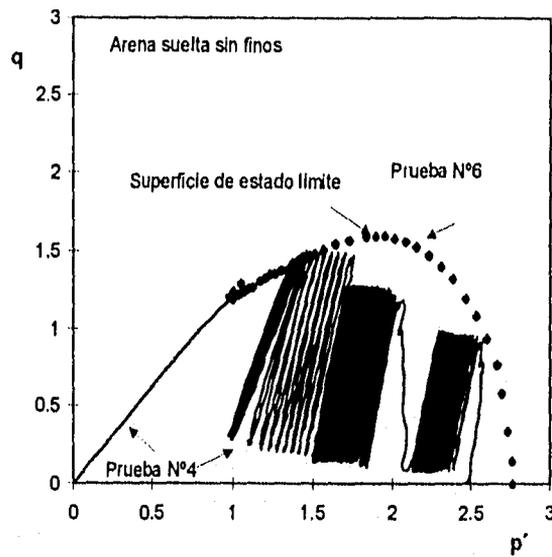


Fig 6.18
Trayectorias de esfuerzos cíclicos y monotónicos de Arena de Jaltipán limpia
(Caso donde se presentó licuación)

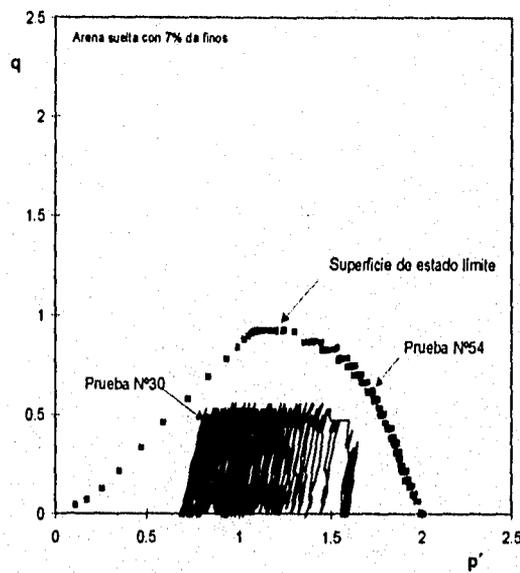


Fig 6.19
Trayectorias de esfuerzos cíclicos y monotónicos de Arena de Jaltipán con 7% de finos
(Caso donde no se presentó movilidad cíclica ni licuación)

Con fines de poder establecer algunas relaciones numéricas para determinar la forma de dichas superficies de estado límite, y teniendo como referencia los estudios realizados por Ovando (1986), los resultados experimentales presentados anteriormente y una serie de datos publicados de trayectorias de esfuerzos monotónicos de arenas en diversos estados, se supuso que la superficie de estado límite puede ser determinada a partir de algunos puntos claves del comportamiento no drenado de estos materiales. Para lo anterior y con fines de evaluar el potencial de licuación basados en el anterior criterio de superficie de estado límite, se desarrollaron una serie de expresiones empíricas, tomando como base los conceptos de colapso estructural y del estado estable ya que estos enmarcan la zona donde el material pueden presentar deformaciones importantes, "zona de inestabilidad".

Las expresiones que se desarrollaron consideran tanto la condición de consolidación isotrópica como la anisotrópica, suponiendo para el primer caso que la superficie de estado límite está compuesta por tres tramos: primero uno elíptico, luego otro parabólico y por último uno recto; mientras que para la condición anisotrópica se ajustaron 2 tramos parabólicos seguidos por uno recto. La expresiones para el primer tramo para el caso isotrópico se modeló en términos de los valores de p' y q en los puntos de colapso estructural, el estado de esfuerzos al final de la consolidación y del estado estable; para el segundo en función de las coordenadas de los puntos de colapso estructural y del estado estable y para el tercero solamente en función del punto donde se alcanza el estado estable. Para el caso anisotrópico las ecuaciones se definieron en función de los mismos valores p' y q en todos los tramos salvo en el primero que solamente se expresa en función del punto final de consolidación y del punto de colapso estructural.

En la Fig 6.20 se muestra la forma que se ajustó para la superficie de estado límite y se identifica la zona de inestabilidad que es donde el material puede presentar problemas de licuación.

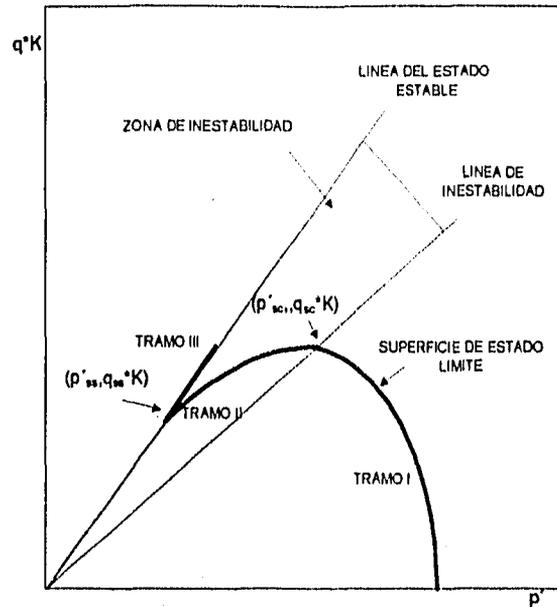


Fig 6.20 Identificación de la superficie de estado límite y la zona de inestabilidad.

De acuerdo a una serie de ensayos triaxiales realizados por Lagunas (1992), Pérez (1995) y Sáldivar (1996), se definió cada una de las ecuaciones que representan los tres tramos de la superficie de estado límite. Estos ensayos fueron realizados con el mismo tipo de material (arena de Jáltipan), pero bajo diferentes condiciones de relación de vacíos inicial, esfuerzo final de consolidación, dirección de aplicación de la carga durante la falla y porcentajes de finos, por lo que no representan un sólo caso en particular. En la tablas 6.1 y 6.2 se resumen las características de cada uno de estos ensayos.

A continuación se presentan las ecuaciones que determinan la forma de cada uno de los tramos en el plano p' - q definidas en función del esfuerzo desviador en los puntos de colapso estructural, en el estado estable y al final de la consolidación: q_{sc} , q_{ss} y q_0 ; y de los esfuerzos efectivos octaédricos en los mismos puntos: p'_{sc} , p'_{ss} y p_0 .

Condición isotrópica:

- El tramo I es elíptico y va desde el estado de esfuerzos al final de la consolidación hasta el punto de colapso; su ecuación es:

$$q = \frac{2q_{sc}}{(p'_0 - p'_{ss})} \sqrt{(p'(p'_0 + p'_{ss}) - p'^2 - p'_0 p'_{ss})} \quad (6.30)$$

- El tramo II, está conformado por una parábola cuyo vértice coincide con el punto de colapso estructural y a su vez pasa por el punto donde se alcanza el estado estable. La ecuación es:

$$q = q_{sc} + \frac{(p' - p'_{sc})^2 (q_{ss} - q_{sc})}{(p'_{ss} - p'_{sc})^2} \quad (6.31)$$

- El tramo III está definido por la envolvente de falla y tiene la siguiente ecuación:

$$q = M_{ss} * p' \quad (6.32)$$

$$M_{ss} = \frac{q_{ss}}{p'_{ss}} \quad (6.33)$$

Los correspondientes valores de p'_{sc} , q_{sc} , p'_{ss} y q_{ss} se obtienen de las ecuaciones 6.23 a la 6.29, según se detalló en el inciso 6.2.3.

En las figuras 6.21 a la 6.28 se presentan las trayectorias de esfuerzos obtenidas experimentalmente y las curvas teóricas de especímenes consolidados isotrópicamente, en las cuales se puede observar que estas últimas son buenas aproximaciones de las primeras.

Condición anisotrópica: Para este caso la superficie de estado límite se determinó utilizando una normalización del esfuerzo desviador con el coeficiente de esfuerzos durante la consolidación, K , con el fin de poder generalizar dichas ecuaciones.

- Tramo I:

$$q * K = \left(q_{sc} + \frac{(p' - p'_{sc})^2 (q_o - q_{sc})}{(p'_o - p'_{sc})^2} \right) * K \quad (6.34)$$

donde
$$q_o = \frac{(1+2K)}{3(1-K)} p'_o \quad (6.35)$$

- Tramo II:

$$q^* K = \left(q_{sc} + \frac{(p' - p'_{sc})^2 (q_{ss} - q_{sc})}{(p'_{ss} - p'_{sc})^2} \right) * K \quad (6.36)$$

- Tramo III:

$$q^* K = M_{ss} * p' \quad (6.37)$$

$$M_{ss} = \frac{q_{ss} * K}{p'_{ss}} \quad (6.38)$$

En las figuras 6.29 a la 6.34 se muestran las aproximaciones de la superficie de estado límite para especímenes consolidados anisotrópicamente formados en estado medio y sueltos y obtenidas con las anteriores ecuaciones. Se puede ver que para los especímenes medios las ecuaciones se ajustan muy bien a los datos experimentales, pero para los sueltos ensayados en compresión existe alguna diferencia en el tramo comprendido ente el punto de colapso y el estado estable. Lo anterior se debe a que en esta clase de especímenes la falla ocurre a gran velocidad por lo que las medidas experimentales de las presiones de poro entre estos puntos no son muy certeras, como anteriormente se explicó en el capítulo 4.2; por lo tanto, se considera que estas ecuaciones también se aproximan a la superficie de estado límite.

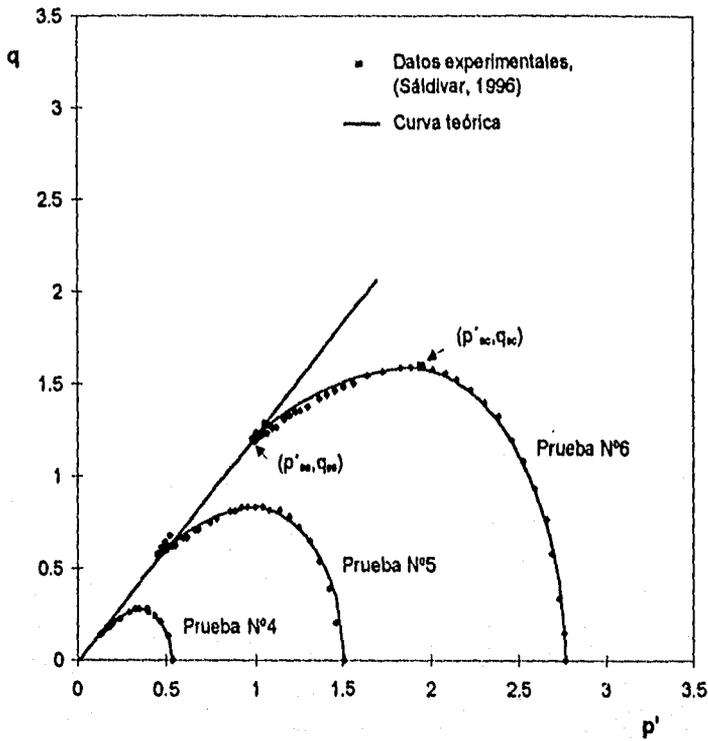


Fig 6.21 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas limpias, sueltas, consolidadas isotrópicamente y falladas en compresión.

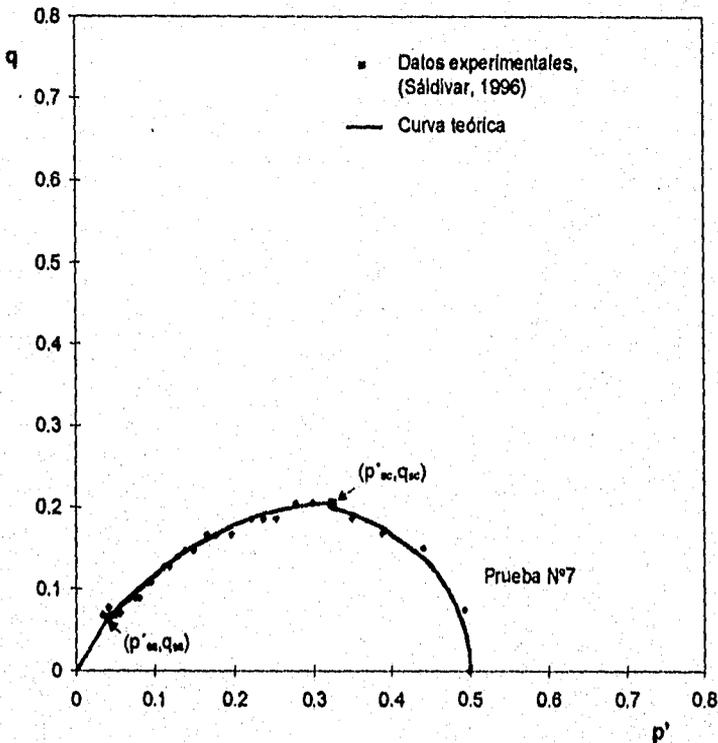


Fig 6.22 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena limpia, muy suelta, consolidada isotrópicamente y fallada en compresión.

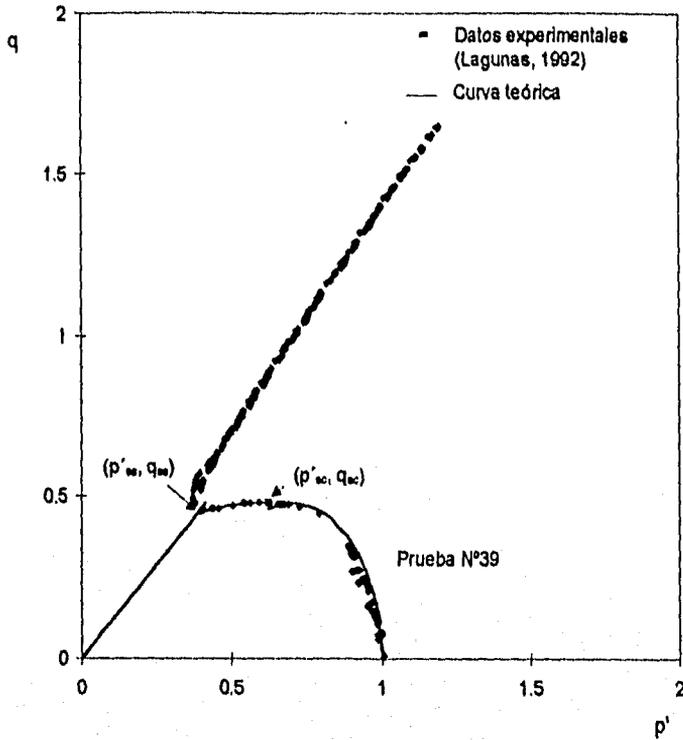


Fig 6.23 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 3% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en compresión.

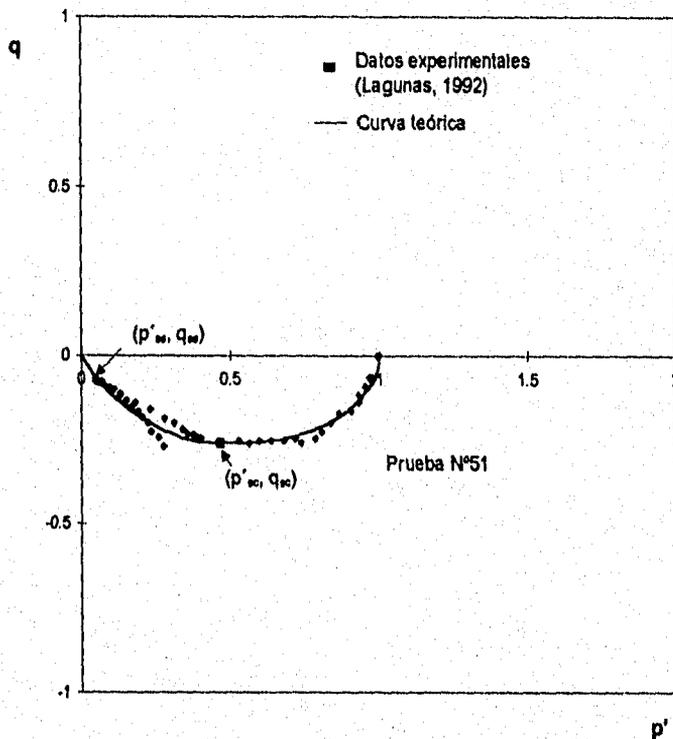


Fig 6.24 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 3% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en extensión.

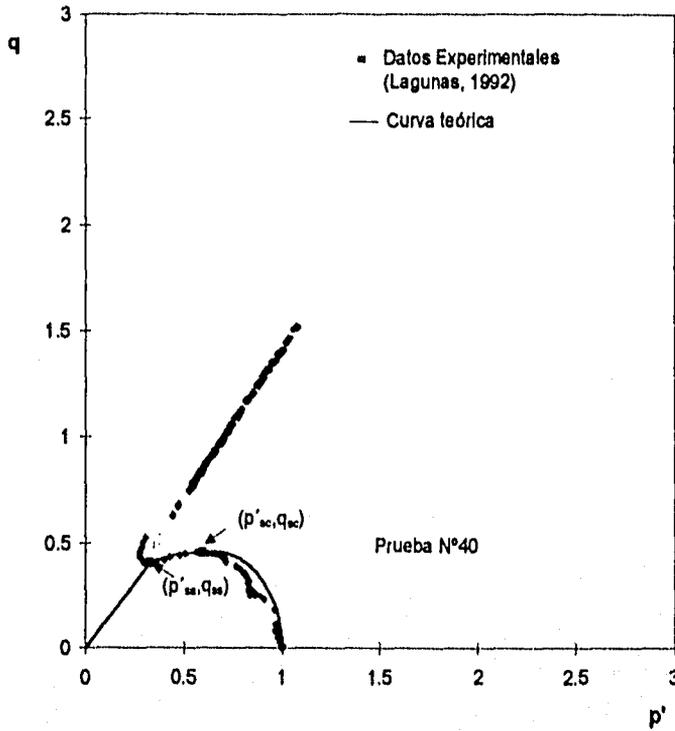


Fig 6.25 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 5% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en compresión.

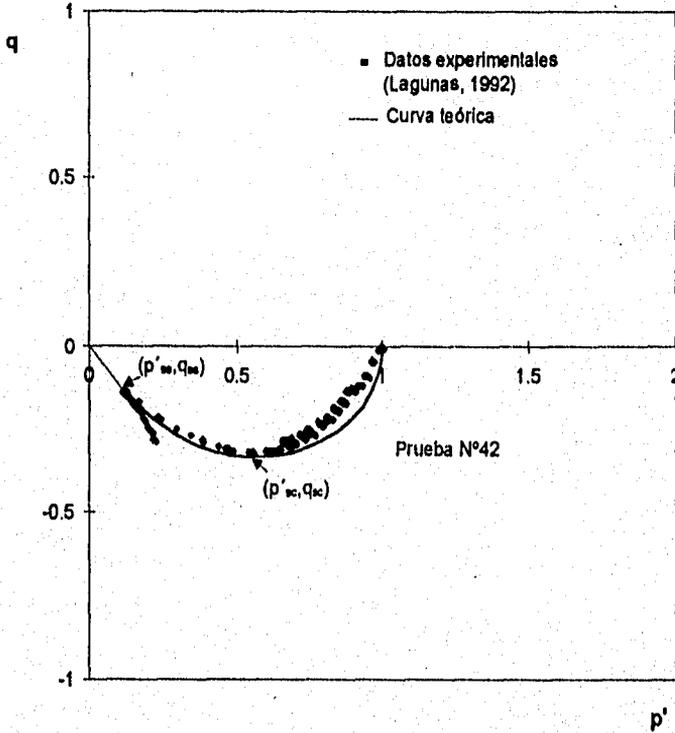


Fig 6.26 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 5% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en extensión.

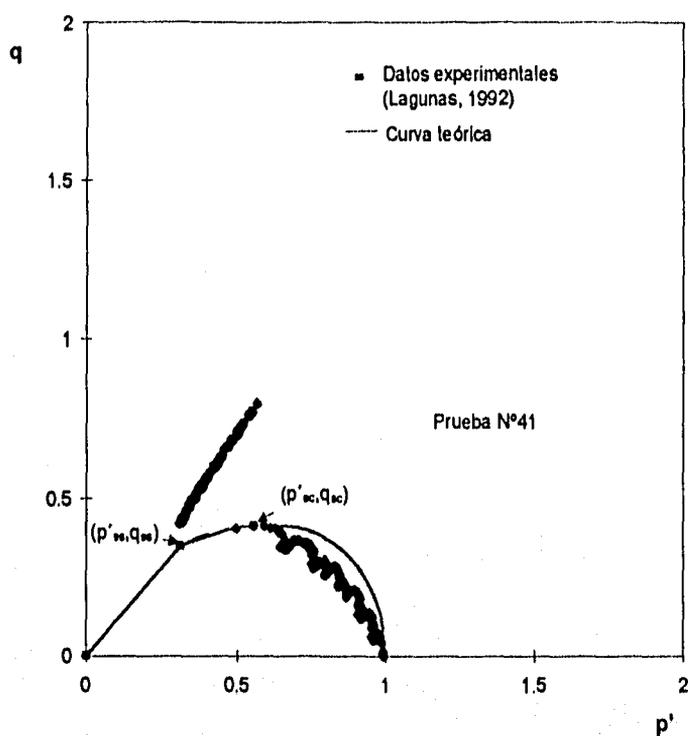


Fig 6.27 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 7% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en compresión.

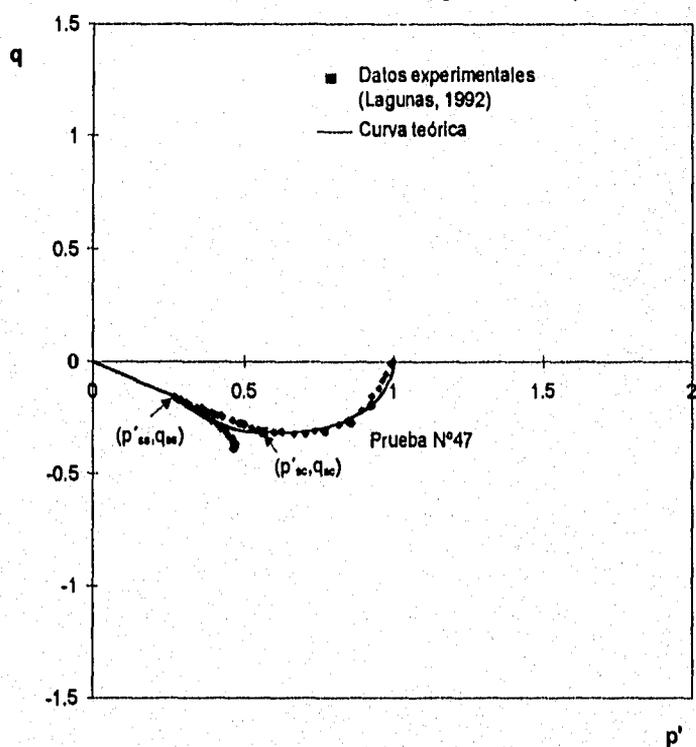


Fig 6.28 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arena media con 7% de finos, consolidada isotrópicamente y fallada en extensión.

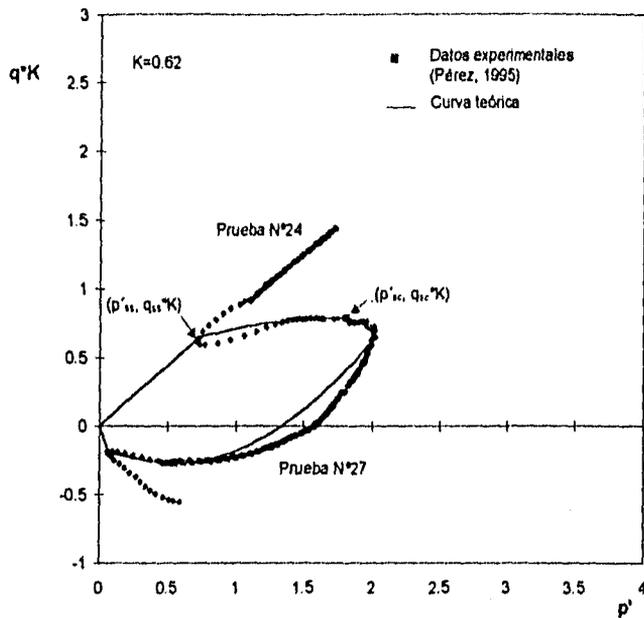


Fig 6.29 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas medias con 7% de finos, consolidadas con $K=0.62$ y falladas en compresión y extensión.

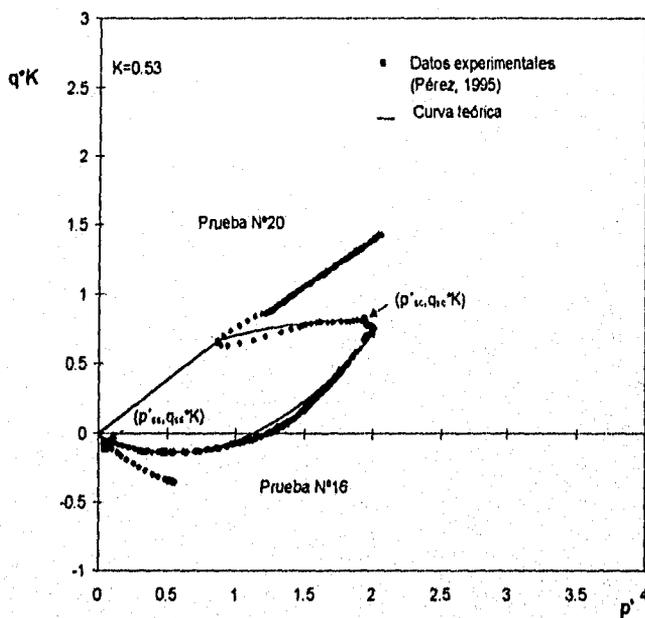


Fig 6.30 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas medias con 7% de finos, consolidadas con $K=0.53$ y falladas en compresión y extensión.

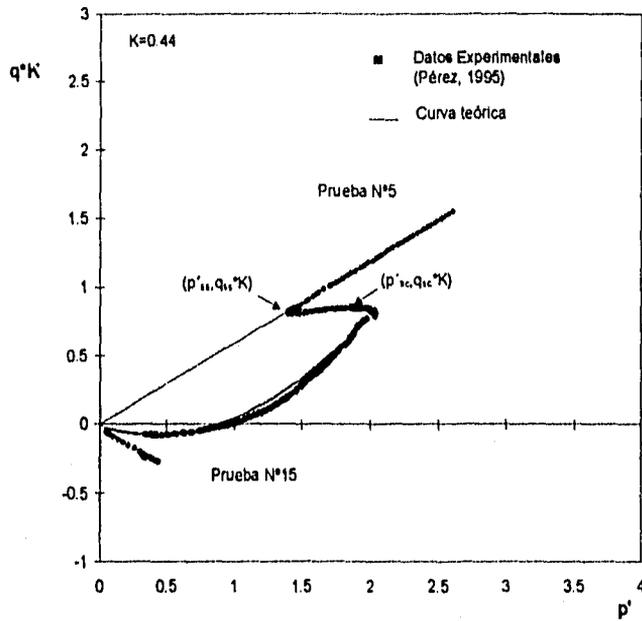


Fig 6.31 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas medias con 7% de finos, consolidadas con $K=0.44$ y falladas en compresión y extensión.

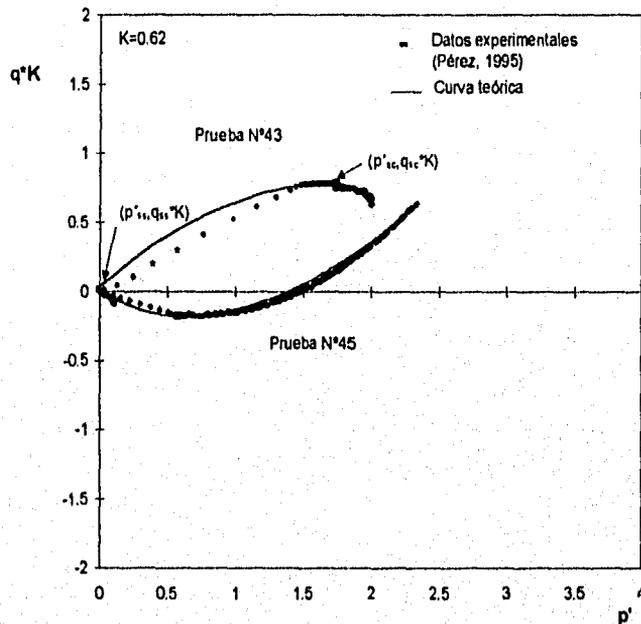


Fig 6.32 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas sueltas con 7% de finos, consolidadas con $K=0.62$ y falladas en compresión y extensión.

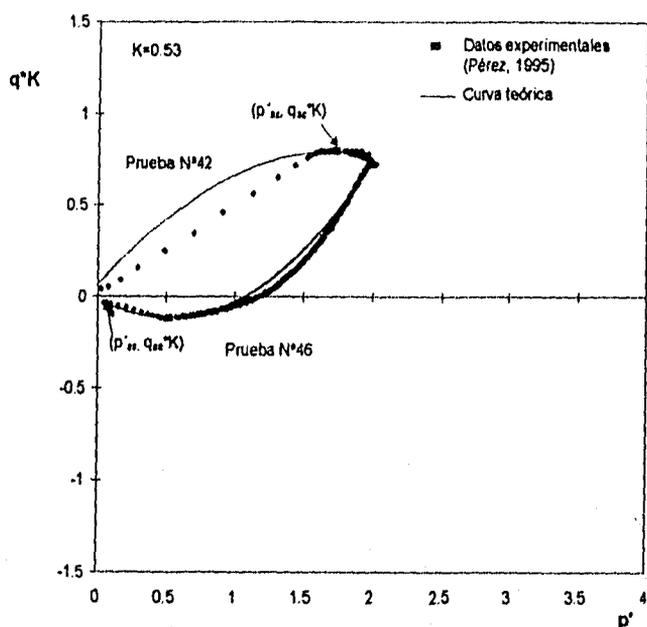


Fig 6.33 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas sueltas con 7% de finos, consolidadas con $K=0.53$ y falladas en compresión y extensión.

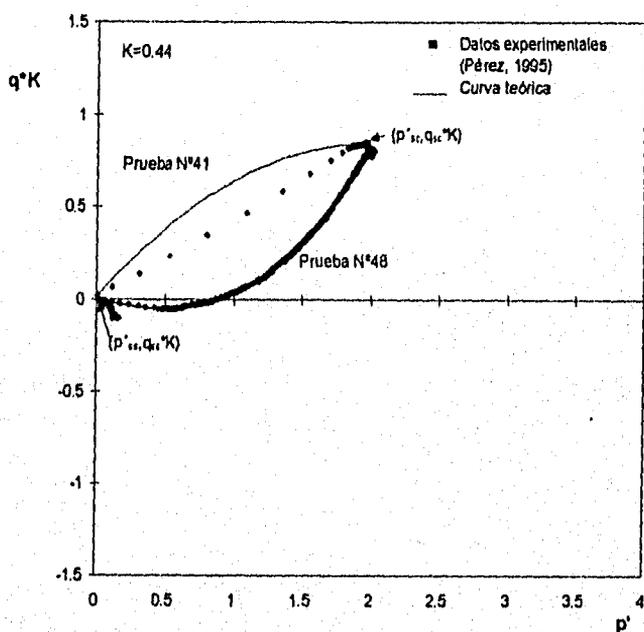


Fig 6.34 Datos teóricos y experimentales de la superficie de estado límite de arenas sueltas con 7% de finos, consolidadas con $K=0.44$ y falladas en compresión y

Tabla 6.1 Resumen de las características de las pruebas isotrópicas

Prueba N°	% Caolín	K	e_i	e_f	e_{gi}	e_{gf}	P'_o kg/cm ²	p'_x kg/cm ²	q_x kg/cm ²	p'_z kg/cm ²	q_z kg/cm ²	Tipo de falla	Referencia
4	0	1	1.088	1.046	1.088	1.046	0.50	0.379	0.281	0.135	0.141	Compresión	Sáldivar, 1996
5	0	1	1.085	1.020	1.085	1.020	1.50	1.039	0.832	0.457	0.578	Compresión	Sáldivar, 1996
6	0	1	1.057	0.961	1.057	0.961	2.75	1.951	1.593	0.978	1.205	Compresión	Sáldivar, 1996
7	0	1	1.350	1.180	1.350	1.180	0.50	0.324	0.205	0.04	0.064	Compresión	Sáldivar, 1996
39	3	1	0.928	0.918	0.988	0.977	1.0	0.588	0.480	0.412	0.454	Compresión	Lagunas, 1992
51	3	1	0.912	0.895	0.971	0.9541	1.0	0.455	0.262	0.052	0.070	Extensión	Lagunas, 1992
40	5	1	0.923	0.914	1.024	1.015	1.0	0.591	0.456	0.325	0.404	Compresión	Lagunas, 1992
42	5	1	0.917	0.898	1.019	0.998	1.0	0.549	0.322	0.115	0.137	Extensión	Lagunas, 1992
41	7	1	0.927	0.916	1.072	1.061	1.0	0.556	0.414	0.312	0.341	Compresión	Lagunas, 1992
47	7	1	0.920	0.890	1.066	1.032	1.0	0.566	0.314	0.270	0.157	Extensión	Lagunas, 1992

Tabla 6.1 Resumen de las características de las pruebas anisotrópicas

Prueba N°	% Caolín	K	e_i	e_f	e_{gi}	e_{gf}	P'_o kg/cm ²	p'_x kg/cm ²	q_x kg/cm ²	p'_z kg/cm ²	q_z kg/cm ²	Tipo de falla	Referencia
24	7	0.62	0.903	0.873	1.046	1.014	2.0	1.807	1.266	0.730	1.041	Compresión	Pérez (1995)
27	7	0.62	0.918	0.885	1.062	1.027	2.0	0.549	0.431	0.064	0.293	Extensión	Pérez (1995)
20	7	0.53	0.919	0.882	1.063	1.023	2.0	1.938	1.541	0.867	1.259	Compresión	Pérez (1995)
16	7	0.53	0.886	0.858	1.028	0.998	2.0	0.548	0.259	0.046	0.112	Extensión	Pérez (1995)
5	7	0.44	0.903	0.864	1.046	1.004	2.0	1.867	1.933	1.396	1.875	Compresión	Pérez (1995)
15	7	0.44	0.914	0.880	1.058	1.021	2.0	0.408	0.171	0.055	0.101	Extensión	Pérez (1995)
43	7	0.62	1.077	1.018	1.233	1.170	2.0	1.744	1.266	0	0.052	Compresión	Pérez (1995)
45	7	0.62	1.087	1.039	1.244	1.193	2.0	0.580	0.283	0.024	0.015	Extensión	Pérez (1995)
42	7	0.53	1.077	0.989	1.234	1.139	2.0	1.737	1.504	0	0.127	Compresión	Pérez (1995)
46	7	0.53	1.073	1.019	1.229	1.171	2.0	0.532	0.222	0.044	0.066	Extensión	Pérez (1995)
41	7	0.44	1.134	1.053	1.294	1.207	2.0	1.965	1.909	0.007	0.052	Compresión	Pérez (1995)
48	7	0.44	1.048	0.985	1.203	1.134	2.0	0.544	0.121	0.029	0.013	Extensión	Pérez (1995)

6.2.6 Determinación del punto de intersección de la trayectoria de esfuerzos cíclicos con la superficie de estado límite.

La condición última que indica si el material va a presentar o no licuación es que la superficie de estado límite sea interceptada por la trayectoria de esfuerzos cíclicos correspondiente a la aplicación de un número de ciclos de esfuerzos con una amplitud determinada y equivalentes a una historia irregular de esfuerzos. El número de ciclos uniformes equivalentes, N_{eq} y el esfuerzo cortante máximo se pueden obtener como se describió en los incisos 6.2.1 y 6.2.2.

El parámetro que determina si dichas superficies se interceptan es la cantidad de presión de poro generada durante la aplicación de dichos esfuerzos, la cual es función principalmente del número de ciclos y la amplitud del esfuerzo cortante, pero también depende de otros factores.

Para encontrar el punto de intersección de dichas superficies basta con ubicar en un mismo plano la superficie de estado límite y el estado de esfuerzos del suelo antes de que se presente una excitación sísmica y luego ubicar el estado final post-sismo, considerando la amplitud del esfuerzo cíclico aplicado y la presión de poro generada después del último ciclo de carga, como se explica a continuación y se esquematiza en la figura 6.34.

$$p'_n = p'_o - u_n \quad (6.39)$$

$$q_n = q_o \pm q \quad (6.40)$$

$$q = 2 * \tau \quad (6.41)$$

Donde p'_n y q_n son los esfuerzos en el ciclo N , p'_o y q_o los esfuerzos antes de la aplicación del esfuerzo sísmico, u_n la presión de poro generada después del ciclo N y τ el esfuerzo cortante producido por el sismo.

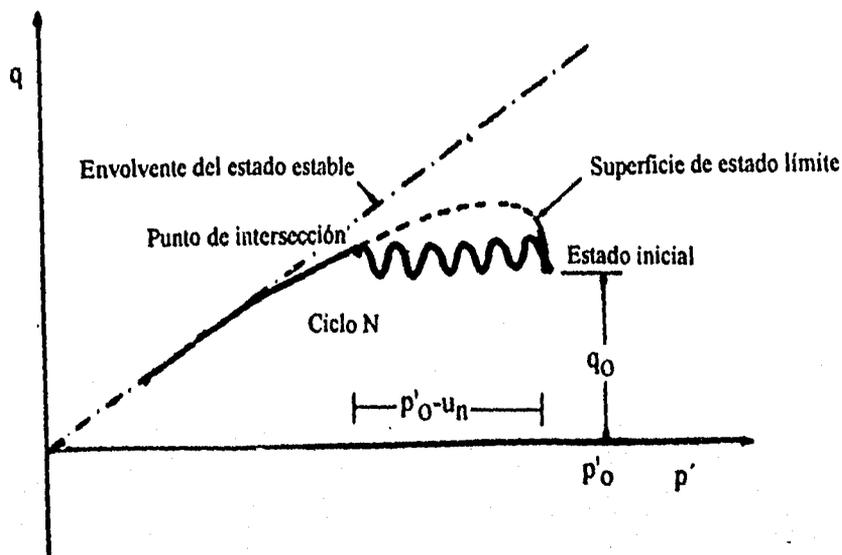


Fig 6.35

Esquema para la determinación del punto de intersección entre la superficie de estado límite y la trayectoria de esfuerzos cíclicos

Para evaluar la acumulación de la presión de poro Sarma y Jennings (1980) propusieron un parámetro dinámico de presión de poro, estableciendo que la raíz cuadrada de este valor, A_n , está linealmente relacionada con el logaritmo del número de ciclos de carga. Esta expresión simple puede usarse para determinar el exceso de presión de poro generado al final de una historia no uniforme de ciclos de esfuerzo.

El concepto del parámetro de presión de poro dinámico se define a continuación:

- Para condiciones de corte simple

$$u_n = A_n \Delta \tau \quad (6.42)$$

- Para condiciones de ensayos triaxiales

$$u_n = A_n \frac{\Delta \sigma_1}{2} \quad (6.43)$$

donde u es la presión de poro después de N ciclos, $\Delta \sigma_1$ la amplitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado, y $\Delta \tau$ la del esfuerzo cortante cíclico aplicado.

El parámetro A_n se determina al relacionar u/σ_v con $\Delta\tau/\sigma_v$ para diferentes números de ciclos, como se muestra en la figura 6.36. Si se gráfica el cuadrado de A_n contra el logaritmo del número de ciclos, se puede observar que se obtiene una línea recta, por lo tanto A_n obedece a la ecuación:

$$\sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta \log N \quad (6.44)$$

donde, A_1 es un parámetro correspondiente al primer ciclo de carga, β un parámetro constante para un material y estado del ensaye y N el número de ciclos. (Fig 6.36).

La anterior expresión permite determinar la respuesta de presión de poro asumiendo que la respuesta de la presión de poro para un ciclo de carga depende de la cantidad de exceso de presión de poro A_1 y β ya presente y también del nivel del esfuerzo cortante aplicado. El procedimiento para hacerlo se describe a continuación.

- Para el primer incremento de carga $\Delta\tau_1$ la presión de poro es $u = A_1 \Delta\tau_1$
- Para el segundo incremento de carga $\Delta\tau_2$, se debe determinar el número de ciclos equivalentes a una historia uniforme de esfuerzo de $\Delta\tau_2$, la cual puede haber provocado u .

$$A_{no} = u / \Delta\tau_2 \quad (6.45)$$

$$N_e = \log^{-1} \left(\left(\sqrt{A_{no}} - \sqrt{A_1} \right) / \beta \right) \quad (6.46)$$

- El presente ciclo de $\Delta\tau_2$ es por lo tanto equivalente a $(N_e + 1)$ ciclos de uniforme historia de esfuerzos de $\Delta\tau_2$, por lo tanto :

$$A_{(N_e+1)} = \left[\sqrt{A_1} + \beta \log(N_e + 1) \right]^2 \quad (6.47)$$

$$u = A_{(N_e+1)} * \Delta\tau_2 \quad (6.48)$$

- Los dos últimos pasos se repiten para subsecuentes incrementos de esfuerzos cortantes hasta obtener la presión de poro total generada al final de una historia irregular de esfuerzos.

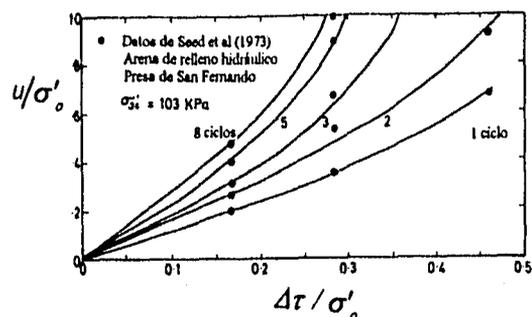


Fig 6.36
Presión de poro en un ensayo triaxial
cíclico. (Sarma y Jennings, 1980)

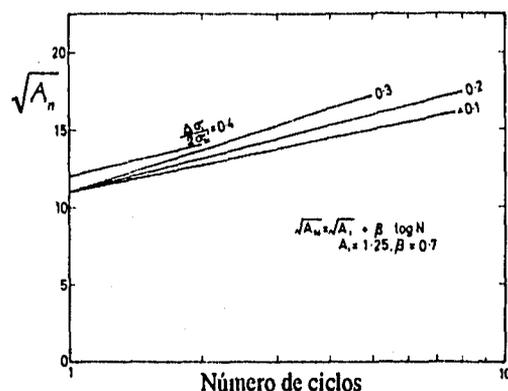


Fig 6.37
Parámetro de presión de poro dinámico.
(Sarma y Jennings, 1980)

Para el caso de historias uniformes de esfuerzos obtenidas al transformar historias irregulares, se puede utilizar este mismo concepto, determinando la presión de poro a partir del parámetro A_n , mediante la ecuación 6.44, pero utilizando el número de ciclos equivalentes y luego u con la ecuación 6.42, para la respectiva amplitud del esfuerzo cíclico.

En esta investigación se consideró el criterio del anterior parámetro dinámico de presión de poro pero se observó que este no depende solamente del esfuerzo cortante y del número de ciclos aplicados sino que también puede depender de parámetros como la densidad relativa, el estado de esfuerzos y el porcentaje de finos por lo que los parámetros A_1 y β no se pueden proponer como constantes para un material dado.

De los resultados experimentales se pudo observar que existen diferentes valores de los parámetros A_1 y β dependiendo de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico, pero para fines prácticos se puede utilizar un promedio de estos. También se encontró que la pendiente de la relación $\sqrt{A_n}$ contra N , no es única y que los datos experimentales se pueden representar con una relación bilineal. La pendiente del primer tramo, β , va desde el primer ciclo hasta el quinto y la otra de ahí en adelante, por lo que la presión de poro generada en el ciclo N se obtiene con expresiones de la siguiente forma:

$$\text{Para } N \leq N_o: \quad \sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta_1 \log N \quad (6.49)$$

$$\text{Para } N > N_o: \quad \sqrt{A_n} = \sqrt{A_1} + \beta_1 \log N + \beta_2 \log(N - N_o) \quad (6.50)$$

donde N_o es el número de ciclos en el que cambia la pendiente.

En estudios futuros debe investigarse cuáles son los factores que influyen sobre los valores de N_o , A_1 y β_1 , para precisar la determinación de la evolución de la presión de poro con el número de ciclos.

En las Figs 6.38 a la 6.43 y en la tabla 6.3 se muestran los valores de estos parámetros obtenidos en tres ensayos realizados bajo diferentes condiciones.

Tabla 6.3
Resumen de resultados experimentales obtenidos utilizando el parámetro de presión de poro dinámico.

Prueba N°	% Finos	e_{sf}	p_c	A_1	β_1	β_2
33	7	1.144	2.0	1.0	0.27	0.42
3	0	1.030	1.5	0.313	0.19	0.33
4	0	1.066	3.0	0.594	0.14	0.25

Existen otros métodos para evaluar la evolución de la presión de poro por efectos de cargas cíclicas que también pueden ser utilizados como el de Martin et al (1975).

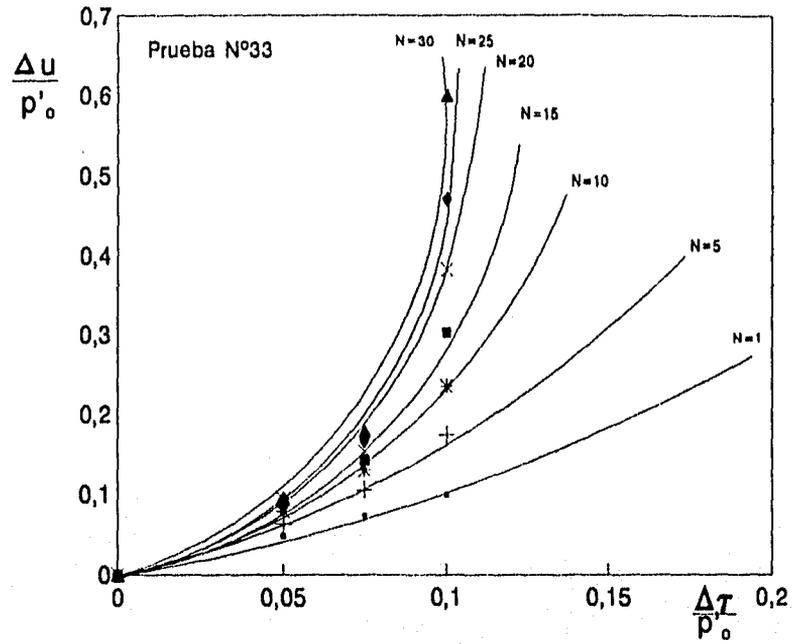


Fig 6.38 Respuesta de la presión de poro en un ensaye triaxial cíclico en un espécimen de arena suelta con 7% de finos.

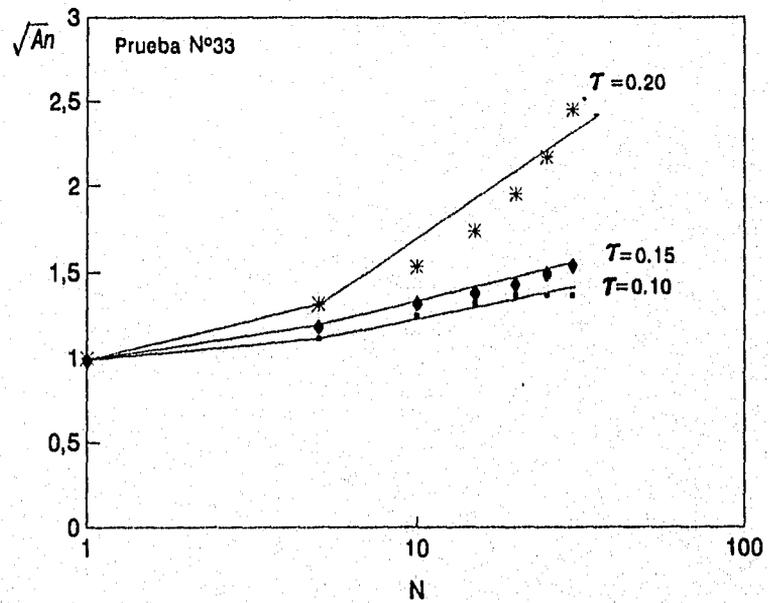


Fig 6.39 Parámetro de presión de poro de un espécimen de arena suelta con 7% de finos.

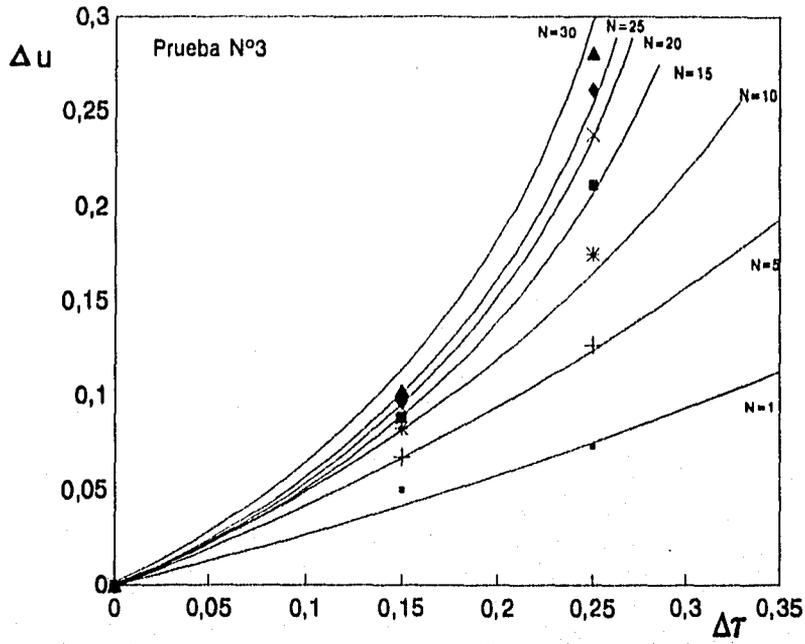


Fig 6.40 Respuesta de la presión de poro en un ensaye triaxial cíclico en un espécimen de arena suelta sin finos.

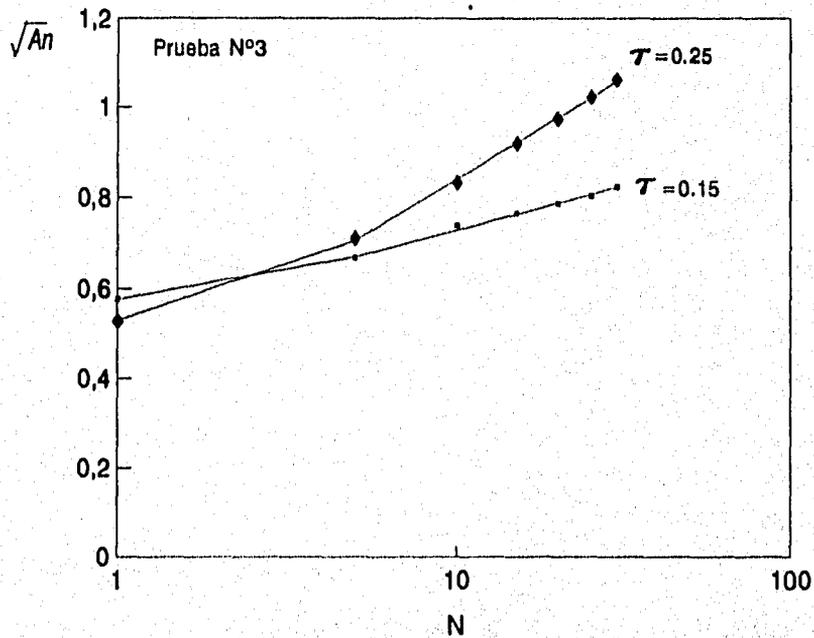


Fig 6.41 Parámetro de presión de poro de un espécimen de arena suelta sin finos.

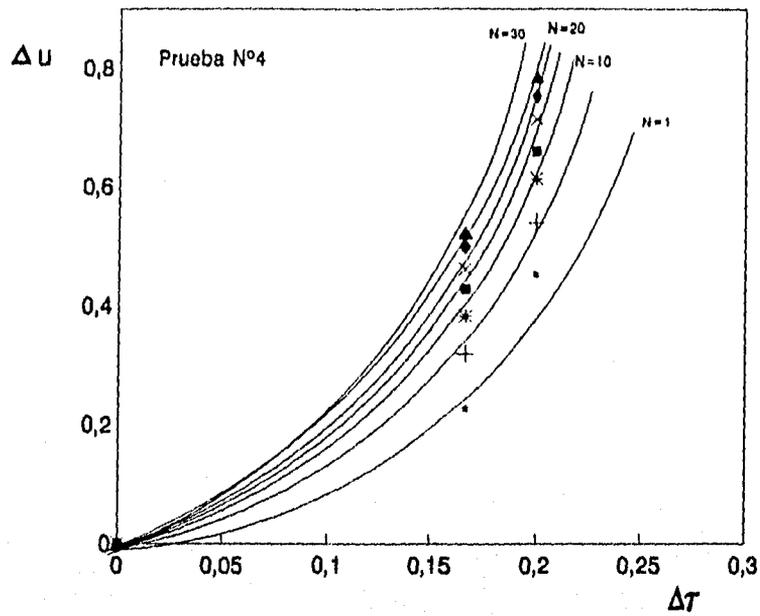


Fig 6.42 Respuesta de la presión de poro en un ensaye triaxial cíclico en un espécimen de arena suelta sin finos.

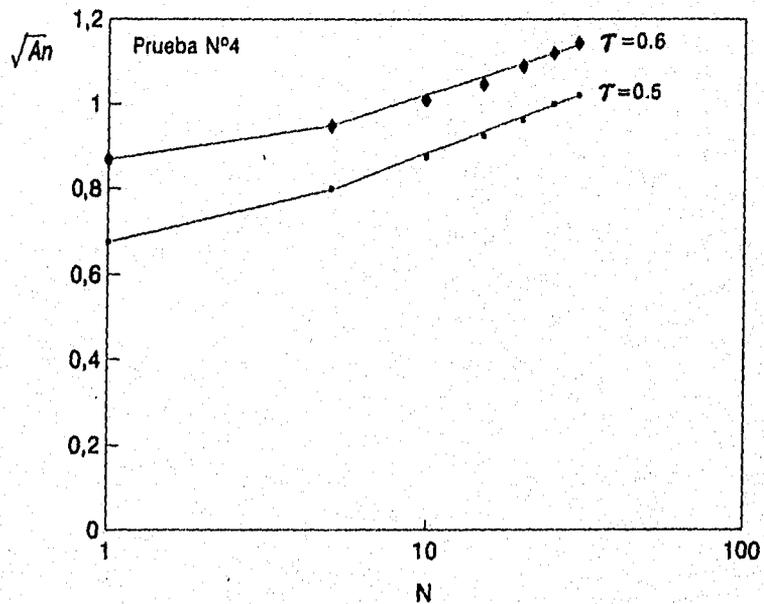


Fig 6.43 Parámetro de presión de poro de un espécimen de arena suelta sin finos.

6.3 VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL MÉTODO

El método propuesto en esta investigación constituye una herramienta muy útil en estudios de estimación del potencial de licuación de depósitos de suelos granulares sueltos. Esto se debe a la sencillez con que se relaciona las condiciones in-situ del depósito y las excitaciones actuantes sobre este, con fórmulas empíricas obtenidas de ensayos de laboratorio que representan el comportamiento no drenado de estos materiales.

En cuanto a la determinación del estado in-situ de materiales arenosos hay que reconocer las limitaciones del ensaye SPT, pero debido a las dificultades que se presentan al muestrear materiales arenosos sueltos, este tipo de prueba de campo constituye el único recurso para llevar a cabo la exploración geotécnica. Para el caso de la estimación de estas mismas propiedades a partir del cono eléctrico se debe tener muy presente que debe existir una calibración previa del equipo para poder usar las correlaciones mencionadas.

Los procedimientos descritos en este capítulo para el cálculo de la aceleración máxima en la superficie del terreno no consideran en ningún caso el fenómeno de la generación de poro ante excitación por cargas sísmicas, por lo que puede pensarse que los espectros encontrados bajo estas condiciones pueden ser diferentes. En el caso que se presente licuación dichos espectros van a tener ordenadas menores que los espectros que normalmente se determinan, por lo que se sugiere que el método se desarrolle con los espectros normales y en caso que se determine que si es posible que se presente licuación, se haga una verificación del método encontrando una aproximación más real de la respuesta de las aceleraciones en la superficie teniendo en cuenta la acumulación de la presión de poro, tal como lo describen Zienkiewicz et al (1990), que consideran la interacción entre la fase sólida y la líquida del suelo, acoplándolas e involucrándolas en las ecuaciones de equilibrio.

En la determinación de la superficie de estado límite no se consideró el caso de materiales preconsolidados, lo cual debe ser investigado en estudios posteriores con el fin de que el método propuesto tenga mayor aplicabilidad, ya que en la naturaleza y especialmente en depósitos de suelos granulares, suelen encontrarse materiales en dicho estado.

La mayor limitación del método es la determinación de la acumulación de la presión de poro ante cargas cíclicas debido a que se encontró que los parámetros definidos por Sarma y Jennings (1980) no son constantes para un material sino que depende de diferentes parámetros tales como su estado inicial, por lo tanto se sugiere que dicho parámetro de presión de poro dinámico sea estudiado con mayor profundidad.

7. CONCLUSIONES

Los datos experimentales obtenidos en esta investigación ratifican hallazgos previos con relación a la influencia de pequeñas cantidades de partículas finas en el comportamiento no drenado de una masa de arena, donde la presencia de pequeños porcentajes de finos durante la aplicación de carga no drenada incrementa el potencial para generar exceso de presiones de poro y reduce la resistencia y la rigidez. La presencia de partículas finas en bajos porcentajes no contribuye a la resistencia de partículas más gruesas pero modifica la estructura de la arena, generando estructuras más sueltas y más inestables. Por lo tanto, la relación de vacíos intergranular es un parámetro adecuado para analizar el comportamiento no drenado de mezclas arena-caolín.

También se verificó que para las muestras consolidadas bajo relaciones de esfuerzo diferentes, con distintas trayectorias de K_0 , el potencial para generar presión de poro bajo carga no drenada depende de la relación de vacíos intergranular inicial, de la posición relativa del estado de esfuerzos después de la consolidación con respecto a la envolvente de falla y de la dirección de aplicación de carga, compresión o extensión.

En la evaluación del coeficiente de presión de tierras en reposo, K_0 , de mezclas arena-caolín, se encontró que el método que fija el cociente de esfuerzos durante la consolidación da valores más certeros de dicho coeficiente de esfuerzos que los que se pueden obtener comparando el estado de deformaciones durante la misma, ya que en este último se requiere mucha precisión en las medidas de las deformaciones, que se pueden ver afectadas por efectos de contacto pistón-probeta y en muchos casos por la resolución de los transductores. En estudios posteriores convendría estudiar este parámetro pero realizando ensayos donde se puedan obtener medidas locales de las deformaciones radiales y axiales.

El punto de colapso estructural y el punto donde se alcanza el estado estable dependen de la relación de vacíos intergranular con lo que se obtuvieron diagramas de estado normalizados con la presión de consolidación.

Al unificar los resultados de esta investigación con los de otras se encontró que el comportamiento no-drenado y a grandes deformaciones de mezclas arena-finos, se puede obtener estableciendo como marco de referencia los diagramas de estado.

En los diagramas de estado se encontró que el esfuerzo cortante al inicio del colapso estructural es función de la relación de vacíos intergranular, haciéndose constante para $e_g > 0.95$ y variando de acuerdo al coeficiente de esfuerzos durante la consolidación y la dirección de aplicación de carga. En cuanto al esfuerzo efectivo normalizado en el punto de colapso, se observó que es independiente de la relación de vacíos intergranular y de la dirección de aplicación de carga, pero sí depende del K de consolidación. Por último, el esfuerzo efectivo normalizado en el estado estable define dos líneas de tendencia muy claras, una que representa la resistencia mínima en compresión y otra para extensión.

La licuación de depósitos de arena sujetos a cargas repetidas es producida cuando la trayectoria cíclica intercepta la trayectoria monotónica, lo cual implica que la trayectoria de esfuerzos monotónicos es una superficie límite para el comportamiento no drenado de arenas.

Se describieron los principales métodos para evaluar el potencial de licuación, algunos basados en datos donde ha ocurrido el fenómeno, otros en el análisis de respuesta del terreno y otros basados en el concepto estable de deformación, para que sirvan de herramientas alternas y de comprobación al método que se propone en esta investigación para la estimación del potencial de licuación.

Se propuso un método para predecir el potencial de licuación de depósitos de arenas saturadas, basado en el concepto de superficie de estado límite y en su relación con el estado estable de deformación y se introduce un esquema del comportamiento de arenas saturadas, partiendo del hecho de que en el espacio de esfuerzos existen superficies de estado límite que separan los estados posibles de los no posibles de un material.

Para el desarrollo del método, se determinaron una serie de relaciones empíricas para la evaluación de los esfuerzos cortantes y los efectivos octaédricos en los puntos de colapso estructural y del estado estable en función de la relación de vacíos intergranular, el esfuerzo efectivo de consolidación, el K de consolidación y la dirección de aplicación de cargas.

Se estableció que la superficie de estado límite puede ser determinada a partir de los esfuerzos en los puntos de colapso estructural, estado estable y el estado de esfuerzos al final de la consolidación, con lo que se determinaron relaciones de tipo elíptico, parabólico y recto, que representan la forma de dicha superficie.

Se observó que con tales relaciones se obtienen buenas aproximaciones a los datos experimentales, para los casos de arenas normalmente consolidadas isotrópica y anisotrópicamente y en estado suelto ó medio. Convendría en investigaciones futuras, determinar relaciones similares para arenas preconsolidadas.

Para el estudio de la evolución de las presiones de poro durante la aplicación de cargas cíclicas, se utilizó el parámetro de presión de poro propuesto por Sarma y Jennings (1980), y se encontró que depende del estado del material por lo que su valor no es único para un material dado. De acuerdo a lo anterior se recomienda realizar una investigación exhaustiva sobre esto para poder darle mayor aplicabilidad al parámetro.

El método que se propone constituye una herramienta útil y alternativa para la estimación de este fenómeno, por lo tanto se debe utilizar con un buen criterio ingenieril sobre todo en la estimación de la evolución de las presiones de poro.

8.REFERENCIAS

Alarcón - Guzmán A, Leonards G A y Chameau J L (1988), "Undrained monotonic and cyclic strength of sands", Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 114, 10, 1089-1109.

Been K y Jefferies M G (1985), "A state parameter for sands", Geotechnique 35, 299-112.

Been K, Crooks J H A, Becker D E and Jefferies M G, (1986). "The cone penetration test in sands: part I, state parameter interpretation", Geotechnique 36, N°2, 239-249.

Been K , Jefferies M G, Crooks J H A and Rothenburg L, (1987). "The cone penetration test in sands: Part II, general inference of state", Geotechnique 37, N°3, 285-299.

Been K, Jefferies M G y Hachey J (1991), "The critical state of sands", Geotechnique, 41, 3, 365-381.

Bishop A W, Alpan I, Blight G E y Donald I B (1960), "Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils", Proc ASCE, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, 503-532.

Bishop A W y Green G E (1965), "The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil", Geotechnique, 15, 3, 243-266.

Bishop A W y Eldin A K (1953), "The effects of stress history on the relation between ϕ and porosity in sand", Proc 3rd Int Conf Soil Mech Fdn Engng, Zurich.

Bishop A W y Henkel D J (1957), "The measurement of soil properties in triaxial test", Edward Arnold, London, 190 pp.

Bishop A W (1958), "Test requirements for measuring K_0 ", Proc, Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol I, Brussels , 2-14

Casagrande A (1936), "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills", Journal of The Boston Society of Civil Engineers, Enero, 257-276.

Casagrande A (1975), "Liquefaction and cyclic deformation of sands - A critical review", Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Argentina.

Castro G (1969), "Liquefaction of sands", Harvard Soil Mechanics Series, No. 81.

Castro G, Seed R, Keller T O y Seed H B (1992), "Steady-state strength analysis of lower San Fernando Dam slide", Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 118, 3, 406-427.

Daramola O (1980), "On estimating K_0 for overconsolidated granular soils", Geotechnique, 30,2, 310-313.

De Alba P (1969), "Determination of soil liquefaction by a large-scale laboratory test", University of California, Berkeley.

El Sohby (1969), "Deformation of sands under constant stress rates". Proc 7th Int Conf Soil Mech Fnd Engng, México.

Finn W D L, Lee K W y Martin G R, (1977). "An effective stress model for liquefaction". J Geotech Eng Div, Proc ASCE, Vol 103, N° GT6.

Floring V A e Ivanov E L, (1973). "Liquefaction of saturated sandy soils", Proc 5th Int Conf Soil Mech Fnd Engng, Paris , Francia.

Ford C J, (1985). "The behaviour of clayey sands with low clay contents", M Sc Report, Imperial College of Science and Technology, Londres.

Georgiannou V N, Burland J B and Hight D W , (1990). "The undrained behavior of clayey sands in triaxial compression and extension. Geotechnique, 40, 3, 431-449.

Holtz W G y Gibbs H J, (1957). "Research on density of sands by spoon penetration testing". 4to. Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Vol I.

Holzer T L, Youd T L y Hanks T C, (1988). "Dynamics of liquefaction during the superstition Hills earthquake (M=6.5) of november 14,1987". Post Presentation, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Eartquake Engineering and Soil Dynamics II, Park City, Utah.

Houner G W, (1965). "Intensity of earthquake ground shaking near the causative fault", Proc 3rd World Conf on Earthquake Engng, New Zealand, Vol I.

Ibarra J (1989), Comportamiento de arenas, Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, México.

Ishibashi I, Kawamura M y Bhatia S K (1985), "Torsional simple shear apparatus for drained and undrained cyclic testing", Proc ASCE, Tech Session on Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, Detroit, 51-73.

Ishihara K, Sodekawa M y Tanaka Y (1978), "Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sand containing fines", En: Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, Special Tech Pub, 654.

Ishihara K (1993), "Liquefaction and flow failure during earthquakes", Geotechnique, 43, 3, 351-415.

Jamiolkowski M, Ghionna V N, Lancellotta R y Pasqualini E, (1985). "New correlations of penetration tests for design practice". Proceedings of Penetration Testing, International Symposium on Penetration Testing, vol1, Orlando, Fla, 263-296.

Jefferies M G (1993), "Nor-Sand": a simple critical state model for sand", Geotechnique, 43, 91-103.

Kenney T C (1977), Residual strengths of mineral mixtures. Proc 9th Int Conf Soil Mech and Found Engng, Tokyo, 1, 155-160.

Kishiba H, (1970). "Characteristics of liquefaction of level sandy ground during the Tokachioki Earthquake", Soil and Foundations, 10(2), 103-111.

Konrad J M (1990a). "Minimum undrained strength of two sands", Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116, 6, 932-947.

Konrad J M (1990b). "Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands", Proc ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, 116, 6, 948-963.

Konrad J M (1993). "Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression test", Geotechnique, 43, 1, 69-89.

Lagunas A I (1992). "Comportamiento de una arena con caolín ensayada en un sistema triaxial automático", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM, México.

Liou C P, Streeter V L y Richart F E, (1977). "Numerical model for liquefaction". J Geotech Eng Div, Proc ASCE, Vol 103, N°GT6.

- Martin P P, (1975). "Non-linear methods for dynamic analysis of ground response". PhD Thesis, University of California, Berkeley.
- Mayne P W y Kulhawy F H, (1982). " K_0 -OCR relationships in soil", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 108, GT6.
- Mesa C M, (1991). "Comportamiento no drenado de arenas con bajo contenido de caolín o bentonita", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, México.
- Mitchell J K (1976). "Fundamentals of Soil Behavior". New York , Wiley and Sons.
- Oshaki Y, (1970). "Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake", Soils and Foundations, 10(2), 112-128.
- Ovando-Shelley E, (1986). "Stress-strain of granular soils tested in the triaxial cell", PhD thesis, Imperial College of Science and Technology, Londres.
- Ovando-Shelley E, (1992). "Bounding surfaces and steady-state for sands", Volumen Raul J Marsal, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D.F., México, 193-204.
- Ovando-Shelley E y Mesa C M, (1991). "Comportamiento no drenado de una arena con bajos contenidos de materia fina", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Ovando-Shelley E, Lagunas A I y Weckman O, (1992). "Cámara triaxial automática para ensayos con trayectoria de esfuerzos controlada", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Ovando E y Pérez B E (1996) , Undrained behavior of clayey sands in load controlled triaxial test, Geotechnique. (en prensa).
- Pérez B E, (1995). "Estudio de una arena con bajo contenido de finos en ensayos triaxiales no drenados", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM, México.
- Poorooshasb H B y Consoli N C, (1991). "The ultimate state". Proc 9th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found Engng, Viña del Mar Chile, 3, 1083-1090.
- Poulos S, Castro G y France J, (1985). "Liquefaction evaluation procedure", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111, N°6, 772-791.

- Poulos S J (1981), "The steady-state of deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 107, GT 5, 553-562.
- Rizzo P C, Shaw D E y Jareck S J, (1977). "Development of real synthetic time histories to match smooth design spectra", Nuclear Engineering and Design, Vol 32, 148-155.
- Robertson P K, (1990b). "Evaluation of residual shear strength of sands during liquefaction from penetration tests". Proceedings, 43rd Canadian Geotechnical Conference, Québec, Vol 2, 257-262.
- Robertson P K, Woeller D J y Finn W D L, (1992). "Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under seismic loading", Canadian Geotechnical, 24, 686-695.
- Romo M P. "Sismología y amplificación dinámica". Notas del curso dinámica de suelos II, DEPMI, UNAM.
- Romo M P, (1976). "Soil structure interaction in a random seismic environment", PhD Dissertation, University of California, Berkeley.
- Roscoe K H, (1953). "An apparatus for the application of simple shear to soil samples", Proc 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 186-191.
- Rowe P W y Barden L, (1964). "Importance of free ends in triaxial testing", Proc ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90, SM1, 1-27.
- Sáldivar E E, (1996). "Contribución al desarrollo de un modelo termomecánico para las arenas", Tesis de Maestría, UNAM, (en preparación).
- Sarma S K y Jennings D H, (1980). "A dynamic pore pressure parameter A_n ", International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 295-298.
- Schnabel P B y Seed H B, Accelerations in rock for earthquakes in the Western United States", Report N°EERC 72-2, University of California, Berkeley.
- Schmertmann J H, (1977). "Guidelines for CPT performance and design". Federal Highway Administration HDV, 22, EUA.
- Schofield A N y Wroth C P, (1968). "Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, Londres.

Seed B, y Lee K, (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading". JSMFD, ASCE, Vol 92, 105-134.

Seed H B, Idriss I M y Kiefer F W, (1969). "Characteristics of rock motions during earthquakes", Journal of Soil Mech and Foundations Division ASCE, Vol 95, N° SM5.

Seed H B e Idriss I M, (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". Journal Soil Mechanics and Foundations Div, ASCE, 97 SM9, 1249-1273.

Seed H B, Martin P P, y Lysmer J, (1975). "The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction". Report EERC 75-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed H B, Ugas C y Lysmer J, (1976). "Site dependent spectra for earthquake resistant design". Bulletin of the Seismological Society of America.

Seed H B, (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes". Journal Geotechnical Eng. Div, ASCE, 105 GT2, 201-255.

Seed H B e Idriss I M, (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", Earthquakes Engineering Research Institute, Monograph Series.

Seed H B, Idriss I M, y Arango I, (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data". Journal Geotechnical Eng Div, ASCE, Vol 109, N° 3, 458-479.

Seed H B, Tokimatsu K, Harder L F, y Chung R M, (1984). "The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations". Report N° UBC/EERC-84/15, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.

Skempton A, (1986). "Standard penetration test procedure and effects of overburden, relative density, particle size ageing and over consolidation". Geotechnique, 36, 425-447.

Tatsouka F, Zhou S, Sato T y Shibuya S, (1990). "Evaluation method of liquefaction potential and its application", Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan.

Wylie E B y Streeter V L, (1976). "Characteristics methods for liquefaction of soils". 2nd International Conf Num Meth. Geotech, Blacksburg, Va.

- Verdugo R, Ishihara K and Towhata I. (1991). "Steady state as a reference state". Proc 9th Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, Viña del Mar, Chile, 3, 1171-1184.
- Verdugo R, Ishihara K, (1991). "Characterization of the undrained behavior of sandy soils", International Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering, Osaka, Japón.
- Verdugo R, (1993). "Análisis de estabilidad sísmica de masas de suelos no cohesivos mediante el uso de la resistencia última". VI Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Chile, Vol I.
- Verdugo R, Retamal E y Bard E. (1995). "Algunas críticas sobre la evaluación de la licuefacción". X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, Guadalajara, México, Vol III, 1844-1858.
- Villarraga M R, (1987). "Respuesta aleatoria tridimensional de presas de tierra". Tesis de Maestría, UNAM, 56-68.
- Zienkiewicz F R C, Chan A H C, Pastor M, Paul D K y Shiomi T, (1990). "Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions, I. fully saturated problems". Proc R Soc London, 429, 285-309.

APENDICE

PROGRAMA PARA LA ETAPA DE CONSOLIDACIÓN CON $K = K_0$ (KCEROCON)

El programa permite controlar el ensaye de una probeta de suelo manteniendo la condición de deformación lateral nula, mediante la operación de dos motores de paso que regulan la fuerza axial y la presión confinante.

Los datos que el programa requiere son: el nombre del archivo donde se almacenan los resultados, la fecha, las características iniciales de la probeta de suelo, como son el área (A_0), la altura (H_0) y el volumen (V_0), y el esfuerzo efectivo final de consolidación p'_0 , además de estos datos, se proporcionan los voltajes correspondientes a los ceros de los transductores.

El programa inicialmente realiza un incremento de fuerza axial y mediante las ecuaciones de calibración de los transductores calcula el cambio de longitud (ΔH), el cambio de volumen (ΔV), la presión confinante (σ_c), la contrapresión (σ_{cp}) y la fuerza axial (P). Con estos datos calcula el estado de deformaciones, deformación axial (ε_a), deformación volumétrica (ε_v), el área corregida (A_c); y el estado de esfuerzos actuantes, el esfuerzo desviador (σ_d), el esfuerzo efectivo principal mayor (σ'_1), el esfuerzo efectivo principal menor (σ'_3), el esfuerzo efectivo cortante (t'), el esfuerzo efectivo medio (s'), el esfuerzo efectivo octaédrico (p') y la correspondiente relación de esfuerzos efectivos principales, (K). Luego compara el esfuerzo efectivo de consolidación actuante con el esfuerzo efectivo final para definir si termina o no la etapa de consolidación. En caso de continuar, compara el estado de deformaciones; si la deformación axial más un delta (0.0004), es mayor o igual a la deformación volumétrica, se incrementa la presión confinante, en caso contrario, se incrementa la fuerza axial. El delta de deformación utilizado es con el fin de tener un margen de error en las mediciones de las deformaciones volumétricas. Posteriormente el programa entra en un tiempo de espera par permitir la consolidación del espécimen; cuando se termina este tiempo, se repite el ciclo completo hasta alcanzar los esfuerzos finales programados. En la figura A-1 se presenta el correspondiente diagrama de flujo de este programa.

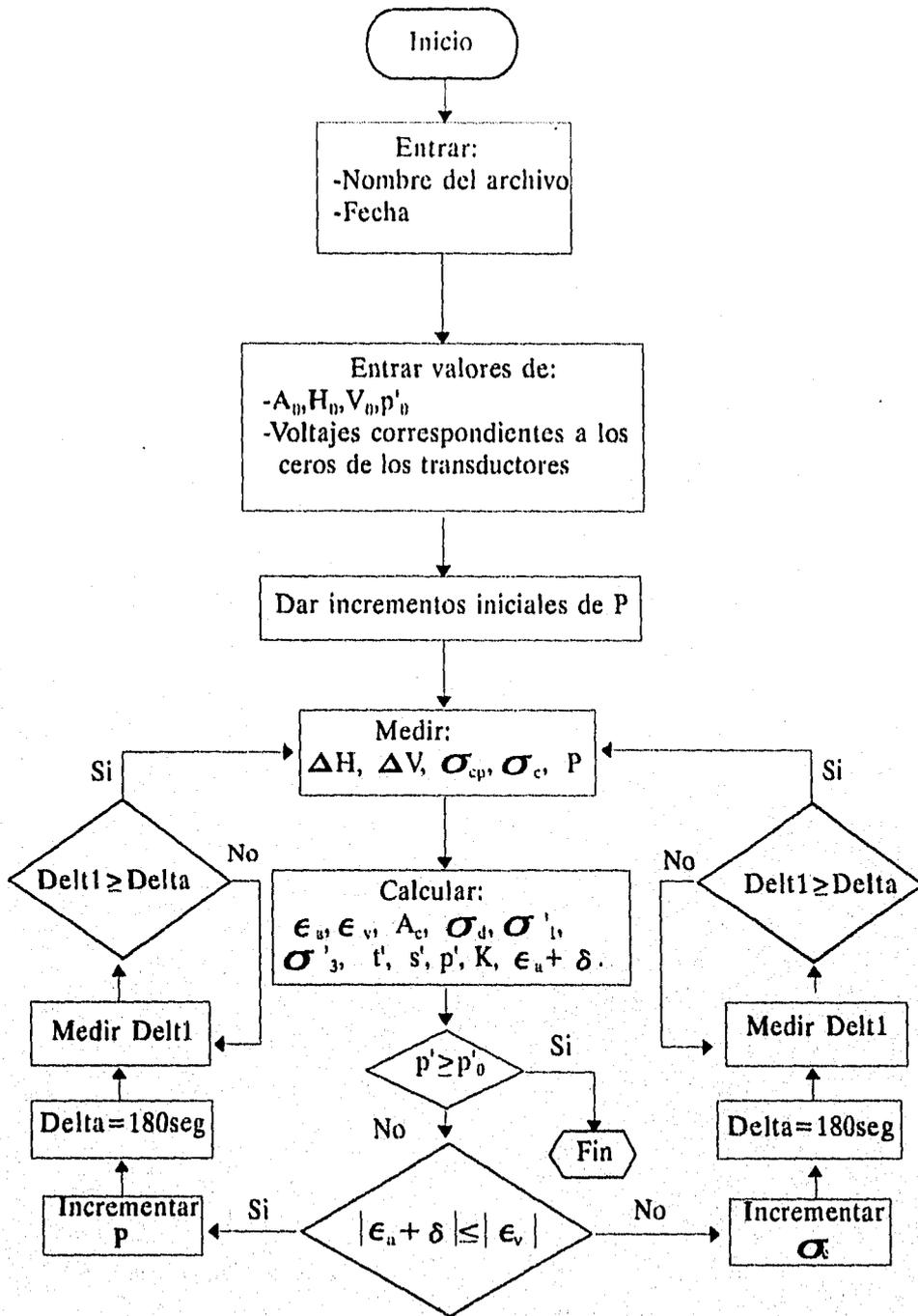


Fig 1 Diagrama de flujo para etapa de consolidación con $K = K_0$

```

10 CLS
20 KEY OFF
30 PRINT " "
40 PRINT " * * * * * "
50 PRINT " *
60 PRINT " *          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
70 PRINT " *          INSTITUTO DE INGENIERIA
80 PRINT " *          LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
90 PRINT " *          PROGRAMA KCEROCON.BAS
100 PRINT " *          ELABORADO POR MARIANA SOLORZANO PELAEZ
110 PRINT " * * * * * "
120 REM
130 PRINT:PRINT:PRINT
140 REM
150 PRINT " * * * * * "
150 PRINT " * * * * * "
160 PRINT " *
170 PRINT " *          PROGRAMA PARA ETAPA DE CONSOLIDACION ANISOTROPICA
180 PRINT " *          CON K=KCERO PARA ENSAYES EN ESPECIMENES DE ARENA
190 PRINT " *
200 PRINT " * * * * * "
210 JJ = 1
220 PRINT:PRINT:PRINT:PRINT
230 INPUT "INDIQUE EL NOMBRE DEL ARCHIVO _ _ _ _ .PRN ";A$
240 PRINT " "
250 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #2
260 PRINT "FECHA";:INPUT FE$
270 PRINT:PRINT:PRINT
280 PRINT "DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION:"
290 PRINT " "
300 PRINT "AREA, EN CM^2";:INPUT AO
300 PRINT "AREA, EN CM^2";:INPUT AO
310 PRINT "ALTURA, EN CM";:INPUT HO
320 PRINT "VOLUMEN, EN CM^3";:INPUT BO
330 PRINT:PRINT:PRINT
340 PRINT "RELACION Y ESTADO FINAL DE ESFUERZOS EFECTIVOS:"
350 PRINT " "
360 PRINT "ESFUERZO EFECTIVO OCTAEDRICO FINAL DE CONSOLIDACION, PF";:INPUT PF
370 PRINT:PRINT:PRINT
380 PRINT "CEROS DE TRANSDUCTORES: "
390 PRINT " "
400 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO AXIAL";:INPUT ER1
410 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION DE PORO";:INPUT ER2
420 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DE PRESION CONFINANTE";:INPUT ER3
430 PRINT "CERO TRANSDUCTOR DIFERENCIAL DE PRESION";:INPUT ER4
440 PRINT "CERO CELDA DE CARGA";:INPUT ER5
450 PRINT:PRINT:PRINT
460 INPUT "OPRIMA ENTER PARA INICIAR LA ETAPA DE CONSOLIDACION";RET$
470 REM
480 ARCHIVO$ = A$
490 WRITE #2,ARCHIVO$
500 WRITE #2,AO,HO,BO
510 WRITE #2,PF
520 WRITE #2,ER1,ER2,ER3,ER4,ER5
530 CLOSE #2
540 REM
550 OPEN ARCHIVO$ FOR OUTPUT AS #1
560 REM
570 WRITE #1," "
580 WRITE #1," "
590 WRITE #1,"FECHA: ";FE$

```

```

600 WRITE #1," "
610 WRITE #1,"-----"
620 WRITE #1,"                               VOLTAJE                               "
630 WRITE #1," "
640 WRITE #1,"HORA","TIEMPO","C1","C2","C3","C4","C5","FA","PC","CP","DH","DV","
EA","EV","AC","FA/AC","SIG3","SIG1","t","s","p","K"
650 WRITE #1," "
660 WRITE #1,"-----"
670 CLOSE #1
680 CHAIN "FUERZA4.BAS",,ALL 'INCREMENTOS INICIALES DE FUERZA AXIAL
690 GOTO 800
700 REM
710 COMMON EAI,EVI
720 REM TIEMPO DE ESPERA ENTRE INCREMENTOS DE FUERZA AXIAL O PRESION CONFINANTE
730 JJ = 0
740 DELT = 120 'Tiempo en segundos
750 T0 = TIMER
760 T = TIMER
770 IF ABS (T-T0) >= DELT THEN GOTO 790
780 GOTO 760
790 BEEP:BEEP
800 OPEN "NOMBRE" FOR INPUT AS #1
810 INPUT #1,ARCHIVOS
820 INPUT #1,A0,H0,B0
830 INPUT #1,PF
840 INPUT #1,ER1,ER2,ER3,ER4,ER5
850 CLOSE #1
860 REM
870 OPEN ARCHIVOS FOR APPEND AS #3
880 REM
890 REM SUBROUTINA LP.ADC.VALUE
900 LP.ADC.VALUE = 27
910 DEF SEG = &M0
920 LPCLSEG = PEEK(&H4FE) + 256*PEEK(&H4FF)
930 DEF SEG = LPCLSEG
940 DEFINT C,I,V,G
950 PASADAS = 10
960 MUESTRAS = 10
970 GAN = 1
980 NMAX = 5
990 REM
1000 REM DECLARA EL TAMANO DE LOS ARREGLOS
1010 DIM VALOR(PASADAS)
1020 DIM RELOJ$(PASADAS)
1030 DIM CANAL(NMAX)
1040 DIM PROMEDIO(NMAX)
1050 PRINT:PRINT:PRINT
1060 REM IDENTIFICACION DE CANALES QUE SE UTILIZAN AN LA ETAPA DE CONSOLIDACION
1070 CANAL (1) = 1
1080 CANAL (2) = 2
1090 CANAL (3) = 3
1100 CANAL (4) = 4
1110 CANAL (5) = 5
1120 REM
1130 REM CONSTANTES DE CALIBRACION
1140 ACPC = 5.524
1150 BCPP = 2.504
1160 DCDA = 26.93
1170 ECFA = 25.61
1180 FCCV = .0802

```

```

1190 REM
1200 DELTA = .05          'Tiempo en segundos entre cada lectura
1210 PRINT " "
1220 FOR J=1 TO NMAX
1230 SUMA = 0
1240 FOR I=1 TO PASADAS
1250 TEMPOR = TIMER
1260 IF (TEMPOR+DELTA) > TIMER THEN GOTO 1260
1270 CALL LP.ADC.VALUE(CANAL(J),GAN,VALOR(I))
1280 RELOJ$(I) = TIME$
1290 PRINT:PRINT
1300 FVOLTS = (VALOR(I)*5/4096)-2.5      'Convierte los datos a volts
1310 SUMA = SUMA+FVOLTS
1320 PROMEDIO (J) = SUMA/PASADAS
1330 NEXT I
1340 NEXT J
1350 REM
1360 REM CALCULO DE PRESIONES, ESFUERZOS, DEFORMACIONES, Y CAMBIOS VOLUMETRICOS
1370 DH = ((ER1-PROMEDIO(1))*DCDA)/10
1380 PP = (PROMEDIO(2)-ER2)*BCPP
1390 PC = (PROMEDIO(3)-ER3)*ACPC
1400 FA = (PROMEDIO(5)-ER5)*ECFA
1410 DV = (PROMEDIO(4)-ER4)*.432/FCCV
1420 EA = DH/HO
1430 EV = DV/BO
1440 AC = A0*((1-EV)/(1-EA))
1450 DESV = FA/AC
1460 SIG3 = PC-PP
1470 SIG1 = SIG3+DESV
1480 T = (SIG1-SIG3)/2
1490 S = (SIG1+SIG3)/2
1500 P = (SIG1+2*(SIG3))/3
1510 K = SIG3/SIG1
1520 DELTEA=ABS(EA)-ABS(EAI)
1530 DELTEV=ABS(EV)-ABS(EVI)
1540 EAI=EA
1550 EVI=EV
1560 EAT=ABS(EA)+.0004
1570 EVT=ABS(EV)+.0004
1580 REM
1590 WRITE #3,RELOJ$(5),TIMER,PROMEDIO(1),PROMEDIO(2),PROMEDIO(3),PROMEDIO(4),PR
OMEDIO(5),FA,PC,PP,DH,DV,EA,EV,AC,DESV,SIG3,SIG1,T,S
1600 CLOSE #3
1610 IF JJ<>1 THEN GOTO 1680
1620 OPEN "NOMBRE" FOR OUTPUT AS #1
1630 WRITE #1,ARCHIVO$
1640 WRITE #1,AO,HO,BO
1650 WRITE #1,PF
1660 WRITE #1,ER1,ER2,ER3,ER4,ER5
1670 CLOSE #1
1680 PRINT "-----"
1690 PRINT "CANAL",      " VOLTAJE"
1700 PRINT "-----"
1710 FOR J=1 TO NMAX
1720 PRINT CANAL(J),PROMEDIO(J)
1730 NEXT J
1740 PRINT "-----"
1750 PRINT "HORA:",      RELOJ$(5)
1760 PRINT "-----"
1770 PRINT " "

```

```

1780 PRINT "-----"
1790 PRINT "FUER.AXIAL","PRES.CONFIN.," " CONTRAPRES.," " p'"
1800 PRINT FA,PC,PP,P
1810 PRINT "-----"
1820 PRINT " "
1830 PRINT "-----"
1840 PRINT " SIG1'," " SIG3'," " t'," " s'," " K"
1850 PRINT SIG1,SIG3,T,S,K
1860 PRINT "-----"
1870 PRINT " "
1880 IF PC >= 6.5 THEN GOTO 1970
1890 IF P >= PF THEN GOTO 1970
1900 PRINT "-----"
1910 PRINT " EA " ," EV", "DELTEA " ,"DELTEV " ,"EA+DELT"
1920 PRINT EA, EV, DELTEA, DELTEV, EAT
1930 PRINT "-----"
1940 IF ABS(EAT) <= ABS(EV) THEN GOTO 1950 ELSE GOTO 1960
1950 CHAIN "FUERZAS.BAS",,ALL 'AUMENTAR F.AXIAL
1960 CHAIN "PRESIONS.BAS",,ALL 'AUMENTAR P. CONFINANTE
1970 CLOSE #3
1980 BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP:BEEP
1990 PRINT " "
2000 PRINT "***** LA ETAPA DE CONSOLIDACION HA FINALIZADO *****"
2010 PRINT " "
2020 PRINT "*EFECTUE LOS PASOS CORRESPONDIENTES PARA INICIAR LA ETAPA DE FALLA*"
2030 END

```

AGRADECIMIENTOS

Expreso mis más sinceros agradecimientos:

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su dirección y apoyo durante la realización de este trabajo.

A los Drs. Miguel P. Romo Organista, Gabriel Auvinet Guichard, Eduardo Rojas Gonzalez y Raúl Flores Berrones, por los comentarios y sugerencias al contenido de la tesis.

Al Instituto de Ingeniería y a la Universidad Autónoma de México por proporcionarme los medios para la elaboración de este trabajo y de mis estudios de maestría