

0846  
01149  
68

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES

692

COMPORTAMIENTO DE ARENAS BAJO  
CARGA ESTATICA Y CICLICA

por

ALBERTO JAIME PAREDES

BIBLIOTECA DE LAS DIVISIONES  
DE INVESTIGACION Y ESTUDIOS SUPERIORES  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA

T E S I S

que presenta como parte de los requisitos para obtener  
el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

*Mecánica de Suelos*

México, D. F.

Abril de 1978

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES  
FACULTAD DE INGENIERIA

CIUDAD UNIVERSITARIA MEXICO 20, D. F.  
APDO. POSTAL 70-256 TEL. 548-58-77

SECCION DE MECANICA DE SUELOS

Por la presente se autoriza al ingeniero ALBERTO JAIME PAREDES para que desarrolle la tesis intitulada "Comportamiento de Arenas Bajo Carga Estática y Cíclica", bajo la supervisión del profesor Abraham Díaz Rodríguez como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en Mecánica de Suelos.

Dicha tesis deberá desarrollarse en forma continua en un plazo no mayor de un año contado a partir de la fecha de la presente; cualquier interrupción deberá comunicarse por escrito al Jefe de esta Sección.

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd Universitaria, 10 de junio de 1977  
EL JEFE DE LA SECCION,

En I J. Abraham Díaz Rodríguez

ADR/roo

## C O N T E N I D O

1. INTRODUCCION
2. FALLAS ATRIBUIBLES AL FENOMENO DE LICUACION
  - 2.1 *Descripción de Algunas Fallas*
  - 2.2 *Características de los Suelos Susceptibles de Licuarse*
  - 2.3 *Características Principales de las Fallas*
3. REPRODUCCION DEL FENOMENO EN EL LABORATORIO
  - 3.1 *Relación de Vacíos Crítica*
    - 3.1.1 **Comentarios**
  - 3.2 *Prueba Triaxial Cíclica*
    - 3.2.1 **Comentarios**
  - 3.3 *Corte Simple Cíclico*
    - 3.3.1 **Corte Simple Cíclico en una Dirección**
    - 3.3.2 **Corte Simple Giratorio**
    - 3.3.3 **Corte Simple Cíclico en dos Direcciones**
    - 3.3.4 **Comentarios**
  - 3.4 *Torsión Cíclica*
  - 3.5 *Mesa Vibradora*
    - 3.5.1 **Comentarios**
4. EQUIPO EMPLEADO Y DESCRIPCION DEL MATERIAL ENSAYADO
  - 4.1 *Descripción del Equipo Utilizado*
    - 4.1.1 **Cámara Triaxial Cíclica**

- 4.1.2 Aparato de Corte Simple Cíclico Bidireccional
- 4.2 *Descripción del Material y Formación de Especímenes*
  - 4.2.1 Formación y Saturación de Especímenes para Prueba Triaxial Estática y Cíclica
  - 4.2.2 Formación y Saturación de Especímenes para Ensayo de Corte Simple Cíclico
- 5. PRUEBAS REALIZADAS CON ARENA SILICA
  - 5.1 *Pruebas Triaxiales*
    - 5.1.1 Consolidada-Drenada CD
    - 5.1.2 Consolidada-no Drenada con Medición de Presión de Poro  $\bar{C}_U$
    - 5.1.3 Comentarios
  - 5.2 *Prueba Triaxial Cíclica*
  - 5.3 *Corte Simple Cíclico en una Dirección*
  - 5.4 *Corte Simple Cíclico en dos Direcciones*
    - 5.4.1 Conclusiones
  - 5.5 *Comentarios a las Pruebas Cíclicas*
- 6. CONCLUSIONES
- 7. RECONOCIMIENTO
- 8. REFERENCIAS

## NOTACION

ha	hectárea
N	número de golpes de la prueba de penetración estándar
$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$	compacidad relativa
e	relación de vacíos; los subíndices máx, mín y nat significan: máxima, mínima y natural
$e_c$	relación de vacíos de consolidación
$e_s$	relación de vacíos crítica obtenida en prueba consolidada drenada, CD
$e_f$	relación de vacíos crítica obtenida en prueba consolidada no drenada, CU
$\bar{\sigma}_{3F}$	presión confinante efectiva durante la falla
LVDT	transformador lineal diferencial variable
$\sigma_{dc}$	esfuerzo desviador cíclico
u	presión de poro inducida por aplicación de esfuerzo desviador cíclico o estático
$\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$	esfuerzos principales efectivos mayor, intermedio y menor
$N_{dc}$	número de ciclos de esfuerzo necesarios para alcanzar la condición $u = \bar{\sigma}_3$
cps	ciclos por segundo
$\bar{\sigma}_v$	esfuerzo normal efectivo vertical durante la etapa de consolidación
$K_o$	coeficiente de reposo
$\tau$	esfuerzo cortante
$\bar{\sigma}_{oc} = \frac{1}{3}(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)$	esfuerzo octaédrico efectivo
g	aceleración de la gravedad

$\frac{\Delta V}{V}$	deformación volumétrica
$\phi$	ángulo de fricción interna
$\epsilon_a$	deformación axial unitaria
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	esfuerzo desviador
$\bar{\sigma}_c$	esfuerzo confinante efectivo de consolidación
$\delta_h$	desplazamiento horizontal
$h_c$	altura del espécimen al finalizar la consolidación
$\gamma$	deformación angular definida como $\frac{\delta_h}{h_c}$

#### A B R E V I A T U R A S

ASCE	American Society of Civil Engineers
ICOSOMEF	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
JSSMFE	Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
SPT	Standard Penetration Test
MIT	Massachusetts Institute of Technology
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México

## 1. INTRODUCCION

En la última década el comportamiento de arenas finas saturadas bajo carga estática y cíclica, ha sido objeto de diversas investigaciones con relación al fenómeno de licuación. Con este motivo, se han desarrollado varios tipos de pruebas de laboratorio y de campo, y los equipos para llevarlas a cabo. Este notable esfuerzo se ha realizado para obtener información que permita llegar a recomendaciones de diseño que eviten las catástrofes atribuidas a la licuación de las arenas, las cuales han ocasionado pérdidas de vidas humanas y económicas muy considerables.

Parte de la República Mexicana se encuentra en una región de alta sismicidad, en la que existen depósitos de arena fina y uniforme; depósitos de este tipo se han localizado, por ejemplo, en la zona costera sur del estado de Veracruz y en la región de la desembocadura del río Balsas. El desenvolvimiento económico de México ha creado la necesidad de desarrollar en



este tipo de regiones, complejos industriales con estructuras muy costosas, que en caso de falla implicarían graves pérdidas económicas para el país.

Por las razones anteriores, se consideró de mucho interés llevar a cabo una investigación de las características del comportamiento de arenas finas saturadas bajo carga estática y cíclica.

La licuación de arenas se ha enfocado desde tres puntos de vista:

- 1) estudios de campo
- 2) modelos teóricos
- 3) estudios de laboratorio

La investigación presente cubre: los estudios de campo en su parte descriptiva de las fallas atribuibles a licuación y los estudios de laboratorio en especímenes de arena.

En la primera parte del trabajo se presenta la descripción de algunas de las fallas más notables atribuibles a licuación, descritas en la literatura, con el objeto de identificar sus características sobresalientes, tales como: propiedades índice del suelo, estructuras dañadas, causa que indujo el fenómeno, geología, y la forma como se desarrolló la falla.

En el capítulo 3 se describen detalladamente las diversas pruebas que tratan de reproducir las causas que originan el fenómeno de licuación, sus alcances y limitaciones.

En la tercera parte (capítulos 4 y 5), se describen las experiencias de laboratorio y los resultados obtenidos con especímenes de arena sílica en pruebas, triaxial, triaxial cíclica y de corte simple cíclico en una y dos direcciones.

Finalmente, se presentan las conclusiones generales de esta investigación. En cada capítulo se encuentran secciones tituladas *comentarios*, en las cuales se presentan las conclusiones particulares referentes al tema específico en cuestión.

Al iniciar el estudio de un fenómeno es deseable dar la definición de lo que se entiende por dicho fenómeno. Sin embargo, las definiciones de licuación son varias, algunos autores la dan en función de las observaciones de campo, otros han definido licuación a partir de sus resultados de laboratorio. A pesar de ello, todos parecen estar de acuerdo intuitivamente al identificar las fallas en el campo. Por esta razón se deja la definición de licuación hasta el capítulo 6, después de estudiar el comportamiento de la arena en el campo y en el laboratorio.

## 2. FALLAS ATRIBUIBLES AL FENOMENO DE LICUACION

Las fallas atribuibles a licuación son masivas, no presentan planos de deslizamiento definidos e involucran volúmenes de material muy importantes, ya que afectan zonas extensas. En general estas fallas son catastróficas y se presentan en lapsos de minutos hasta unas cuantas horas. Se describirán algunas de las más importantes publicadas en la literatura, con el objeto de identificar sus características sobresalientes.

### 2.1 Descripción de Algunas Fallas

En las costas de las islas de la provincia de Zeeland en Holanda, entre los años de 1881 a 1946 han ocurrido alrededor de 229 deslizamientos que han afectado volúmenes desde 75 hasta tres millones de metros cúbicos de material y han implicado una pérdida total de 265 ha, ref 1. En la fig 1 se observa el cambio hecho por sus habitantes en la configuración de la provincia desde el

siglo 12 hasta nuestros días, los lugares en los que han ocurrido deslizamientos y los canales y brazos de mar que la atraviesan. Estos últimos, erosionan los bancos y las líneas costeras, debido a fuertes corrientes de marea. La fluctuación promedio del nivel del mar llega a ser de 4.6 m.

Los deslizamientos se inician repentinamente y son un proceso gradual en el cual, en lapsos de pocos minutos, la masa de suelo afectado se desliza como si fuera un fluido espeso. El flujo es progresivo y viaja a una velocidad de 50 m/h con una duración de unas cuantas horas a un día. En la fig 2 se ve la sección transversal de uno de los deslizamientos; el talud antes de la falla era de unos  $20^\circ$  y después de  $3^\circ$ . Tienen forma de abanico, vistos en planta, y ocurren principalmente en depósitos aluviales de arenas finas y uniformes en estado suelto. La granulometría se muestra en la fig 3. Se cree que el fenómeno es debido a que el talud bajo el agua es erosionado por la corriente de marea, haciéndolo más escarpado que el original; las fuerzas de filtración del agua que fluye hacia el canal conforme disminuye el nivel del mar incrementan los esfuerzos cortantes, en el talud, provocando la iniciación del fenómeno.

En 1938 una parte de la Presa "Fort Peck" (E.U.A.) falló cuando estaba casi terminada y el almacenamiento parcialmente lleno (ref 2). La presa fue construida utilizando el método de relleno hidráulico; el material empleado consistía en arenas finas de río y suelos aluviales granulares más finos descansando sobre una cimentación de arenas aluviales, gravas y arcillas con un espesor

total máximo de 40 m. Bajo el aluvi6n existe la lutita arcillosa *bearpaw* que contiene capas de bentonita. La falla afect6 una secci6n de 500 m de longitud cerca del empotramiento derecho (este), donde el aluvi6n consiste principalmente de arenas. El movimiento se inici6 con un abultamiento de la porci6n oeste de la secci6n afectada del talud aguas arriba, con hundimiento simultáneo del coraz6n. Una grieta transversal se desarroll6 en el extremo oeste y se ensanch6 rÁpidamente formando un profundo boquete, mientras que la parte m6vil del talud empez6 a girar en un movimiento rotacional como si estuviera articulada en el empotramiento. A trav6s del boquete el material del coraz6n fluy6 con gran velocidad. La porci6n oeste que estaba moviéndose hacia afuera mÁs rÁpidamente se rompi6 en varios bloques grandes y ces6 su movimiento adquiriendo una forma de abanico, como se ve en la fig 4.

En la fig 5 se muestra la secci6n transversal de la cortina antes y despu6s de la falla. Algunos puntos bien reconocidos recorrieron 500 m y el material ces6 su movimiento con un talud menor de 3°. En la zona deslizada se encontraron volcanes de arena que descargaban agua y arena, y algunas islas formadas por bloques prÁcticamente intactos del talud de aguas arriba, que flotaron en el material totalmente "amasado". El movimiento tuvo una duraci6n de 10 minutos. Se cree que la catÁstrofe se inici6 debido a deformaciones considerables inducidas en la arena aluvial, provocadas por falla de resistencia al corte de la lutita subyacente. El fen6meno ocurri6 principalmente en

la zona de arena fina del respaldo cercano al corazón y se propagó a las arenas subyacentes altamente cargadas de la cimentación.

Durante el sismo de Jáltipan (Edo. de Veracruz, México) en el año de 1959 ocurrieron daños, entre otras estructuras, en las cimentaciones de tres edificios del Astillero Naval y varias secciones de un muelle cercano en el Río Coatzacoalcos (ref 3). Los primeros 20 m del suelo en esta zona están compuestos de arena fina y media en estado suelto, con estratos intercalados de limo y arena limosa. Se observaron asentamientos súbitos del orden de un metro en las columnas del astillero y en las paredes del taller mecánico, así como desplazamientos relativos horizontales entre secciones del muelle de "Puertos Libres". Las columnas del astillero están soportadas por zapatas cuadradas de un metro; las paredes del taller en zapatas continuas. Las secciones del muelle están construidas con estructura metálica, soportada por pilotes de acero tubulares. Se concluyó que las fallas de las cimentaciones fueron provocadas por licuación de los estratos areno limosos, fenómeno inducido por la acción sísmica.

En junio de 1964 un gran sismo ocurrió en la Prefectura de Niigata, Japón. Los daños causados a personas y edificios se muestran de manera estadística en la tabla 1, tomada de la referencia 4. Niigata fue la ciudad más fuertemente dañada. Entre los principales daños se cuentan muchos edificios desplo

mados (uno de ellos completamente volcado sobre el suelo) con asentamientos del orden de un metro (algunos 2 ó 3 m), aparición de innumerables grietas en el suelo (con anchos máximos de 2.5 m). Las fallas de los edificios ocurrieron como si se hubieran hundido en un líquido espeso; no se encontraron superficies de deslizamiento ni abultamientos de suelo alrededor de las estructuras. Un tanque para purificación de aguas negras, de concreto reforzado, que se encontraba enterrado ascendió del suelo. También aparecieron numerosos cráteres de arena que expelían arena y agua como si fueran surtidores. La zona más fuertemente dañada se localiza en la ribera del río Shinano y el puerto de Niigata.

El suelo en esta parte de la ciudad de Niigata se compone de un depósito profundo de arena aluvial, de un espesor de 150 m o más (refs 5 y 6); los primeros seis metros están en estado muy suelto  $N < 5$  (N-No. de golpes de penetración estándar), entre los 6 y 15 m de profundidad se encuentran en estado suelto a medio  $10 < N < 30$ , a continuación la arena es compacta  $N > 30$ ; entre los estratos de arena hay capas delgadas de limo y suelo orgánico suave de baja permeabilidad. La arena tiene una granulometría muy uniforme, de diámetro menores que 1 mm y mayores que 0.07 mm con coeficiente de uniformidad de tres.

Durante el sismo de Alaska de marzo de 1964 ocurrieron varios deslizamientos en la ciudad de Anchorage. El mayor de ellos, fig 6, fue a lo largo de la costa en la zona Turnagain Heights

9

cubriendo un área de 52 ha (ref 7). El talud tenía una pendiente de 1.5 a 1 y 21 m de altura. Testigos oculares indican que el deslizamiento se inició dos minutos después del comienzo del sismo. Algunas casas situadas en la zona del desastre se desplazaron lateralmente 180 ó 200 m hacia la costa.

El suelo de Turnagain Heights está compuesto por una capa de 5 m de arena y grava bajo la cual se encuentra un estrato de 30 a 45 m de espesor de la arcilla "Bootlegger Cove", depósito marino con una sensibilidad que varía entre 5 y 35; contiene numerosos estratos delgados y bolsas de arena fina y limo. La falla fue debida, probablemente, en gran medida a licuación de los lentes de arena y debilitamiento de la arcilla, la alta sensibilidad de la arcilla y la duración del sismo (por lo menos 4 minutos).

## 2.2 Características de los Suelos Susceptibles de Licuarse

De las descripciones anteriores y otras más (Hazen, citado en la ref 2, refs 8, 9 y 10), se sabe que las fallas han ocurrido en arenas finas, limos arenosos o arenas limosas en estado suelto. En la fig 7 se muestran las envolventes de las curvas granulométricas de varios suelos que se han licuado.

Los suelos naturales susceptibles son, geológicamente hablando, arenas o limos aluviales de deposición reciente, en estado muy suelto o suelto; abanicos aluviales, planicies de inundación y terrazas; diques naturales de aluvión fino, como se presentan en el río Mississippi, ref 11. Sin embargo, formaciones arcillo



sas de alta sensibilidad, como la de Turnagain Heights, de composición muy errática y heterogénea, con intercalaciones de materiales granulares finos, parecen ser licuables también.

Algunos rellenos artificiales no compactados hechos con materiales cuyas características son similares a las antes descritas, y varias presas construidas por el método de relleno hidráulico, han sido severamente dañadas bajo la acción de un sismo.

Otros suelos susceptibles son los depósitos de minas (comúnmente "Jales"), formados de arena fina y limos poco plásticos (ref 12).

En la mayoría de los casos, los suelos han estado totalmente saturados. Sin embargo, hay evidencias de licuación de suelos secos, bajo la acción de un sismo, como los depósitos de Loess de la provincia de Kansú en China, en el año de 1920, ref 13.

Como se aprecia en la fig 7, los suelos más susceptibles a licuarse son de granulometría uniforme y particularmente arenas limosas poco plásticas. Si los limos son plásticos o tienen un alto contenido de arcillas, es poco probable que sean licuables; así mismo, aluviones finos ligeramente cementados por acumulaciones de carbonatos u otros agentes son poco susceptibles.

La mayoría de los suelos que han experimentado el fenómeno, se encontraban en estado medio a muy suelto (ref 14); es decir, una compacidad relativa menor que 60% ( $C_r = (e_{m\acute{a}x} - e_{nat}) / (e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n})$ ).

Por otro lado, el nivel de aguas freáticas se encontró a menos de 3 m de profundidad.

### 2.3 Características Principales de las Fallas

Las causas que han originado el fenómeno de licuación son:

- Incremento monotónico de esfuerzos (deslizamientos de Zeeland)
- Incremento monotónico de deformaciones ("Fort Peck")
- Cargas cíclicas inducidas por sismos (Jáltipan, Niigata, Turnagain Heights)
- Cargas cíclicas inducidas por maquinaria, tránsito pesado, explosiones y otras (ref 15)

Las estructuras que han sido afectadas son: presas, terraplenes, bordos y taludes naturales; así como, muros de contención, estructuras apoyadas en pilotes, tablestacas y cimentaciones superficiales y depósitos de agua enterrados, entre otras. Han aparecido grietas y volcanes de arena en el terreno natural.

La ocurrencia de esfuerzos o deformaciones monotónicas crecientes son muy difíciles de prever en el campo, ya que involucran mecanismos muy complicados y la concurrencia de factores muy diversos, como han sido los casos de Zeeland y Fort Peck.

Las características de los sismos que produjeron las fallas descritas en la sección 2.1, se encuentran en la tabla 2. Las aceleraciones máximas registradas en diferentes sitios que han sufrido el fenómeno son menores que 300 gals, y el epicentro

se ha localizado a corta distancia del sitio (100 km). La intensidad en la escala de Mercalli modificada ha sido mayor de VI.

La aparición de los volcanes de arena que expelen agua y arena; indica, sin lugar a dudas, que se incrementa la presión de poro, por lo que el fenómeno se desarrolla a volumen constante o casi constante. La permeabilidad del medio debe ser baja (menor de  $10^{-3}$  cm/seg) y el volumen de material muy grande, de manera que la disipación de la presión de poro sea menor que el incremento producido por la acción sísmica. Lo mismo ocurre en el caso de lentes o bolsas de arena intercaladas en materiales cohesivos. En el caso de incrementos monotónicos de esfuerzos o deformaciones parece haber un aumento pequeño, en función de la rapidez de los incrementos, en la presión de poro al inicio del fenómeno, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante y produce, por deformaciones adicionales del suelo, un nuevo incremento que se suma al producido por el incremento monotónico y así sucesivamente, hasta que el último incremento en la presión de poro es sustancial y el suelo falla súbitamente.

No se encuentran planos de deslizamiento definidos, ni abultamientos del terreno alrededor de las estructuras que se hundan o desploman; algunas estructuras enterradas "flotan", y en el caso de taludes, grandes volúmenes de material fluyen cubriendo distancias considerables en poco tiempo. Lo anterior indica que el suelo se comporta como un líquido que puede ser capaz

13  
de transportar grandes bloques de suelo inalterado u otros materiales.

Una perturbación sísmica de larga duración (mayor de un minuto y medio) provoca el fenómeno en suelos aparentemente estables.

### 3. REPRODUCCION DEL FENOMENO EN EL LABORATORIO

Se han desarrollado diversas pruebas de laboratorio que tratan de reproducir las causas que originan el fenómeno de licuación. En este capítulo se describen y discuten los alcances y limitaciones de las pruebas de laboratorio: triaxial, triaxial cíclica, corte simple cíclico (en una y dos direcciones), torsión cíclica y mesa vibradora. Los materiales utilizados por los distintos autores son, en su mayoría, arenas finas uniformes.

#### 3.1 *Relación de Vacíos Crítica*

La evidencia experimental ha demostrado que los especímenes de arena suelta bajo la acción de un esfuerzo desviador disminuyen su volumen, y las probetas de arena compacta lo aumentan. En parte esto y en parte la intuición llevó a A. Casagrande

(ref 16) a la conclusión de que el decremento de volumen de una arena en estado suelto y el incremento de volumen en estado denso tendería a producir la misma "compacidad crítica" o "relación de vacíos crítica", en la cual un suelo no-cohesivo puede deformarse o fluir continuamente sin cambio de volumen.

Para determinar la relación de vacíos crítica de arenas, A. Casagrande hizo varios intentos, primero en pruebas de corte directo y después en pruebas triaxiales consolidadas drenadas (prueba CD). La prueba de corte directo tenía varios inconvenientes debido a que la deformación inducida en la probeta de arena es muy limitada, y a la falta de precisión en la determinación de la relación de vacíos inicial y sus cambios posteriores. Por lo que se prefirió la prueba triaxial CD. Estas pruebas mostraron que a una presión confinante dada los especímenes de arena suelta reducen su volumen durante la prueba y lo incrementan ligeramente al final de ella, y los más densos reducen ligeramente su volumen al empezar el ensaye y posteriormente lo incrementan como se ve en la fig 8; las curvas esfuerzo-deformación de arenas compactas tienen un máximo bien definido, y las probetas presentan uno o varios planos de falla poco después de alcanzar el máximo.

Una vez que aparecen los planos de falla, en las muestras de arena densa, los cambios de volumen suceden principalmente en la zona de planos, por lo que el cambio de volumen referido al volumen total de la probeta, no puede ser correlacionado con el cambio en la relación de vacíos dentro de las zonas de falla.

Por otro lado, en especímenes sueltos se requieren deformaciones muy grandes para alcanzar la condición de deformación continua a volumen constante y en las pruebas triaxiales solo se obtiene de manera aproximada.

Estas limitaciones llevaron a Casagrande a definir la "relación de vacíos crítica menor". La cual se obtiene de varios ensayos a igual presión confinante, en probetas de arena con distintas relaciones de vacíos. Se determina el cambio de volumen correspondiente al máximo esfuerzo desviador. Se hace la gráfica cambio de volumen vs relación de vacíos inicial; se unen los puntos con una curva y la relación de vacíos correspondiente al cambio de volumen nulo es la relación de vacíos crítica para la presión confinante correspondiente a la serie de pruebas. Finalmente, se obtiene la curva relación de vacíos crítica vs presión confinante de varias series de pruebas con distintas presiones confinantes, línea  $e_s$  de la fig 9, tomada de la ref 15.

Puesto que la relación de vacíos crítica divide el comportamiento dilatante (bajo la curva) y contractivo de una arena (arriba de la curva), Casagrande la propuso como una medida para investigar la susceptibilidad a licuación de una arena. Dicho de otra manera, cuando se impide el cambio de volumen de un espécimen contractivo sujeto a esfuerzo desviador se incrementa la presión de poro, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; a diferencia de un espécimen dilatante en el que disminuye la presión de poro y se incrementa su resistencia al

corte. El mismo Casagrande encontró que las arenas de Fort Peck tenían relaciones de vacíos menores que la relación de vacíos crítica obtenida en el laboratorio, como se describió anteriormente, y por lo tanto su comportamiento debía ser dilatante; sin embargo, sufrieron licuación. Por lo cual parecía que la relación de vacíos crítica menor no dividía el comportamiento dilatante y contractivo de las arenas.

D. W. Taylor (ref 17) demostró, además, que la relación de vacíos crítica menor depende de cada detalle de las condiciones de carga. En efecto, si el espécimen se consolida hidrostáticamente  $\bar{\sigma}_1$  y  $\bar{\sigma}_3$  iguales, la  $e$  crítica es mayor que cuando la consolidación se hace con una relación de esfuerzos principales  $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$  mayor que uno.

El criterio de "relación de vacíos crítica menor" fue abandonado por las limitaciones comentadas anteriormente. G. Castro (ref 15) obtuvo la línea de relación de vacíos crítica a partir de pruebas triaxiales consolidadas no-drenadas con medición de presión de poro (pruebas  $\bar{C}\bar{U}$ ). Por brevedad se distinguirán ambas líneas de relaciones de vacíos críticas como  $e_s$  y  $e_f$ .

La línea  $e_f$  se determina a partir de los resultados obtenidos con muestras de arena que exhiben comportamiento contractivo en prueba  $\bar{C}\bar{U}$ . Para realizar este ensaye se consolida hidrostáticamente la muestra de arena; una vez concluida esta fase, se impide el drenado de la probeta, para mantener la condición de prueba a volumen constante durante la etapa de carga axial; el es-



fuerzo desviador se aplica mediante incrementos monotónicamente crecientes midiendo la variación de la presión de poro y la deformación axial del espécimen.

Los especímenes de arena de comportamiento dilatante tiene curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación como las mostradas en la fig 10. En la primera parte de la curva esfuerzo-deformación la muestra tiene una cierta rigidez hasta un punto en el que se presenta una disminución bien marcada (de su rigidez) y una deformación apreciable; al final de esta última se inicia el decremento en la presión de poro y la probeta recupera rigidez (menor que la inicial). El espécimen no falla y la prueba se suspende, bien sea por que la presión en el agua intersticial disminuye tanto, que sea menor que la atmosférica y se produzca cavitación, o si ésta se previene (mediante contra presión) por deformación considerable del espécimen.

Los especímenes de arena de comportamiento contractivo exhiben curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación como las mostradas en la fig 11. Como se ve en la figura, la muestra tiene una cierta rigidez más o menos constante hasta un punto en el cual pierde súbitamente gran parte de su resistencia; este punto coincide con el inicio de un incremento muy rápido de la presión de poro, que se eleva hasta un valor cercano a la presión confinante. La diferencia entre la presión confinante y la máxima presión de poro desarrollada es la presión confinante efectiva de falla  $\bar{\sigma}_{3F}$ . Esta es la presión confinante efec-

tiva a la cual una muestra de arena, con una relación de vacíos dada (prueba a volumen constante), fluye continuamente con una resistencia al cortante muy pequeña. Con estos datos se obtiene la línea de relación de vacíos crítica  $e_F$ , fig 9.

Como se observa en la fig 9, la curva  $e_F$  se encuentra debajo de la línea  $e_S$ , y es función de la presión confinante.

Cabe hacer notar que la línea  $e_F$  está definida en condiciones de falla y a partir del comportamiento contractivo de la arena. Por otra parte, los especímenes de arena de comportamiento dilatante cruzan la línea de relación de vacíos crítica hacia la zona contractiva, sin que se presente la condición de flujo o deformación continua; Castro, supone que llegan hasta la línea  $e_S$ , pero se requiere que la muestra de arena sea deformada más allá de los límites tolerables en la cámara triaxial. Lo anterior es contradictorio con lo que se discutió en el primer párrafo de este inciso.

Casagrande (ref 18), supone que la existencia de las dos líneas de relaciones de vacíos críticas  $e_S$  y  $e_F$  indican que es posible tener diferentes estructuras de la arena. Considera que durante la licuación, la arena desarrolla una estructura de mínima resistencia o estructura fluidal (Flow structure), la cual queda representada por la línea  $e_F$ , mientras que la línea  $e_S$  representa la condición de relación de vacíos crítica de la arena cuando tiene una estructura normal. El concepto de

estructura fluidal fue desarrollado pensando que durante el flujo cada grano del material está girando constantemente en relación a todos los demás granos que lo rodean, de tal manera que ofrecen un mínimo de resistencia por fricción. Postuló que tal estructura (1) se desarrolla por una reacción en cadena, (2) existe sólo durante el flujo y (3) cuando el flujo cesa, los granos se rearreglan para terminar en una estructura normal, ligeramente más densa que la inicial.

Maslov (ref 32), experimentó con materiales granulares finos en pruebas de corte directo bajo agua, y también en modelos de terraplenes sumergidos. En sus experiencias observó comportamientos distintos a los indicados por la teoría de relación de vacíos crítica.

En la fig 12 se ve esquemáticamente la manera como realizó sus ensayos. Los especímenes de arena ensayados fueron desde muy sueltos a muy compactos.

Al someter los especímenes a corte (fig 12a) en todos los casos, incluso en muestras muy sueltas, se observó una caída de la presión de poro (dilatancia); al suspenderse el desplazamiento de corte, la presión en el agua intersticial se elevó bruscamente (contracción).

En la base de los modelos de terraplenes sumergidos (fig 12b), colocaba una tela o red, cuyo movimiento provocaba su derrumbe; también lo provocaba por medio de placas intercaladas en el terraplén. Durante el proceso de falla, observó de nuevo que

en todos los casos caen los niveles piezométricos y se elevaban al suspenderse el movimiento de la tela o placas.

Lo anterior llevó a Maslov a concluir que, la arena sujeta a deformaciones de corte primero se dilata, independientemente de su compacidad inicial y después se contrae, al cesar el efecto.

Florin e Ivanov (ref 33), afirman que las condiciones necesarias para producirse la licuación son: el colapso de la estructura granular, con la posibilidad de que la arena se consolide y saturación total o parcial de la masa de suelo.

Debido a la gran variedad de factores que provocan el colapso de la estructura de arena, Florin e Ivanov proponen que el criterio para definir la posibilidad de dicho colapso no debe ser la relación de vacíos crítica, sino valores "críticos" de la intensidad de la perturbación dinámica, condiciones de esfuerzo del suelo o peso de la sobrecarga, y el gradiente hidráulico del agua que fluye a través de la arena.

La teoría de la filtración de Maslov (refs 32 y 34), se describirá brevemente a continuación.

La arena sometida a una vibración de cierta intensidad puede compactarse, esta compactación es mayor si el medio es suelto y la intensidad de vibración es alta.

La consolidación de la arena saturada sólo es posible si el agua fluye (por incremento en la presión de poro), y permite el cambio de compacidad de la masa de suelo.

En el caso más simplista, suponiendo un manto de arena descansando en un estrato impermeable, el flujo del agua es hacia la superficie del manto. Por lo que, en la masa arenosa se genera un flujo de agua ascendente; con un gradiente variable con la profundidad de la masa.

Con las hipótesis arriba mencionadas, Maslov propone varias expresiones, cuyo desarrollo sale del alcance de este capítulo. Falta agregar el concepto de aceleración crítica; Maslov lo plantea como la amplitud de aceleración (intensidad de vibración), arriba de la cual se provoca presión en el agua intersticial, es decir, sólo es posible el incremento en la presión de poro si la aceleración es mayor que la crítica.

El valor de la aceleración crítica debe obtenerse experimentalmente para una arena determinada; depende de las propiedades del suelo, su compacidad (la más importante), la amplitud y la frecuencia de oscilación.

### 3.1.1 Comentarios

En la descripción de la relación de vacíos crítica se discute el estado de compacidad del material, y el esfuerzo de confinamiento actuante; no se menciona como variable de interés a la excitación, dinámica o estática, que genera el fenómeno de licuación. Casagrande y Castro, admiten que la relación de vacíos crítica explica el fenómeno durante la falla y no en condiciones de vibración o impactos. La teoría se desarrolló a

23

partir de pruebas triaxiales y de corte directo, en especímenes de dimensiones pequeñas; los resultados de Maslov ponen en entre dicho que el comportamiento esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación axial de las arenas, pueda ser representado por las pruebas triaxiales en todos los casos.

Por otra parte, se sabe que el comportamiento dinámico de los materiales, en general, es distinto al estático, y por lo tanto el tipo de excitación (estática o dinámica), su intensidad, amplitud y frecuencia deben ser considerados como variables de interés. Algunos autores han tratado de incorporarlas en sus teorías como Florin e Ivanov y Maslov. Este último hizo hipótesis gruesas en su teoría de filtración, de difícil ocurrencia en el campo, pero considera estas variables que, como sus experimentos demostraron (ref 34), tienen influencia en el comportamiento del material, tal como la aceleración crítica.

### 3.2 Prueba Triaxial Cíclica

Los primeros intentos, hechos en México, para estudiar el fenómeno de licuación fueron realizados por R J Marsal en 1949 (ref 19); utilizó una cámara triaxial que acoplada a un ingenio so mecanismo, que consistía de un resorte y una leva, aplicaba cargas cíclicas, siempre en compresión, a un espécimen de arena. Las pruebas se hicieron consolidando la muestra de arena y aplicando el esfuerzo desviador cíclico en condiciones no-drenadas. La falta de equipo automático de adquisición de datos fue suplida tomando película a los extensómetros verticales, tanto el

correspondiente a la muestra, como al del resorte con que se aplicaba el desviador; la presión de poro no fue medida por problemas de estabilidad en el receptor de señal del sensor eléctrico desarrollado al efecto.<sup>1</sup> La carga cíclica era incrementada monotónicamente, con el objeto de aumentar la deformación acumulada en la probeta de suelo, fig 13, pues se pensaba que había una relación entre la deformación axial de la muestra y el desarrollo de presión de poro en la misma; a pesar de no ser medida, se esperaba que se manifestara por falla súbita del espécimen: cuando la presión de poro fuera igual a la presión confinante. Nunca se observó una falla de este tipo.

En la revisión de la literatura sobre el tema, no se encontró referencia alguna anterior a la de Marsal; en 1961 Huang Wen-Xi (ref 20) propone utilizar el ensaye triaxial cíclico para simular el estado de esfuerzos inducido por cargas dinámicas en masas de arena saturada. Se coloca una cámara triaxial en una mesa vibradora, manteniendo constante la presión confinante, la cual se excita en sentido vertical con una aceleración determinada, produciéndose una variación en el esfuerzo axial aplicado al espécimen. Wen-Xi considera que las variaciones en los esfuerzos normales, producidas por cargas dinámicas, son las que provocan el desarrollo de presión de poro en la masa de suelo gra-

---

1 El sensor eléctrico diseñado por Marsal, consistía de una membrana acoplada a un LVDT, con el que se medía la deformación en la membrana, producida por la presión de poro que actuaba contra ella. El principio de trabajo guarda semejanza al posteriormente empleado por una firma comercial, en la construcción de transductores de presión.

nular, y desencadenan el fenómeno de licuación. Obtiene que la presión de poro generada en la muestra es función de la aceleración, el estado de esfuerzos y la compacidad relativa del material.

Seed y Lee, en 1966 (ref 21), inician el uso extensivo de la prueba triaxial cíclica para estudiar la susceptibilidad a licuarse de las arenas finas saturadas bajo la acción de un sismo. Ellos intentan reproducir el esfuerzo cortante cíclico inducido en un estrato de arena horizontal, ocasionado por las ondas de cortante sísmicas que se propagan de las capas más profundas hacia la superficie del terreno (teoría de Amplificación Unidimensional). Simplifican las condiciones de esfuerzos inducidas durante un sismo, como se ve en la fig 14 tomada de la ref 21. Suponen que tales condiciones pueden ser reproducidas en el laboratorio mediante pruebas de corte simple, y de manera aproximada por pruebas triaxiales cíclicas.

Para lograr las condiciones de esfuerzos de la fig 14 en el plano a  $45^\circ$  de un espécimen de arena, en prueba triaxial, es necesario: 1) consolidar hidrostáticamente la muestra, 2) variar cíclicamente el esfuerzo vertical en  $\pm \sigma_{dc}/2$ , 3) variar cíclicamente el esfuerzo confinante en  $\mp \sigma_{dc}/2$ ; de este modo el esfuerzo normal en el plano a  $45^\circ$  no varía, y se induce esfuerzo cortante que alterna de sentido; pero este procedimiento es complicado de llevar a cabo en el laboratorio. Seed y Lee modifican la prueba, mantienen constante la presión confinante, y varían cíclicamente el esfuerzo desviador. La aplicación del des

Consideración Teórica



viador es en condiciones de volumen constante. La frecuencia más usual es entre 1 y 2 cps, porque es la frecuencia dominante de los sismos de interés en este problema.

El comportamiento de las muestras de arena en estado suelto, sometidas al ensaye propuesto por Seed y Lee, se caracteriza por un aumento gradual de la presión de poro sin que haya deformación axial apreciable, hasta que se produce un incremento (mayor que los anteriores), que eleva la presión intersticial al mismo valor de la confinante y el espécimen se deforma súbitamente, más del 20% en este o, a lo sumo, al siguiente ciclo de aplicación del esfuerzo desviador, como se ve en la fig 15. Debe notarse que después de alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_3$ , la presión de poro sigue oscilando de acuerdo al esfuerzo desviador aplicado, es máxima cuando  $\sigma_{dc} = 0$  y menor cuando pasa por su valor más alto.

Las arenas en estado compacto exhiben un comportamiento similar al de las sueltas, pero al igualarse la presión de poro con la confinante, la deformación axial es pequeña, menor del 5%; se requiere la aplicación de un número considerable de ciclos de carga para que la probeta se deforme un 20%. Es decir, no se presenta una deformación grande de manera súbita, sino que las deformaciones se incrementan gradualmente después de alcanzada la condición  $u = \bar{\sigma}_3$ , fig 16.

Seed y Lee definieron licuación a partir de los resultados que obtuvieron. Llamam licuación inicial al estado de la muestra de arena en el cual la presión de poro alcanza por primera vez

el mismo valor que la confinante, es decir, los esfuerzos efectivos son nulos. Una vez alcanzada esta condición, se presentan deformaciones importantes hasta que son mayores del 20%, momento en el cual se llega a la licuación total. El estado intermedio es llamado licuación parcial.

Las definiciones anteriores son arbitrarias y han producido mucha confusión. Se citan en el texto por dar continuidad al capítulo, pero esto no quiere decir que hayan sido adoptadas como válidas en el presente trabajo.

Cabe hacer notar que según el concepto de Seed y Lee las muestras de arena en cualquier estado de compacidad son susceptibles a licuación. Los parámetros más importantes para estos autores son: el número de ciclos de esfuerzo ( $N_{dc}$ ) para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_3$ , la relación entre el esfuerzo cortante máximo en el plano a  $45^\circ$  y el esfuerzo confinante  $\sigma_{dc}/2\bar{\sigma}_3$ , y la relación de vacíos.

En el trabajo de Castro (ref 15), también se presentan los resultados de pruebas triaxiales cíclicas en los que la frecuencia de aplicación de carga es de 0.1 y 0.075 cps (entre 10 y 20 veces menor que la comúnmente utilizada). Observa que durante las pruebas se desarrollaron heterogeneidades en la muestra de arena, de manera especial en la zona superior en donde se concentran las deformaciones axiales del espécimen; además, para medir la distribución de la relación de vacíos, congeló algunas de las muestras de arena que fueron ensayadas; encontró que el

espécimen era más denso, que la relación de vacíos de consolidación, en la parte inferior y más suelto en la superior. Atribuye a estas variaciones, inducidas por el ensaye, el que especímenes densos alcancen la condición  $u=\bar{\sigma}_3$ .

W.D. Liam Finn y sus colaboradores han publicado varios trabajos (refs 22 y 23), en los cuales estudiaron la influencia de la forma de la onda de carga y la historia previa de deformación del espécimen. Encontraron que el primer factor tiene poca importancia en el comportamiento del material. El segundo fue estudiado en especímenes que una vez que alcanzaron la condición  $u=\bar{\sigma}_3$ , se reconsolidaron y volvieron a ser sometidos al ensaye triaxial cíclico; se observó que las muestras que ya habían sido licuadas, en el concepto de Seed y Lee, requirieron un menor número de ciclos para volver a alcanzar la condición  $u=\bar{\sigma}_3$ .

### 3.2.1 Comentarios

En el ensaye triaxial cíclico de Seed y Lee, el hecho de mantener constante la presión confinante durante el ensaye, implica hacer variable el esfuerzo normal actuante en el plano a  $45^\circ$ . Además, se desconoce el efecto del esfuerzo principal intermedio, el cual cambia cíclicamente, entre el máximo y el mínimo esfuerzo principal (junto con el esfuerzo principal menor, ya que  $\bar{\sigma}_2=\bar{\sigma}_3$  en este ensaye). Por otra parte, la prueba se realiza en consolidación hidrostática; o sea, suponiendo una condición de estado de esfuerzos uniforme, condición de difícil ocurrencia en el campo.

3.2.1.1 Tensión

Comparando las pruebas ejecutadas por Castro y las de Seed y Lee, se observa que las arenas tienen comportamientos distintos variando la frecuencia de aplicación del esfuerzo desviador. Las pruebas de Castro efectuadas entre 0.1 y 0.075 cps muestran de formaciones axiales significativas desde el primer ciclo, mientras que a una frecuencia de 2 cps dichas deformaciones son prácticamente despreciables. Además en los ensayos a una frecuencia de 2 cps, la presión de poro se incrementa paulatinamente hasta alcanzar el mismo valor que la confinante, momento en el que la muestra sufre una deformación importante; sin embargo, en las pruebas de Castro esta deformación se produce sin que la presión de poro iguale a la confinante, de hecho nunca alcanza ese valor, figs 15 y 17.

Lo anterior demuestra que el comportamiento de un espécimen de arena en prueba cuasiestática es diferente del comportamiento que exhiben pruebas cíclicas.

En el párrafo en el que Castro justifica las pruebas que realizó para obtener la línea  $e_p$ , señala que no importa como se alcance la estructura fluidal en una arena y que el concepto de relación de vacíos crítica es aplicable a la predicción del comportamiento de la arena durante el flujo, independientemente de como se inició la falla. Sin embargo, al hacer la discusión de los dos últimos párrafos se demostró la diferencia de comportamiento entre pruebas cuasiestáticas y cíclicas, por lo que es sospechar que bajo cargas dinámicas la respuesta de la arena puede variar; visto de otra manera, no se puede asegurar que el com-

portamiento dinámico de una arena pueda ser representado por pruebas estáticas. Es decir, no se puede olvidar que para que haya incremento de presión de poro en el medio granular, es necesario que la causa actúe con una frecuencia o velocidad de aplicación, tal que el agua no pueda fluir para disiparla con la misma rapidez que se genera.

Por lo anterior, el intento de hacer las pruebas triaxiales cíclicas (o cualquier otro ensaye dinámico) de manera muy lenta para poder seguir y amplificar los detalles, es infortunado en este caso. Es necesario realizar el ensaye dinámico a frecuencias del orden de las de excitación real, y que la adquisición de los datos sea lo suficientemente rápida, de manera que permita amplificar los detalles.

### 3.3 Corte Simple Cíclico

Como se discutió en el inciso 3.2. la prueba triaxial cíclica reproduce de manera burda las condiciones de carga impuestas durante un sismo a un elemento de una masa de suelo. Se considera que en un depósito de suelo la mayor parte de las deformaciones inducidas por un temblor, pueden ser atribuidas a la propagación de ondas de cortante de las capas más profundas hacia la superficie del suelo. En el caso de terrenos de superficie horizontal no existen esfuerzos cortantes en el plano horizontal antes del sismo; durante el temblor el esfuerzo normal en este plano permanece constante, mientras que se inducen esfuerzos cortantes cíclicos, fig 14.

### 3.3.1 Corte Simple Cíclico en una Dirección

Peacock y Seed (ref 24) modificaron el aparato de corte simple de K.H. Roscoe para aplicar esfuerzos cortantes cíclicos alternantes, en un espécimen de arena de sección cuadrada de 6 cm por lado y 2 cm de altura. Se considera que este aparato reproduce de manera más fiel las condiciones impuestas por un sismo en el campo.

Para realizar el ensaye, se forma el espécimen de arena en un molde con las dimensiones de la caja de corte del aparato, se congela el espécimen y se coloca en la caja de corte; se descongela y consolida bajo el esfuerzo vertical deseado. La caja de corte consiste, esencialmente, de dos paredes laterales rígidas unidas a la base de la muestra y dos paredes extremas móviles que giran apoyadas en la base y la tapa de la probeta, fig 18. Una vez consolidado el espécimen se aplican cargas horizontales cíclicas en la base de la caja, manteniendo fija la tapa; no se permite cambio de volumen durante el ensaye y se miden la deformación horizontal y la presión de poro desarrollada en el espécimen.

Los resultados obtenidos revelan que el comportamiento de las arenas sueltas en condiciones de corte simple cíclico, es esencialmente similar al que exhiben en la prueba triaxial cíclica; es decir, deformación despreciable durante los primeros ciclos mientras la presión de poro se incrementa gradualmente hasta que alcanza la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ , momento en el que súbitamente la de-

formación angular alcanza valores superiores al 15% en doble amplitud (del máximo en un sentido al máximo en el sentido inverso), fig 19.

Las arenas densas también exhiben un comportamiento similar al que presentan en la prueba triaxial cíclica, o sea una vez alcanzada la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  la deformación angular se incrementa paulatinamente sin presentar falla súbita, fig 20.

Para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  en este ensaye, en un número de ciclos dado, se requiere aplicar un esfuerzo cortante del orden del 35% del necesario para alcanzar la misma condición en la prueba triaxial cíclica, como se ve en la fig 21 tomada de la ref 24. Finn y sus colaboradores (ref 23) encontraron, utilizando un aparato de corte simple cíclico mejorado, que la diferencia entre la prueba triaxial y la de corte simple es menor que la publicada por Seed y Lee; se requiere un esfuerzo cortante aproximado del 70% del esfuerzo en prueba triaxial cíclica para producir la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ .

Las diferencias pueden atribuirse a que en los lados verticales de la muestra de arena sólo se desarrolla parcialmente el esfuerzo cortante necesario para mantener la condición de equilibrio, lo que induce esfuerzos normales y cortantes irregulares por la aparición de un momento restaurador del equilibrio, fig 22. Además, la propia excitación horizontal cíclica induce movimientos de cabeceo en el espécimen. Aun cuando, también las condiciones de frontera y de estados de esfuerzos distintos ocasionan el

*Consid. Terzetas*

comportamiento diferente de la arena en prueba de corte simple y triaxial cíclica. Peacock y Seed suponen que la forma y la complejada manipulación del espécimen favorece que se tengan mayores relaciones de vacíos en las esquinas que en el resto de la muestra, o bien huecos; lo cual explica el bajo valor del cortante cíclico que ellos informan.

### 3.3.2 Corte Simple Giratorio

El análisis realizado por Castro en las muestras de arena que fueron congeladas, después de ensayadas en prueba triaxial cíclica, demostró que la prueba cíclica induce redistribución de relación de vacíos en el espécimen; A. Casagrande (ref 18) con el objeto de ahondar en este hecho experimental, diseñó el aparato de corte simple giratorio, en el que se pueden ensayar muestras de arena en corte simple en una dirección, o bien, aplicar un esfuerzo cortante de magnitud constante y dirección variable.

A. Casagrande eligió la prueba de corte simple para separar otros factores presentes en la prueba triaxial cíclica, que probablemente influyen en el fenómeno de redistribución de relación de vacíos, entre otros: variación de la componente volumétrica del tensor de esfuerzos, efecto de bombeo producido por la carga vertical, variación del esfuerzo cortante, según el plano considerado; además, el aparato de corte giratorio permite, fácilmente, mantener bajo cualquier deformación a la muestra y conservar inalteradas la carga vertical y la fuerza cortante durante la congelación.



El espécimen de suelo es cilíndrico de 6.8 cm de diámetro y 3.0 cm de altura, se forma en el interior de una membrana de hule, la cual a su vez es confinada por un resorte plano (*slinky toy*).

En las pruebas de corte simple de Rendón y Casagrande (ref 25) el comportamiento de la arena es muy similar al observado por Finn et al y Peacock y Seed. En las pruebas de corte giratorio llama la atención que la deformación del espécimen está defasada con respecto a la dirección del cortante; además, la presión de poro máxima es siempre menor que el esfuerzo vertical, fig 23. La parte medular de la investigación citada es el estudio de la redistribución de la relación de vacíos inducida por la prueba, lo cual se discute a continuación.

Rendón, congeló los especímenes y los partió en cuatro rebanadas, que en el caso de corte simple en una dirección eran paralelas a la dirección de aplicación del cortante, cada una de las rebanadas las dividió en 16 partes, de las cuales obtuvo su relación de vacíos, y de esta manera la redistribución inducida en el espécimen. Además, formó las muestras con capas alternantes de arena pintada de negro y de color natural para observar la deformación; lo cual hacía en una rebanada delgada (4 mm) obtenida de una de las interiores. En la fig 24 se hace la comparación de la redistribución en prueba en una dirección y giratoria. Por redistribución se entiende la desviación respecto al promedio de la relación de vacíos de consolidación.

Desafortunadamente los resultados obtenidos por Rendón en su investigación no han sido publicados en forma completa. Sin embargo, se sabe que la redistribución en especímenes de compacidad relativa media es más importante que en muestras muy sueltas o densas, en estas últimas prácticamente no la hay; además, es poco importante antes que la presión de poro alcance su máximo valor. Las condiciones impuestas por la base y tapa hacen que sea más compacto el espécimen en el entorno a ellas, fig 24. Hay una gran diferencia en la redistribución que se desarrolla en la prueba triaxial y en la de corte simple. En la primera los mayores valores de relación de vacíos se obtienen en el quinto superior de la muestra, en la segunda en la parte central.

### 3.3.3 Corte Simple Cíclico en dos Direcciones

Una de las limitaciones de las pruebas de corte simple en una dirección, es que el esfuerzo cortante se aplica precisamente en una sola dirección. En realidad, el esfuerzo cortante inducido por un sismo, cambia continuamente de magnitud y dirección. El aparato de corte giratorio permite cambiar la dirección de aplicación del esfuerzo cortante, pero la magnitud de este permanece constante.

Para superar las limitaciones anteriores y, además, lograr que un espécimen de arena pudiera someterse a trayectoria de deformación semejantes a las trazas producidas por los sismoscopios

durante un temblor, se diseñó un aparato de corte simple en dos direcciones ortogonales (ref 27). Este aparato permite aplicar a la muestra esfuerzo cortante variable, tanto en magnitud como en dirección.

El espécimen es cilíndrico de 6.6 cm de diámetro y 3.0 cm de altura, similar al de Casagrande y Rendón.

Los resultados preliminares, ya publicados, indican que se presentan deformaciones angulares importantes, aún antes que la presión de poro alcance valores significativos. Es notable la diferencia entre estos resultados, fig 25, y los obtenidos en pruebas triaxiales y de corte simple en una dirección, en las cuales la deformación del espécimen es despreciable antes que la presión de poro iguale el esfuerzo confinante o normal según sea el caso. En el capítulo cinco se presentarán y discutirán con detalle los resultados de estos ensayos.

*En Corte  
B. direcciones  
no lo es.*

#### 3.3.4 Comentarios

Los resultados obtenidos en las investigaciones de Castro y Rendón, han llevado a Casagrande a concluir que los especímenes medios y compactos, en prueba cíclica o giratoria, alcanzan la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  debido a la redistribución de relación de vacíos inducida en la muestra por el ensaye. En las zonas en las que la relación de vacíos es mayor que la promedio, es donde la presión de poro se eleva y de aquí se propaga hacia todo el espécimen. Sin embargo, él mismo (ref 18), y, como ya se discu

tió en el inciso 3.3.2 (último párrafo), publica que la redistribución es prácticamente nula en muestras compactas y muy compactas, en prueba de corte simple, pero sometidas al ensaye llegan a la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ .

El término movilidad cíclica (*cyclic mobility*) es empleado por Casagrande para describir el comportamiento, en prueba cíclica, de muestras de arenas medias y compactas. El cual, opina, es un comportamiento de laboratorio que no se presenta en el campo. Castro, ref 26, lo ha empleado, indistintamente, para describir el comportamiento de arenas medias y compactas en el laboratorio y el campo. Para otros autores el término es sinónimo de licuación, lo cual ha producido mucha confusión. De hecho, la investigación con el aparato de corte giratorio fue llevada a cabo, por Casagrande y Rendón, para demostrar que las pruebas cíclicas inducen efectos en las muestras de arena que no están presentes *in situ*, y que el comportamiento observado en el laboratorio no tiene nada que ver con lo que sucede en el campo. Este es el punto crítico de la discusión sobre el tema entre Seed y Casagrande.

Para Seed y sus colaboradores las arenas en cualquier estado de compacidad se licuan y su comportamiento, con limitaciones, es representado por las pruebas de laboratorio ya descritas, y algunas que lo serán más adelante. Por otra parte, Casagrande considera que sólo las arenas sueltas son licuables, y que en la prueba triaxial cuasiestática se obtiene el comportamiento

real de ellas; no así en las muestras medias y compactas, en las cuales no se produce licuación en el campo y su comportamiento en las pruebas de laboratorio conduce a conclusiones erróneas.

### 3.4 Torsión Cíclica

Con el objeto de lograr en la muestra de suelo la condición de corte simple, sin las limitaciones inherentes a las pruebas, triaxial cíclica (inciso 3.2.1, párrafo 1) y de corte simple (último párrafo inciso 3.3.1) se han desarrollado diversos aparatos que inducen torsión cíclica a especímenes de suelo (refs 28, 29, 30, 31).

Esta prueba no se ha estandarizado como las descritas anteriormente; cada autor ha propuesto, tanto el aparato como la geometría del espécimen de suelo, fundamentalmente cilindros llenos o huecos (refs 29, 30), y en forma de "dona" de sección trapezoidal o rectangular (refs 28, 31).

Describir detalladamente las características del espécimen y el procedimiento de prueba de cada autor ocuparía mucho espacio, por lo que se discutirán de una manera general.

Yoshimi y Oh-oka llegaron a la conclusión que se requiere un esfuerzo cortante mayor, a un cierto número de ciclos, para alcanzar la condición 10% de deformación angular en doble amplitud, que en el caso de la prueba triaxial cíclica, fig 26. Tu vieron que adoptar la condición  $\gamma=10\%$  porque la presión de

poro máxima alcanzada era el 82% del esfuerzo vertical efectivo. La arena muestra un comportamiento similar (evolución de deformaciones y presión de poro) al de las pruebas ya descritas.

Drnevich ensayó especímenes de arena cilíndricos huecos (0.5 cm de pared), en los que se logra mayor uniformidad en la aplicación de los esfuerzos cortantes, que en el caso de cilindros llenos. El intervalo de deformación angular que empleó fue de 0.001% a 0.1%; durante el ensaye la presión de poro alcanzaba valores relativamente pequeños y en algunos casos despreciables.

El propósito de Drnevich era estudiar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de arenas saturadas en condiciones no-drenadas; sin embargo, se menciona aquí porque el resultado que obtuvo indica que se requieren deformaciones angulares mayores del 0.15% para que el espécimen de suelo desarrolle presión de poro significativa.

Los resultados de las pruebas de Ishibashi y Sherif confirman que debe tomarse la relación esfuerzo cortante a esfuerzo normal octaédrico, no a esfuerzo vertical; en cuyo caso, el coeficiente de reacción de la arena,  $K_0$ , no tiene influencia en la gráfica  $\tau/\sigma_{oc}$  vs  $N_{dc}$ .

En términos generales esta prueba tiene limitaciones tales como: distribución desuniforme de esfuerzos cortantes y deformaciones angulares, el esfuerzo es función de las propiedades esfuerzo deformación del suelo y por ende del nivel de deformaciones.

En el caso de deformación angular muy pequeña (0.1%) el comportamiento de la arena puede suponerse como elástico con buena aproximación. En los casos de deformaciones angulares mayores deben emplearse otras hipótesis.

### 3.5 Mesa Vibradora

En este subcapítulo se describirán los resultados de los experimentos que se llevan a cabo con especímenes de suelo en recipientes de distintas geometrías y características de deformación, los cuales se colocan en bases o plataformas (mesa vibradora) que son capaces de excitar, con una forma de onda conocida, con movimiento vertical u horizontal, o ambos, a la muestra de suelo. Como en el caso de torsión cíclica, no existe un procedimiento estandarizado. La diferencia entre estas pruebas y las descritas anteriormente radica en que el tamaño de la muestra es considerablemente mayor, con un peso que oscila entre una centena de kg y 25 ton.

Maslov, en 1958 (ref 32), informa de una serie de pruebas con mesas vibratoras, estas pruebas las realizó para comprobar su teoría de filtración (subcapítulo 3.1). Unas pruebas las hizo con un molde cilíndrico de 2.5 m de altura por 1.4 m de diámetro (dimensiones estimadas a partir de la fig 5.18 pag 109, ref 32); otros ensayos los hizo con muestras de 25 ton de peso. Las probetas las formaba llenando el molde de agua y posteriormente agregando arena mezclada con agua; mantenía constante el nivel del agua en el molde durante la formación. El ensaye lo

realizaba sin aplicar sobrecarga. La presión de poro era medida en cinco puntos del interior de la muestra, por medio de tu  
bos piezométricos. Las muestras del primer tipo eran sometidas a vibración vertical y en las segundas la vibración era horizon  
tal. Sus experimentos comprobaron que hay una cierta acelera  
ción (aceleración crítica), a partir de la cual se produce au  
mento en la presión de poro y posteriormente consolidación del espécimen.

Los ensayos realizados por Florin e Ivanov en 1961, ref 33, con especímenes de arena, revelan la diferencia de la respuesta del suelo ante impacto y vibración. En el caso de impactos el estra  
to de arena se licúa simultáneamente en su totalidad. En cam  
bio, sometido a vibraciones se licúa de la parte superficial ha  
cia el interior de la masa; tan pronto como se licúa todo el es  
trato, principia el proceso de asentamiento de los granos que se  
inicia en la zona más profunda y se propaga hacia la superfi  
cie. Estos autores definen como licuación al estado de transi  
ción de la arena en el cual los granos quedan suspendidos en el agua, debido al colapso de la estructura y al desplazamiento de los  
granos, con la formación posterior de un nuevo sedimento más  
denso. Por otra parte, observaron que la sobrecarga dismi  
nuye la posibilidad que la arena se licúe; recomiendan sobrecar  
gas permeables para disminuir el riesgo de ocurrencia del fenó  
meno. Cabe hacer notar que no describen como llevaron a cabo los  
ensayos.



Yoshimi en 1967 (ref 35) hizo experimentos con arenas sueltas; la muestra es formada en un molde rígido, fig 27, y cubierta por una membrana; a través de la cual se aplica sobrecarga. Una vez formado el espécimen se somete a vibración horizontal. La presión de poro se mide a varias profundidades durante la excitación. Los resultados muestran que la presión en el agua intersticial se incrementa uniforme y simultáneamente hasta un punto, en el cual, un incremento rápido (mayor que los anteriores), eleva la presión de poro a un valor semejante al esfuerzo total. Después que la estructura de la arena colapsa, se forma una capa de agua entre la arena y la membrana. A través de la mirilla del molde observó que durante la licuación se tienen grandes deformaciones.

En la Universidad de British Columbia (Canadá), Finn, Emery y Gupta en 1970 (ref 36) hicieron pruebas en mesa vibradora, con excitación horizontal, con el objeto de definir si el comportamiento de pequeños especímenes de arena en prueba triaxial y de corte simple son representativos de muestras de arena más grandes y en última instancia de depósitos de arena en el campo. En la fig 28 se muestran las dimensiones del recipiente rígido y de la muestra de arena; los lados del molde son transparentes para observar las deformaciones que se inducen.

Los resultados de los ensayos de Finn et al, coinciden con los de Yoshimi; es decir, hay un incremento gradual de la presión de poro hasta que alcanza el 60% del esfuerzo vertical (sobrecarga y peso propio), y en unos cuantos ciclos más llegan a igualarse.

El espécimen se sometió a amplitudes de aceleración de 0.25 g con una frecuencia de 2 cps. Después de alcanzar la condición  $u=\bar{\sigma}_v$  los granos de arena se asientan y forman una estructura más densa, la presión de poro disminuye a la presión de sobrecarga, y una capa de agua de 7 mm de espesor se forma entre la membrana de hule y la arena. Los granos de arena al alcanzar la condición  $u=\bar{\sigma}_v$ , se movían horizontalmente 2 cm hacia adelante y hacia atrás en la superficie de la muestra, y a una profundidad de 13 cm ya no se apreciaba ningún movimiento. También hicieron pruebas de relicuación con muestras ya ensayadas y reconsolidadas y obtuvieron que a veces se reduce la resistencia y otras no, fig 29. Concluyeron que la resistencia a licuación depende mucho de la sobrecarga en la capa de arena; a mayor sobrecarga, mayor resistencia a la licuación; en coincidencia con los resultados de Florin e Ivanov y Yoshimi.

Pyke et al, Ortigosa y Whitman (refs 37 y 38) han realizado ensayos con especímenes de arena seca, en mesa vibradora; aunque el propósito de sus estudios ha sido el análisis de asentamientos, y el estudio de los factores que influyen en la compactación de arenas, se mencionan aquí dos conclusiones obtenidas de los resultados de las pruebas:

- 1) Se requieren aceleraciones verticales superiores a una g para que la compactación de la muestra sea efectiva
- 2) Sometido el espécimen a aceleraciones horizontales en dos direcciones ortogonales, su asentamiento es mayor que en el caso de excitación en una dirección; al vibrarlo en las tres

componentes (2 horizontales y la vertical), la compactación es ligeramente mayor.

Hasta aquí las pruebas descritas (excepto las de la ref 37) han sido realizadas en recipientes rígidos, lo cual impide conocer el esfuerzo cortante actuante en la masa que en gran parte es tomado por el recipiente; además, impone condiciones de frontera que no están presentes en el campo. Por otra parte, los especímenes de arena ensayados se encontraban en estado suelto y el esfuerzo vertical aplicado (excluido el peso propio) nulo o muy bajo.

Para superar las limitaciones descritas en el párrafo anterior, Díaz, Weckmann e Iturbe (1973) diseñaron en el Instituto de Ingeniería, UNAM, ref 39, el recipiente D-W-72 que permite: simular el efecto de la sobrecarga, imponer condiciones de deformación controlable (corte simple en una dirección), ensayar muestras grandes (30 x 60 x 90 cm), y la colocación de instrumentación en el interior de la muestra. Desafortunadamente aún no se han hecho pruebas, se espera realizar la primera serie en los próximos meses.

Por su parte De Alba, Seed y Chan han estudiado el comportamiento de muestras de arena de 230 x 110 x 10 cm de espesor, ref 40, sometidas a esfuerzo cortante simple cíclico en una dirección. Las dimensiones fueron seleccionadas de tal manera que se reproduzcan las condiciones de corte simple, en una buena parte de la sección central de la muestra; esta zona fue instrumentada

con transductores de presión (para medir la presión de poro), así como con modelos de zapatas (embebidas en la muestra) para observar las deformaciones de la arena durante la excitación. Las pruebas fueron realizadas con especímenes saturados en condiciones no drenadas.

Los resultados de los ensayos mostraron que la presión de poro se desarrolla en todas las secciones del espécimen, y llega a igualar al esfuerzo normal efectivo de manera simultánea en todos los puntos de medición, tanto en la base como en el interior del espécimen, fig 30. Después de alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ , las deformaciones de cortante se desarrollan rápidamente y las zapatas cargadas sufren asentamientos; para compacidades relativas mayores del 45%, dichas deformaciones son limitadas.

Los resultados obtenidos en prueba de corte simple cíclico y aquellos en muestras grandes en mesa vibradora son comparables en términos de la relación entre  $\tau/\bar{\sigma}_v$  y el número de ciclos para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ .

### 3.5.1 Comentarios

Las pruebas realizadas con grandes especímenes de arena en mesas vibratoras han mostrado, en términos generales, las mismas características de comportamiento que en las pruebas a pequeña escala (triaxial y de corte simple).

Puesto que el desarrollo de presión de poro es un reflejo de la tendencia al cambio volumétrico de la muestra, de la primera

conclusión obtenida de los ensayos con especímenes de arena se  
ca, se deduce que la componente vertical de un sismo tiene poca  
influencia en el fenómeno de licuación. La segunda conclusión  
implica que el efecto de un esfuerzo variable en magnitud y di  
rección es mayor en el desarrollo del fenómeno; este resultado  
coincide con los publicados en la ref 27 (inciso 3.3.3).

#### 4. EQUIPO EMPLEADO Y DESCRIPCION DEL MATERIAL ENSAYADO

En este capítulo se detalla el equipo utilizado en este trabajo y se describen: la arena utilizada, los procedimientos que se emplearon para formar las muestras y los métodos para alcanzar en ellas un grado de saturación muy cercano al 100%.

##### 4.1 Descripción del Equipo Utilizado

Se llevaron a cabo ensayos triaxiales estáticos y cíclicos, utilizando la cámara triaxial cíclica. Se efectuaron ensayos de corte simple cíclico en una y en dos direcciones, utilizando el aparato de corte simple cíclico bidireccional (Jaime, 1975).

##### 4.1.1 Cámara Triaxial Cíclica

La cámara triaxial cíclica, desarrollada en el Instituto de Ingeniería, UNAM, fig 31, consiste en una cámara confinante, un cilindro neumático y la instrumentación.

La cámara de confinamiento es una cámara triaxial que permite ensayar especímenes de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. La base del espécimen está soportada por un transductor de fuerza, con una capacidad de 80 kg en compresión y 60 kg en tensión. Se cuenta con otro transductor que actúa sólo en compresión de 0 hasta 150 kg. El esfuerzo desviador se aplica a la muestra mediante una barra, guiada por dos rodamientos (*ball-bushings*), que se atornilla a la tapa de la muestra y en el extremo opuesto se sujeta, con un conector, al vástago del cilindro neumático. Se tienen dos tapas para el espécimen, una ciega y otra con dren.

El sistema de medición de los cambios volumétricos (buretas) está sujeto directamente en la base de la cámara triaxial y a través de ella, se conecta al dren de la base del espécimen, y en su caso también al de la tapa. En este sistema se encuentra el transductor de presión que permite medir la variación en la presión del agua intersticial de la muestra. Las deformaciones axiales del espécimen se miden con un LVDT (Linear variable differential transformer), mostrado en la fig 31, o bien, con un micrómetro mecánico de carátula.

El cilindro neumático se construyó con un tubo de acero templado y rectificado, dos tapas y un émbolo, al cual se conecta el vástago. Este último se guía mediante dos *ball-bushings* colocados, uno en cada tapa. Este arreglo permite al cilindro neumático soportar pequeñas fuerzas normales a su eje. El cilindro se controla mediante una válvula de cuatro vías, un motor

eléctrico, una leva y un reductor de velocidades. Este sistema es capaz de operar desde 0 hasta 5 cps. La presión de aire se inyecta a través de la entrada de la válvula de cuatro vías a cualquiera de las cámaras (formadas por el émbolo, el tubo y la tapa correspondiente), en función de la posición de la válvula, mientras que la otra se comunica a la atmósfera. La posición de la válvula se cambia cíclicamente por medio de la leva, controlada por el reductor de velocidad; el cual se conecta directamente al motor eléctrico, fig 32. La fuerza máxima que puede aplicarse con el cilindro es de 90 kg, con una presión de aire de  $10 \text{ kg/cm}^2$ . Se sujeta a la tapa de la cámara por medio de dos pedestales.

Para hacer pruebas estáticas se coloca la válvula en la posición que comunica con la cámara superior del cilindro neumático, y se dan incrementos de presión con el regulador de presión de aire del cilindro.

El esfuerzo confinante se proporciona con aire a presión a través de la tapa de la cámara y se controla por medio de un regulador de gran precisión ( $\pm 2 \text{ mm}$  de columna de mercurio).

Mediante el transductor de fuerza de la base del espécimen, se conoce la carga soportada por el espécimen en cualquier momento de la prueba. Es decir, la reacción de la muestra. Esto permite conocer las fuerzas durante la falla y la residual; el esfuerzo puede estimarse siempre y cuando la deformación diametral de la muestra sea uniforme. Con este arreglo también se evitan



las calibraciones por fricción, en el vástago de carga o en el cilindro neumático.

Las señales de los transductores de presión y de fuerza tuvieron que amplificarse 100 veces por medio de amplificadores. Todas las señales de salida se registran de manera continua en un graficador de 6 canales de plumas calientes.

#### 4.1.2 Aparato de Corte Simple Cíclico Bidireccional

En las referencias 27 y 41 se describe el aparato de corte simple cíclico bidireccional; en lo que sigue se presenta en forma breve.

El aparato está constituido por un elemento cilíndrico metálico, al cual se acoplan, ortogonalmente, dos cilindros neumáticos de doble efecto que inducen fuerzas cortantes cíclicas en una muestra cilíndrica de arena de 6.6 cm de diámetro y 3 cm de altura, fig 33.

La muestra de arena se confina con una membrana, que a su vez lo es por un resorte plano (*slinky toy*). La fuerza cortante se aplica a la muestra, a través de la tapa, por medio de una placa que se apoya en tres carros, los cuales permiten que se deslice la placa horizontalmente, y de manera vertical todo el sistema de comunicación del esfuerzo cortante, como se ve en la fig 34.

El esfuerzo vertical se proporciona a la muestra a través de los carros, la placa y la tapa, por medio de pesas colocadas en

un portapesas, el cual cuelga de tres alambres sujetos al anillo inferior de los carros, fig 34.

Los cilindros neumáticos y su control son del mismo tipo descrito en el inciso anterior. En el vástago de cada cilindro se conecta un transductor de fuerza para medir el cortante proporcional al espécimen.

Las deformaciones horizontales de la muestra se miden con dos transductores de desplazamiento (LVDT's) colocados paralelamente a la dirección de cada cilindro.

Para medir la presión de poro se tiene un transductor de presión conectado a la base del espécimen.

Las señales de los cinco dispositivos electrónicos (2 transductores de fuerza y uno de presión y 2 LVDT's) se registran en un graficador de plumas calientes de seis canales.

#### *4.2 Descripción del Material y Formación de Especímenes*

El material utilizado es una arena fina de cuarzo, su nombre comercial es "arena sílica de Jáltipan". Para ser breves la llamaremos "arena sílica".

La granulometría elegida es uniforme: todo el material pasa la malla No. 60 (0.25 mm) y se retiene en la malla No. 100 (0.149 mm). En la tabla 3 se muestran las principales características del material.

Para determinar la relación de vacíos mínima se utilizó un molde de 3.3 cm de diámetro interior y 7.2 cm de altura; al cual se acopla en su parte superior una extensión removible de 3.5 cm de altura. La arena previamente secada al horno, fue vertida libremente en el molde. Con un vibrador manual (*vibro-tool*) se vibró enérgicamente alrededor del molde hasta que la arena se compactó completamente. Se quitó el collarín (evitando aflojar la muestra), se enrasó con una barra de acero cuadrada de 1 cm de lado y se obtuvo el peso de la arena. Conocida la densidad de sólidos y el peso de la arena y el volumen del molde, se calculó la relación de vacíos.

La relación de vacíos máxima se determinó empleando un molde, de 3.6 cm de diámetro y 10 cm de altura, lleno de agua desaireada. El procedimiento detallado es el seguido para la formación de muestras en estado saturado, el cual se explica en el inciso 4.2.1.

#### 4.2.1 Formación y Saturación de Especímenes para Prueba Triaxial Estática y Cíclica

Para formar los especímenes de arena se siguieron tres procedimientos: formación en estado saturado, en estado húmedo y en seco.

##### a) Formación en estado saturado

En la fig 35 se muestra esquemáticamente la formación en estado saturado. En un matraz de fondo plano de 500 cc de capacidad

se vierten 300 gr de arena, se agrega agua destilada hasta un cm arriba de la superficie de la arena, se coloca en la boca del matraz un tapón de hule que tiene una perforación al centro, a través de la cual pasa un tubo de vidrio de 4.76 mm de diámetro exterior y 3.18 mm interior y 10 cm de longitud. Se aplica va  
cío a través del tubo de vidrio (como si fuera a realizarse una densidad de sólidos) hasta extraer el aire de la mezcla agua-are  
na; se suspende la aplicación y se retira el tapón. Se agrega agua destilada y previamente desaireada hasta derramar por la bo  
ca del matraz, se introduce nuevamente el tapón con el tubo de vidrio, sin que se atrapen burbujas de aire y de tal manera que el nivel del agua quede al ras del extremo del tubo; en caso ne  
cesario se agrega al tubo agua desaireada con una aguja hipo  
dérmica y se pesa el matraz.

En forma paralela a la operación anterior, se coloca una membra  
na de látex en la base del espécimen y se confina por medio de un molde partido de 3.6 cm de diámetro interior, fig 36. La membrana se mantiene adherida al molde aplicando vacío por el tubo dispuesto al efecto. El recipiente cilíndrico así formado se llena de agua desaireada. El matraz preparado como se indicó antes, se invierte de tal manera que la boca del tubo de vidrio haga contacto con la superficie del agua del molde (el matraz se apoya en un trípode). De esta manera se establece un inter  
cambio *en volumen* de arena del matraz por agua del molde.

Una vez formado el espécimen se coloca una tapa ciega en su su  
perficie y se desdobra la membrana, la cual se sella contra la

tapa por medio de un o-ring. A través del dren de la base del espécimen y estando el sistema de dren, buretas y medición de presión de poro totalmente saturado se aplica vacío de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , por medio de una bomba de vacío, o bien, conectando al dren un vaso con agua desaireada y bajándolo un metro con respecto al nivel medio del espécimen.

Realizada la operación descrita en el párrafo anterior, se retira el molde y se arma el aparato triaxial. Se llena la cámara confinante con agua, dejando un "colchón" de aire de uno o dos cm en la parte superior, por la cual se proporciona el esfuerzo confinante por medio de aire a presión. Para suspender la aplicación de vacío al espécimen se da un incremento de presión confinante de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , y se deja comunicado a la bureta (dren abierto).

Con este procedimiento se forman especímenes en estado muy suelto, lo cual es función del diámetro interior del tubo de vidrio colocado en el tapón de hule; a menor diámetro mayor relación de vacíos y mayor tiempo para la deposición del material. Para obtener muestras medias o compactas se dan golpes alrededor del molde, durante la formación, con un peso conocido y en un tiempo determinado; por ejemplo, 160 gr y 3, 5, 7, 9, 11, 13 golpes cada 5 minutos para relaciones de vacíos de 0.85.

A pesar de que la formación de la muestra se hace en estado saturado se aplica contrapresión de  $1 \text{ kg/cm}^2$  a través de la bureta ( $2 \text{ kg/cm}^2$  como máximo) para asegurar la saturación total del

espécimen. La contrapresión se proporciona a la muestra en incrementos de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  al mismo tiempo que el confinamiento se incrementa en el mismo valor, partiendo de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  inicial.

De esta manera se mantiene un esfuerzo confinante efectivo de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ . Los cambios de volumen medidos en la bureta en esta etapa, indican la cantidad de aire atrapado en el sistema bureta-conexiones-válvulas-espécimen por una parte y por la otra la compresibilidad del sistema; la cual en el caso presente es muy pequeña ( $2.04 \times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{kg/cm}^2$ ). Una vez que se tiene la contrapresión de  $1 \text{ kg/cm}^2$  y el esfuerzo confinante de  $1.1 \text{ kg/cm}^2$  se impide el drenaje de la muestra, la cual se comunica con el transductor de presión. Se incrementa la presión confinante<sup>1</sup> a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  y se observa el valor de la presión de poro alcanzado (en el registro del transductor). La relación entre la presión de poro y el incremento de esfuerzo confinante es el coeficiente B de Skempton, el cual debe ser mayor de 0.96, si no es así, se aumenta la contrapresión a  $2 \text{ kg/cm}^2$  y se vuelve a medir el coeficiente B, si persiste con un valor menor de 0.96, se rechaza la muestra y se forma otra.

Para evitar confusiones en lo que sigue al decir presión de poro se entiende, la presión total en el agua intersticial menos la contrapresión. En todos los casos inclusive en pruebas consolidadas drenadas se aplica contrapresión.

---

1 Se utiliza aquí y en las descripciones siguientes un valor de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  con fines explicativos; puede ser distinta, depende de la presión confinante efectiva que se desee y los incrementos que se apliquen para alcanzarla.

Verificada la saturación del espécimen, se inicia la consolidación, si se desea una presión confinante efectiva de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , simplemente se abre la válvula de comunicación con la bureta; para consolidar a presiones más elevadas se procede por incrementos, partiendo del primer incremento de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ . En caso de requerir presiones confinantes menores, la medición del coeficiente  $B$  debe hacerse aumentando el confinamiento a un valor igual a la contrapresión más el esfuerzo confinante efectivo deseado, evitando someter a la muestra a esfuerzos superiores durante la verificación de la saturación y después disminuirlos para consolidar; se tienen diferentes valores del coeficiente  $B$ , en el primer caso menores que en el segundo. Tampoco se recomienda consolidar primero y después medir el coeficiente  $B$ , incrementando la presión más allá de la de consolidación, en este caso resulta siempre un coeficiente menor (las variaciones son menores del 3%).

El hecho de evitar el empleo de valores altos de contrapresión (algunos autores informan que han utilizado valores de 4 y hasta  $12 \text{ kg/cm}^2$ ), es para someter el agua a una presión, que en promedio, corresponda a una profundidad (en función del nivel freático) de 10 ó 15 m (ver último párrafo del inciso 2.2), que es la profundidad media de interés en el fenómeno, o su equivalente en presión confinante, según se desprende de las descripciones de las fallas atribuibles a licuación (capítulo 2).

Una vez consolidado el espécimen se aplica el esfuerzo desviador. En el caso de pruebas triaxiales cíclicas, en condiciones

no drenadas y midiendo la presión de poro. El ensaye estático puede ser en condiciones drenadas o *no*; en ambos casos se midió la presión de poro. Nunca se registró un incremento apreciable en condiciones drenadas.

b) Formación en estado húmedo

Para formar especímenes en estado húmedo, se agrega un 5% de agua en peso a la arena previamente secada al horno (fría). Con esta mezcla se forma el espécimen en 10 capas. La membrana y el molde se colocan en posición y el material correspondiente a una capa se derrama libremente en su interior. Se dan 9 cubrimientos por capa con una barra de acrílico de 9.53 mm de diámetro, en cuyo extremo superior se coloca un peso de magnitud variable (que es función de la relación de vacíos deseada). Durante la formación del espécimen se evapora menos del 1% de agua.

El procedimiento en estado húmedo permite la formación de especímenes desde muy sueltos (con compacidades relativas, incluso negativas) hasta compactos.

La saturación de los especímenes formados en estado húmedo se realiza aplicando vacío a través de un vaso con tapa conectado exteriormente (fig 32) al dren superior de la muestra (se utiliza la tapa drenada) y manteniendo cerrado el dren inferior. La bureta se satura comunicándola con un recipiente lleno de agua desaireada. Armada la cámara de confinamiento y con presión de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , se permite la entrada, lenta, del agua de la bureta,



de la base del espécimen hacia la tapa. Se hace fluir un volumen aproximado de 1.5 veces el de la muestra, el cual se almacena en el vaso comunicado en el exterior al dren superior. Se suspende el vacío aplicado por la tapa, y se desconecta el recipiente de agua de la bureta. Entonces, se comunica al vacío el dren inferior de la muestra (a través de la bureta), invirtiendo el flujo de agua en ella. La inversión del flujo se hace dos o tres veces desplazando un volumen de agua equivalente a un décimo del volumen de la muestra. Finalmente, se suspende el vacío y ambos drenes se comunican a la bureta; se aplica una contrapresión hasta de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , tal como se explicó en párrafos anteriores. Se deja el espécimen en estas condiciones unas horas, para permitir la solución de una parte del poco aire (menos de  $1 \text{ cm}^3$ ) que queda atrapado en forma de pequeñas burbujas adheridas en los granos de arena, las conexiones y las piedras porosas.

Después de las operaciones descritas en el párrafo anterior, se cierra la comunicación de los drenes de la muestra con la bureta y se conectan al transductor de presión. Se incrementa la presión confinante a  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  y se mide el coeficiente B de Skempton, el cual debe ser mayor de 0.96; en caso contrario se aumenta la contrapresión a  $2 \text{ kg/cm}^2$  y se vuelve a dejar la muestra en estas condiciones unas horas. Se vuelve a medir el coeficiente B; si persiste menor que 0.96 se rechaza el espécimen.

### c) Formación en seco

En el recipiente formado por la membrana y el molde se vierte arena seca, en tres capas; sobre cada una de las capas se descansa un cilindro de 3.5 cm de diámetro y de 15 cm de longitud, con un peso de 500 gr; se vibra cada capa a través del molde durante dos minutos con un vibrador manual. Este procedimiento se empleó para formar especímenes compactos.

La saturación de las muestras se llevó a cabo de la misma manera que para el caso de formación en estado húmedo.

### 4.2.2 Formación y Saturación de Especímenes para Ensaye de Corte Simple Cíclico

Los procedimientos de formación y saturación de especímenes para ensaye de corte simple cíclico son similares a los descritos en el inciso 4.2.1; sólo difieren en detalles mínimos debido a las peculiaridades de cada equipo. La formación en estado saturado fue la más empleada por lo que se detalla a continuación.

#### a) Formación en estado saturado

En el segundo párrafo del inciso 4.2.1 se explica como preparar el matraz con arena y agua desaireada. Paralelamente a esta operación, se coloca una membrana de hule de 7 cm de longitud, 6.6 cm de diámetro interior y 0.15 mm de espesor, alrededor de los 2 cm superiores de la base de la muestra y se sujeta con

dos aro-sellos (o-rings). Se coloca el resorte plano envolviendo la membrana y apoyándose en los o-rings, de tal manera que las paredes del recipiente así formado sean verticales. Con una abrazadera se rodean los o-rings y unas cuantas espiras del resorte, con el objeto de aplicar presión adicional que impida, posteriormente, la fuga del agua entre la membrana y la base.

En seguida, la parte superior de la membrana se dobla hacia el exterior del resorte para que permanezca unida a la pared interior del mismo; se rigidiza el resorte colocando exteriormente tres barras verticales a  $120^\circ$ . Las espiras del resorte se mantienen holgadas con unos separadores de 0.125 mm de espesor insertados entre ellas y alrededor del resorte. El alojamiento de la muestra se llena con agua desaireada, utilizando las buretas y un recipiente adicional conectado a ellas. Se coloca el matraz, apoyado en un trípode, y se invierte para iniciar la deposición del material al entrar en contacto el menisco del tubo de vidrio, del tapón del matraz, con la superficie del agua. Se mueve lentamente el tubo de vidrio, manteniendo siempre el contacto con el agua, en movimiento espiral del centro del alojamiento de la muestra hacia afuera y de manera inversa, hasta que el espécimen quede terminado y sensiblemente horizontal en su parte superior.

Retirados el matraz y el trípode, se coloca la tapa de la muestra con la válvula abierta (la tapa tiene una válvula construida en su interior). Se desdobla la membrana y se coloca un

o-ring a su alrededor para sujetarla contra la tapa y aislar la muestra del exterior. Cerrada la válvula de la tapa, se comunica el dren inferior del espécimen con el recipiente adicional, a través de las buretas, el cual anteriormente se ha colocado 50 cm por debajo del nivel medio de la muestra. De esta manera se produce tensión en el agua rigidizando moderadamente a la muestra. Se colocan otros dos o-rings rodeando la membrana de tal manera que estén juntos los tres entre sí y con el resorte plano. Finalmente, con una abrazadera se rodean los o-rings y unas cuantas espiras del resorte, la abrazadera se deja floja.

Formado el espécimen se retiran las tres barras verticales y en su lugar se fijan tres barras con dos articulaciones cada una y extensibles. El arreglo de la muestra se ve en la fig 34. Se arma el aparato y se satura la muestra.

La saturación se inicia aislando el espécimen del recipiente, y permitiendo el drenaje por su base hacia una bureta, con un esfuerzo vertical de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ . Se conecta el dren superior con la otra bureta (el sistema de medición de cambios volumétricos cuenta con dos), se eleva el recipiente 50 cm arriba del nivel medio de la muestra y se comunica con la base del espécimen, permitiendo un flujo de agua lento y ascendente, recolectando el volumen desplazado en la bureta conectada al dren superior. Cuando se satura la línea de este último se suspende la operación, aislando el recipiente y conectando ambos drenes a una sola bureta por la cual se aplicará contrapresión.

El espécimen se consolida con un esfuerzo vertical de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  aplicado en siete incrementos; se descarga y vuelve a cargar. Hasta entonces se aprieta la abrazadera de la tapa. Se eleva la contrapresión, en incrementos de  $0.1 \text{ kg/cm}^2$ , hasta  $0.95 \text{ kg/cm}^2$  y se disminuye a cero de igual forma; vuelve a incrementarse hasta  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ . La primera parte de la operación es para ve rificar que no hay fugas de presión en la base o tapa del espé cimen; la segunda es para proporcionar la contrapresión con la que se operó en estos especímenes. Finalmente, se aumenta la carga vertical hasta alcanzar un esfuerzo vertical *efectivo* de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ . Durante esta fase se impide al espécimen que drene y se conecta con el transductor de presión para medir el coefi ciente B de Skempton; antes de la medición se retiran los se paradores de las espiras del resorte plano. Si el coeficiente B es superior a 0.96 se acepta la muestra y se disminuye la presión de poro comunicándola con la bureta. Se aísla el espé cimen y se verifica que continúe comunicado con el transductor de presión.

La fuerza cortante se proporciona como ya se explicó en el inciso 4.1.2 y ampliamente en la ref 41.

Para formar especímenes en estados, húmedo y seco se procede de la manera descrita en el inciso anterior. En estos casos al finalizar la formación de la muestra se rigidiza aplicando vacío por la base y posteriormente por la tapa (después de armado el aparato). Se hace fluir agua desaireada en sen-

tido ascendente y descendente hasta lograr eliminar la mayor cantidad posible de burbujas de aire y dejando al espécimen con contrapresión de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  durante un día.

## 5. PRUEBAS REALIZADAS CON ARENA SILICA

### 5.1 Pruebas Triaxiales

Se llevaron a cabo una serie de pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) y no-drenadas (CU) para conocer los parámetros de resistencia y las características esfuerzo-deformación de la arena sílica; además, se obtuvo la línea de relación de vacíos crítica  $e_s$ . Se muestran pruebas con ciclos de carga y descarga, en las que se observa el comportamiento histerético del material, y las peculiaridades de la respuesta de deformación volumétrica y de la presión de poro de la muestra de suelo. Las pruebas realizadas son de *esfuerzo controlado* con medición de la fuerza axial en la base del espécimen.

#### 5.1.1 Consolidada-Drenada CD

Para llevar a cabo las pruebas consolidadas-drenadas los especímenes de arena suelta y media se formaron en estado saturado

y los compactos en seco (cap 4).

En la fig 37 se muestran dos curvas típicas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica vs deformación axial de dos muestras en estado medio y compacto con una presión confinante efectiva de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ . En el primer caso, compacidad media, la muestra alcanza un esfuerzo desviador máximo a una deformación axial de 6% y continúa deformándose paulatinamente bajo este esfuerzo; la muestra al principio se contrae hasta un punto que coincide con el inicio de una disminución importante de su rigidez, posteriormente se expande lentamente hasta que se alcanza el esfuerzo desviador máximo, a partir del cual la expansión es muy notable y la forma cilíndrica regular de la muestra se pierde, abultándose en el centro. Por esta razón, a pesar de conocer la fuerza que soporta el espécimen, se pierde precisión en el cálculo del esfuerzo desviador, y el cambio de volumen referido al volumen total del espécimen empieza a perder significado, pues la variación volumétrica al centro es mayor que en los extremos.

La muestra de arena compacta (fig 37) alcanza un esfuerzo desviador máximo a una deformación axial de 4%; después se deforma súbitamente (en menos de 1 seg) hasta el límite del aparato, y pierde parte de su resistencia. La muestra al principio se contrae, como en el caso anterior aunque bastante menos, hasta el punto en el cual empieza a perder rigidez; después se expande de manera más notable que la muestra de compacidad media. En el momento de alcanzar el esfuerzo desviador máximo la geome-



tría de la muestra es regular; durante la deformación súbita aparecen planos de falla, en el caso de la figura apareció una cuña en el extremo superior clavándose en la zona central. Como antes, también se tiene imprecisión en el cálculo del esfuerzo vertical y de la deformación volumétrica que se concentra en la zona de falla.

La muestra compacta alcanza el máximo esfuerzo desviador a una deformación menor que la muestra más suelta; además, pierde parte de su resistencia deformándose súbitamente mientras que la arena suelta se deforma paulatinamente, es decir, si se incrementa la carga axial el espécimen se deforma hasta alcanzar la condición de equilibrio (por ampliación del área transversal) y cesa la deformación manteniendo, presumiblemente, constante el esfuerzo desviador máximo. La resistencia residual de la muestra compacta es similar a la resistencia máxima de la suelta.

El comportamiento mecánica de una arena es friccionante, o sea a mayor esfuerzo normal, mayor resistencia al corte. Sin embargo, la fricción entre los granos de arena no es, como en el caso de dos superficies en contacto exclusivamente función de la normal; sino que influye el acomodo relativo entre granos. Los granos no solamente deslizan entre sí, también se distorsionan por efecto de las fuerzas normales y tangenciales que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; además, puede haber rotura de granos. Lo anterior implica que en el caso de una arena con estructura suelta sometida a esfuerzos cortantes, los granos se distorsionan, giran y deslizan entre ellos produ-

ciendo el colapso de la estructura y, por tanto disminuyendo la relación de vacíos. En el caso de una estructura compacta la trabazón entre los granos es más compleja y al ser sometida la muestra a corte, para que las partículas puedan girar y deslizarse entre ellas requieren abrir la estructura de la arena y, por tanto aumentar la relación de vacíos.

Lo expuesto en el párrafo anterior indica que dos de los parámetros más importantes que influyen en el comportamiento mecánico de las arenas son la relación de vacíos y la presión confinante. En la fig 38 se observa la variación del ángulo de fricción interna vs relación de vacíos y presión confinante. A mayor relación de vacíos menor ángulo de fricción. La misma figura da idea de como varía la pendiente de la envolvente de Mohr con la presión confinante. Es decir, a una presión confinante baja el ángulo de fricción interna es mayor que a presiones altas. El ángulo de fricción interna de la arena es función de la relación de vacíos y de la presión confinante, aunque menos sensible a este último factor. Estos resultados coinciden con los publicados por Taylor (ref 17).

El coeficiente de fricción entre los granos de arena depende de la composición mineralógica de ellos. En función de este coeficiente, las partículas de arena pueden girar o deslizarse entre ellas con mayor o menor facilidad sometidas a un cierto estado de esfuerzos. La mineralogía también influye en la resistencia

de los granos. En efecto, las arenas calcáreas son más compresibles que las de cuarzo. Además, la forma de los granos tiene influencia; la arena con partículas en forma de placa (la forma de la partícula también es un reflejo de la mineralogía de la arena) es más compresible que aquella con granos equidimensionales (figs 91 y 92, 6 y 8 de la ref 15). Por otra parte, la angulosidad de los granos y la rugosidad de su superficie también influyen en la trabazón; mientras más redondeados y lisos los granos, giran y deslizan entre ellos más fácilmente.

En la fig 39 se muestra la variación volumétrica en el punto de máximo esfuerzo desviador vs relación de vacíos de consolidación de la arena sílica, para presiones confinantes de 1 y 4 kg/cm<sup>2</sup>, las relaciones son cualitativamente similares a las publicadas por Taylor (ref 17). De la figura se obtiene la relación de vacíos crítica para la presión confinante considerada y con estos datos se dibujó la línea de relación de vacíos crítica de la fig 40.

Se hicieron dos pruebas en muestras de arena suelta y densa, aplicando un ciclo de carga y descarga. En las figs 41 y 42 se muestran las curvas esfuerzo deformación y variación volumétrica vs deformación axial, la presión confinante efectiva fue de 4.0 kg/cm<sup>2</sup>.

El comportamiento de la muestra suelta en la descarga (fig 41), se caracteriza por tener una deformación recuperable muy pequeña, la mayor parte es recuperada en los últimos tres decrementos, cuando el esfuerzo desviador ha disminuido a una décima parte del máximo alcanzado. En la descarga el espécimen, que ya estaba dilatándose, se contrajo. Durante la recarga se presenta contracción adicional; la contracción en esta etapa supera a la máxima alcanzada en el primer ciclo de carga.

A la muestra compacta (fig 42) se le aplicó un esfuerzo desviador del 70% del máximo y se descargó; se volvió a cargar hasta llevarla a la falla. Como en el caso anterior, en la descarga tiene una deformación recuperable pequeña. Durante la descarga el espécimen, que estaba contrayéndose, se dilató. En la recarga volvió a contraerse, un poco más que en el primer ciclo, hasta llegar a un máximo y de ahí comenzó a dilatar. Al llegar al esfuerzo desviador máximo se deformó súbitamente, del 8% al 25% de deformación unitaria, en una décima de segundo, y perdió parte de su resistencia; disminuyó a un valor un poco menor que el máximo alcanzado por la muestra suelta.

La trayectoria de esfuerzos típica en prueba CD es la mostrada en la fig 43, en la cual el esfuerzo octaédrico va siempre en aumento. Al descargar, el espécimen sigue la misma trayectoria de esfuerzos, en sentido opuesto, que al ser cargado. Esta es una de las principales diferencias con respecto a las pruebas consolidadas-no drenadas.

### 5.1.2 Consolidada-no-Drenada con Medición de Presión de Poro $\bar{C}_U$

Con objeto de conocer el comportamiento de la arena sílica en estado suelto bajo condiciones de esfuerzos monotónicamente crecientes, se realizó una serie de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro.

Primero se llevaron a cabo dos pruebas con muestras formadas en estado saturado con relaciones de vacíos de 0.98 y 1.00, y presiones confinantes de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> y 3.0 kg/cm<sup>2</sup>. En la fig 44 se muestran las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de las muestras. Ambos especímenes exhibieron comportamiento dilatante; es decir, en la primera parte de la curva esfuerzo-deformación la muestra tiene una cierta rigidez hasta un punto en el que se presenta una disminución bien marcada (de su rigidez) y una deformación apreciable, al final de la cual se inicia el decremento en la presión de poro y la probeta recupera rigidez (menor que la inicial).

El comportamiento de la arena descrito en el párrafo anterior fue desconcertante, ya que debido a la relación de vacíos alta se esperaba que por los menos a una presión confinante de 3.0 kg/cm<sup>2</sup> exhibiera comportamiento contractivo (inciso 3.1). En efecto, los resultados publicados por Castro (1969) muestran que la arena con compacidad relativa menor que 20% exhibe comportamiento contractivo con presión confinante de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, más aún con 3.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Entre las pruebas que se llevaron a cabo y las de Castro hay (sin incluir la arena utilizada) dos diferencias fundamentales:

- 1) en la base y la tapa del espécimen y
- 2) en el método de formación del espécimen.

Castro empleó bases lubricadas (se utiliza el término bases para referirse a la base y tapa del espécimen) del tipo desarrollado por Rowe y Barden en 1964 (ref 42), las cuales se muestran en la fig 45a. Son de diámetro un poco mayor que el del espécimen previendo su cambio radial máximo, para evitar que la arena se desborde por los extremos. Tienen una capa de grasa de silicón cubierta por una membrana de hule látex, la cual forma la superficie de contacto con la arena. Las bases lubricadas permiten que los especímenes de arena se deformen lateralmente de manera uniforme en toda su longitud, evitando el abultamiento.

Las bases de la cámara triaxial cíclica son de acero inoxidable de 3.85 cm de diámetro con una piedra porosa al centro de 9 mm de diámetro y de 3 mm de espesor (el diámetro del espécimen es de 3.6 cm). La superficie de contacto con la arena está pulida (fig 45b).

Se hicieron tres pruebas con bases lubricadas para observar la influencia de este factor en el comportamiento de la arena. Las bases de la cámara triaxial cíclica fueron lubricadas aplicando en su superficie una capa de aceite de silicón de baja viscosidad, cubierta por una membrana de hule látex de 0.3 mm de espe-

sor, otra capa de aceite sobre ella y, finalmente, otra membrana del mismo espesor (fig 45c).

En la tabla 4 se presentan algunas características de la serie de pruebas llevadas a cabo, en la cual se describen las diferencias de comportamiento de las muestras.

A un esfuerzo confinante de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  el comportamiento de la arena fue similar utilizando tanto bases convencionales como lubricadas. Bajo esfuerzo confinante de  $3.0 \text{ kg/cm}^2$  la diferencia de comportamiento fue notable como se ve en la tabla 4 y en la fig 46; sin embargo, con  $1.0$ ,  $3.0$  y  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  de esfuerzo confinante y bases lubricadas persistió el comportamiento dilatante de la arena, aún cuando la deformación lateral de los especímenes fue más uniforme que en el caso de bases convencionales.

Se llevaron a cabo dos pruebas con muestras de arena formadas en estado húmedo, con el objeto de conocer la influencia del método de formación en la respuesta de la arena; se conservaron las bases lubricadas. La respuesta de la arena fue contractiva (fig 47). Lo anterior señala la importancia del método de formación de la muestra de arena en su comportamiento; es decir, no basta la relación de vacíos (o compacidad relativa) para distinguir la semejanza o diferencia entre dos muestras de arena. O sea, a los factores que influyen en el comportamiento de la arena (descritos en el inciso 5.1.1) hay que agregar el método de formación (la manera en la cual se formó el depósito en el

campo). Por tanto, la línea de relación de vacíos crítica  $e_F$  depende del método de formación del espécimen.

El resultado de esta serie de pruebas tiene implicaciones muy serias, ya que tendría que reproducirse el espécimen del mismo modo como se formó el depósito en la naturaleza. O bien, obtener muestras "inalteradas" de arenas finas para ensayar en el laboratorio. Ambos objetivos son difíciles de alcanzar con las técnicas de muestreo y de laboratorio hasta el presente desarrolladas.

En la tabla 4, también se presenta la variación de la relación de esfuerzos principales efectivos, en el punto de máxima presión de poro. Esta relación es menor que tres; tiene la tendencia a disminuir ligeramente conforme aumenta la presión confinante, siendo notable la disminución en el caso que el espécimen sea contractivo.

Los especímenes sueltos en prueba triaxial CD, tienen una relación de esfuerzos principales efectivos máxima mayor que tres; sin embargo, la relación de esfuerzos principales efectivos en el punto de máxima contracción volumétrica tiene valores menores que tres, parecidos a los de los especímenes en prueba consolidada-no drenada.

La trayectoria típica de esfuerzos efectivos para un ensaye  $\overline{CU}$  se muestra en la fig 48. Como se ve, el esfuerzo normal octaédrico disminuye en la primera parte hasta un punto, en el cual



comienza a aumentar siguiendo una línea de pendiente aproximadamente constante.

Se llevaron a cabo dos pruebas con ciclos de carga y descarga con una relación de vacíos de 0.94 y 0.95 y presiones confinantes efectivas de 1.0 y 4.0 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente (figs 49 y 50). El objetivo de estas pruebas fue observar las características de las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación bajo condiciones de carga y descarga, así como la trayectoria de esfuerzos en esas condiciones.

El primer espécimen (fig 49), se cargó hasta que la presión de poro se hizo negativa. Durante el primer ciclo de carga, la curva esfuerzo-deformación fue similar a la de comportamiento dilatante; al descargar, la presión de poro se incrementó a un valor semejante al máximo alcanzado en la carga; la deformación recuperable fue pequeña, la mayor parte se recobró en los últimos decrementos. En el segundo ciclo de carga, la curva esfuerzo-deformación se modificó totalmente, siendo diferente a la del primer ciclo; la presión de poro al iniciar la segunda carga se incrementó ligeramente y después comenzó a disminuir; la descarga se inició cuando la presión de poro tuvo un valor negativo de 0.40 kg/cm<sup>2</sup>; de este valor aumentó hasta igualar el máximo alcanzado durante la segunda carga; la deformación recuperable fue un poco mayor que la anterior. Al iniciar el tercer ciclo de carga la presión de poro aumentó ligeramente y después disminuyó; la curva esfuerzo-deformación fue similar a la del se-

gundo ciclo de carga, así como la respuesta de presión de poro. La prueba se detuvo cuando, presumiblemente, se inició la cavitación del agua intersticial.

El segundo espécimen (fig 50) tuvo un comportamiento similar en todo al descrito anteriormente, aunque al iniciar el tercer ciclo de carga la presión de poro se redujo bruscamente, sin que exhibiera variación en el esfuerzo desviador o en la deformación axial. Se supone fue debida a una distensión súbita de alguna de las membranas de las bases lubricadas, lo cual es indicativo de lo sensible, al mínimo detalle, de la respuesta de la presión del agua intersticial de las arenas.

La diferencia de la curva esfuerzo-deformación entre el primer ciclo de carga y los siguientes es indicativa de algún cambio sufrido por el espécimen; tal vez, debido a una modificación estructural producida durante la deformación que se presenta al alcanzar la máxima presión de poro. Este aspecto merece una investigación aparte.

En la fig 51 se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos de los dos especímenes discutidos. Durante el primer ciclo de carga el esfuerzo normal octaédrico disminuye (de manera más marcada a mayor presión confinante efectiva inicial), hasta un punto en el que empieza a crecer siguiendo, aproximadamente, una recta. Al descargar el esfuerzo octaédrico disminuye hasta un valor menor que el inicial (desviador casi nulo). En el segundo ciclo de carga la trayectoria de esfuerzos es siempre crecien

te y se empalma con la segunda parte de la trayectoria del primer ciclo; en la descarga sigue la misma trayectoria anterior.

### 5.1.3 Comentarios

Lo discutido en este subcapítulo, muestra que el comportamiento mecánico de las arenas es complejo y que su respuesta depende de cada detalle de la prueba. Cornforth demostró, en 1964 (ref 43), que la resistencia última de arenas en prueba de deformación plana es ligeramente mayor que en prueba triaxial; las curvas esfuerzo-deformación en prueba de deformación plana son diferentes a las curvas obtenidas en prueba triaxial, así como la respuesta de deformación volumétrica. Arthur y Menzies en 1972 (ref 44), observaron, (en un cubo triaxial,  $\bar{\sigma}_1 \neq \bar{\sigma}_2 \neq \bar{\sigma}_3$ ), que el método de preparación del espécimen induce comportamiento anisotrópico del material. Lade y Duncan en 1976 (ref 45) mostraron que en algunas condiciones los suelos granulares exhiben un comportamiento que depende de la trayectoria de esfuerzos, aún cuando el ángulo de fricción interna es insensible a la historia de esfuerzos.

Las pruebas realizadas y los estudios citados muestran que el ángulo de fricción interna de las arenas se conoce con buena aproximación en cualquier tipo de prueba, ya que es poco sensible a la trayectoria de esfuerzos o deformaciones. En cambio el comportamiento esfuerzo-deformación y deformación volumétrica-deformación, depende de manera muy importante de la historia

de cargas y de la trayectoria de esfuerzos, así como del método empleado en la formación de las muestras.

Un espécimen ensayado en prueba CD fue gelificado, con gelatina, para determinar la distribución de la relación de vacíos en el espécimen (en los extremos y en la zona de falla), a pesar de los errores cometidos durante el proceso de gelificación, se obtuvo que en la zona de falla se tiene una relación de vacíos mayor que en los extremos; esto demuestra que la deformación volumétrica se concentra en esta parte y, por tanto, en el momento de la falla, la variación volumétrica referida al volumen total no es representativa de la variación real en la zona de falla. Además, indica que el estado de esfuerzos no es uniforme en todo el espécimen.

Una de las diferencias entre la prueba CD y la  $\overline{CU}$ , radica en las trayectorias de esfuerzos; en el primer caso el esfuerzo octaédrico es siempre creciente y en el segundo primero decrece y después se incrementa. Esta diferencia se desvanece cuando se aplican ciclos de carga y descarga a muestras de arena en prueba  $\overline{CU}$  como se ve en la fig 51.

Al descargar un espécimen en prueba  $\overline{CU}$ , la presión de poro se incrementa; de manera parecida en la prueba CD disminuye su volumen (comportamiento contractivo), lo cual equivaldría a un incremento de presión de poro en el caso de impedir el drenado del agua intersticial.

El cambio radical de comportamiento en prueba  $\overline{C\bar{U}}$ , variando el método de formación del espécimen (primera parte del inciso 5.1.2), coincide con los resultados publicados por Ladd en 1974 (ref 46), Silver et al en 1976 (ref 47) y Mulilis et al en 1977 (ref 48); aunque estos autores estudiaron el efecto del método de preparación de la muestra en el comportamiento de arenas bajo cargas cíclicas.

## 5.2 Prueba Triaxial Cíclica

Se llevaron a cabo dos series de pruebas triaxiales cíclicas, la primera con frecuencia entre 2 y 6 ciclos por minuto y la segunda con una frecuencia de un cps. En todos los casos los especímenes se formaron en estado saturado.

### a) Pruebas triaxiales cíclicas de baja frecuencia

Estas pruebas se realizaron con arena en estado suelto; las muestras se consolidaron hidrostáticamente y fueron sometidas en condiciones no drenadas, a esfuerzos desviadores correspondientes a la primera y segunda partes de la curva esfuerzo-deformación típica de respuesta dilatante. A partir de estos niveles se aplicaron las cargas cíclicas. Es decir, cuando la respuesta de la presión de poro va incrementándose y cuando va en franca disminución. El objetivo fue observar si había alguna diferencia en el comportamiento cíclico entre un espécimen con la estructura modificada (al pasar por el punto de máxima presión de poro) y otro con la estructura *virgen*. El esfuerzo desviador

cíclico se aplicó siempre en compresión; la presión confinante efectiva fue de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ .

En la fig 52 se muestra el comportamiento de un espécimen de arena, al cual, después de llevarse a la zona francamente dilatante de la curva esfuerzo-deformación se le aplicaron 23 ciclos de carga (con una amplitud de  $0.79 \text{ kg/cm}^2$ , entre  $1.35$  y  $2.14 \text{ kg/cm}^2$  de esfuerzo desviador). Durante el primer ciclo se tuvo una deformación de  $1.8\%$  y la presión de poro disminuyó de  $0.12$  a  $0 \text{ kg/cm}^2$ . En los siguientes ciclos, la deformación aumentó muy poco y la presión de poro se mantuvo oscilando entre  $0$  y  $0.03 \text{ kg/cm}^2$ , prácticamente sin cambio.

Otro espécimen se cargó hasta un esfuerzo desviador correspondiente a la mitad del necesario para alcanzar la máxima presión de poro (fig 53). Después se le aplicaron 70 ciclos de carga (con una amplitud de  $0.78 \text{ kg/cm}^2$ , entre  $0.17$  y  $0.95 \text{ kg/cm}^2$  de esfuerzo desviador). En este caso la presión de poro aumentó paulatinamente hasta alcanzar un valor de  $0.6 \text{ kg/cm}^2$ , en el ciclo 16, alrededor del cual se mantuvo en los ciclos subsecuentes, mientras que la deformación se acumulaba lentamente. Esta prueba explica el por qué Marsal (ref 19, inciso 3.2 y fig 13) nunca observó falla súbita en los especímenes que ensayó; aunque parece haber una relación entre la deformación axial de la muestra y la respuesta de presión de poro, después de un cierto número de ciclos (cierta deformación acumulada), la presión de poro, se mantiene oscilando alrededor de un valor constante y

la deformación continúa acumulándose y el espécimen no falla. La prueba se detiene por deformación o número de ciclos excesivos.

A pesar de que las muestras se sometieron a la misma amplitud de esfuerzo desviador cíclico el comportamiento fue distinto. En el primer caso durante el ciclo número uno se presentó la mayor deformación y la más notable disminución de presión de poro, mientras que en el segundo caso tanto la deformación como la presión de poro aumentaron paulatinamente.

En el caso del espécimen de la fig 53, se supuso que la respuesta observada fue debida a que la carga cíclica máxima fue igual al desviador necesario para alcanzar la máxima presión de poro, y esto provocó la modificación de la estructura de la arena. Sin embargo, se llevó a cabo otra prueba aplicando un esfuerzo desviador de  $0.292 \text{ kg/cm}^2$ , a partir de aquí se dieron ciclos de esfuerzo variables entre  $0.168$  y  $0.618 \text{ kg/cm}^2$ ; la respuesta fue esencialmente la misma que en la prueba anterior aunque el valor máximo de la presión de poro fue de  $0.275 \text{ kg/cm}^2$  y las deformaciones acumuladas menores, lo cual se explica, ya que la carga cíclica fue menor.

#### b) Pruebas Triaxiales cíclicas con frecuencias de *un cps*

Se realizaron dos series de pruebas, triaxiales cíclicas, en muestras de arena en estados suelto y medio; la presión confinante efectiva fue de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  y la frecuencia de aplicación de carga de *un cps*.

El objetivo de estas pruebas fue observar la influencia de la relación de vacíos, del esfuerzo cortante cíclico (en el plano a 45°) y del número de ciclos de aplicación del esfuerzo, en el comportamiento de las arenas. Los especímenes se consolidaron hidrostáticamente y se les aplicó el esfuerzo desviador cíclico en condiciones no-drenadas.

En la tabla 5 se presentan los resultados obtenidos y en las figs 54 y 55 se muestran un registro típico y la gráfica relación de esfuerzo cortante cíclico a presión confinante vs número de ciclos para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_c$ .

Como se ve en la tabla y en la figura 55, los especímenes sueltos alcanzan la condición  $u = \bar{\sigma}_c$  con un esfuerzo cortante cíclico menor que el necesario para el caso de especímenes medios. Las curvas mostradas son cualitativamente similares a las publicadas por Seed y Lee en 1966 (ref 21).

Durante el desarrollo de las pruebas se observó que la deformación axial se concentra en el extremo superior del espécimen y se verificó el comportamiento descrito en el subcapítulo 3.2.

### 5.3 Corte Simple Cíclico en una Dirección

Con objeto de conocer el comportamiento mecánico de la arena sílica bajo condiciones de corte simple cíclico en una dirección, se llevó a cabo una serie de pruebas con especímenes con tres diferentes estados de compacidad media, semicompacta y compacta. La frecuencia de aplicación del esfuerzo cortante cíclico fue



de 1 cps; el esfuerzo vertical de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , contrapresión de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  y esfuerzo vertical efectivo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Los especímenes se formaron en estado saturado (inciso 4.2.2), fueron consolidados y después sometidos a corte cíclico en condiciones no-drenadas.

En la tabla 6 se presentan los resultados de las pruebas. La fig 56 es un registro típico de las pruebas de corte simple en una dirección, en la cual se observa que el desplazamiento horizontal de la muestra ( $\delta_h$ ) es despreciable hasta que la presión de poro  $u$  alcanza el valor del esfuerzo vertical efectivo; en este momento la deformación se incrementa notablemente hasta alcanzar el límite del aparato. Estos resultados coinciden con los publicados por Peacock y Seed, Finn et al y Casagrande (refs 24, 23 y 18).

En la fig 57 se dibujaron las relaciones esfuerzo cortante cíclico a esfuerzo vertical efectivo vs número de ciclos para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  para los tres distintos estados de compacidad. Se observa que a igual esfuerzo cortante cíclico el espécimen más suelto alcanza la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  en un número de ciclos menor que el más compacto.

Los especímenes más sueltos una vez que alcanzaron la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ , en dos o tres ciclos más llegaron a la deformación límite del aparato ( $\delta_h \approx 6 \text{ mm}$ ), mientras que los más compactos en la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ , exhibieron una deformación menor que los más

suelos, requiriendo un mayor número de ciclos para alcanzar la deformación máxima del aparato.

#### 5.4 Corte Simple Cíclico en dos Direcciones

Se realizó una serie de pruebas de corte simple cíclico en dos direcciones, en especímenes sueltos y medianamente compactos (formados en estado saturado), con el objeto de observar el comportamiento cíclico de la arena bajo condiciones de deformación similares a las trazas de los sismoscopios, producidas durante un sismo. Las pruebas se realizaron consolidando la muestra con un esfuerzo vertical de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  y una contrapresión de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo vertical efectivo  $\bar{\sigma}_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ ). Al finalizar la consolidación se sometió la muestra a esfuerzos cortantes cíclicos sin permitir cambio en el contenido de agua, midiendo la presión de poro. En la fig 58, se presenta un registro típico de las pruebas; se indica como  $\tau_1$  y  $\delta_1$  el cortante y el desplazamiento en la dirección uno y  $\tau_2$  y  $\delta_2$  los correspondientes a la dirección dos.

En la fig 59, se aprecia la trayectoria del esfuerzo cortante aplicado a una muestra de arena suelta. La dirección, el sentido y la magnitud del esfuerzo cortante cambian continuamente, siguiendo un patrón errático. Para visualizar la variación de las resultantes de esfuerzos cortantes y deformaciones angulares, se adoptó un criterio para asignarles signo + ó - en función del valor de los ángulos  $\theta$  ó  $\alpha$ , los cuales indican la dirección de las resultantes de esfuerzos y de desplazamientos

respectivamente; estos ángulos se miden a partir de la línea de aplicación del esfuerzo cortante 2; en el recuadro de la fig 60 se muestra la convención adoptada.

En el caso de la muestra suelta de la fig 60 la deformación angular alcanza el 2% antes del primer ciclo de esfuerzo, con una presión de poro de  $0.2 \text{ kg/cm}^2$ ; continúa deformándose y supera el 6% al cuarto ciclo de esfuerzo con una presión  $u=0.8 \text{ kg/cm}^2$ . Lo anterior indica que se presentan deformaciones angulares importantes antes de que la presión del agua intersticial alcance valores significativos. Este resultado se observó en todas las pruebas realizadas. En la tabla 7 se presentan las trayectorias de esfuerzo cortante y de deformación angular. En la misma tabla se observa que la dirección del cortante *no* coincide con la dirección de la deformación angular. Además, esta diferencia es errática, es decir, no se puede hablar de un ángulo de defasamiento, ni siquiera de una tendencia, ya que varía continuamente.

Una muestra de compacidad media se sometió a una trayectoria de esfuerzo cortante mostrada en la fig 61. La variación de las magnitudes del esfuerzo cortante y de la deformación angular se ven en la fig 62. Si se considera como esfuerzo cortante promedio la suma de los máximos en ambos sentidos dividida entre dos, esta muestra y la anterior se sometieron a un esfuerzo cortante promedio similar ( $0.222 \text{ kg/cm}^2$  y  $0.225 \text{ kg/cm}^2$ ); como puede observarse en el primer caso (fig 60) la deformación angular aumenta más rápido que en el caso presente (fig 62), lo cual se

explica por la relación de vacíos mayor; aún así, sus comportamientos son muy parecidos. En la tabla 8 se observa que en este caso, tampoco coinciden las direcciones del esfuerzo cortante y de la deformación angular. De hecho, en todas las pruebas realizadas, nunca coinciden las direcciones del cortante y de la deformación angular. Por esta razón, no se dibujaron las curvas  $\tau$  vs  $\gamma$  para conocer la evolución de la disipación de energía de la muestra de arena, ya que para esto se supone que las direcciones de  $\tau$  y  $\gamma$  coinciden, lo cual no se observó en estas pruebas.

En la mayoría de las pruebas la presión de poro máxima alcanzada fue menor que el esfuerzo vertical efectivo, alrededor de  $0.92 \bar{\sigma}_v$ . Por lo cual se adoptó como criterio de falla una deformación angular  $\gamma=0.06$  y se considera el número de ciclos necesarios para alcanzar esta condición. De esta manera se trazaron las curvas de la fig 63 que muestran la variación de la relación del esfuerzo cortante promedio a esfuerzo vertical efectivo vs número de ciclos para que  $\gamma=0.06$ . Las curvas tienen la misma tendencia que para el caso de las pruebas triaxiales cíclicas y de corte simple en una dirección.

Se realizó una prueba con aplicación de los esfuerzos cortantes  $\tau_1$  y  $\tau_2$  defasados un cuarto de ciclo, de esta manera el espécimen fue sometido a una trayectoria de esfuerzos giratoria (fig 64); la frecuencia utilizada fue 0.2 cps. En esta prueba se deseaba observar la influencia de la trayectoria en el comportamiento de la arena.

La evolución de la magnitud de la deformación, de la presión de poro y del cortante aplicado, en la prueba giratoria, se muestran en la fig 65. Durante el primer ciclo, la muestra supera la deformación angular  $\gamma=0.06$ , lo cual es congruente con los resultados de la fig 63. En la tabla 9 se presentan las trayectorias de esfuerzo cortante y de deformación angular, en la cual se aprecia que el defasamiento entre la dirección del cortante y la deformación sigue una tendencia definida; la deformación va por delante de la dirección del esfuerzo cortante aplicado, con un ángulo de defasamiento medio de  $-25.8^\circ$  y una desviación estándar de  $17.4^\circ$ . Esta respuesta es diferente a la observada en los casos arriba comentados.

Se cree que el defasamiento entre el esfuerzo cortante y la deformación angular sea debido a que la muestra de arena sea anisotrópica y al complejo estado de esfuerzos al que es sometida.

Se observó que en la mayoría de las pruebas no se alcanza la condición  $u=\bar{\sigma}_v$ , resultado que coincide con los obtenidos en prueba giratoria por Casagrande y Rendón (ref 18). Esto puede ser debido a que el resorte plano (*slinky*) tome parte de la carga normal aplicada al espécimen; sin embargo, la revisión realizada no es concluyente en este sentido, es decir, podría ser respuesta real del espécimen.

#### 5.4.1 Conclusiones

De los resultados de las pruebas de corte simple cíclico en dos direcciones se observa que un espécimen de arena sometido a tales condiciones de esfuerzo presenta:

- 1) Deformaciones angulares importantes aún antes que la presión de poro alcance valores significativos.
- 2) Defasamiento entre las direcciones de esfuerzo cortante y de deformación angular, el cual no sigue, excepto en prueba giratoria, un patrón o una tendencia definidos.

#### 5.5 Comentarios a las Pruebas Cíclicas

En la fig 57 se muestra la curva  $\sigma_{dc}/2\bar{\sigma}_c$  vs  $N_{dc}$  obtenida en prueba triaxial cíclica para una relación de vacíos  $0.82 < e < 0.85$ , la cual es comparable con la curva inferior de las correspondientes a corte simple en una dirección. De acuerdo con estos resultados se requiere un esfuerzo cortante cíclico, en corte simple, del 65% del requerido en prueba triaxial cíclica, para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$  en igual número de ciclos. Este resultado es similar al publicado por Finn et al (ref 23). Sin embargo, si consideramos la relación esfuerzo cortante cíclico a esfuerzo octaédrico efectivo  $\tau/\bar{\sigma}_{oc}$  vs  $N_{dc}$  (suponiendo un valor  $K=0.5$ ) la diferencia con respecto a la prueba triaxial cíclica es mínima.

Las pruebas de corte simple en una dirección y triaxial cíclica presentan un comportamiento similar en términos de la deformación y la evolución de la presión de poro. A diferencia de las pruebas de corte simple en dos direcciones en las cuales la deformación es importante a niveles bajos de presión de poro. Esta es la principal diferencia entre los dos primeros tipos de ensayos y el último.

## 6. CONCLUSIONES

- Los resultados obtenidos de las distintas pruebas realizadas, indican claramente que el comportamiento tanto estático como dinámico de las arenas es complejo y depende de: el estado de esfuerzo inicial, las trayectorias de esfuerzos y deformaciones impuestas al suelo, la historia previa de cargas, las condiciones de frontera, el tipo de excitación, el método de formación del espécimen (arreglo estructural), y los detalles mínimos del aparato con el que se realiza el ensaye.

Los factores arriba señalados influyen *poco* en el ángulo de fricción interna del material, en el cual el parámetro más importante es la relación de vacíos. Tal vez, es la razón por la que no se había detectado la influencia de los otros factores, ya que el interés estaba centrado en la capacidad de carga de la arena (hasta hace 10 años) y no en su comportamiento esfuerzo-de



formación o dinámico, en los cuales los factores arriba señalados son determinantes.

- Aparentemente todo el esfuerzo realizado en cuanto a nuevos ensayes y aparatos para conocer el comportamiento estático y dinámico de las arenas, ha sido infructuoso, pues cada nueva prueba indica otro factor que influye en el comportamiento de las arenas, sin llevar a conclusiones determinantes. Sin embargo, gracias a este esfuerzo, ahora sabemos que el comportamiento de este tipo de suelos, es más complejo de lo que se suponía hasta hace unos cuantos años (1970). Esto no implica que el enfoque del laboratorio haya sido erróneo, sino que se requiere más precisión y análisis para conocer al suelo. Quizás, esto sugiere que debemos trasladar el laboratorio al campo, en donde el material tiene presentes la estructura con la cual se formó, así como todos los demás factores que influyen en su comportamiento; desde luego este enfoque nos lleva a otro tipo de limitaciones económicas y técnicas.
  
- Una de las limitaciones que se presenta en el estudio dinámico de las arenas, es la falta de un modelo que represente las condiciones de carga dinámicas impuestas durante un sismo en un depósito de suelo. Es decir, las pruebas de laboratorio que se han diseñado no están basadas en un modelo de comportamiento, excepto los ensayos propuestos por Seed que se basan en la teoría de propagación unidimensional, la cual es simplista, como lo han demostrado las pruebas de Pyke et al y las de corte simu

ple cíclico en dos direcciones, ya que al variar la dirección de aplicación del cortante el comportamiento de la arena es distinto.

-A partir de los resultados de las pruebas triaxiales, triaxiales cíclicas y de corte simple cíclico se han propuesto algunos métodos para evaluar la susceptibilidad a licuación de arenas (Seed e Idriss 1970, ref 49; Casagrande 1976, ref 18), los cuales, si bien son indicativos, adolecen de los defectos de las pruebas que se discutieron en los capítulos anteriores, entre otros.

-Como una conclusión simplista, se puede decir que los depósitos de arena saturados cuya granulometría quede comprendida en los intervalos marcados en la fig 7, y, además, su compacidad relativa sea menor de 60%, son susceptibles a licuarse bajo la acción de un sismo o en condiciones de esfuerzos o deformaciones monotónicamente crecientes, lo cual se desprende de las descripciones hechas en el cap 2.

-El fenómeno de licuación es la falla súbita de un depósito de arena saturada en estado suelto o medio, inclinado u horizontal, ocasionada por una reducción drástica de su resistencia al esfuerzo cortante, debida a <sup>un</sup> incremento sustancial de la presión de poro; fenómeno inducido por esfuerzos o deformaciones monotónicamente crecientes o excitación sísmica.

-Los mantos de arena compactos pueden sufrir deformaciones bajo la acción de un sismo, lo cual puede hacer fallar a las insta-

laciones cimentadas en ellos, debido a asentamientos diferenciales, pero no exhiben falla súbita. Al menos, no se ha detectado una falla de este tipo en depósitos de arena compacta. Por lo anterior, para el diseño de estructuras cimentadas en estos depósitos se debe estimar el asentamiento que pueden presentar bajo la acción sísmica. Para hacer este análisis se sugiere lo siguiente: ensayos triaxiales cíclicos con especímenes "inalterados", calculando el esfuerzo desviador cíclico y el número de ciclos aplicados al espécimen a partir de la aceleración media y del número de ciclos significativos del sismo de diseño; la fase de consolidación del espécimen debe hacerse con una relación de esfuerzos principales diferente de uno; esta relación debe calcularse de acuerdo con las características geométricas, geológicas, y de sobrecarga que existen o existirán en el depósito; la aplicación del desviador cíclico ha de efectuarse en condiciones no-drenadas con medición de presión de poro.

## 7. RECONOCIMIENTO

La colaboración, el ánimo y el entusiasmo de Luz María Hernández fueron determinantes en la realización de este trabajo.

A Díaz Rodríguez actuó como guía y consejero durante el desarrollo de la tesis. R J Marsal, J Alberro y N Rodríguez C leyeron críticamente el manuscrito.

## 8. REFERENCIAS

1. Koppejan, A.W., Wamelen, B.M., y Weinberg, L.J., "Coastal Flow Slides in the Dutch Province of Zeeland". *Memorias 2º ICOSOMEF*, Vol 5, pp 89-96, Rotterdam, Holanda, 1948
2. Casagrande, A., "Role of the CALCULATED RISK in Earthwork and Foundation Engineering". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol 91, No SM4, July, pp 1-40, 1965
3. Marsal, R.J., "Behavior of a Sandy Uniform Soil During the Jáltipan Earthquake, México". *Memorias 5th ICOSOMEF*, Vol I, pp 229-233. Paris, Francia, 1961
4. Ohsaki, Y., "Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Condition". *Soil and Foundation, Journal of the JSSMFE*, Vol VI, pp 14-37, March, 1966
5. Kishida, H., "Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering", *Soils and Foundation, Journal of the JSSMFE*, Vol VI, pp 71-88, January, 1966
6. Koizumi, Y., "Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake". *Soil and Foundation, Journal of the JSSMFE*, Vol VI, pp 38-44, March, 1966
7. Seed, H. y Wilson, S., "The Turnagain Heights Landslide in Anchorage, Alaska", 1964

8. Youd, T.L. y Hóose, S.N., "Liquefaction During 1906 San Francisco Earthquake". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 102, No GT5, May, pp 425-439, 1976
9. Seed, H., Lee, K., Idriss, I., Makdisi, F., "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 101, No GT7, July, 1975
10. Youd, T.L., "Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure". Geological Survey Circular 688 U.S. Department of the Interior. Washington, E.U.A., 1973
11. Longwell, Ch. y Flint, R., "Geología Física", Ed Limusa, 2da Reimpresión México, p 185, 1974
12. Dobry, R. y Alvarez, L., "Seismic Failures of Chilean Tailings Dams". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 93, No SM6, pp 237-260, 1967
13. Casagrande, A., "Notes on the Design of Earth Dams". Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol XXXVII, No 4, octubre, 1950
14. Christian, J.T., Swiger, W.F., "Statics of Liquefaction and SPT Results". Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 101, No GT11, Nov, 1975
15. Castro, G., "Liquefaction of Sands". Harvard Soil Mechanics Series, No 81, 1969
16. Casagrande, A., "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills". Journal of the Boston Society of Civil Engineers January, 1936
17. Taylor, D.W., "Fundamentals of Soil Mechanics", 16th Printing. John Wiley and Sons, Inc, New York, E.U.A., Chapter 14th, pp 329-361, 1948
18. Casagrande, A., "Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, a Critical Review". Harvard Soil Mechanics Series, No 88, 1976
19. Marsal, R.J., "Estudio de las Propiedades Mecánicas de Arenas Finas. Construcción de las Terracerías de la Presa Alvaro Obregón", presentado en la reunión de verano de la ASCE, México, D.F., 1949

20. Wen-Xi, H., "Investigations on Stability of Saturated Sand Foundation and Slopes Against Liquefaction". Memorias 5to. ICOSOMEF, Vol , pp 629-631. Paris, Francia, 1961
21. Seed, B.H., Lee, K., "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 92, No SM6, November, pp 105-134, 1966
22. Liam Finn, W.D., Bransby, P.L., Pickering, D.J., "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 96, No SM6, November, pp 1917-1934, 1970
23. Liam Finn, W.D., Pickering, D.J., Bransby, P.L., "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 97, No SM4, April, pp 639-659, 1971
24. Peacock, W.H. y Seed, H.B., "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 94, No SM3, May, pp 689-707, 1968
25. Rendón, F. y Casagrande, A., "Summary on Liquefaction and Cyclic Mobility Research Performed on Gyrotory Shear Apparatus". No publicado, 1973
26. Castro, G., "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No GT6, June, 1975
27. Jaime, A., "Aparato de Corte Simple Cíclico Bidireccional". Memorias Vº Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Buenos Aires, Argentina, Tomo II, 1975
28. Yoshimi, Y. y Oh-oka, H., "Liquefaction of Saturated Sand During Vibration Under Quasi-Plane-Strain Conditions". Proceed 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, pp 183-190, 1970
29. Drnevich, V.P., "Undrained Cyclic Shear of Saturated Sand". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 98, No SM8, August, pp 807-825, 1972
30. Ishihara, K. y Li, S., "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test". Soils and Foundations, Journal of the JSSMFE, Vol 12, No 2, June, pp 19-39, 1972

31. Ishibashi, I. y Sherif, M., "Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 100, No GT8, August, pp 871-888, 1974
32. Maslov, N.N., "La Estabilidad de las Arenas Saturadas" (en ruso). Gosznergoizdat, Moscú, URSS. Traducción de los capítulos 1, 2 y 14 por Ricardo Dobry 1964, 1958
33. Florín, V.A. e Ivanov, P.L., "Liquefaction of Saturated Sandy Soils". Memorias 5th ICOSOMEF, Vol I, pp 107-111, Paris, Francia, 1961
34. Maslov, N.N., "Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures". Memorias 4th ICOSOMEF, Vol I, pp 368-372. London, England, 1961
35. Yoshimi, Y., "An Experimental Study of Liquefaction of Saturated Sands". Soils and Foundations, Journal of the JSSMFE, Vol 12, No 2, June, pp 20-32, 1967
36. Liam Finn, W.D., Emery, J.J. y Gupta, Y., "A Shaking Table Study of the Liquefaction of Saturated Sands During Earthquakes", The University of British Columbia, Department of Civil Engineering Soil Mechanics Series No 17, August, 1970
37. Pyke, R., Seed, H., Chan, C., "Settlement of Sands Under Multidirectional Shaking". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No GT4, April, pp 379-398, 1975
38. Ortigosa, P., y Whitman, R., "Densification of Sand by Vertical Vibrations with Almost Constant Stress", Soils Publication No 206, MIT, Cambridge Mass, USA, 1968
39. Díaz Rodríguez, A., Weckmann, O., Iturbe, R., "Licuación de Arenas, Primera Parte", Informe azul No 319, Instituto de Ingeniería UNAM, México, 1973
40. De Alba, P., Seed, H., Chan, C., "Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 102, No GT9, September, 1976
41. Jaime, A., "Aparato de Corte Simple Cíclico Bidireccional" in extenso. Revista Ingeniería, Vol 47, No 2, abril-junio, pp 169-184, México, 1977
42. Rowe, P. y Barden, L., "Importance of Free Ends in Triaxial Testing". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 90, No SM1, January, 1964



Cornforth, D.H., "Some Experiments on the Influence of Strain  
on the Strength of Sand". Geotechnique, 1964

R. y Menzies, B.K., "Inherent Anisotropy in a Soil".  
e 22, No 1, pp 115-128, 1972

., Duncan, J., "Stress-Path Dependent Behavior of  
Compressionless Soil". Journal of the Geotechnical Engineering  
Division, ASCE, Vol 102, No GT1, January, 1976

46. Ladd, R.S., "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands".  
Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol  
100, No GT10, October, 1974
47. Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K., Tiedemann, D.  
A., Townsend, F., Valera, J. y Wilson, J., "Cyclic Triaxial  
Strength of Standard Test Sand". Journal of the Geotechnical  
Engineering Division, ASCE, Vol 102, No GT5, May, 1976
48. Mulilis, P., Seed, H., Chan, C.K., Mitchell, J., Arulanandan,  
K., "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction".  
Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol  
103, No GT2, February, 1977
49. Seed, H.B. e Idriss, I.M., "A Simplified Procedure for  
Evaluating Soil Liquefaction Potential". Report No EERC70-9,  
Univ of Calif, Earthquake Eng Research Center, Berkeley  
Calif, EUA, 1970

T A B L A S

TABLA 1 DAÑOS PRODUCIDOS POR EL SISMO NIIGATA

Personas		Edificios		
Muertas	Heridas	Colapso	Daño serio	Daño ligero
26	447	2 130	6 240	31 240

TABLA 2 CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS DE JALTIPAN, NIIGATA Y ALASKA

SISMO	Inten sidad M. M.	Magnitud Richter	Acelera- ción	Distan cia al epicen tro km	Dura- ción min.	Profun didad focal (km)
Jáltipan, Ver. México (1959)	VII	6.5	70 a 200 gals	35	-	20
Niigata, Japón (1964)	VII-IX	7.5	150-190 gals ace leración max	55	-	40
Alaska, E.U.A. (1964)	VIII	8.5	?	128	4.5-7.5	

**TABLA 3 CARACTERISTICAS DE LA ARENA SILICA**

PROPIEDAD INDICE	VALOR
Forma de las partículas	subangulosa
Densidad de sólidos, $S_g$	2.65
Relación de vacíos máxima $e_{m\acute{a}x}$	1.05
Relación de vacíos mínima $e_{m\acute{i}n}$	0.65
Coeficiente de uniformidad, $C_u$	<1.7

**TABLA 4 PRUEBAS TRIAXIALES CONSOLIDADAS-NO DRENADAS,  $\overline{CU}$**

Prueba	$e_c$	$\overline{\sigma}_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{u_{max}}{\overline{\sigma}_c}$	$\frac{\overline{\sigma}_1}{\overline{\sigma}_3} u_{max}$	$\epsilon_a)_{u_{max}}$ %	$\epsilon_a)_{u=0}$ %	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{u_{max}}}{\overline{\sigma}_c}$	observaciones
140274	1.00	1.0	0.46	2.69	1.54	7.54	0.90	
100276	0.98	1.0	0.475	2.64	1.54	7.12	0.86	
030677	0.94	1.0	0.46	2.97	1.52	6.48	0.98	*1
200274	1.00	3.0	0.46	2.60	2.07	8.7	0.81	
120577	0.95	3.0	0.56	3.04	5.66	20	0.90	*1
170577	0.95	4.0	0.60	2.56	2.27	9.49	0.62	*1
10677	0.99	4.0	0.94	2.24	>1.00	—	—	*1 y *2
260577	1.05	4.0	?	?	>1.00	—	—	*1 y *2

\*1 bases lubricadas

\*2 formación en estado húmedo

TABLA 5 PRUEBAS TRIAXIALES CICLICAS

PRUEBA	RELACION DE VACIOS $e_c$	$\frac{\sigma_{ac}}{2\bar{\sigma}_c}$	No. DE CICLOS $N_{dc}$
5	0.92	0.340	1
6	0.96	0.225	7
7	0.94	0.092	648
8	0.85	0.348	1
9	0.85	0.222	13
10	0.82	0.176	61
11	0.83	0.100	773

Presión confinante efectiva  $\bar{\sigma}_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$   
 frecuencia *un cps*

TABLA 6 PRUEBAS DE CORTE SIMPLE EN UNA DIRECCION

Prueba	$e_c$	$\tau/\bar{\sigma}_v$	$N_{dc}$
110877	0.87	0.233	2.5
31177	0.83	0.150	11
41177	0.83	0.088	36
110877-2	0.81	0.340	1
81177	0.79	0.230	11
161177	0.79	0.110	60
71177-2	0.71	0.38	3
71177-2	0.73	0.31	15

frecuencia 1 cps

$\sigma_v = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

contrapresión  $0.5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

TABLA 7 TRAYECTORIA DEL ESFUERZO CORTANTE  
Y DE LA DEFORMACION ANGULAR

t (seg)	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>	$\theta$ grados	$\gamma$	$\alpha$ grados	$\theta-\alpha$ grados
0.2	0.149	189.9	0.018	189.9	0
0.4	0.179	193.7	0.018	183.9	9.8
0.6	0.186	61.9	0.024	37.9	24.0
0.8	0.236	45.1	0.016	90.0	-44.9
1.0	0.159	189.3	0.032	169.1	20.2
1.2	0.204	203.0	0.026	180.0	23.0
1.4	0.192	53.7	0.034	33.0	20.7
1.6	0.257	44.3	0.034	122.3	-78.0
1.8	0.165	182.2	0.047	164.8	17.4
2.0	0.197	206.4	0.026	197.7	8.7
2.2	0.198	44.8	0.049	14.6	30.2
2.4	0.184	84.5	0.050	121.5	-37.0
2.6	0.182	165.2	0.059	157.7	7.5
2.8	0.174	205.8	0.031	216.4	-10.6
3.0	0.156	11.5	0.056	15.9	-4.4
3.2	0.201	119.3	0.066	118.3	1.0
3.4	0.224	151.0	0.063	144.7	6.3
3.6	0.073	227.8	0.029	302.3	-74.5
3.8	0.155	350.4	0.069	44.9	305.5
4.0	0.232	132.6	0.079	117.3	15.3
4.2	0.228	142.3	0.066	132.4	18.9
4.4	0.039	270.0	0.063	351.7	-81.7
4.6	0.163	329.2	0.047	79.2	250.0

$$\gamma = \sqrt{\gamma_1^2 + \gamma_2^2}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\tau_1}{\tau_2}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{\delta_1}{\delta_2}$$

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1}{h_c}$$

$$\gamma_2 = \frac{\delta_2}{h_c}$$

$$e_c = 0.87$$

$$\bar{\sigma}_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

$\theta$  y  $\alpha$  se miden a partir de la dirección *dos* en sentido contrario al de las manecillas del reloj



TABLA 8 TRAYECTORIAS DEL ESFUERZO CORTANTE  
Y DE LA DEFORMACION ANGULAR. MUES  
TRA MEDIA

t (seg)	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>	$\theta$ grados	$\gamma$	$\alpha$ grados	$\theta-\alpha$ grados
0.2	0.023	270.0	0.011	193.6	76.4
0.4	0.173	201.8	0.021	192.8	9.0
0.6	0.157	180.0	0.016	155.6	24.4
0.8	0.241	44.5	0.030	34.0	10.5
1.0	0.192	10.2	0.016	155.6	-145.4
1.2	0.181	204.4	0.029	180.0	24.4
1.4	0.166	180.0	0.016	155.6	24.4
1.6	0.252	45.9	0.033	33.8	12.10
1.8	0.112	90.0	0.025	148.8	-58.8
2.0	0.187	204.4	0.034	176.8	27.6
2.2	0.0	0.0	0.014	180.0	-180.0
2.4	0.248	39.6	0.040	27.0	12.6
2.6	0.183	108.7	0.036	142.3	-33.6
2.8	0.181	199.9	0.038	172.0	27.9
3.0	0.099	210.0	0.006	270.0	-60.0
3.2	0.234	37.5	0.038	20.0	17.5
3.4	0.219	128.8	0.037	138.5	-9.7
3.6	0.189	195.0	0.036	169.7	25.3
3.8	0.103	270.0	0.019	317.7	-47.7
4.0	0.211	31.0	0.027	57.8	-26.8
4.2	0.212	125.0	0.042	141.7	-16.7
4.4	0.186	180.0	0.036	174.8	5.2
4.6	0.133	311.2	0.043	336.0	-24.8
:	:	:			
:	:	:			
7.0	0.200	331.2	0.055	346.4	-15.2
7.2	0.137	180.0	0.046	200.7	-20.7
7.4	0.231	131.4	0.055	173.2	-41.8
7.6	0.142	51.8	0.039	42.3	9.5
7.8	0.192	336.3	0.023	270.0	66.3
8.0	0.185	212.3	0.056	211.4	0.90
8.2	0.200	45.5	0.060	167.5	-122.0

$e_c = 0.81$

$\bar{\sigma}_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

En la tabla 7 se encuentra el significado de los símbolos.

**TABLA 9 TRAYECTORIAS DEL ESFUERZO CORTANTE  
Y DE LA DEFORMACION ANGULAR. PRUE  
BA GIRATORIA**

t (seg)	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>	$\theta$ grados	$\gamma$	$\alpha$ grados	$\theta - \alpha$
1	0.116	270.0	0.005	270.0	0
2	0.224	270.0	0.0383	270.0	0
3	0.328	213.3	0.089	230.7	-17.4
4	0.347	144.5	0.105	183.2	-38.7
5	0.333	118.0	0.088	156.4	-38.4
6	0.338	43.4	0.090	62.1	-18.7
7	0.240	320.0	0.097	360.0	-40.0
8	0.321	203.6	0.1221	230.5	-26.9
9	0.275	163.7	0.090	199.3	-35.6
10	0.310	129.2	0.144	172.5	-43.3
11	0.354	49.9	0.115	66.8	-16.9
12	0.245	0.0	0.125	34.3	-34.3
13	0.237	332.6	0.112	234.6	98
14	0.298	202.9	0.140	224.2	-21.3
15	0.282	142.9	0.158	182.1	-39.9
16	0.192	90.0	0.100	90.0	0
17	0.233	11.5	0.142	62.0	-50.5
18	0.125	304.3	0.104	360.0	-55.7
19	0.304	205.8	0.156	217.1	-11.3
20	0.288	180.0	0.145	211.9	-31.9
21	0.207	131.5	0.137	159.4	-27.9
22	0.330	46.7	0.157	63.0	-16.3
23	0.172	9.3	0.140	58.9	-49.6
24	0.302	204.7	0.163	208.8	- 4.10
25	0.318	209.0	0.169	208.8	0.2

En la tabla 7 se encuentra el significado de los símbolos.

$$(\overline{\theta - \alpha}) = -25.8^\circ$$

desviación estándar  
s = 17.40

F I G U R A S



**ZEELAND 1948**

- ▣ Deslizamientos 1881-1946
- Banco de arena

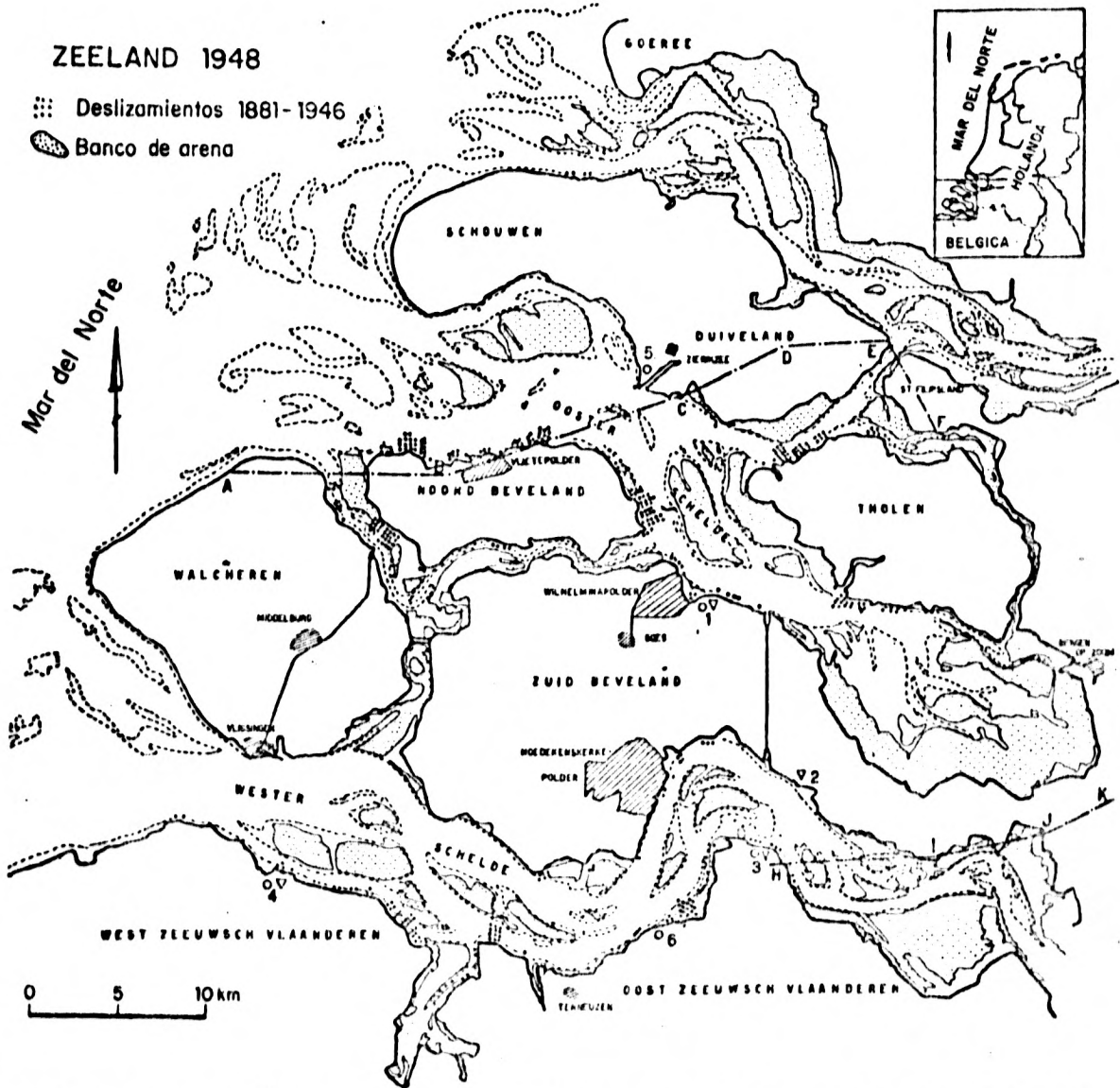


Fig 1. Localización de los deslizamientos en la Provincia de Zeeland (Koppejan et al 1948)

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It is essential to ensure that all entries are supported by appropriate documentation.

3. The following table provides a summary of the key findings.

Category	Item	Value	Notes
Assets	Property	100,000	Owned by John Doe
	Vehicle	20,000	2015 Ford Focus
	Bank Accounts	50,000	Chase, Wells Fargo
	Investments	30,000	Stocks, Bonds
Liabilities	Mortgage	150,000	Bank of America
	Auto Loan	10,000	Chrysler Financial
	Credit Cards	5,000	Chase, Amex
Equity	Net Worth	75,000	Assets minus Liabilities
	Unpaid Taxes	10,000	Due by 12/31

4. The total net worth is calculated as the difference between total assets and total liabilities.

Wilhelminapolder: corte del deslizamiento

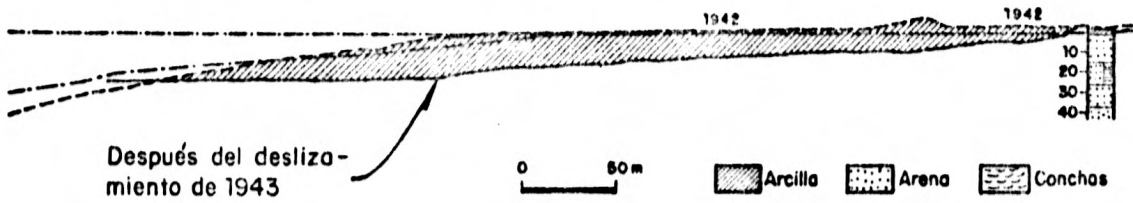


Fig 2. Deslizamiento típico en Zeeland, Holanda (Koppejan et al 1948)

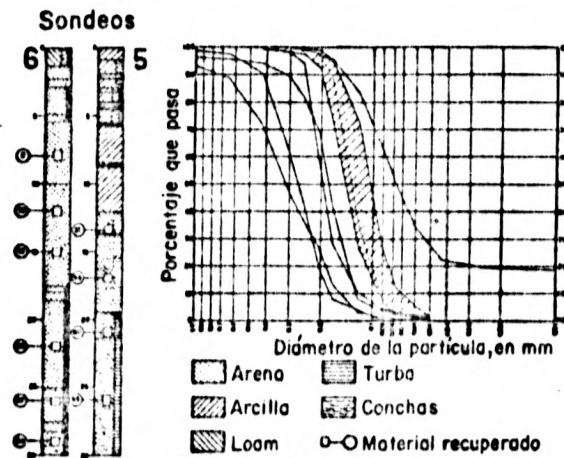


Fig 3. Granulometrías de los suelos hallados en dos sondeos (Koppejan et al 1948)

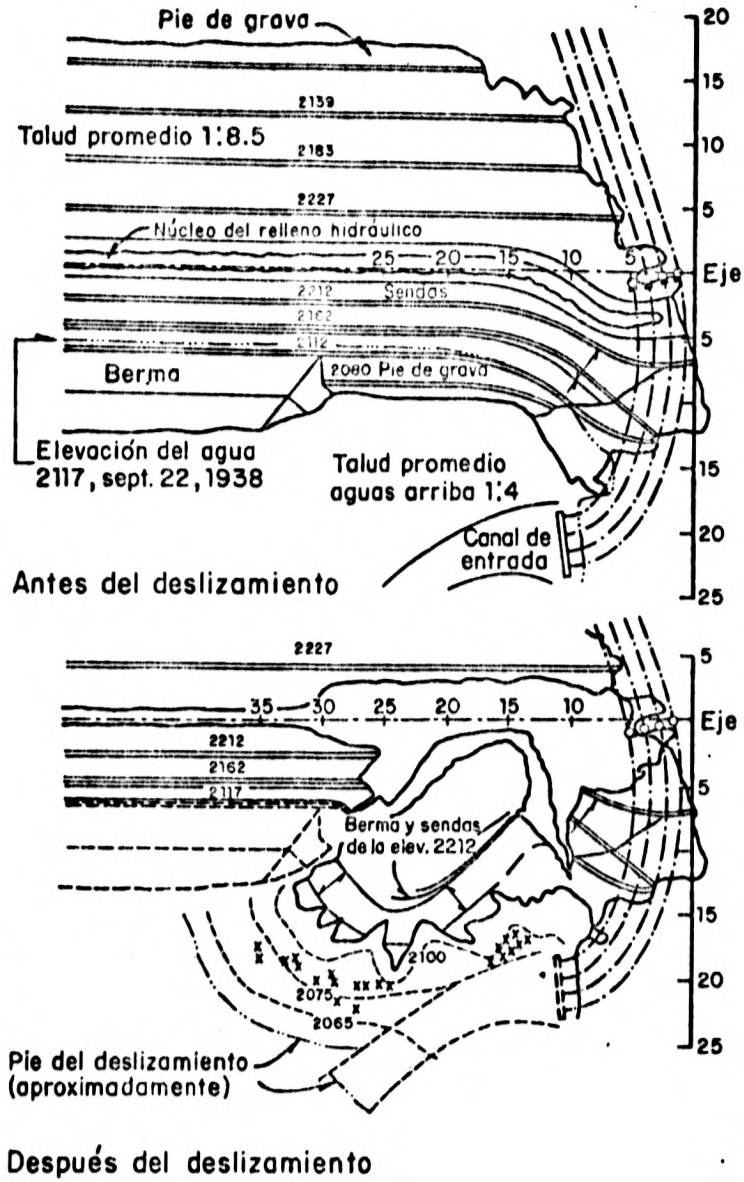


Fig 4. Planta de la presa Fort Peck antes y después del deslizamiento (Casagrande; 1965)

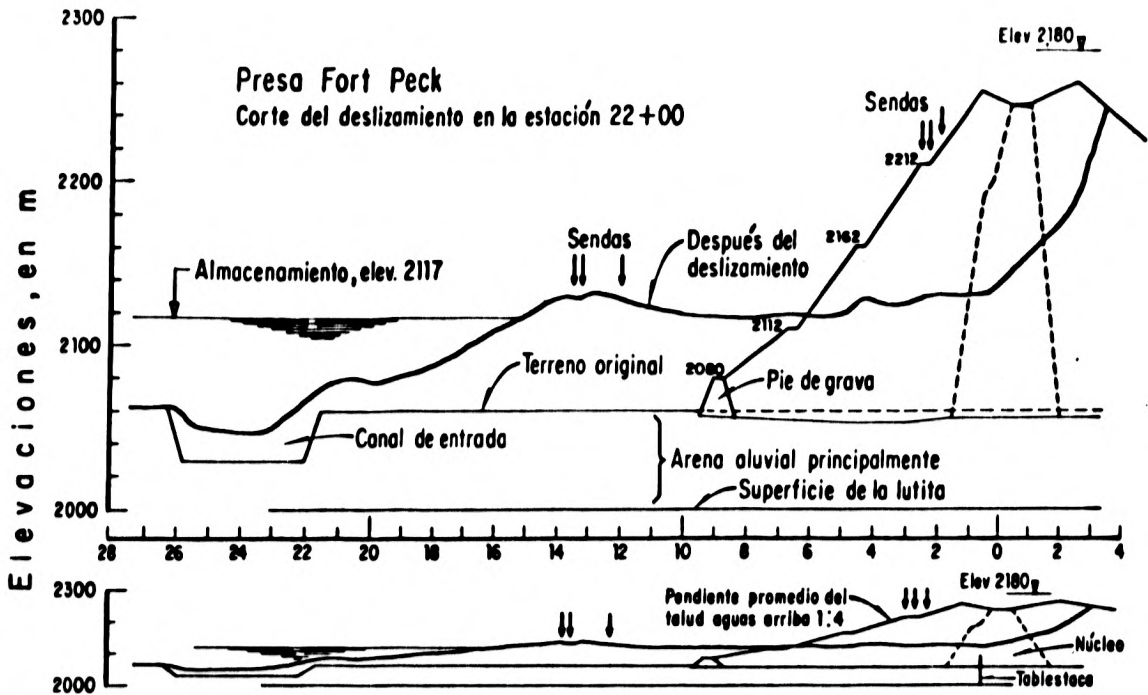


Fig 5. Corte de la presa Fort Peck antes y después del deslizamiento (Casagrande, 1965)



Fig 6. Deslizamiento de Turnagain Heights



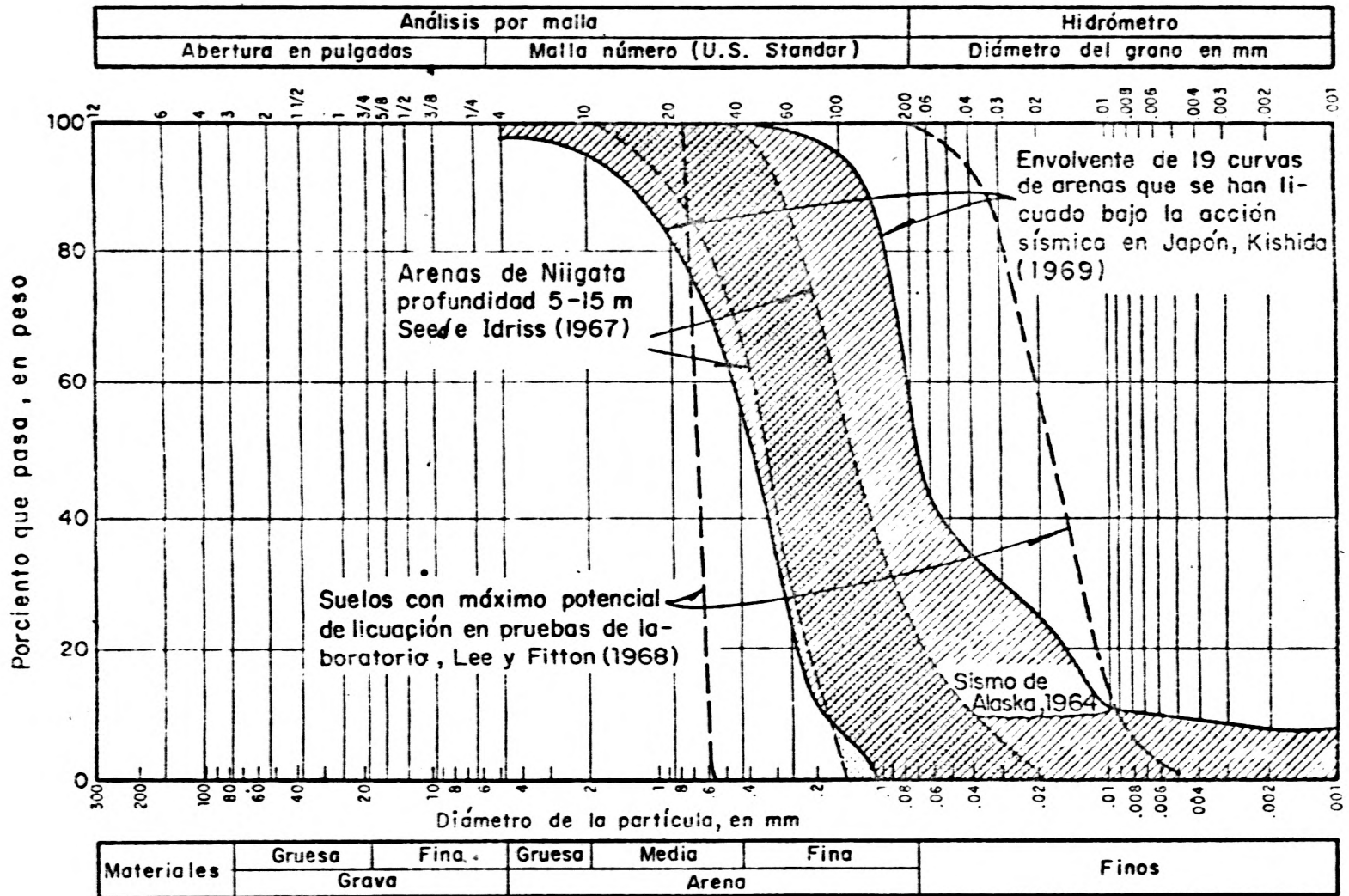


Fig 7. Granulometrías de algunos suelos que se han licuado

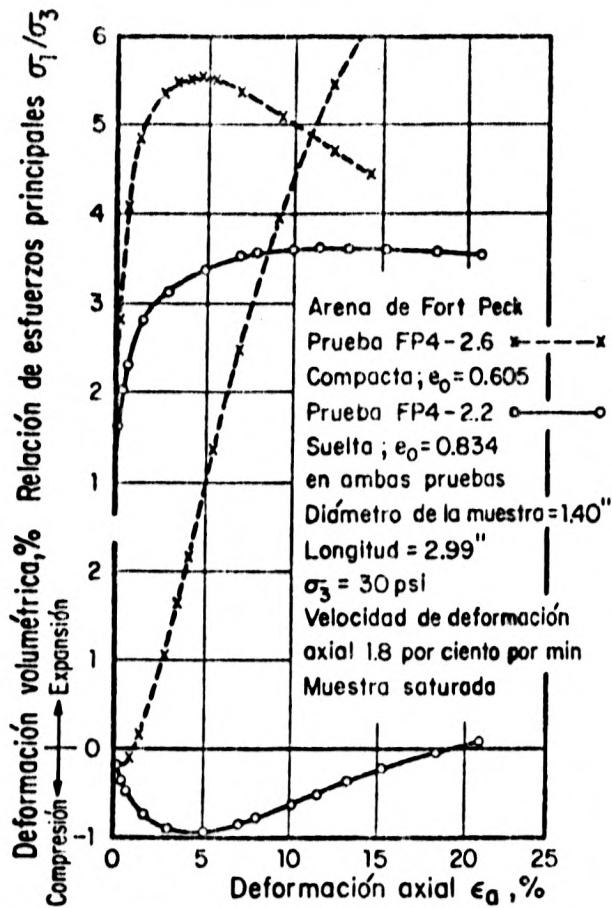


Fig 8. Comportamiento triaxial típico de arena compacta y suelta (Taylor, 1948)

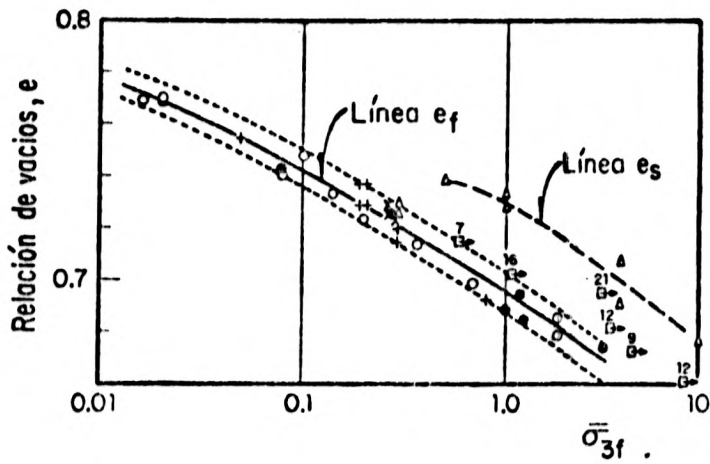


Fig 9. Líneas de relación de vacíos crítica,  $e_s$  y  $e_f$  (Castro, 1969)

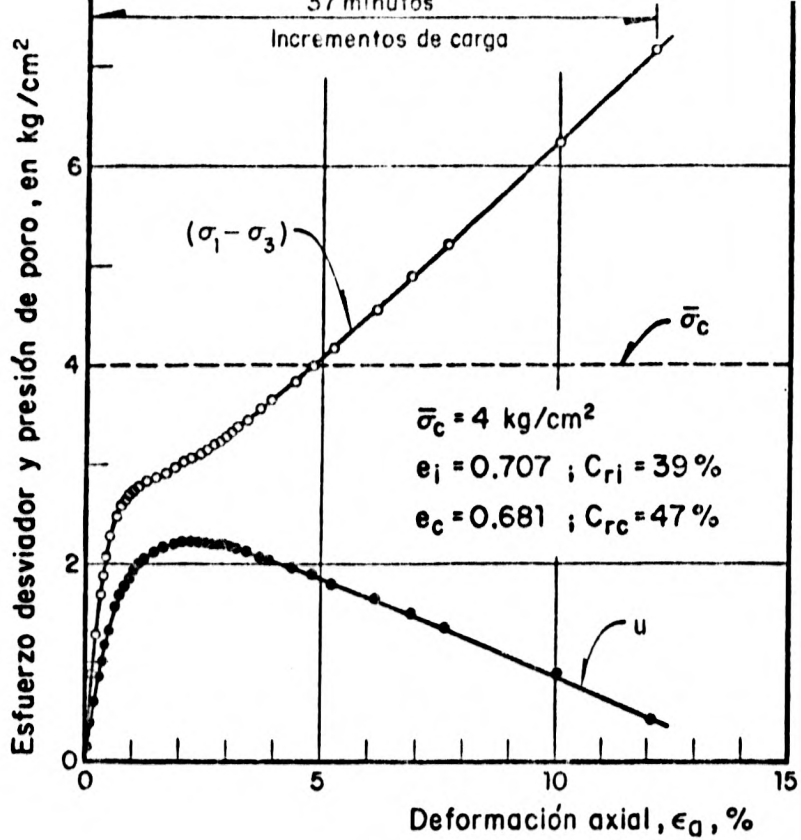


Fig 10. Comportamiento de un Espécimen de Arena Dilatante (Castro, 1969)

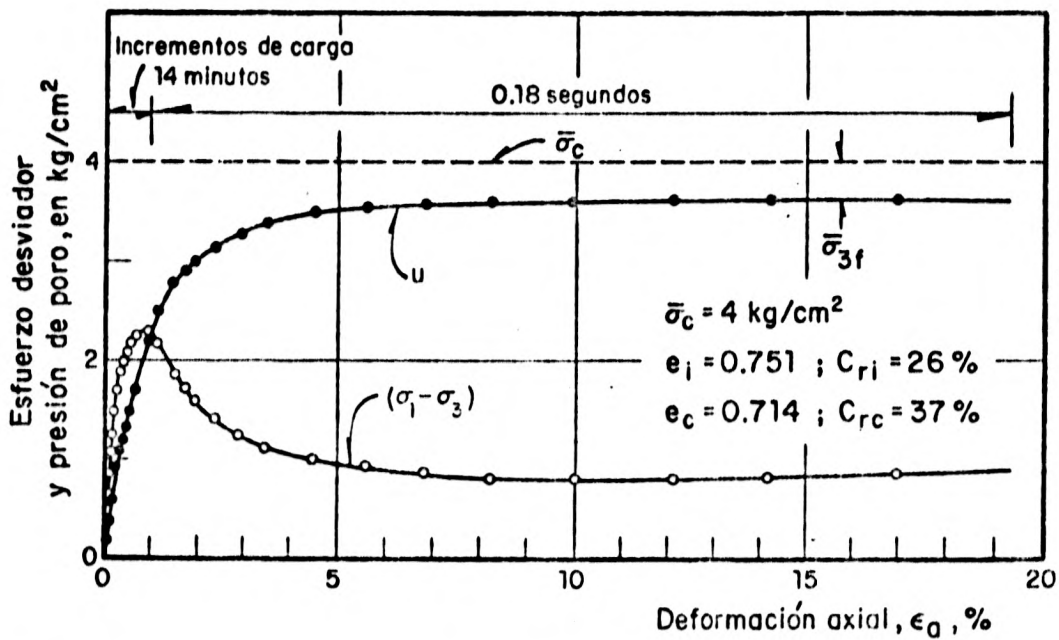
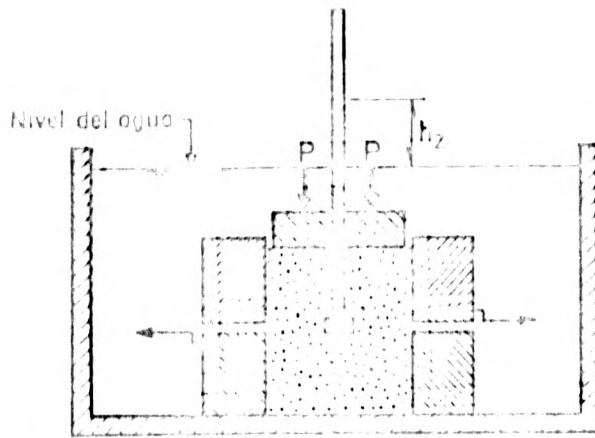
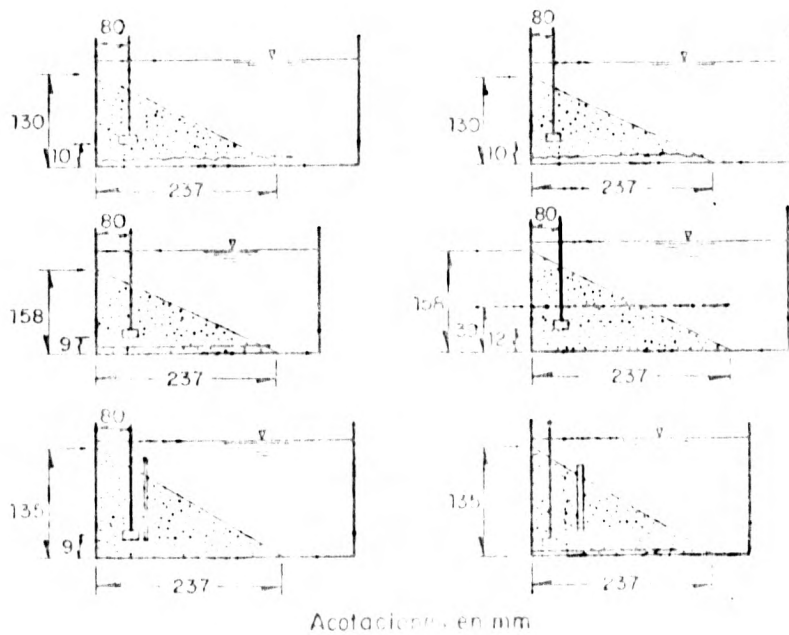


Fig 11. Comportamiento de un Espécimen de Arena Contractivo (Castro, 1969)



a) Variación de la presión de poro durante el corte



b) Taludes de arena sometidos a corte

Fig 12. Aparato de corte y modelos de taludes de arena (Maslov, 1958)

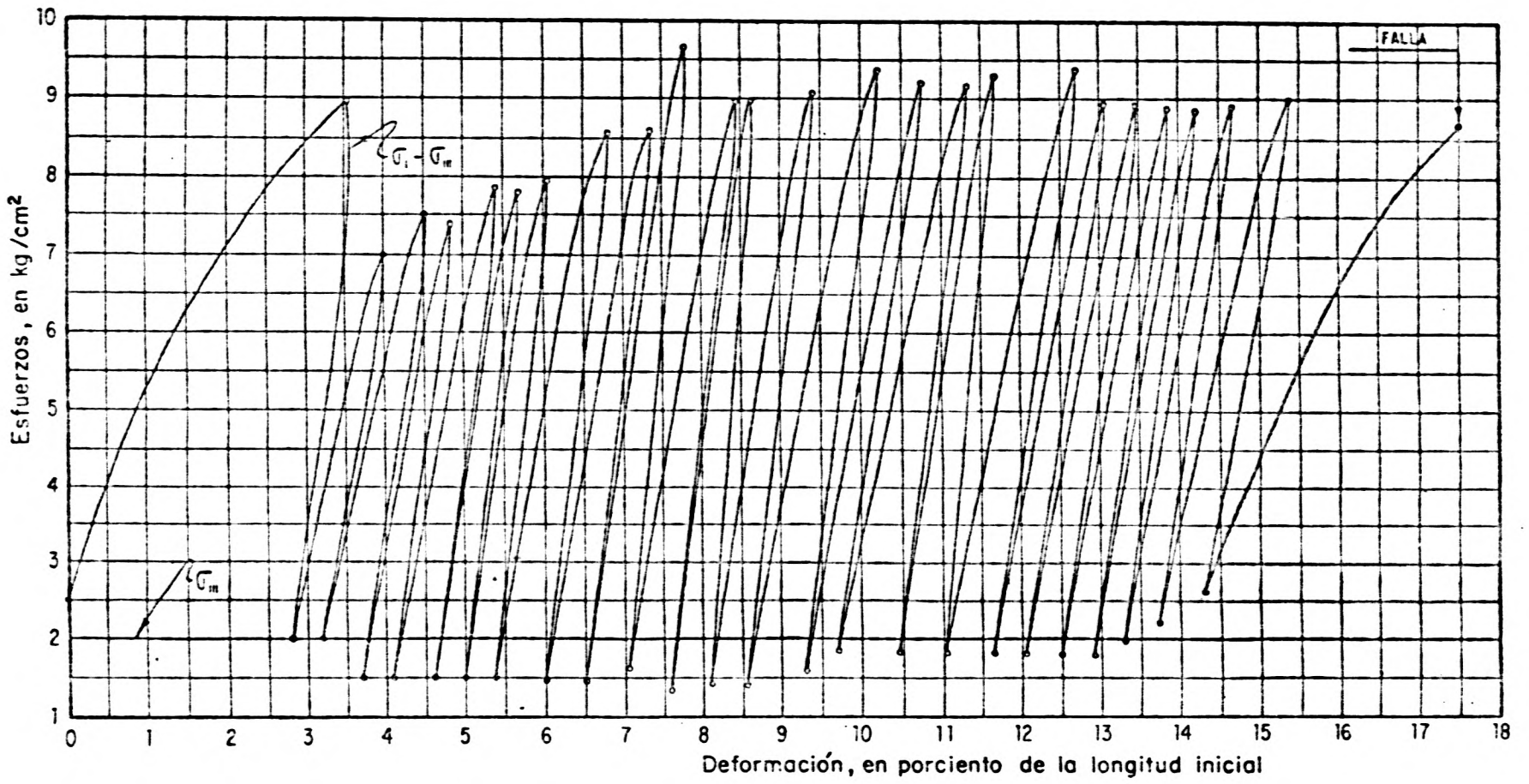


Fig 13. Ensayes con cargas oscilantes (Marsal, 1949)

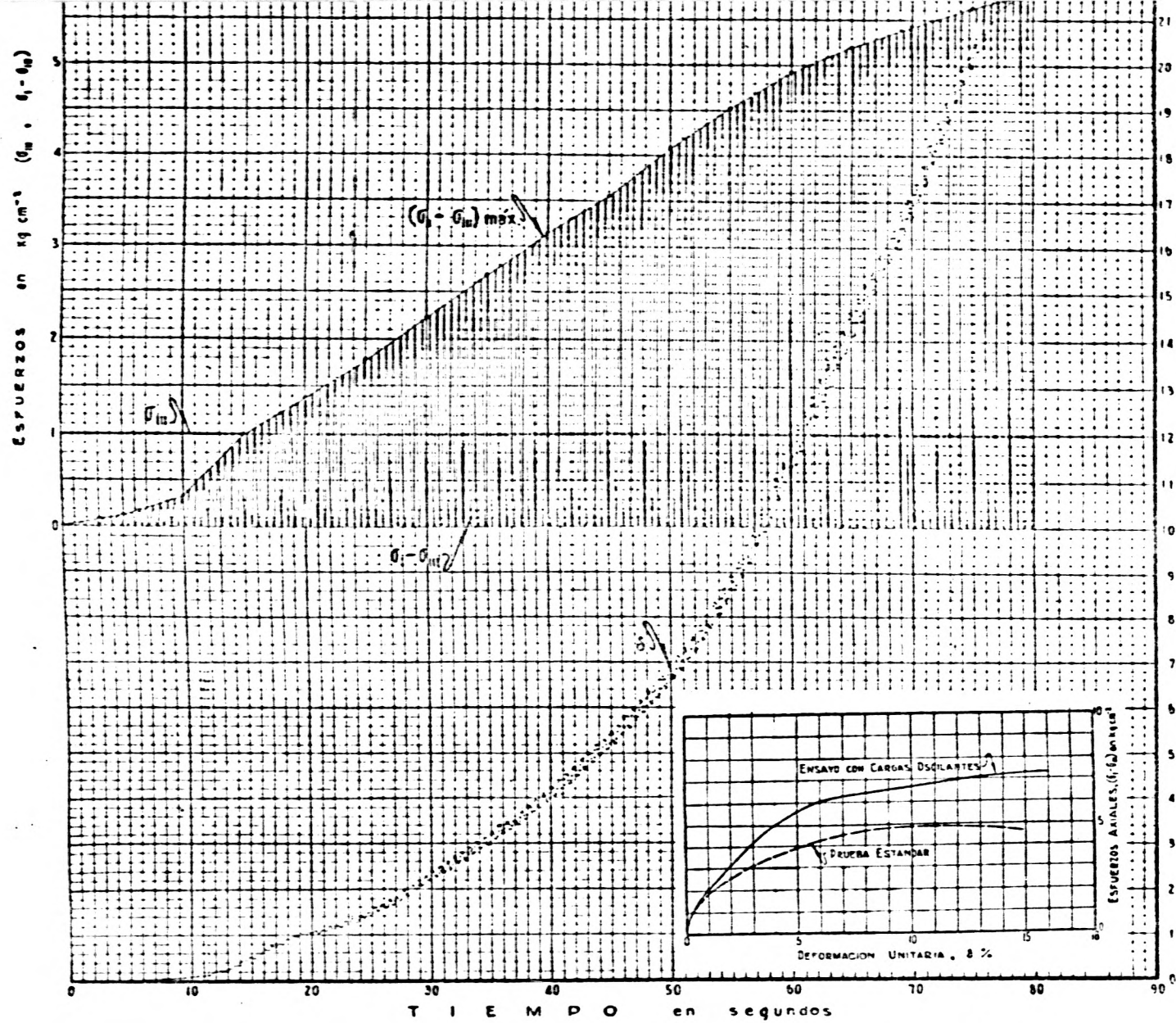


Fig 13. Ensayes con cargas oscilantes (Marsal, 1949)

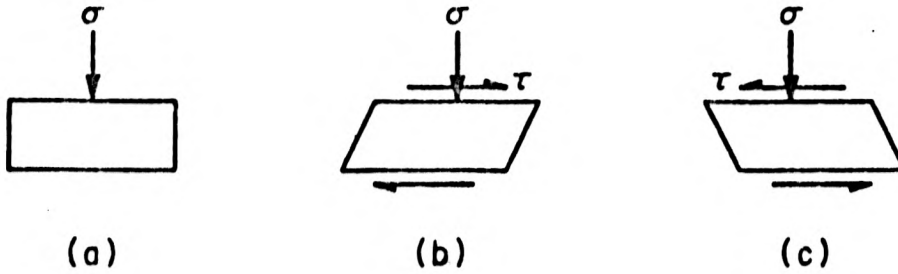


Fig 14. Condiciones de esfuerzo idealizadas para un elemento de suelo bajo la superficie, durante un sismo (Seed y Lee, 1966)

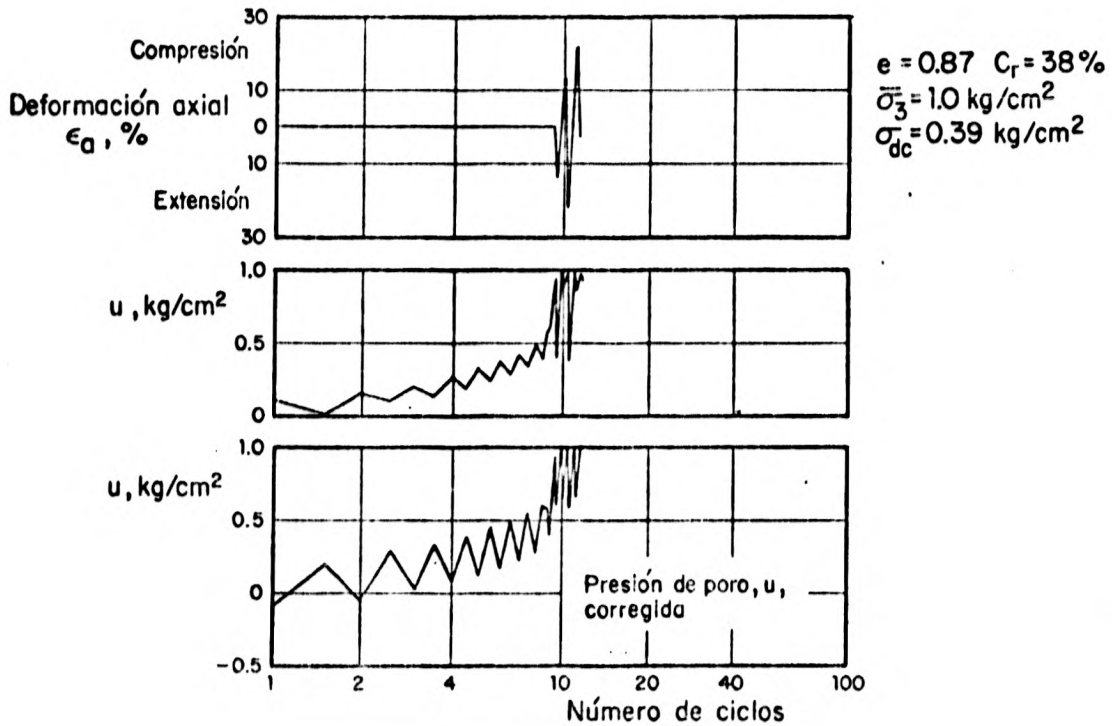


Fig 15. Prueba de carga cíclica, típica en arena suelta (Seed y Lee, 1966)

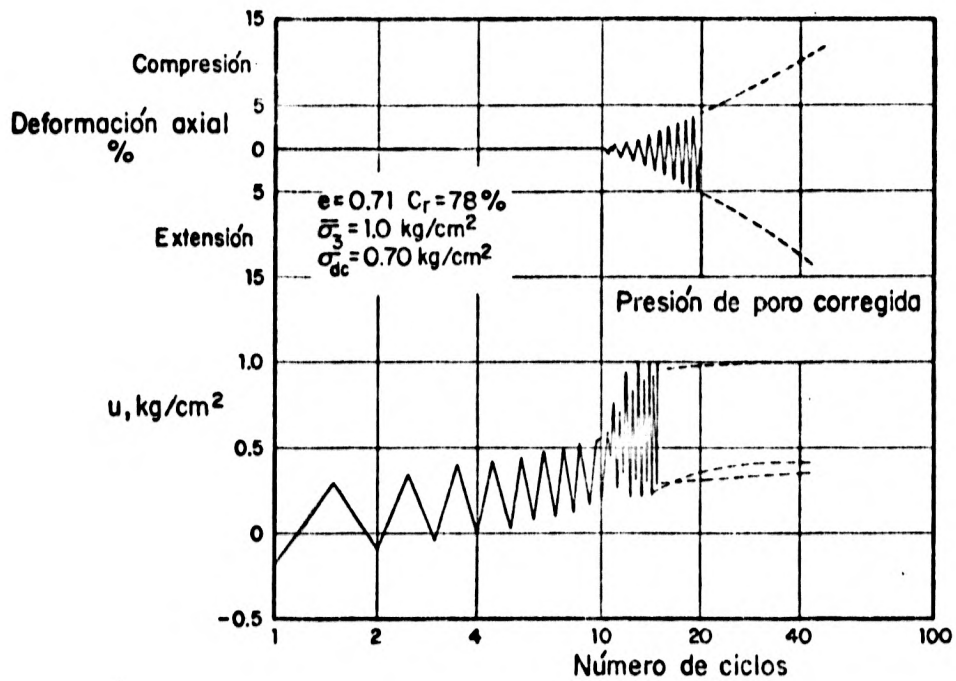
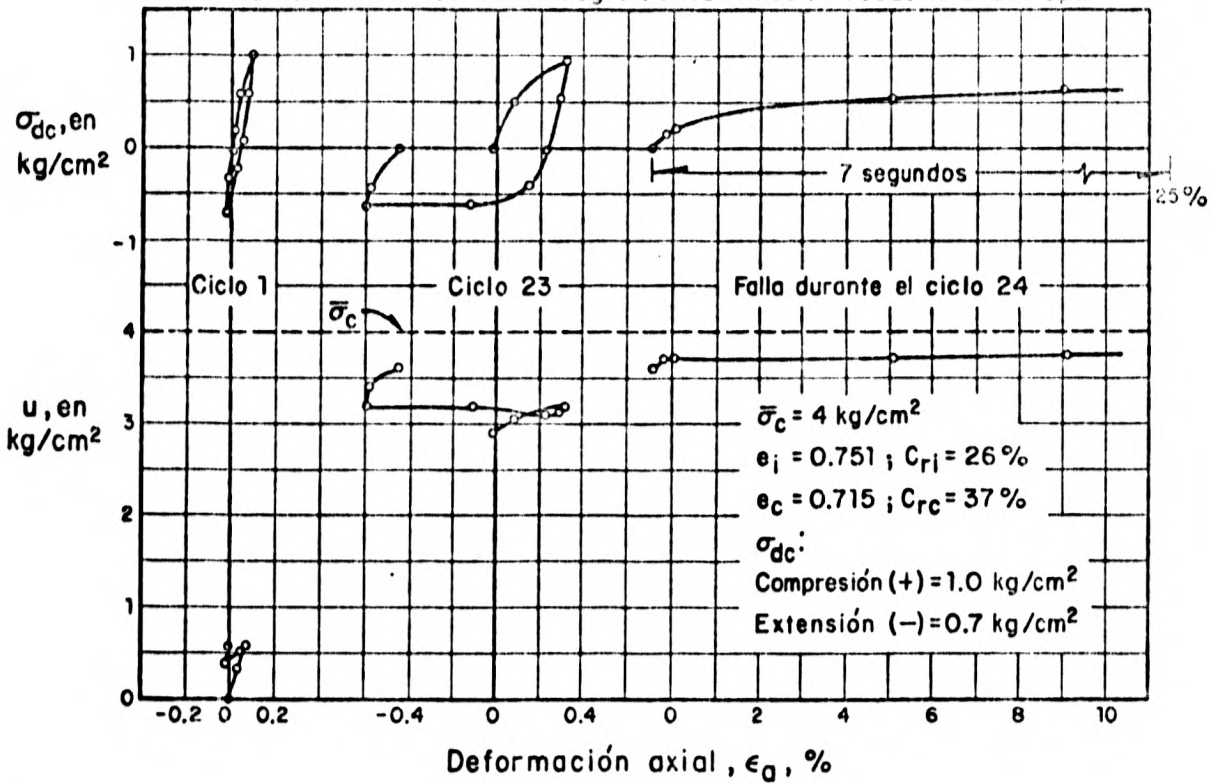


Fig 16. Prueba de carga cíclica, típica en arena compacta (Seed y Lee, 1966)



Puntos obtenidos de un registro continuo. Frecuencia 0.1 cps



Puntos obtenidos de un registro continuo. Frecuencia 0.07 cps

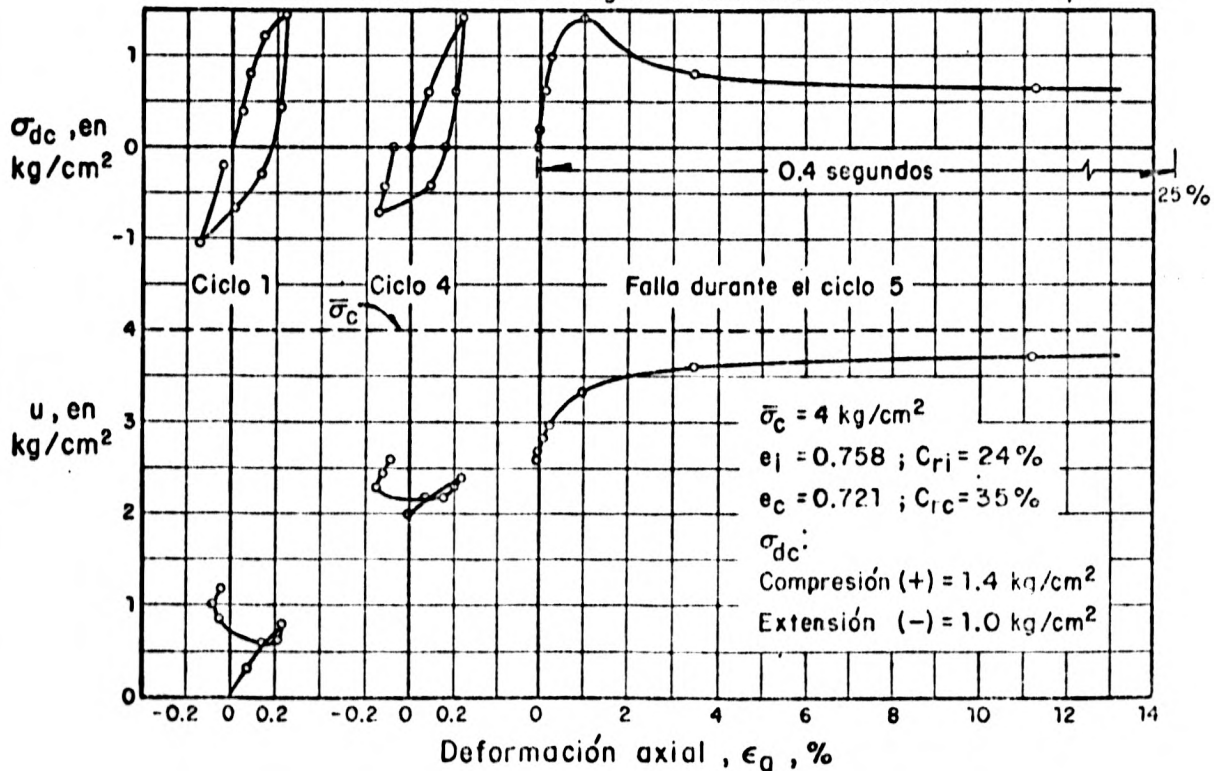


Fig 17. Pruebas de carga cíclica a baja frecuencia (Castro, 1969)

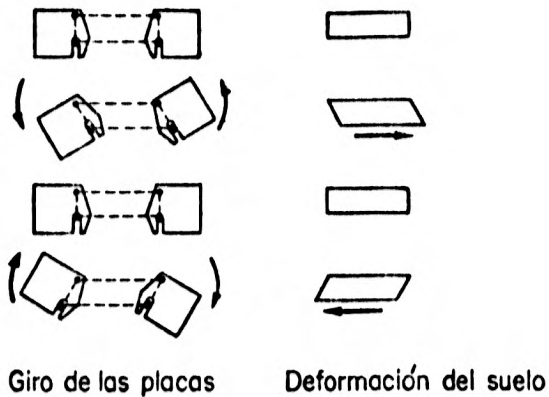
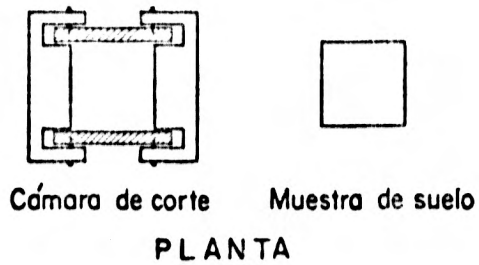


Fig 18. Esquema ilustrativo de la caja de corte y de la deformación de la muestra (Peacock y Seed, 1968)

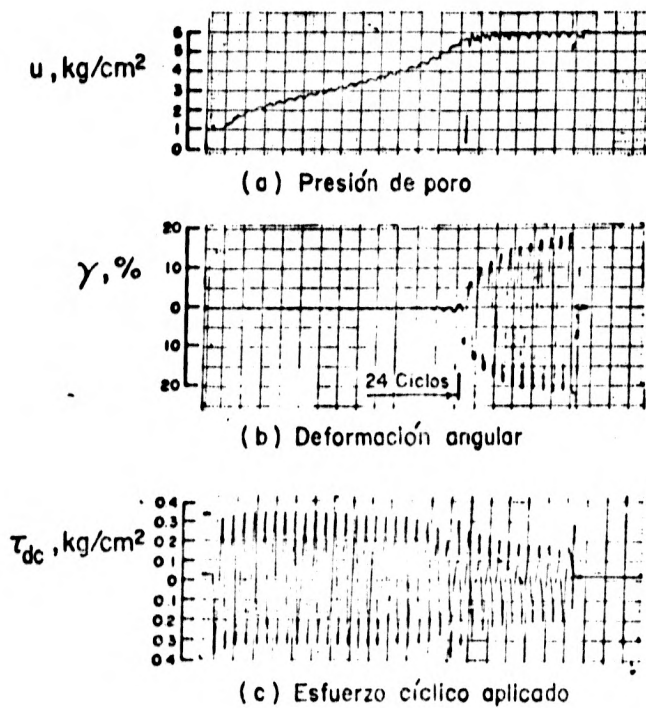


Fig 19. Prueba típica de corte simple en arena suelta (Peacock y Seed, 1968)

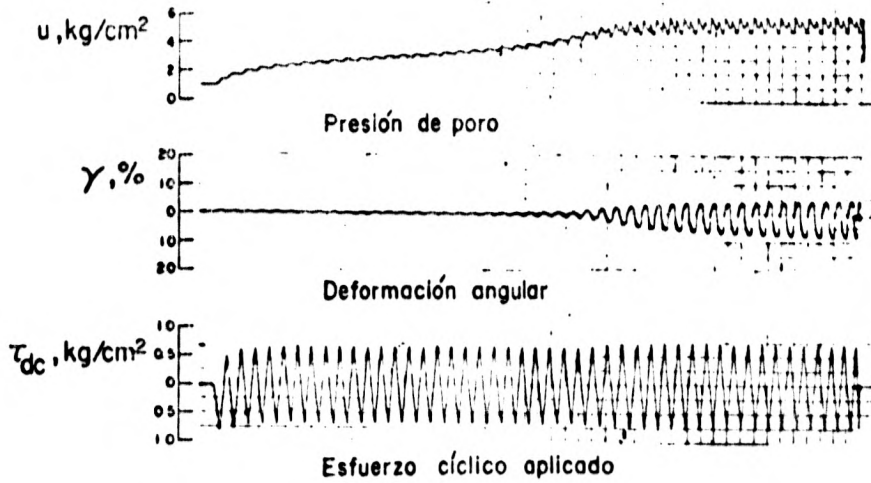


Fig 20. Prueba típica de corte simple en arena compacta (Peacock y Seed, 1968)

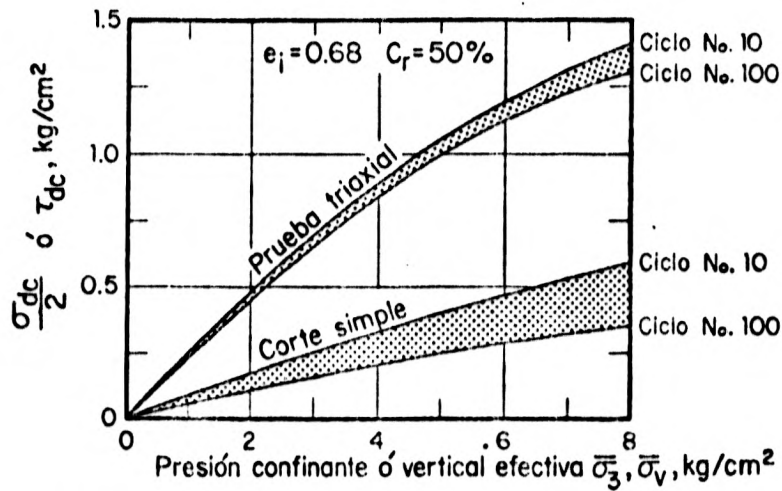


Fig 21. Comportamiento de arena suelta en corte simple y en prueba triaxial cíclica (Peacock y Seed, 1968)

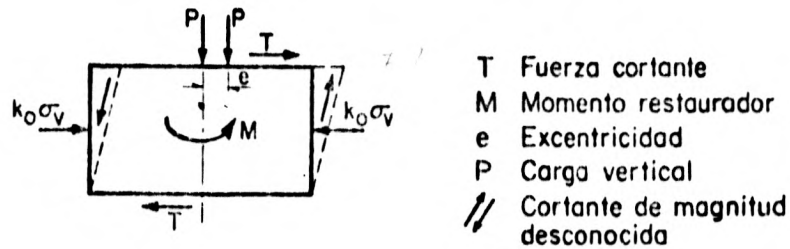


Fig 22. Equilibrio estático de fuerzas en un espécimen sometido a corte simple

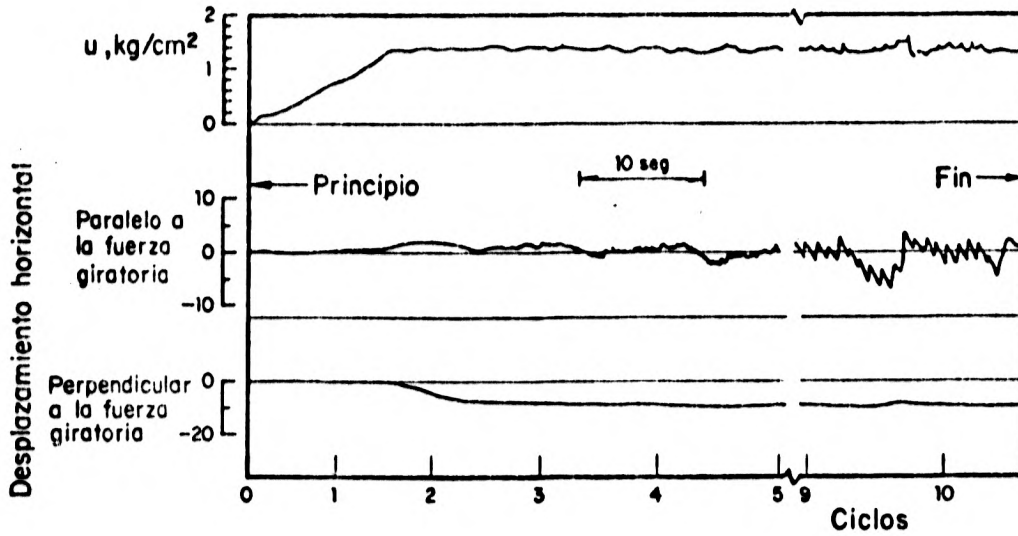


Fig 23 . Registro típico en prueba giratoria (Casagrande,1976)

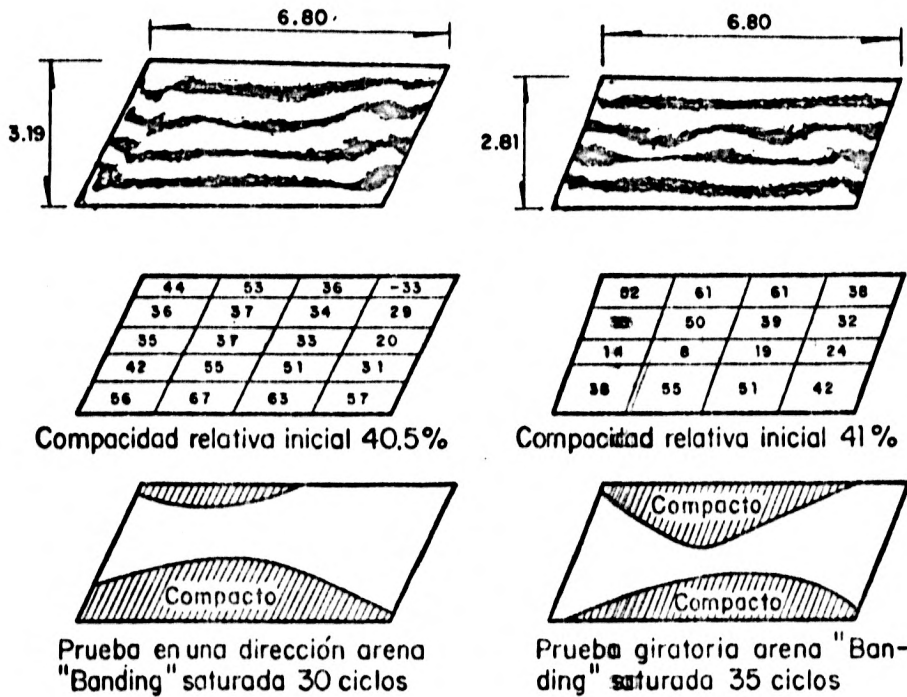
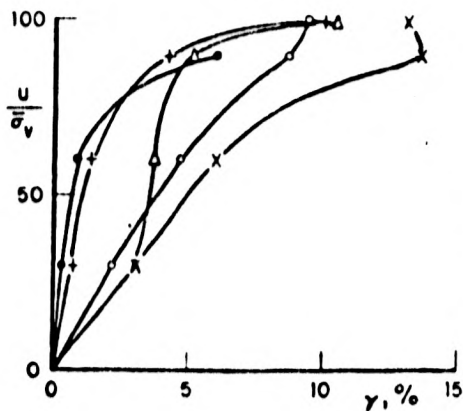


Fig 24. Comparación de redistribución de relación de vacíos en pruebas giratoria y en una dirección (Casagrande,1976)



Prueba No	e	$\frac{\tau_{c1}}{\bar{\sigma}_N}$	$\frac{\tau_{c2}}{\bar{\sigma}_N}$	$\frac{u}{\bar{\sigma}_N}$	$\gamma$	N
1	1.02	0.100	0.146	0.30	0.0302	0.5
X	(7.5)	0.100	0.100	0.60	0.0605	1.0
				0.90	0.1362	3.5
				1.00	0.1316	5.5
2	0.89	0.080	0.030	0.30	0.0044	5
e	(40.0)	0.100	0.080	0.60	0.0093	15
				0.90	0.0602	22
				1.00		
3	0.88	0.080	0.180	0.30	0.0216	1.5
o	(42.5)	0.180	0.190	0.80	0.0489	4
				0.90	0.0866	4
				1.00	0.0937	5
4	0.80	0.050	0.040	0.30	0.0078	25
+	(62.5)	0.100	0.100	0.60	0.0143	82
				0.90	0.0416	99
				1.00	0.1000	112.5
5	0.81	0.100	0.164	0.30	0.0510	1.5
Δ	(50.0)	0.132	0.190	0.60	0.0572	4.0
				0.90	0.0820	7.0
				1.00	0.1040	25

e, relación de vacíos  
 $\tau_c$ , esfuerzo cortante cíclico en dirección considerada  
 $\bar{\sigma}_N$ , esfuerzo normal efectivo  
u, presión de poro  
 $\gamma$ , deformación angular  
N, número de ciclos  
(e) Compacidad relativa, %

Fig 25. Resultados de las pruebas de corte simple en dos direcciones. Presión de poro vs deformación angular (Jaime, 1975)

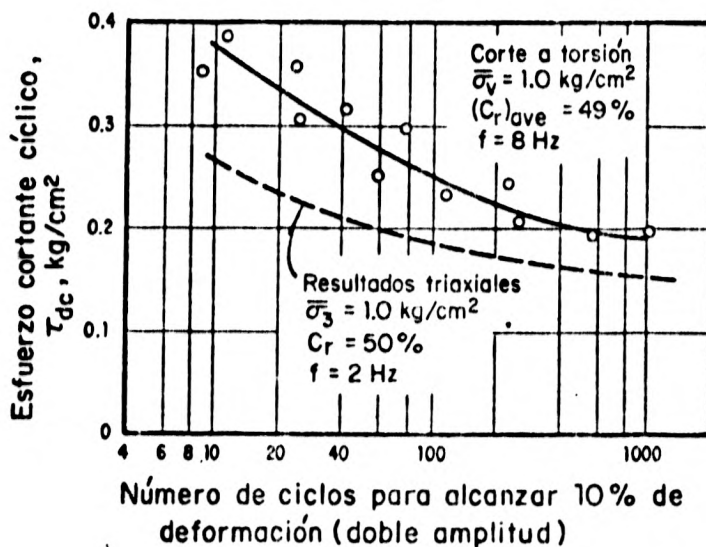


Fig 26. Esfuerzo cortante cíclico necesario para producir licuación vs número de ciclos (Yoshimi y Oh-oka, 1970)

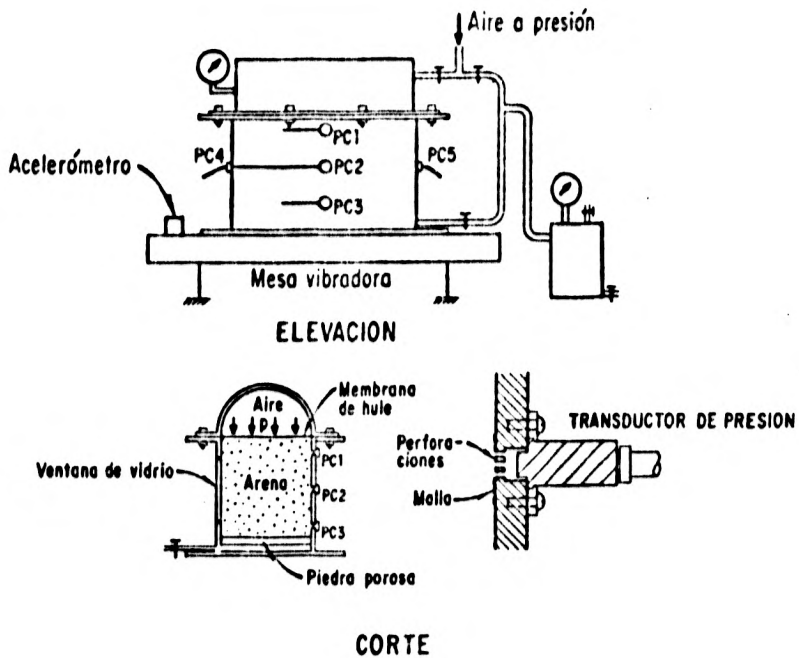


Fig 27. Recipiente para probar arenas en mesa vibradora (Yoshimi, 1967)

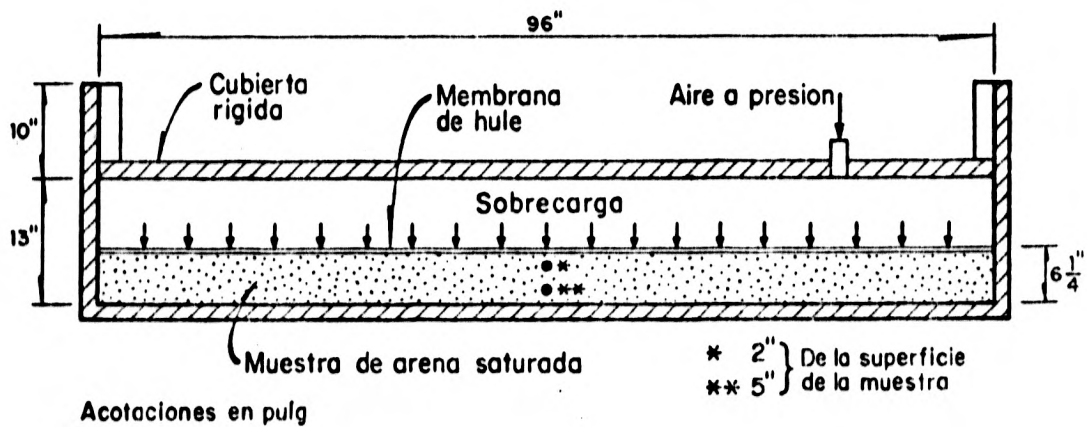
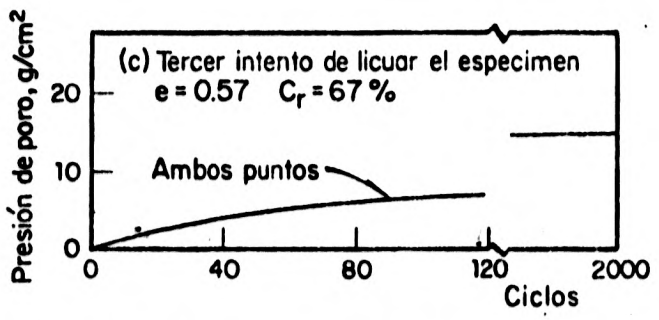
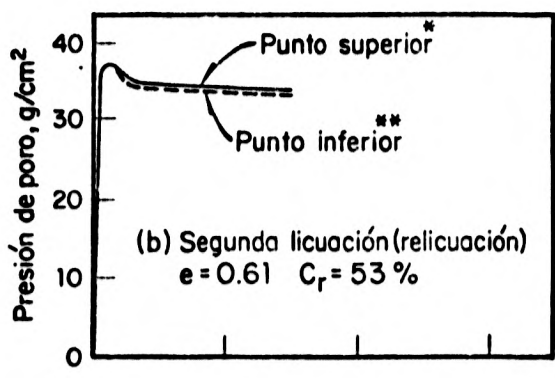
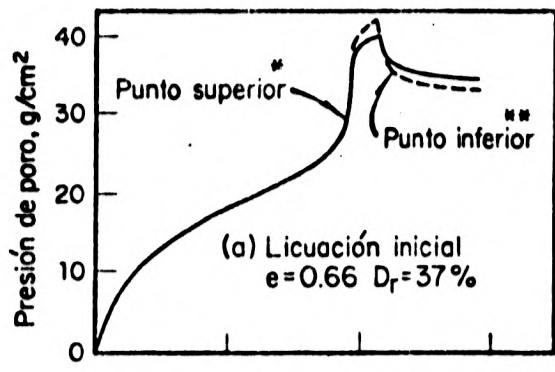


Fig 28. Corte del modelo de arena de 18'' de ancho en el recipiente (Finn et al, 1970)



Presión total en el punto inferior\*\* (36+13) = 49 g/cm<sup>2</sup>  
 Presión total en el punto superior\* (36+5) = 41 g/cm<sup>2</sup>  
 Aceleración senoidal, amplitud = 0.25 g, Frecuencia 2 Hz

Fig 29. Presión de poro vs número de ciclos  
 (Finn et al, 1970)

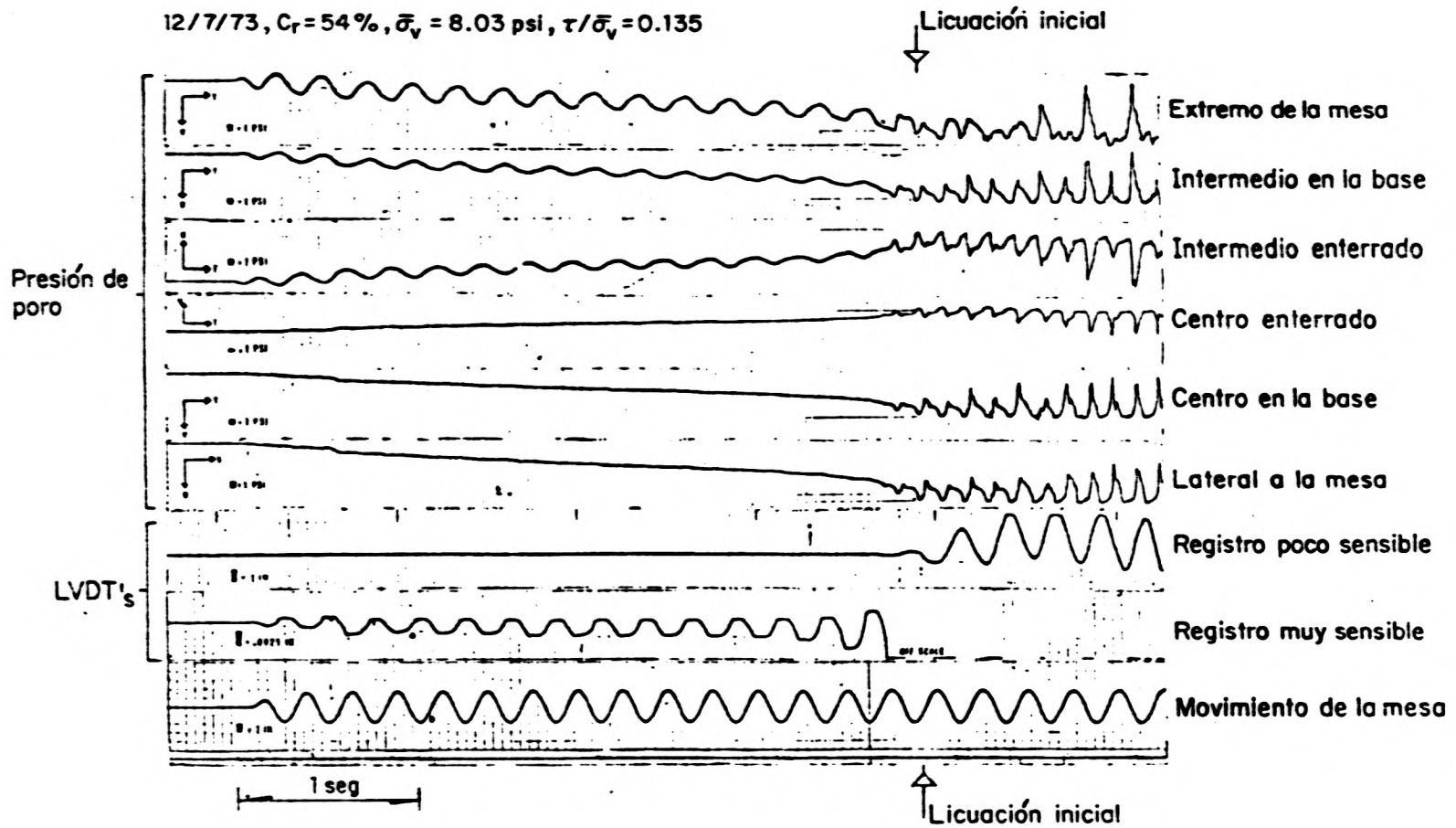


Fig 30. Registro típico de las pruebas con mesa vibradora (De Alba et al, 1976)





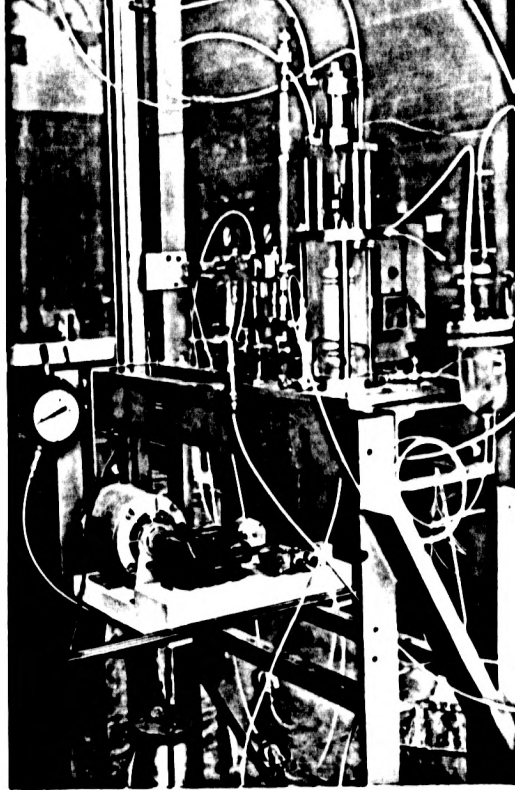


Fig 32. Cámara triaxial cíclica

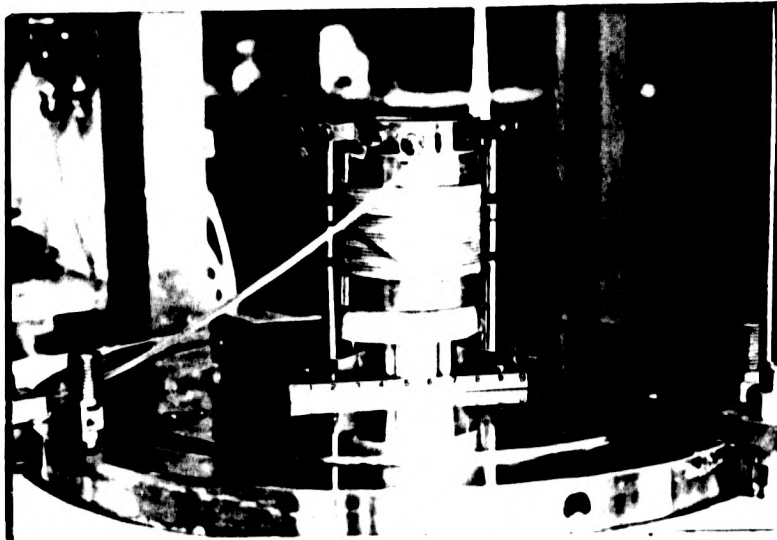
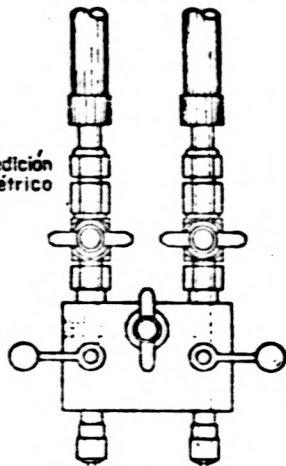
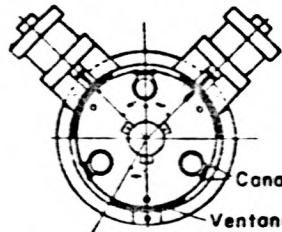


Fig 33. Arreglo del espécimen del aparato de corte simple

Sistema de medición  
cambios volumétrico  
(Bureta)

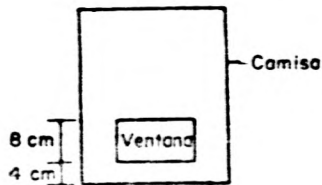


Vista en planta en forma esquemática del aparato de corte simple cíclico bidireccional



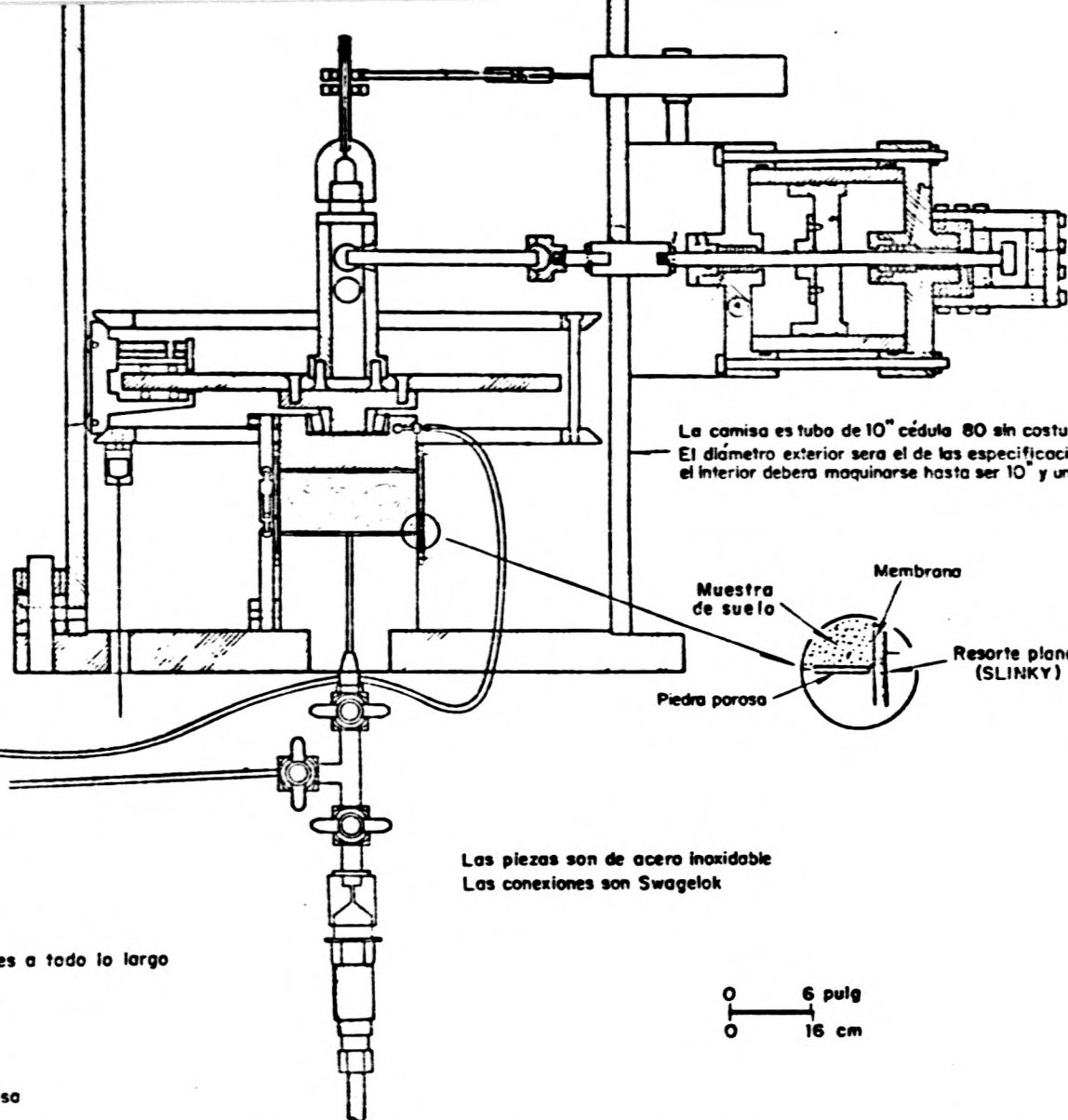
Canales a todo lo largo

Ventana



Camisa

8 cm  
4 cm



La camisa es tubo de 10" cédula 80 sin costura  
El diámetro exterior será el de las especificaciones (10 3/4") y el interior deberá maquinarse hasta ser 10" y una longitud de 13"

Muestra de suelo

Membrana

Resorte plano (SLINKY)

Piedra porosa

Las piezas son de acero inoxidable  
Las conexiones son Swagelok

0 6 pulg  
0 16 cm

Fig 34. Corte y planta del aparato de corte simple cíclico bidireccional

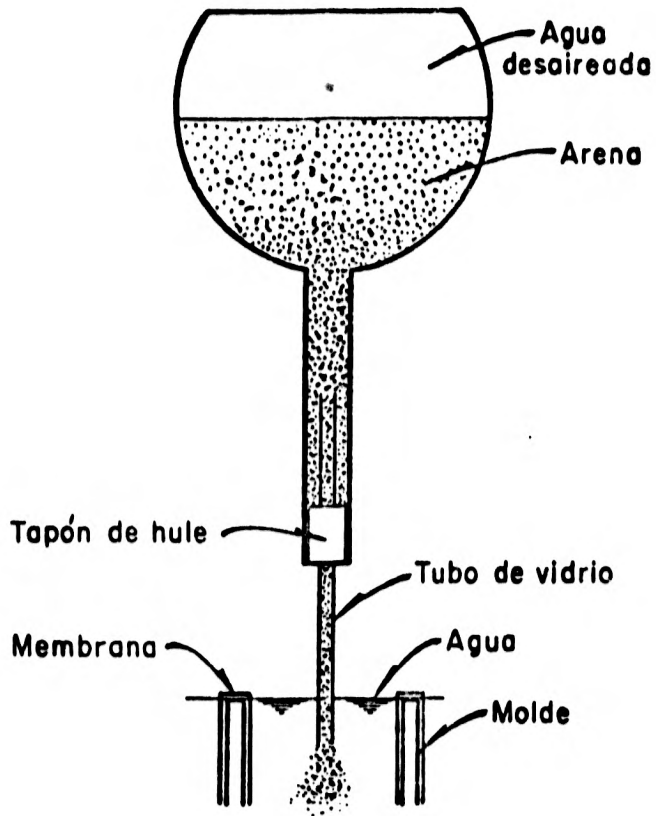


Fig 35. Formación de muestras en estado saturado

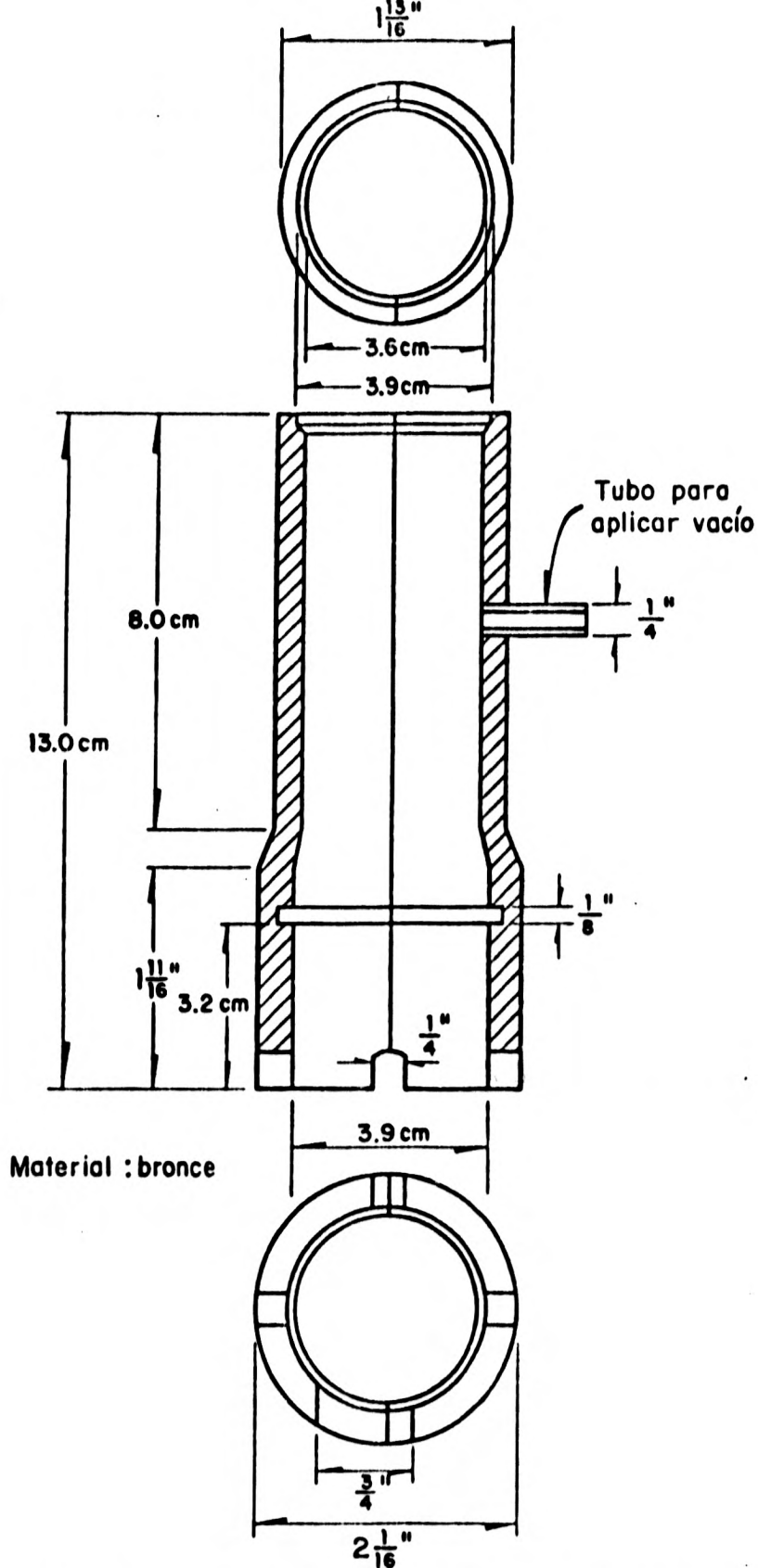


Fig 36 . Molde para formación de muestras

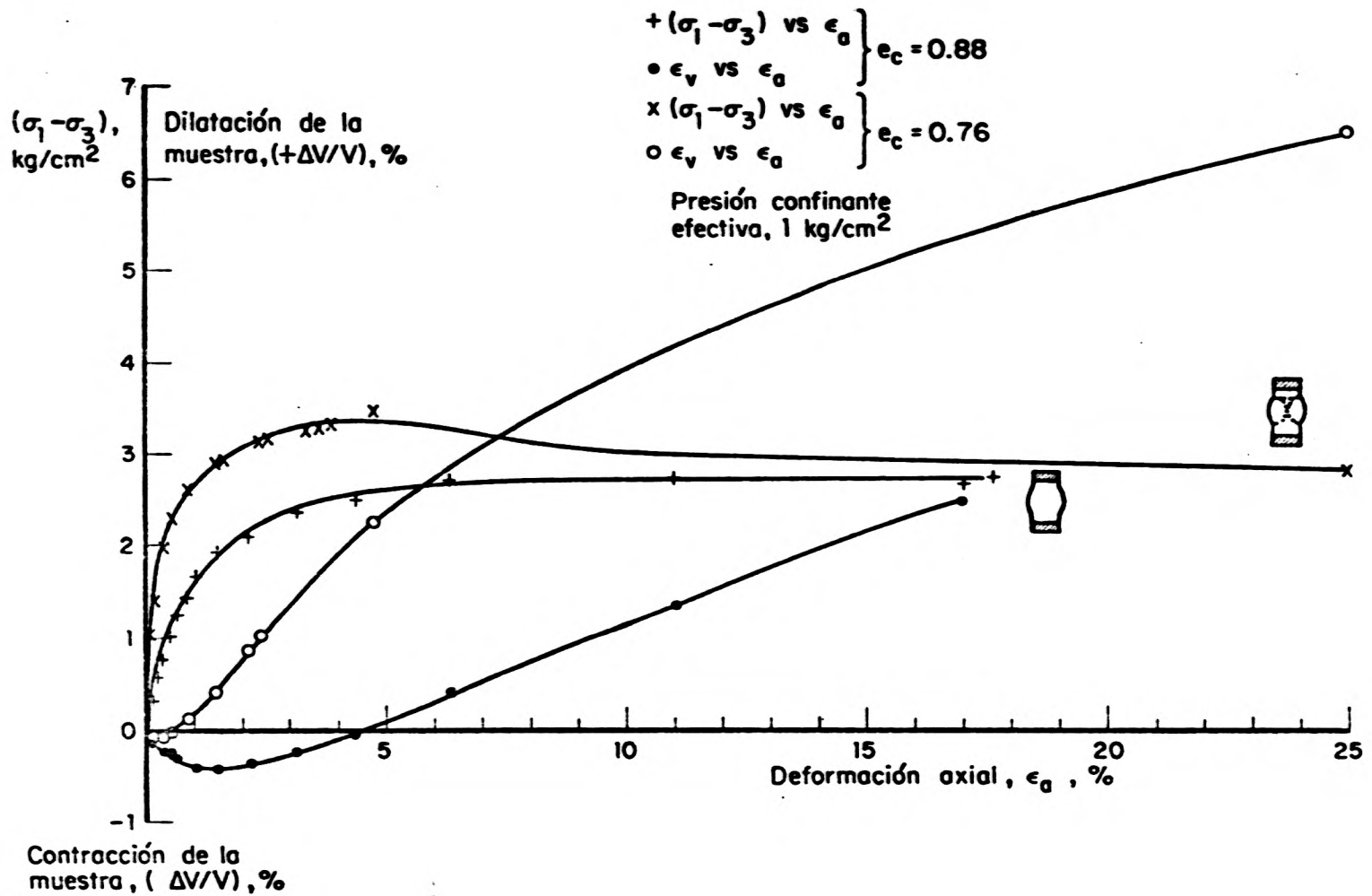


Fig 37. Curvas típicas esfuerzo-deformación y deformación volumétrica vs deformación axial. Prueba CD

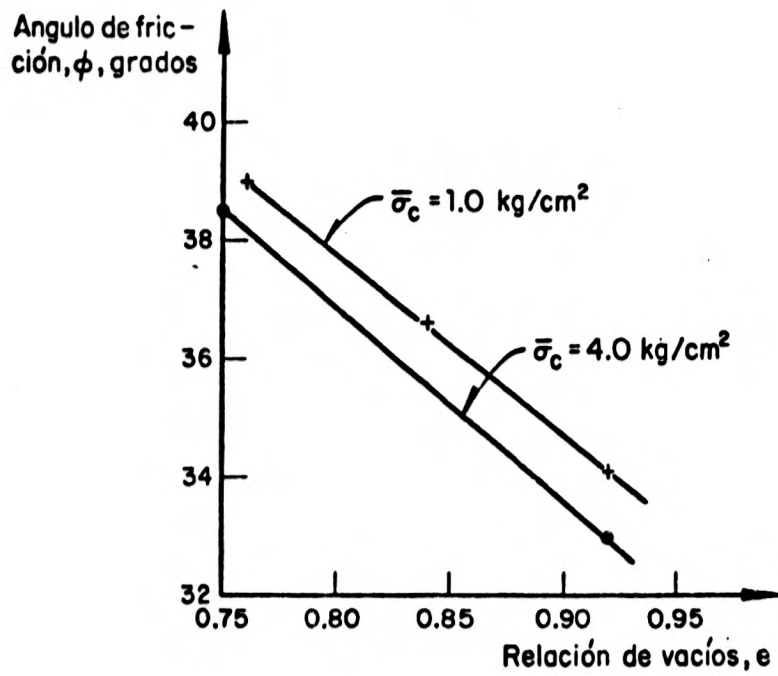


Fig 38. Variación del ángulo de fricción de la arena sílica vs relación de vacíos y presión confinante

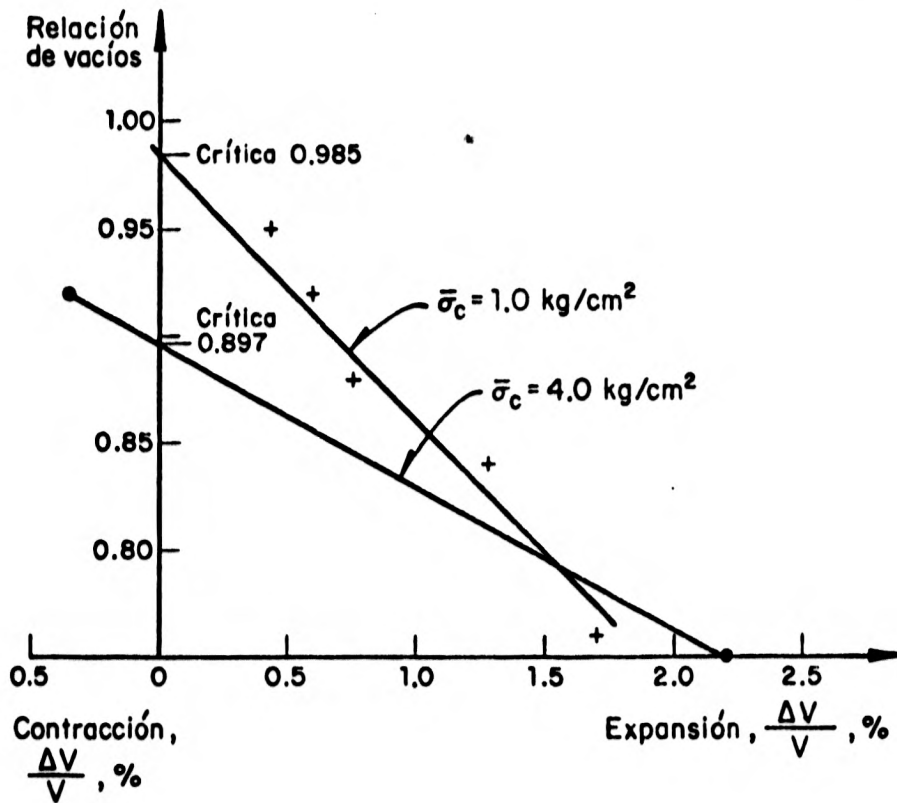


Fig 39. Variación volumétrica en el punto de máximo esfuerzo desviador vs relación de vacíos inicial



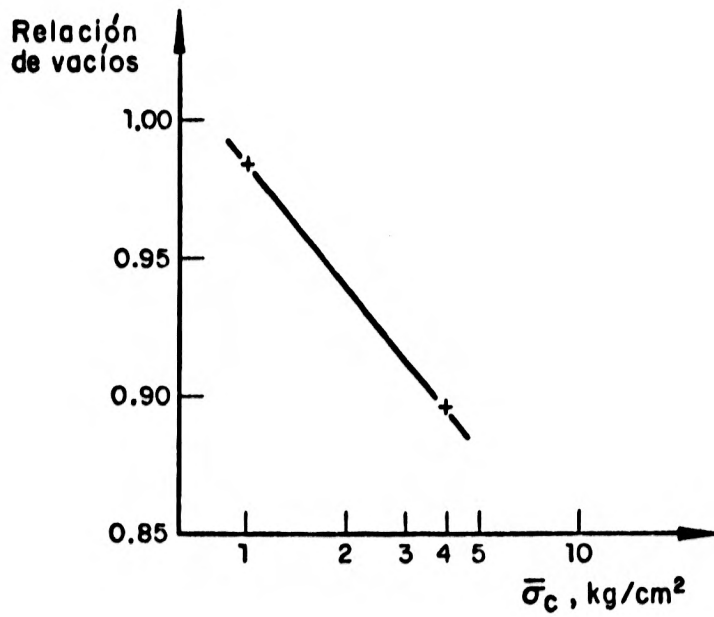


Fig 40. Relación de vacíos crítica  $e_s$

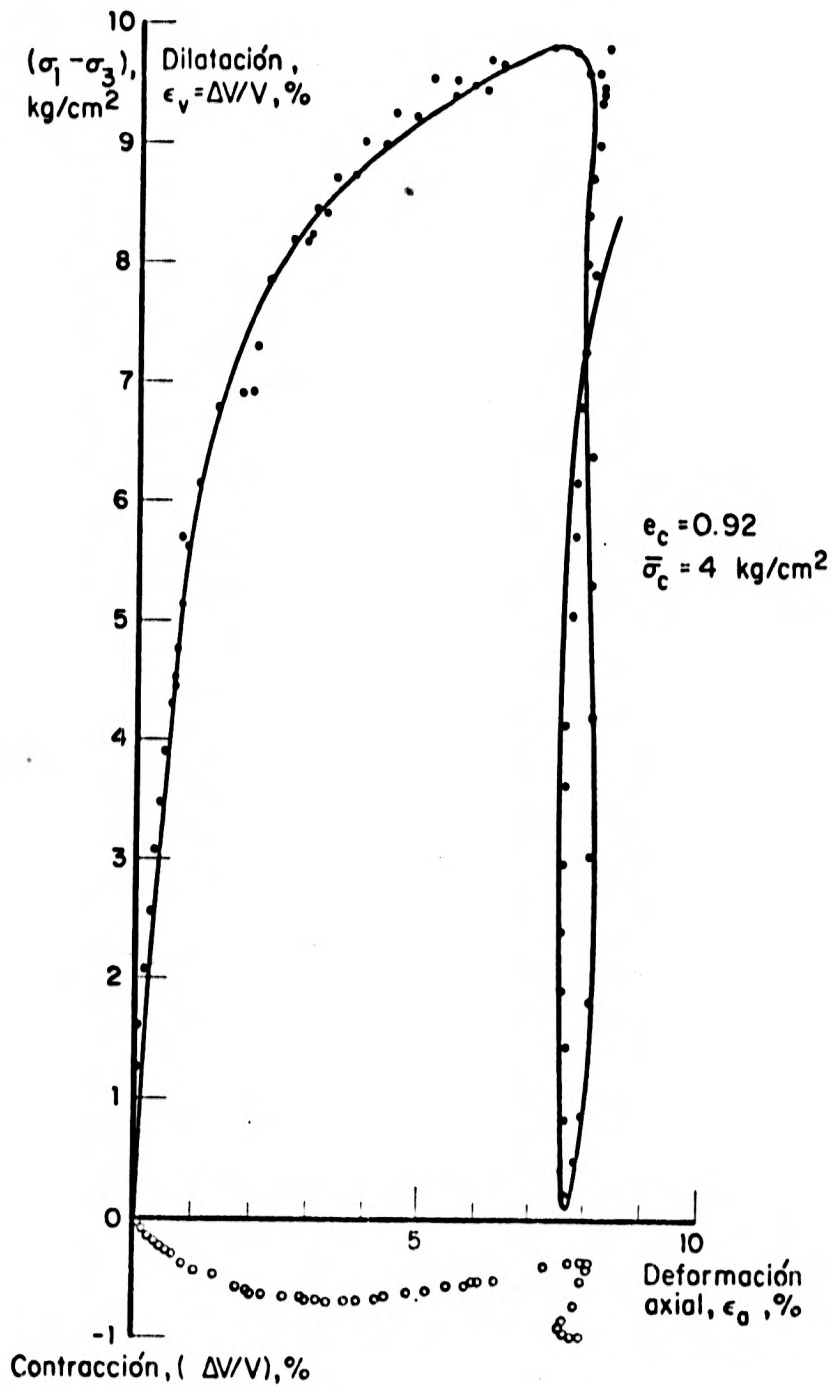


Fig 41. Prueba CD con aplicación de carga y descarga, muestra suelta

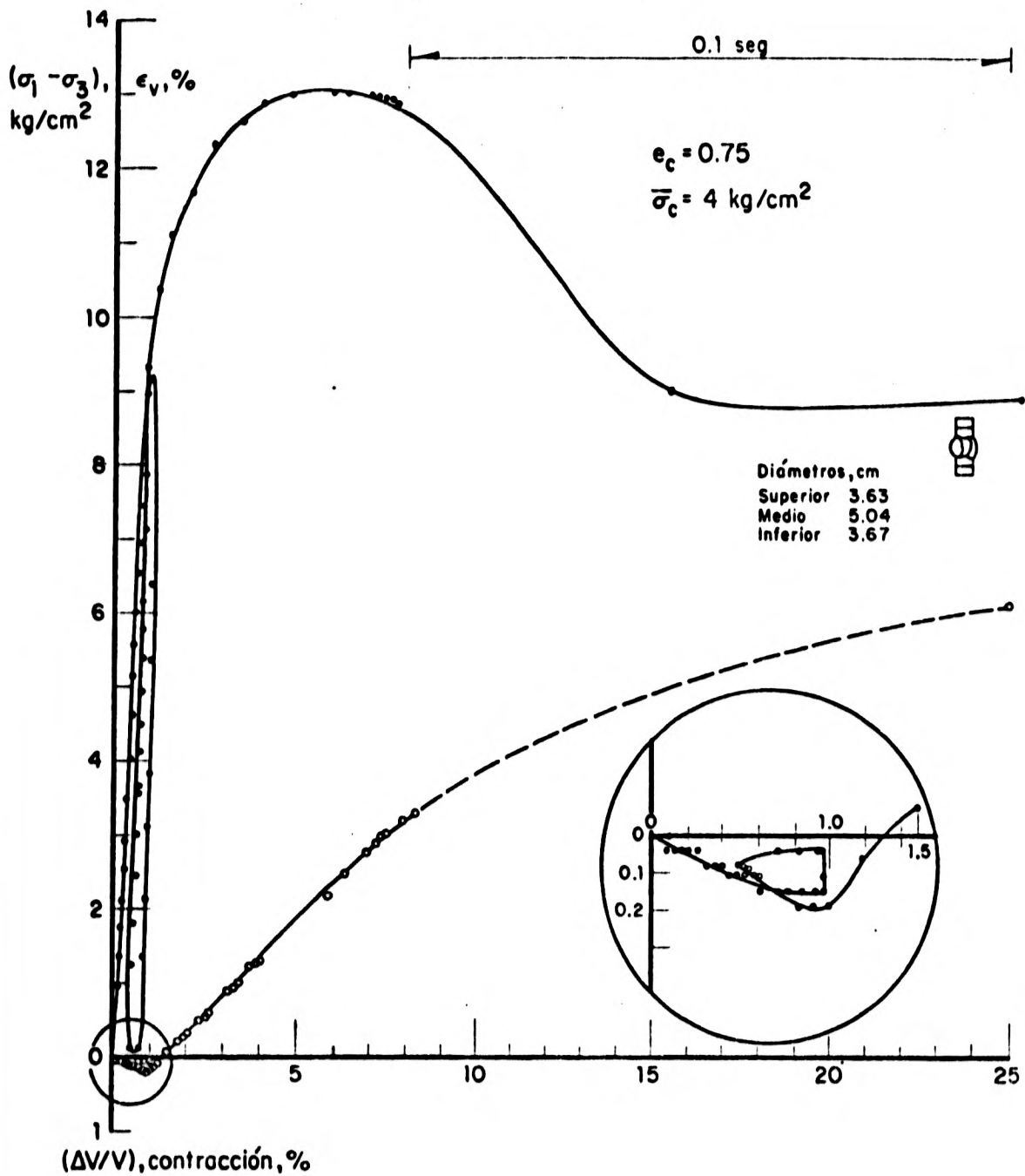


Fig 42. Prueba CD con aplicación de carga y descarga, muestra compacta

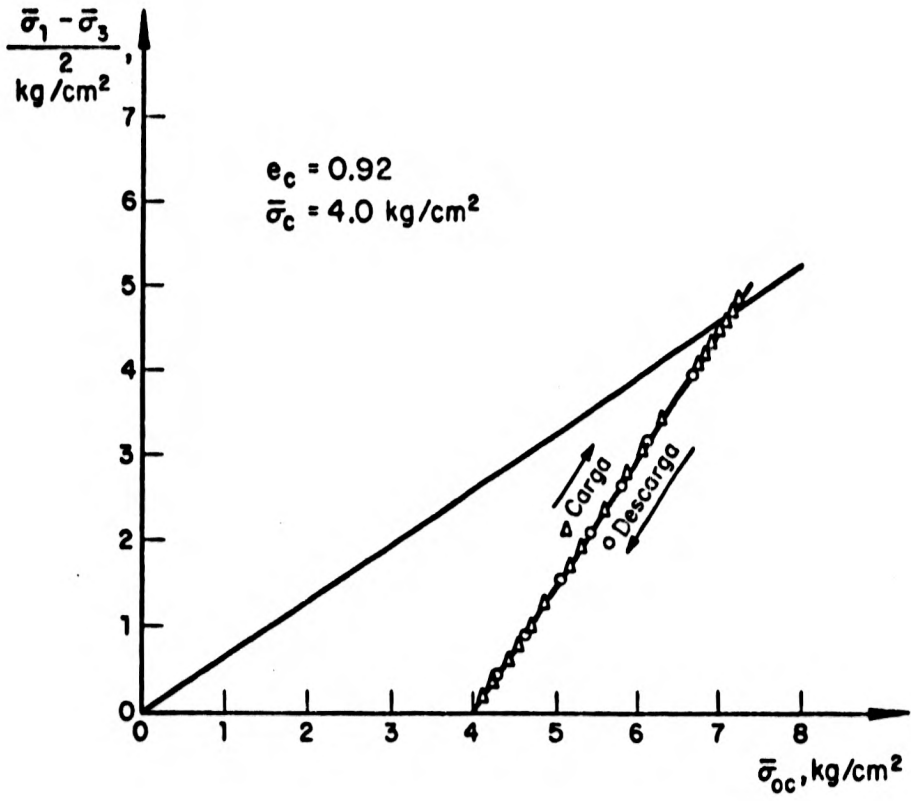


Fig 43. Trayectoria de esfuerzos. Prueba CD

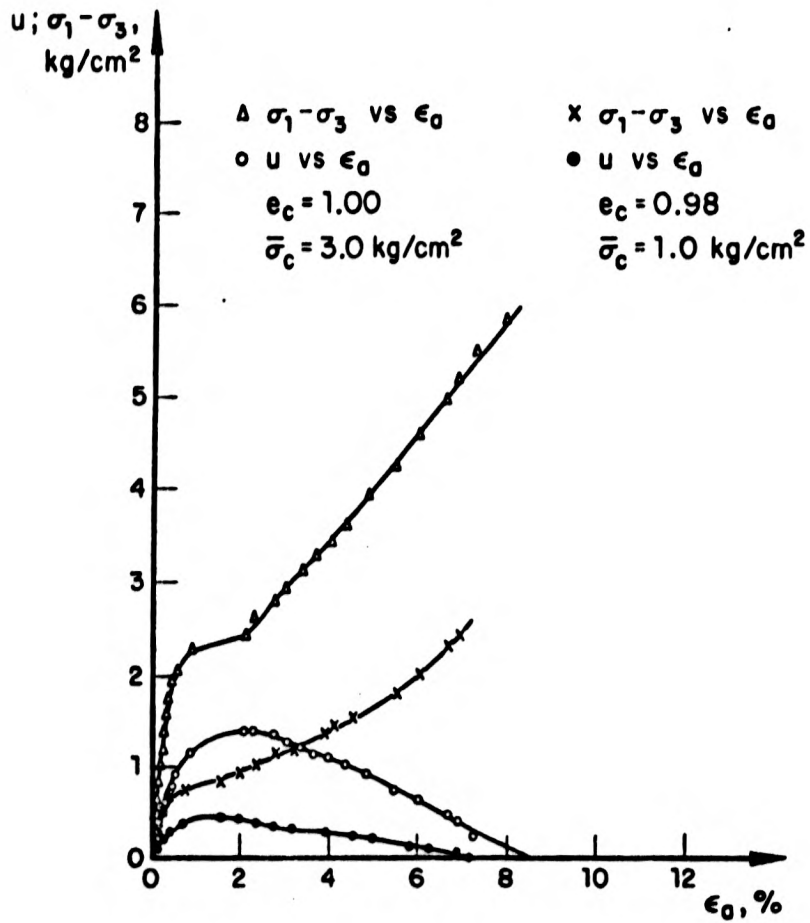
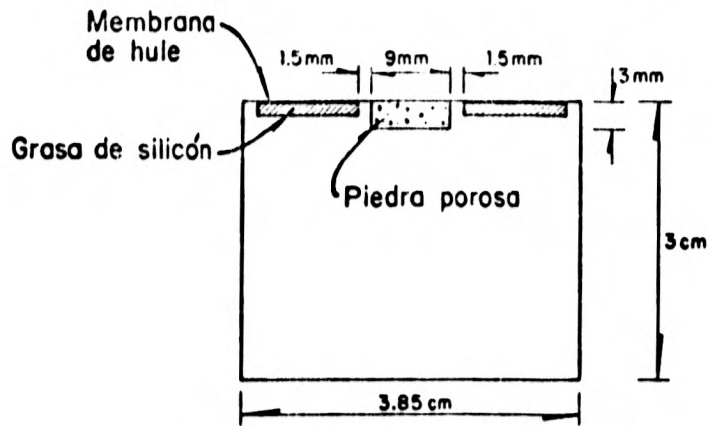
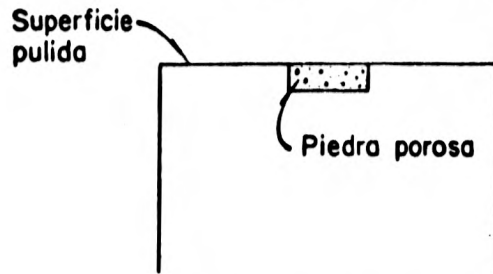


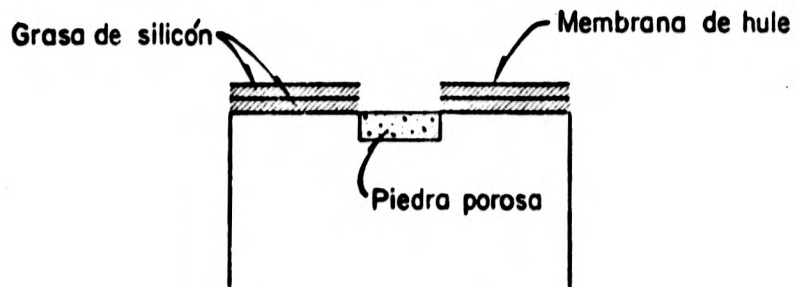
Fig 44. Comportamiento dilatante. Muestras sueltas  
 $\bar{\sigma}_c = 1; 3 \text{ kg/cm}^2$



a) Bases empleadas por Castro



b) Bases cámara triaxial cíclica



c) Bases lubricadas cámara triaxial cíclica

Fig 45. Bases lubricadas

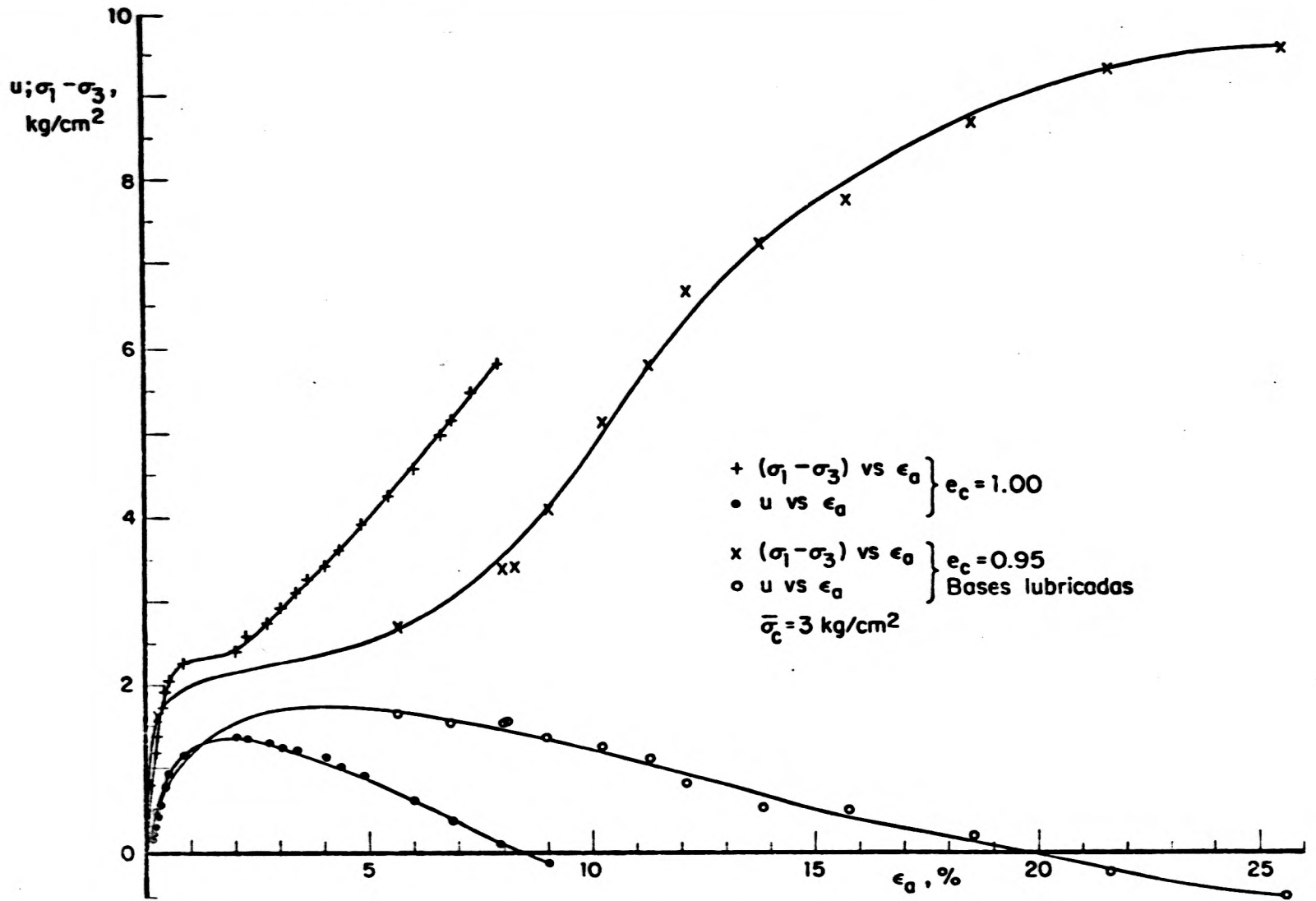


Fig 46. Comparación del comportamiento de la arena, empleando bases convencionales y lubricadas

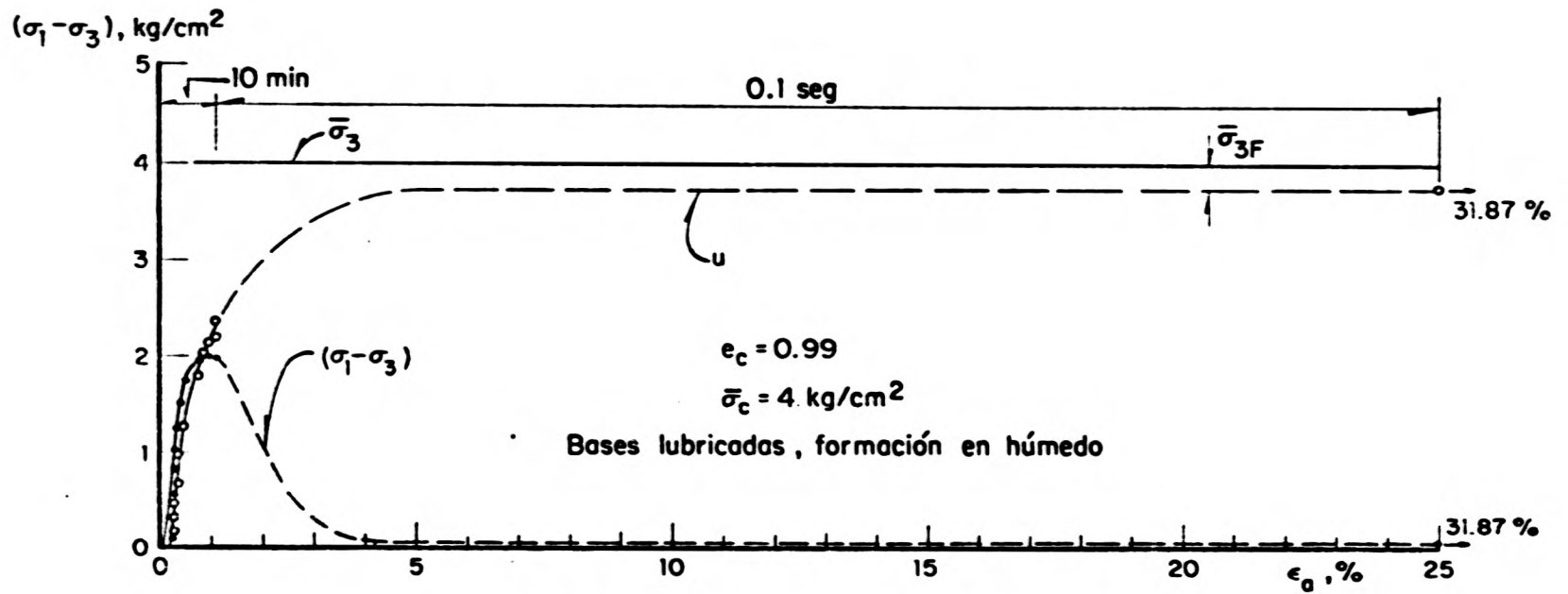


Fig 47. Comportamiento contractivo, formación de la muestra en estado húmedo



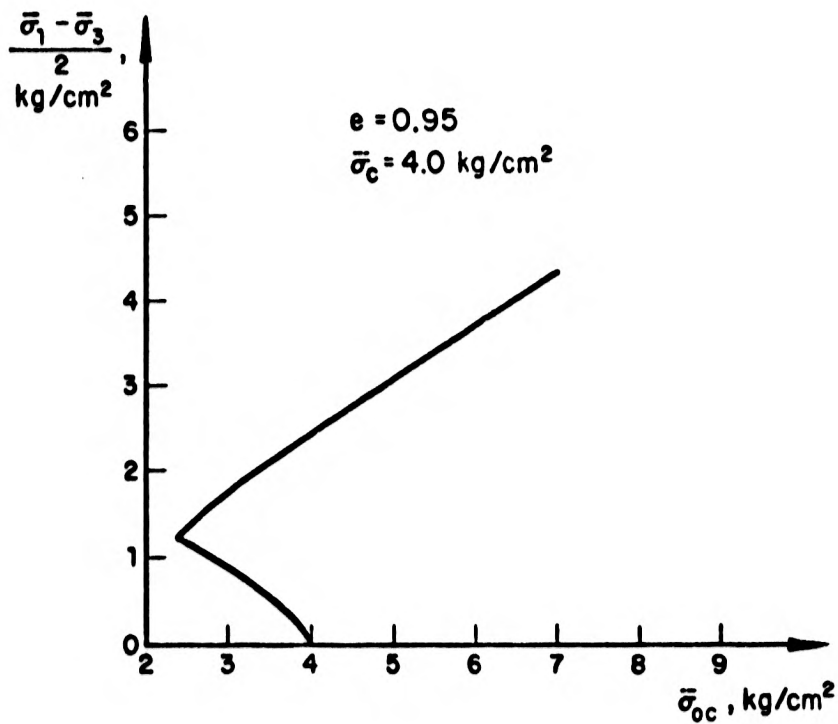


Fig 48. Trayectoria de esfuerzos efectivos. Prueba CŪ  
 (prueba 170577)

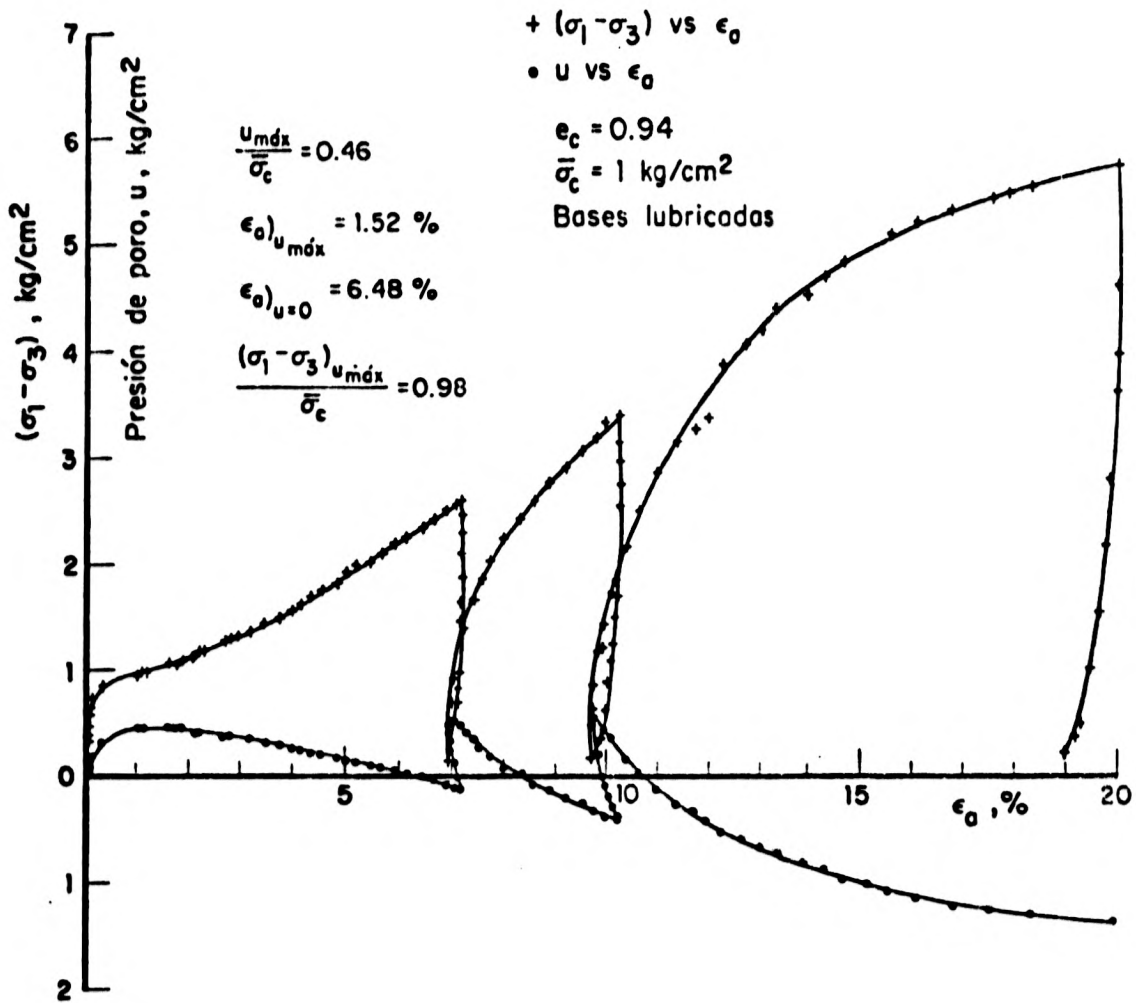


Fig 49. Pruebas de carga y descarga  $\bar{C}U$ . Presión confinante efectiva  $1.0 \text{ kg/cm}^2$  (30677)

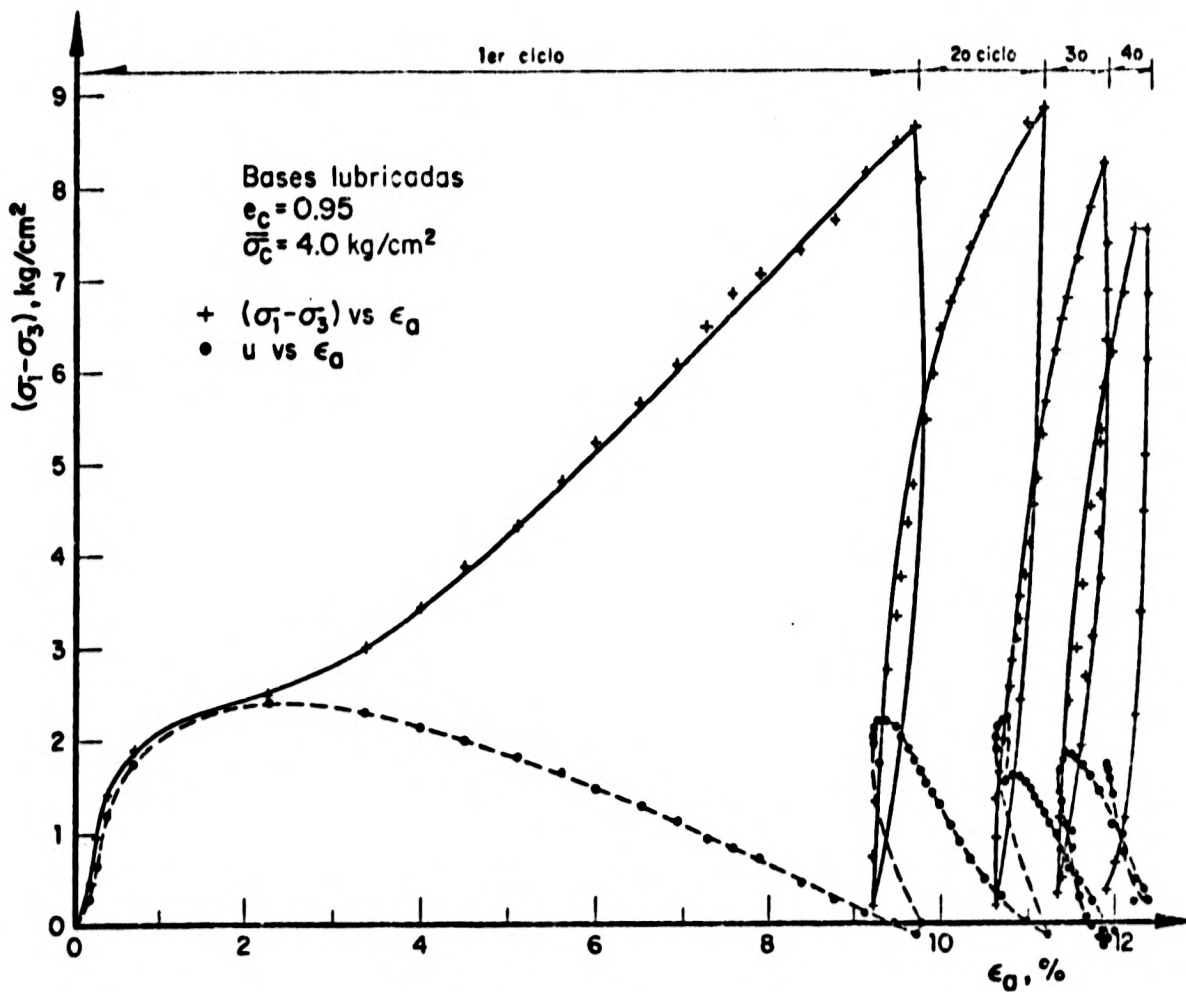


Fig 50. Prueba de carga y descarga  $\bar{C}\bar{U}$ . Presión confinante efectiva  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  (170577)

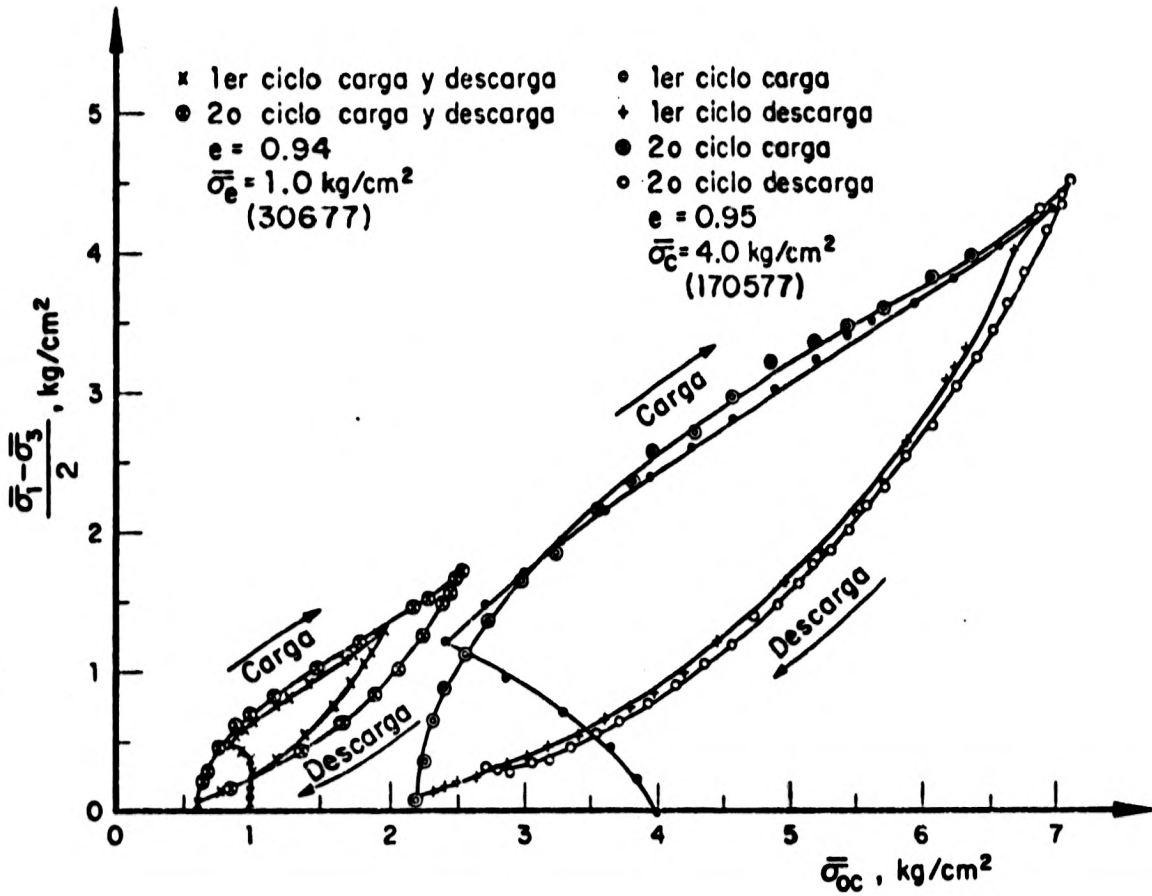


Fig 51. Trayectorias de esfuerzos efectivos. Presiones confinantes de 1 y 4 kg/cm<sup>2</sup>

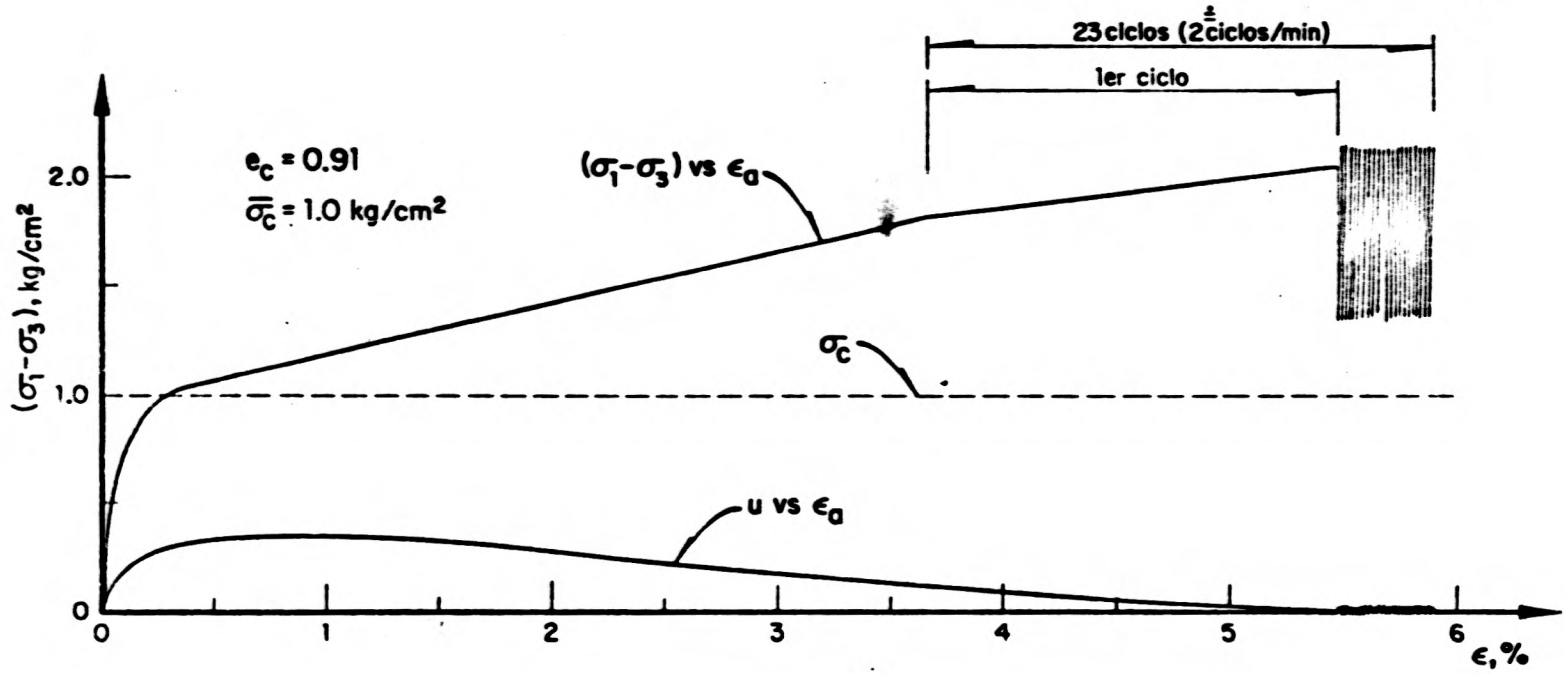


Fig 52. Respuesta cíclica de un espécimen con estructura modificada

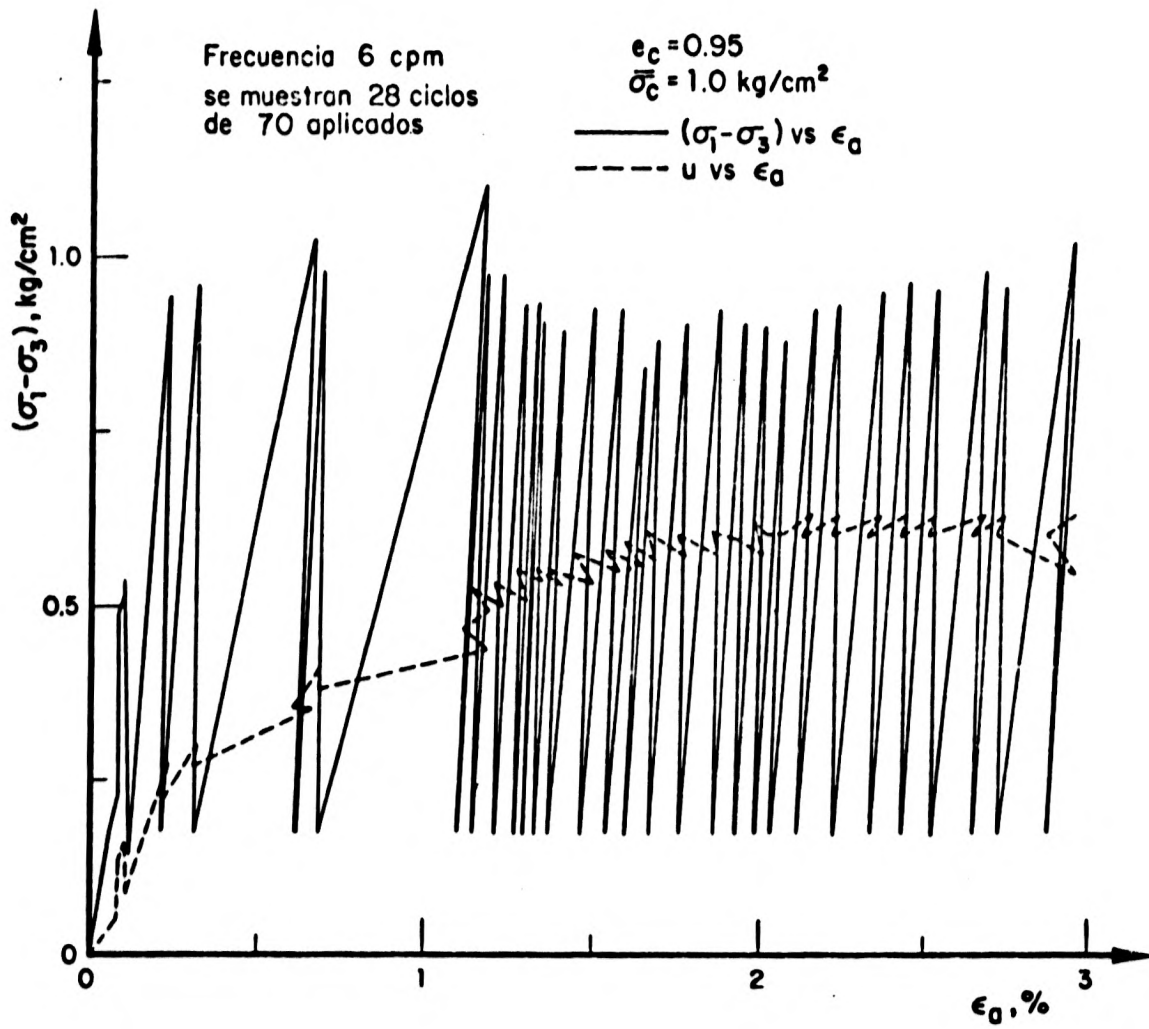


Fig 53. Respuesta cíclica de un espécimen con estructura virgen

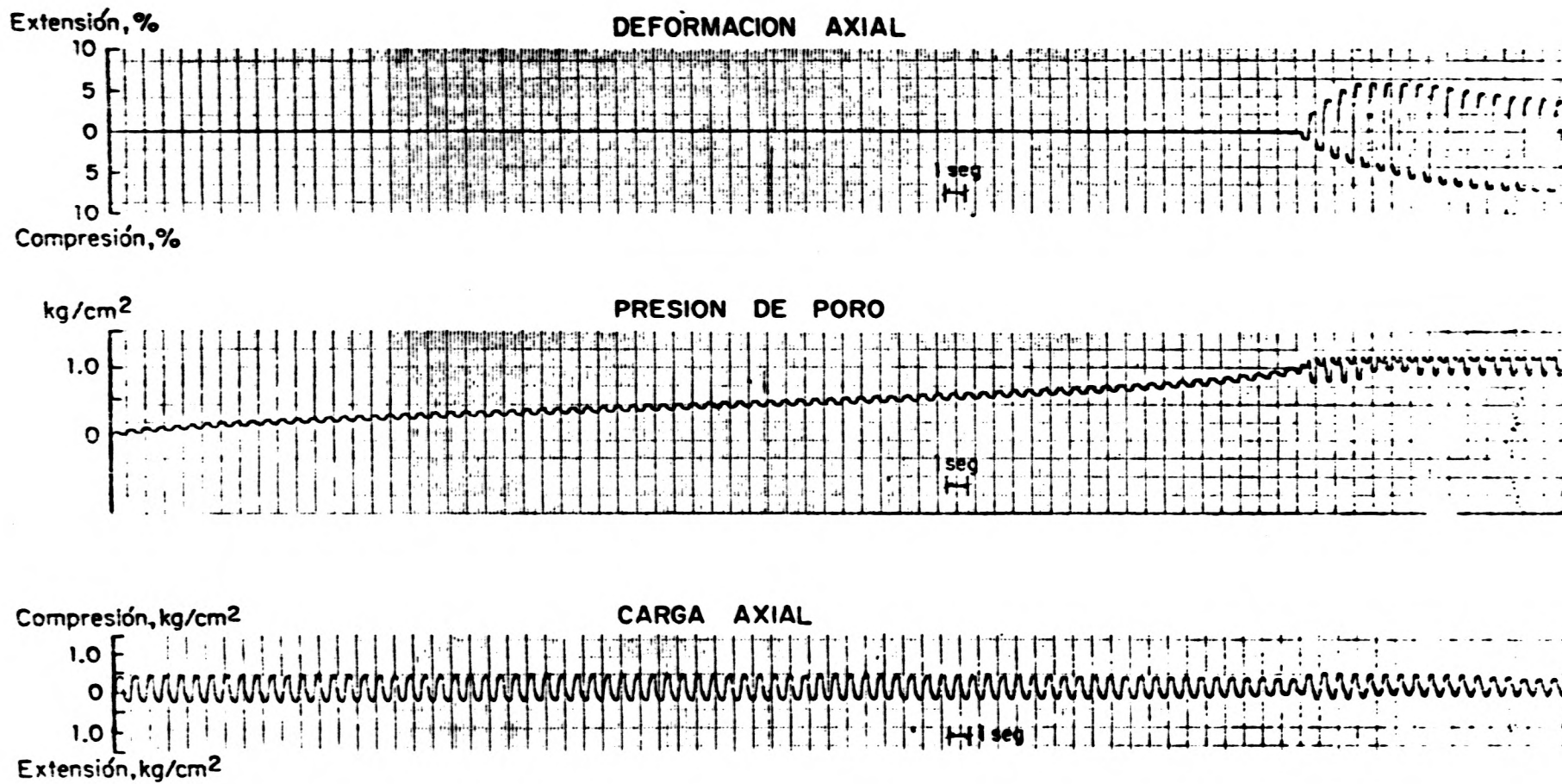


Fig 54. Registro típico de una prueba triaxial cíclica

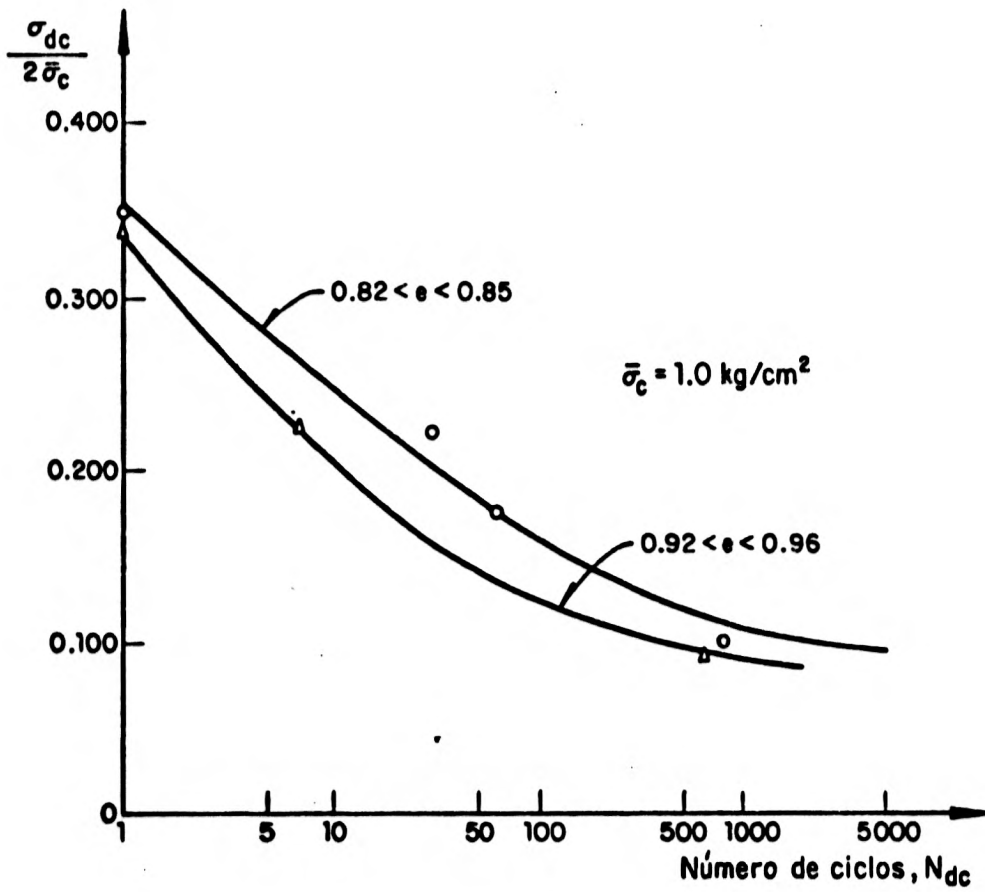


Fig 55. Relación esfuerzo cortante cíclico a esfuerzo confinante vs número de ciclos para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_c$ . Prueba triaxial cíclica



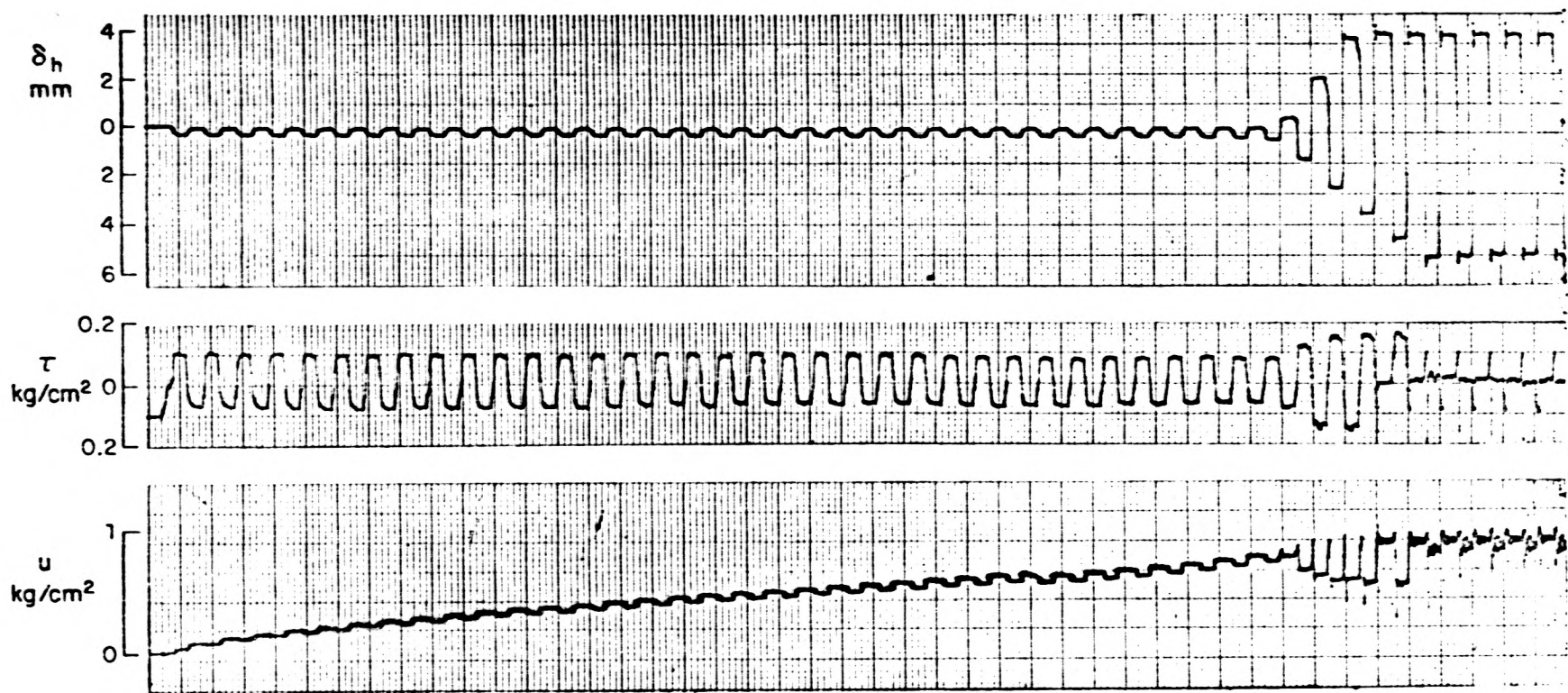


Fig 56. Registro típico de una prueba de corte simple en una dirección

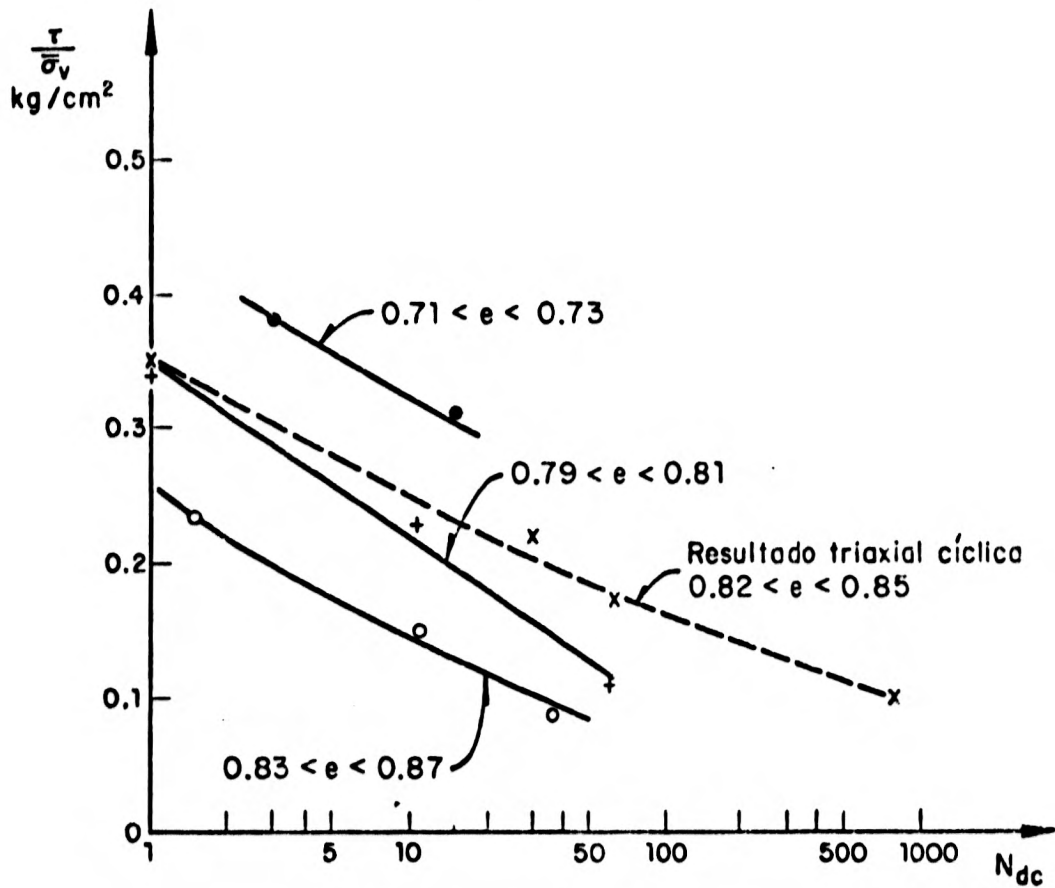


Fig 57. Relación esfuerzo cortante cíclico a esfuerzo vertical efectivo vs número de ciclos para alcanzar la condición  $u = \bar{\sigma}_v$ . Corte simple en una dirección

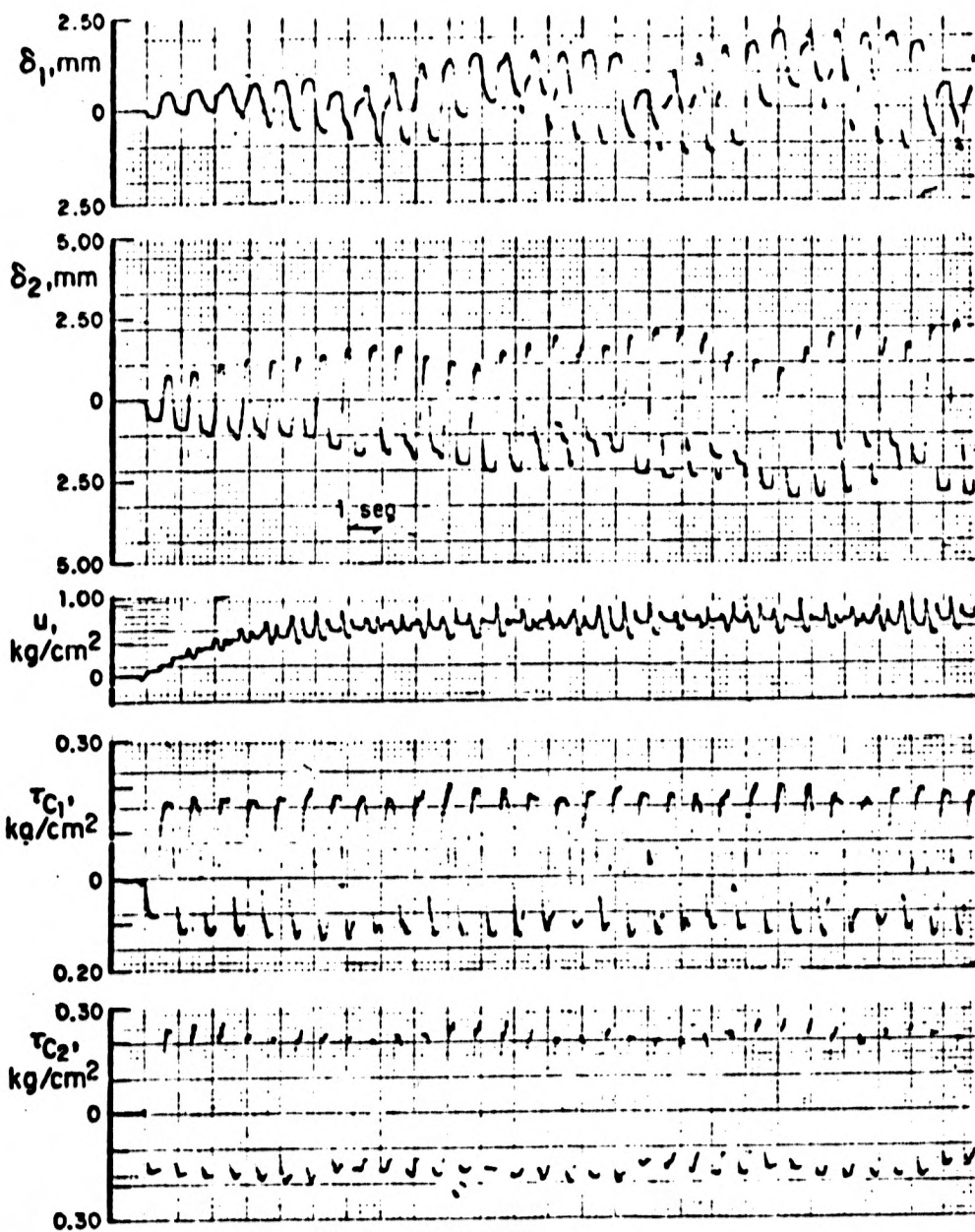


Fig 58. Registro típico de las pruebas de corte simple cíclico en dos direcciones

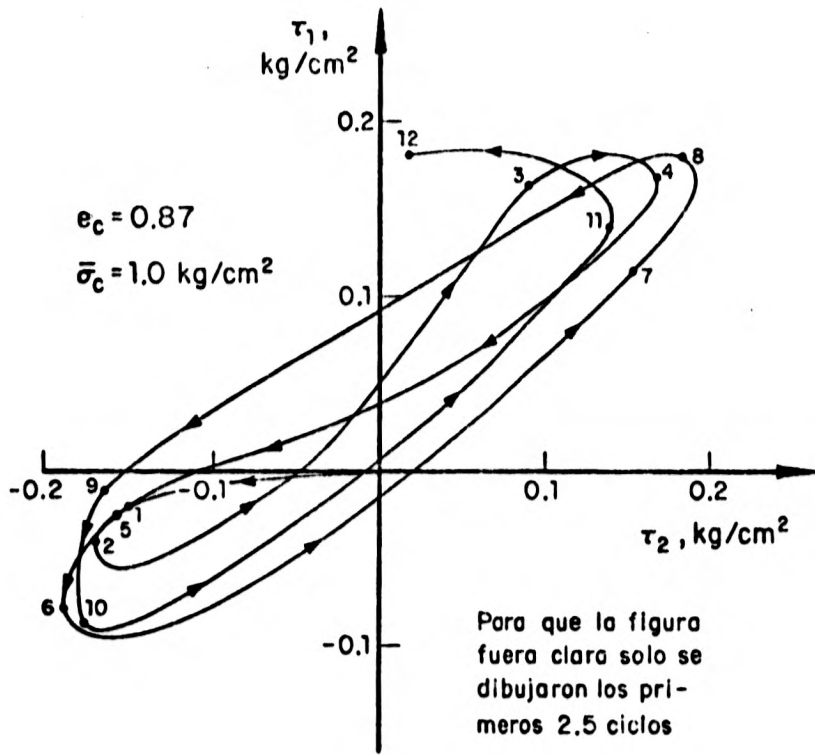
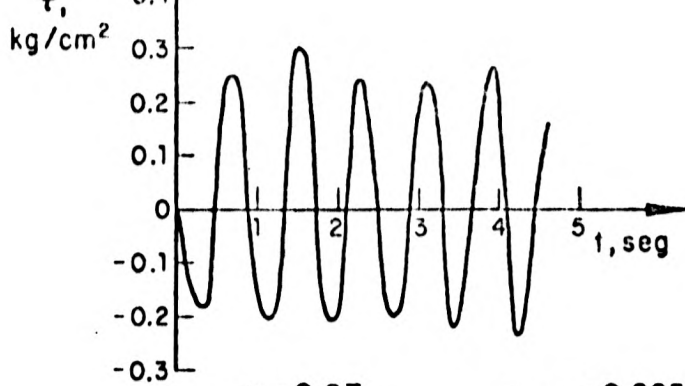


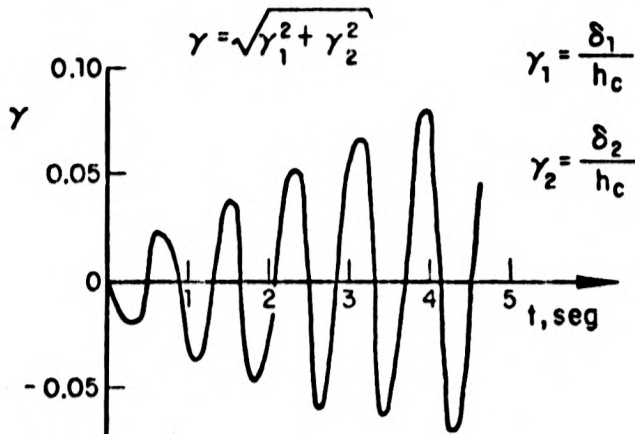
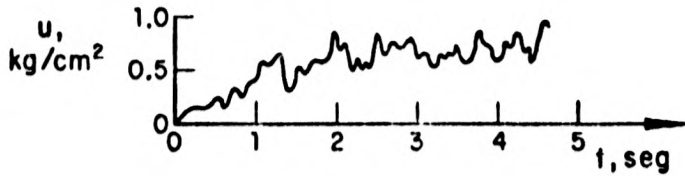
Fig 59 . Trayectoria del esfuerzo cortante aplicado. Muestra suelta



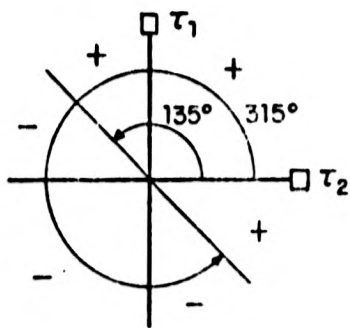
$$e_c = 0.87$$

$$\tau_{prom} = 0.225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_v = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$



$\delta_1, \delta_2$  deformación en la dirección 1 y 2  
 $h_c$  altura de consolidación de la muestra



Criterio para considerar  
 + ó -  $\gamma$  y  $\tau$

si

$$135^\circ < \theta, \alpha < 315^\circ -$$

$$-45^\circ < \theta, \alpha < 135^\circ +$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\tau_1}{\tau_2}; \alpha = \tan^{-1} \frac{\delta_1}{\delta_2}$$

Fig 60. Variación de las magnitudes del esfuerzo cortante y de la deformación angular

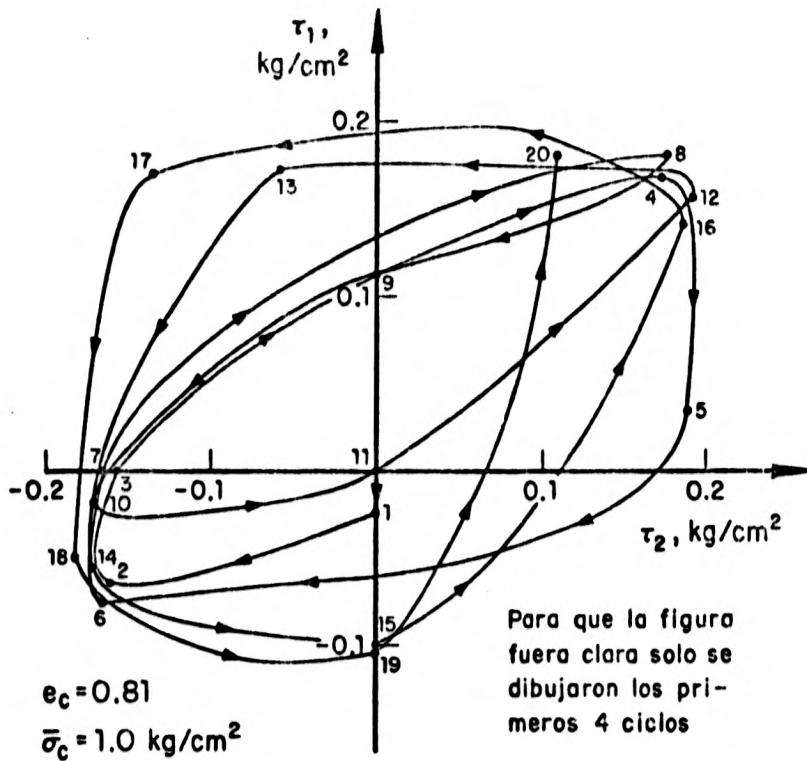


Fig 61 . Trayectoria del esfuerzo cortante aplicada.  
Muestra media

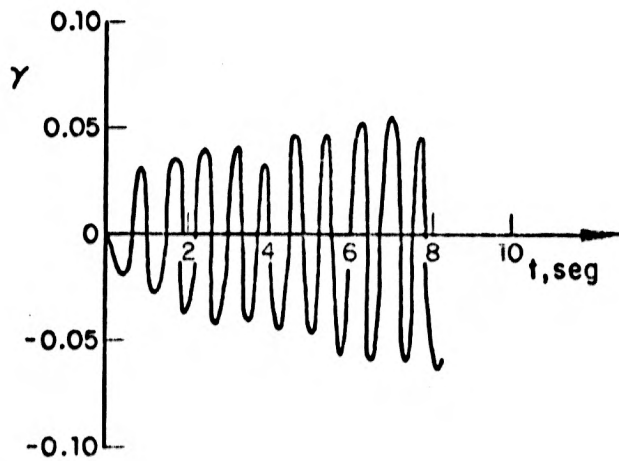
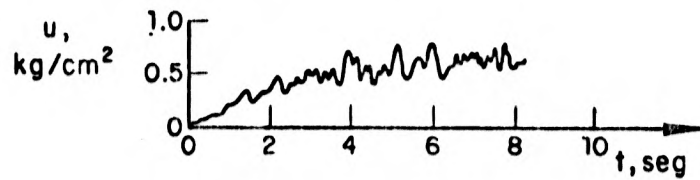
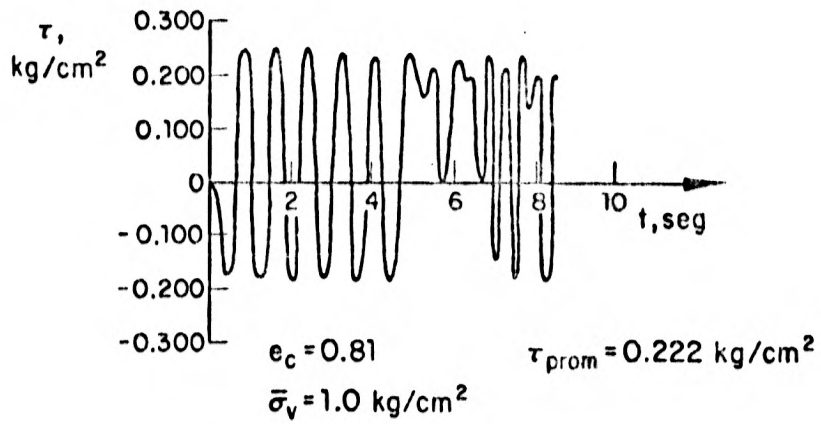


Fig 62 . Variación de las magnitudes del esfuerzo cortante y de la deformación angular

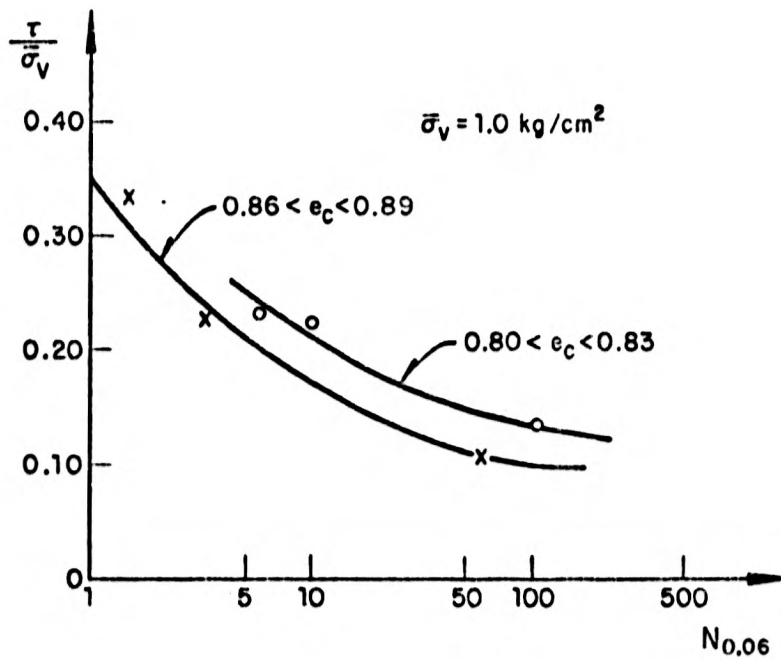


Fig 63. Relación esfuerzo cortante promedio a esfuerzo normal vs número de ciclos para alcanzar una deformación angular  $\gamma = 0.06$



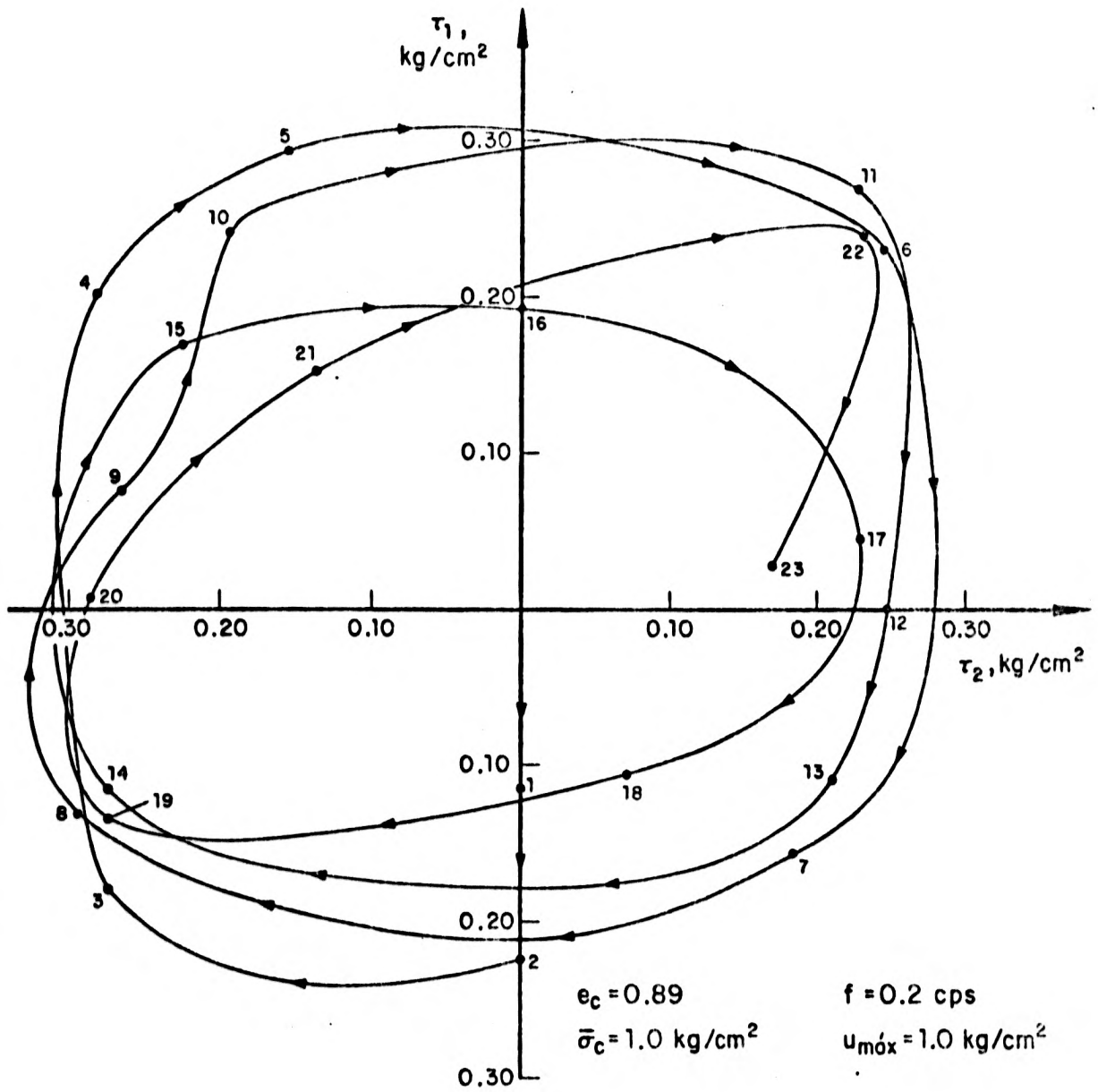
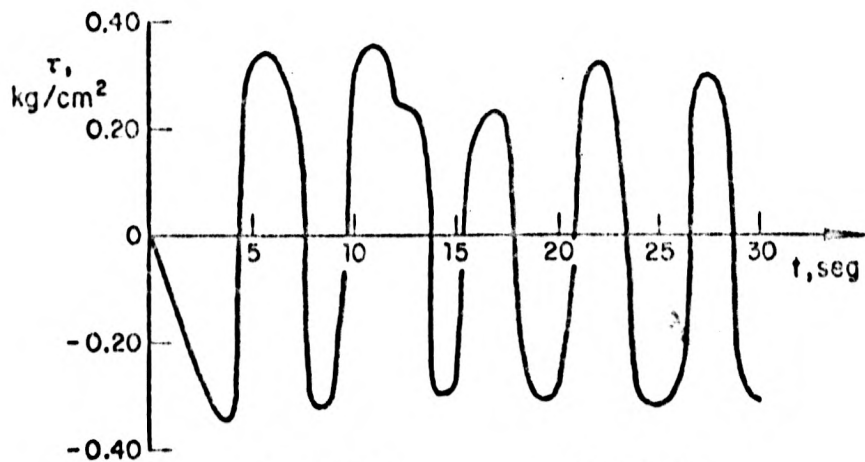


Fig 64. Trayectoria de esfuerzo cortante giratoria



$e_c = 0.89$

$f = 0.2 \text{ cps}$

$\bar{\sigma}_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

$u_{\text{máx}} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

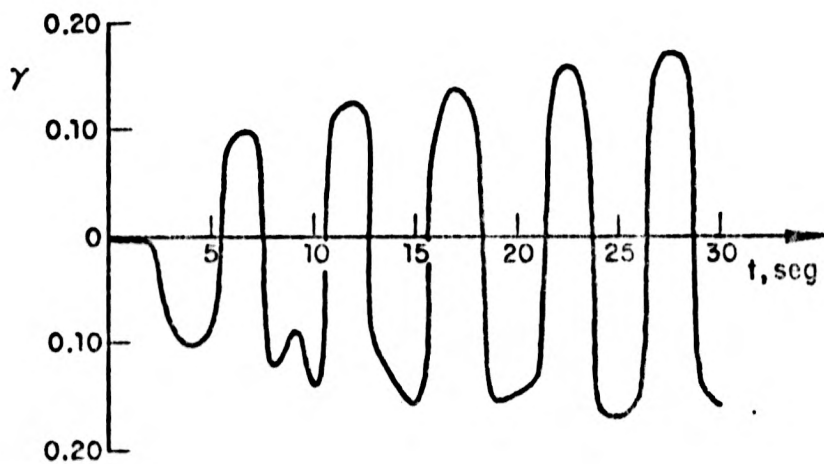
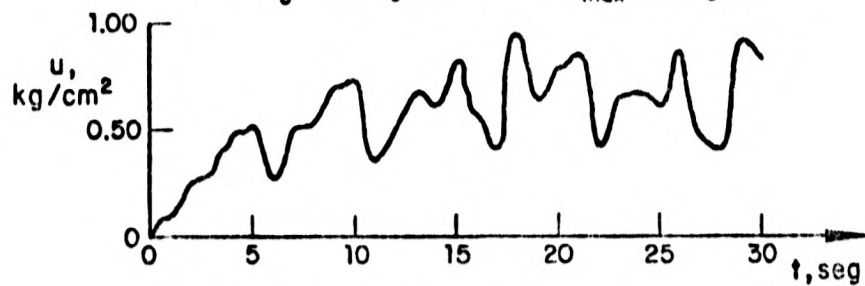


Fig 65 . Variación de las magnitudes del esfuerzo cortante y de la deformación angular . Prueba giratoria