

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS II

FECHA: Del 21 al 25 de noviembre de 1994.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO				
ING. RICARDO PADILLA VELAZQUEZ				
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO				
ING. GERMAN LOPEZ RINCON				
ING. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ				
ING. HECTOR LEGORRETA CUEVAS				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACIÓN Y DESARROLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

--

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:

CURSO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS 1994, SEGUNDA PARTE.

21-25 DE NOVIEMBRE DE 1994 (40 hr).

PROGRAMA DE TRABAJO

LUNES 21	MARTES 22	MIER. 23	JUEVES 24	VIERNES 25
9-11 Tema I Teoría GGA	9-11 Tema II Teoría RPV	9-11 TEMA III Teoría RRC	9-11 Tema IV Teoría GLR	9-11 Tema V Teoría ADR
11-13 Tema I Práctica GGA	11-13 Tema II Teoría RPV	11-13 Tema III Teoría RRC	11-13 Tema IV Teoría GLR	11-13 Tema V Teoría ADR
13-14 C O M I D A				
14-16 Tema I Práctica GGA	14-16 Tema II Práctica RPV	14-16 Tema III Práctica RRC	14-16 Tema IV Práctica GLR	14-16 Tema V Práctica ADR
16-18 Tema III Teoría HLC	16-18 TEMA II Práctica RPV	16-18 Tema III Práctica RRC	16-18 Tema IV Práctica GLR	16-18 Tema V Práctica ADR

ADR: Abraham Díaz Rodríguez.

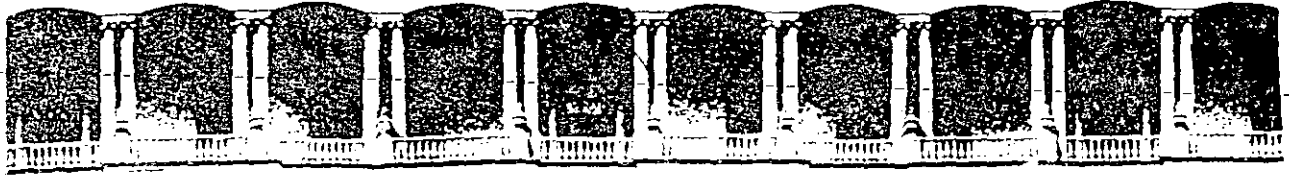
GGA: Gabriel García Altamirano.

HLC: Héctor Legorreta Cuevas.

GLR: Germán López Rincón.

RPV: Ricardo Padilla Velázquez.

RRC: Rigoberto Rivera Constantino.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
del 21 al 25 de noviembre de 1994

TEMA 2

PRUEBAS TRIAXIALES

DE DEFORMACION

Autor: Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

2.1 BASES TEORICAS DE LA DEFORMABILIDAD EN FUNCION DEL CONFINAMIENTO.

La cámara triaxial, que es una aportación a la Mecánica de Suelos del Dr. Arturo Casagrande, se desarrolló como un equipo diseñado para evaluar la resistencia de los suelos. Sin embargo, al Dr. Leonardo Zeevaert se le ocurrió la genial idea de utilizar este equipo para evaluar la deformabilidad de los suelos, en función del confinamiento. En la Figura 2.1.1 se presenta un dibujo esquemático de una cámara triaxial.

Para poder evaluar la posible aportación al asentamiento total que se puede tener, por efecto de una sobrecarga, y como colaboración de un cierto estrato constituido por un cierto tipo de suelo, se hace uso del llamado módulo de deformación unitaria propuesto por el Dr. Zeevaert.

En la Figura 2.1.2 se muestra una curva típica esfuerzo-deformación unitaria de una prueba triaxial de compresión, para un suelo. En esta gráfica se observa que la curva comienza con un tramo curvo que luego conecta con un tramo recto (lineal). A este tramo se le llama tramo de comportamiento elástico lineal. Si el esfuerzo desviador continua creciendo se sale del tramo elástico y se entra en un tramo elasto-plástico, donde se mezclan ambas componentes. Finalmente, muy cerca de la falla, el comportamiento del suelo como material, prácticamente se comporta en forma plástica (bajo carga constante se tiene deformación continua y a velocidad constante). En esta misma figura se observa que el verdadero cero de deformación unitaria no corresponde al origen de la gráfica. Lo anterior se debe a que al inicio de la prueba y bajo los primeros incrementos de esfuerzo, se sufre un acomodo en el contacto cabeza rígida y suelo, lo que provoca deformaciones iniciales no asignables al suelo. El verdadero cero de deformación unitaria se obtiene continuando hacia abajo el tramo recto que define el comportamiento elástico del material.

En la Figura 2.1.3, se muestra que la pendiente del tramo recto corresponde al Módulo de Young a compresión que se tiene bajo cierto

confinamiento, ya que la rigidez del material en los suelos depende del esfuerzo de confinamiento. A este módulo le llamaremos E_{czc1} , el cual estará asociado a una cierta dirección de compresión (en este caso la dirección Z), y a un cierto esfuerzo de confinamiento σ_{c1} .

Se puede suponer, con el fin de aprovechar todas las expresiones de Teoría de Elasticidad Lineal, que en lugar de seguir la curva, se pueda llegar desde el cero real de deformación hasta cierto punto sobre la curva (en el tarmo no lineal) por una línea secante como la mostrada en la misma Figura 2.1.3. A la pendiente de esta secante se le definirá como $1/M_{czc1}$, donde M_{czc1} se define como el módulo de deformación unitaria por compresión en el eje Z original de la probeta, para un cierto confinamiento σ_{c1} y para un cierto nivel de esfuerzo desviador (normalmente un %, tomando como 100 % al esfuerzo desviador de falla). De lo anterior se deduce que para un mismo suelo, para un mismo eje de compresión y para un mismo esfuerzo de confinamiento; se deben obtener diferentes valores de módulo de deformación unitaria, si se realizan pruebas a diferentes niveles de esfuerzo desviador.

Cabe aclarar aquí que el módulo M_{czc1} no es el inverso multiplicativo de E_{czc1} , ya que en el primer caso se trata de una pendiente de secante que modela a una curva, y en el segundo caso se trata de la pendiente de una línea recta que sigue el comportamiento del material hasta cierto nivel del esfuerzo desviador.

El nivel de esfuerzo desviador al que se debe llevar la prueba, debe estar relacionado con el nivel de esfuerzo desviador que va a exigir la cimentación de proyecto al suelo en el terreno, respecto a la capacidad de carga. En forma práctica se puede decir, que si el factor de seguridad de la cimentación va a tener un valor de 3, se debe llevar la prueba triaxial de deformación hasta un esfuerzo del 33 % respecto al desviador de falla. Este desviador de falla que permite hacer la programación de las pruebas, se puede obtener probando al mismo suelo en una triaxial de resistencia que la lleve a la falla con cierto confinamiento. En esta prueba se acepta (habría que ver hasta que punto es válido) trasladar para otros confinamientos suponiendo proporcionales los esfuerzos desviadores

de falla a los esfuerzos de confinamiento, en función del ángulo de fricción obtenido en la prueba de resistencia.

Como se pudo ver antes, se definieron ciertos módulos para el proceso de carga, y donde exclusivamente se habló de una compresión en dirección del eje Z. Los suelos a diferencia de otros materiales se comportan en forma anisotrópica respecto a estos módulos (tanto E_{cz} como M_{cz} en relación con E_{ch} y M_{ch} para el mismo confinamiento).

La verdad es que no existe ningún material que sea isotrópico respecto a estos módulos, sin embargo en muchos casos se supone que tienen esta condición, con el fin de manejar expresiones más sencillas que relacionan a esfuerzos y deformaciones. En los suelos esta suposición no es válida, ya que existe evidencia experimental que demuestra que el módulo vertical es diferente del módulo horizontal para el mismo confinamiento. Este hecho justifica plantear lo siguiente:

$$E_{cz} \neq E_{ch} \quad \text{y} \quad M_{cz} \neq M_{ch}$$

donde se reserva el subíndice z para el eje vertical y el subíndice h para cualquiera de los dos ejes horizontales (X e Y), ya que también se supone (y así lo haremos nosotros) que los dos módulos horizontales son iguales. Para la asignación de estos ejes se respeta la orientación original que tiene el suelo "in situ".

En la Figura 2.1.4 se muestra la curva esfuerzo-deformación unitaria por compresión en dirección de un eje horizontal y bajo cierto confinamiento. En esta curva se define otro tramo recto que muestra el comportamiento elástico en este nivel de esfuerzos. La pendiente de este tramo se define como E_{chc1} . Se muestra también una secante que modelaría el paso del origen de deformación unitaria a un cierto punto en la curva, donde la pendiente de esta secante se define como M_{chc1} .

En la Figura 2.1.5 se muestra el tramo elástico por extensión en el eje Z, que se tiene cuando se pasa a la etapa de descarga del suelo. En este caso la recuperación del suelo tiene que ver con la

respuesta elástica del mismo. En una prueba real, es difícil definir este tramo, debido a la fricción que se genera en el vástago que transmite la carga desviadora. En las pruebas reales aparece como una curva por el efecto antes mencionado. Observe en esta figura que la deformación unitaria que interviene en este cálculo es negativa, debido a que en el eje de análisis se tiene una extensión. La deformación debida a la extensión se define como negativa, por la convención de signos de la Ingeniería Geotécnica.

Con el fin de no complicar más las expresiones que se van a utilizar para calcular las deformaciones, se supone a la relación de Poisson como única para 2 planos ortogonales (experimentalmente sería muy difícil evaluarlas para los planos XZ y XY)..

En la Figura 2.1.6 se muestran las configuraciones inicial y final de una partícula de suelo sujeta a un cierto confinamiento σ_{c1} , donde la configuración inicial (normalmente cúbica) aparece con líneas punteadas y la configuración final (un paralelepípedo) aparece con líneas continuas. Se observa que al aplicar en la dirección vertical un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$, se produce en esa misma dirección una deformación unitaria $\epsilon_z = M_{czc1} \cdot \Delta\sigma_z$, y la deformación en las dos direcciones ortogonales horizontales son efecto del mismo incremento de esfuerzo:

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_h = -\nu \cdot \Delta\sigma_z \cdot M_{czc1}$$

considerando aquí como se comentó antes a ν con el mismo valor para 3 planos ortogonales.

En la Figura 2.1.7 se muestran las configuraciones inicial y final, de una partícula, también sujeta a un esfuerzo de confinamiento σ_{c1} , a la que se le aplica un incremento de esfuerzo horizontal $\Delta\sigma_h = \Delta\sigma_y$ en dirección del eje Y. Si se aplica este incremento de esfuerzo se tendrá que en la dirección de aplicación se tiene una deformación $\epsilon_y = \epsilon_h = \Delta\sigma_y \cdot M_{chc1}$. En las dos direcciones ortogonales se reflejará una deformación por efecto del incremento de esfuerzo en dirección Y, con un valor:

$$\epsilon_x = \epsilon_z = -\nu \cdot \Delta\sigma_y \cdot M_{hc1}$$

Si se aplica un incremento de esfuerzo a la misma partícula confinada, pero ahora en dirección del eje X, sucede algo análogo al caso anterior.

Cuando se manejan módulos de deformación lineales, se acepta aplicar el principio de la mecánica de superposición de causas y efectos. Si para los 3 casos que se analizaron antes se aplica este principio (ya que los módulos M_{czc1} u M_{hc1} se toman como lineales), se llega a que las deformaciones unitarias en cada uno de los tres ejes ortogonales, para esta partícula confinada por el esfuerzo de confinamiento σ_{c1} , se pueden expresar como sigue:

$$\epsilon_x = \Delta\sigma_x \cdot M_{hc1} - \nu(\Delta\sigma_y \cdot M_{hc1}) - \nu(\Delta\sigma_z \cdot M_{czc1})$$

$$\epsilon_y = \Delta\sigma_y \cdot M_{hc1} - \nu(\Delta\sigma_x \cdot M_{hc1}) - \nu(\Delta\sigma_z \cdot M_{czc1})$$

$$\epsilon_z = \Delta\sigma_z \cdot M_{czc1} - \nu(\Delta\sigma_x \cdot M_{hc1}) - \nu(\Delta\sigma_y \cdot M_{hc1})$$

Estas expresiones se pueden expresar en forma moderna como un producto de matrices, considerando componentes de matrices principales, tanto de esfuerzos como de deformaciones. En adelante hablaremos solo de pruebas de compresión, por lo que eliminaremos el subíndice c y se entenderá un módulo diferente para un confinamiento diferente, por lo que eliminaremos el suíndice c1. Con base en esto las relaciones quedan como sigue:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_h & -\nu M_h & -\nu M_z \\ -\nu M_h & M_h & -\nu M_z \\ -\nu M_h & -\nu M_h & M_z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \end{Bmatrix}$$

De aquí se pueden desprender dos casos principales de interés:

Caso 1. En el material se tiene exclusivamente el incremento de esfuerzo vertical (caso que no sucede en la realidad, pero que muchas veces se supone así porque no es fácil calcular los

incrementos de esfuerzo horizontales). Para esta suposición se tiene que:

$$\epsilon_z = -\nu \Delta\sigma_x M_h - \nu \Delta\sigma_y M_h + \Delta\sigma_z M_z$$

se podría agregar que en la naturaleza, en ocasiones se tienen estratos de suelo muy deformables en sentido vertical pero altamente estratificados por materiales poco deformables, por lo que en este caso se puede proponer que:

$$\frac{M_h}{M_z} \approx 0$$

Por lo que la expresión anterior para ϵ_z se transformaría, dividiendo entre M_z a:

$$\frac{\epsilon_z}{M_z} = -\nu \frac{M_h}{M_z} \Delta\sigma_x - \nu \frac{M_h}{M_z} \Delta\sigma_y + \frac{M_z}{M_z} \Delta\sigma_z$$

y aplicando la condición de $\frac{M_h}{M_z} \approx 0$, se llega a:

$$\epsilon_z \approx M_z \Delta\sigma_z$$

para este caso y con todas las suposiciones hechas.

Caso 2. Cuando el material queda restringido a deformación lateral nula, es decir, $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. En suelos este caso se presenta cuando un depósito se carga en una superficie muy extensa, es decir, cuando el espesor del depósito deformable es pequeño en magnitud en comparación con el área cargada.

En este caso se llega a que la deformación unitaria vertical es función de la relación de Poisson ν , como se observa en la siguiente expresión:

$$\epsilon_z = M_z \Delta\sigma_z \left[\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \right]$$

Esta expresión se puede simplificar definiendo a ν_c como sigue:

$$\nu_c = \left[\frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \right]$$

En la Figura 2.1.8 se muestra una gráfica que relaciona a ν con ν_c . En el libro del Dr. Leonardo Zeevaert "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions" se muestran valores de ν para diferentes tipos de suelo.

Por lo anterior se puede escribir como:

$$\epsilon_z = M_z \Delta\sigma_z \nu_c = \nu_c \cdot M_z \Delta\sigma_z$$

En esta expresión se puede comentar que existe una equivalencia entre el módulo m_v de terzaghi y $\nu_c \cdot M_z$, por lo que se puede escribir que:

$$\epsilon_z = m_v \Delta\sigma_z$$

dado que $m_v = \nu_c \cdot M_z$

La anterior es una relación muy familiar utilizada en la Teoría de Consolidación Unidimensional.

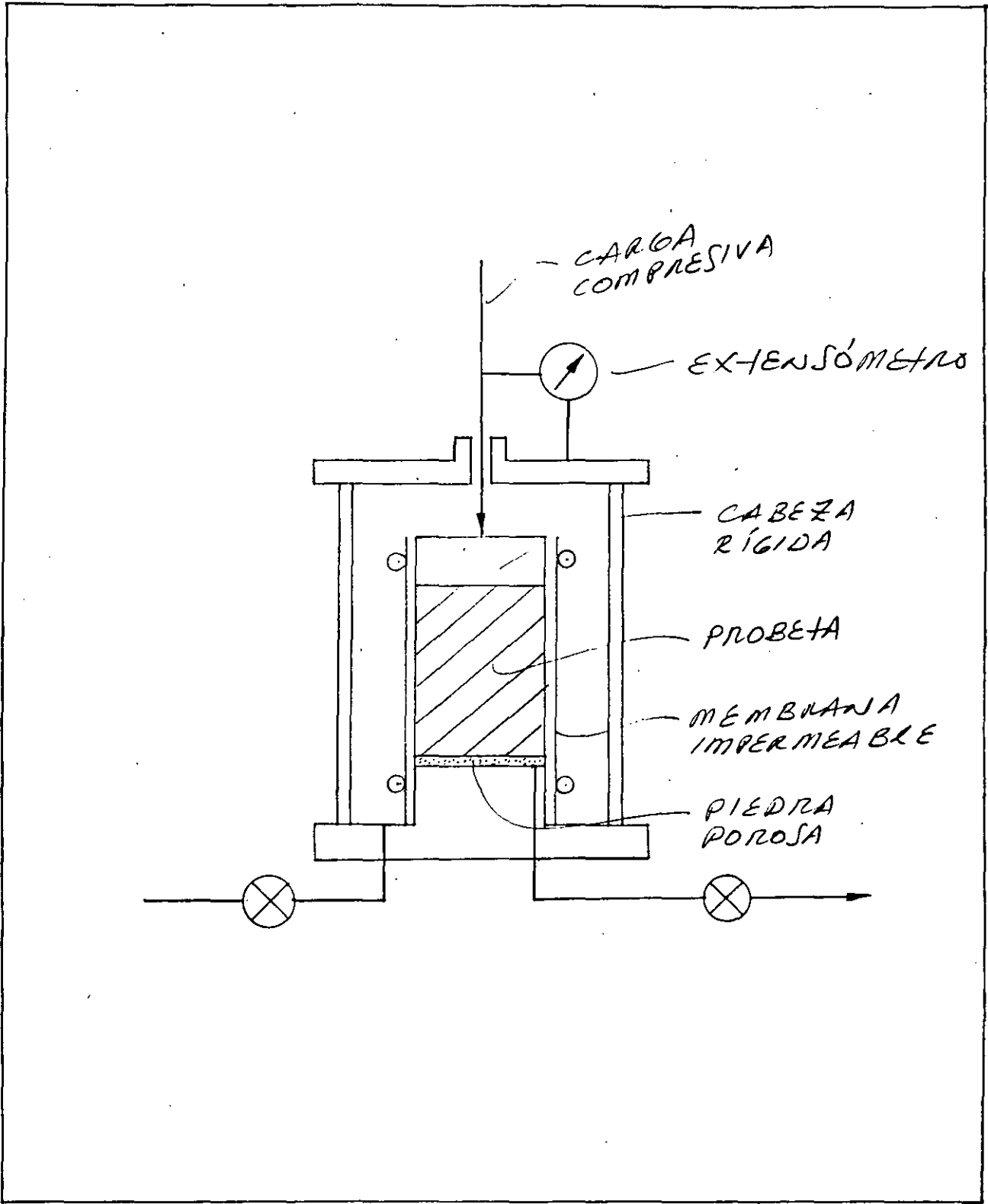


Figura 2.1.1. Dibujo esquemático de una Cámara Triaxial.

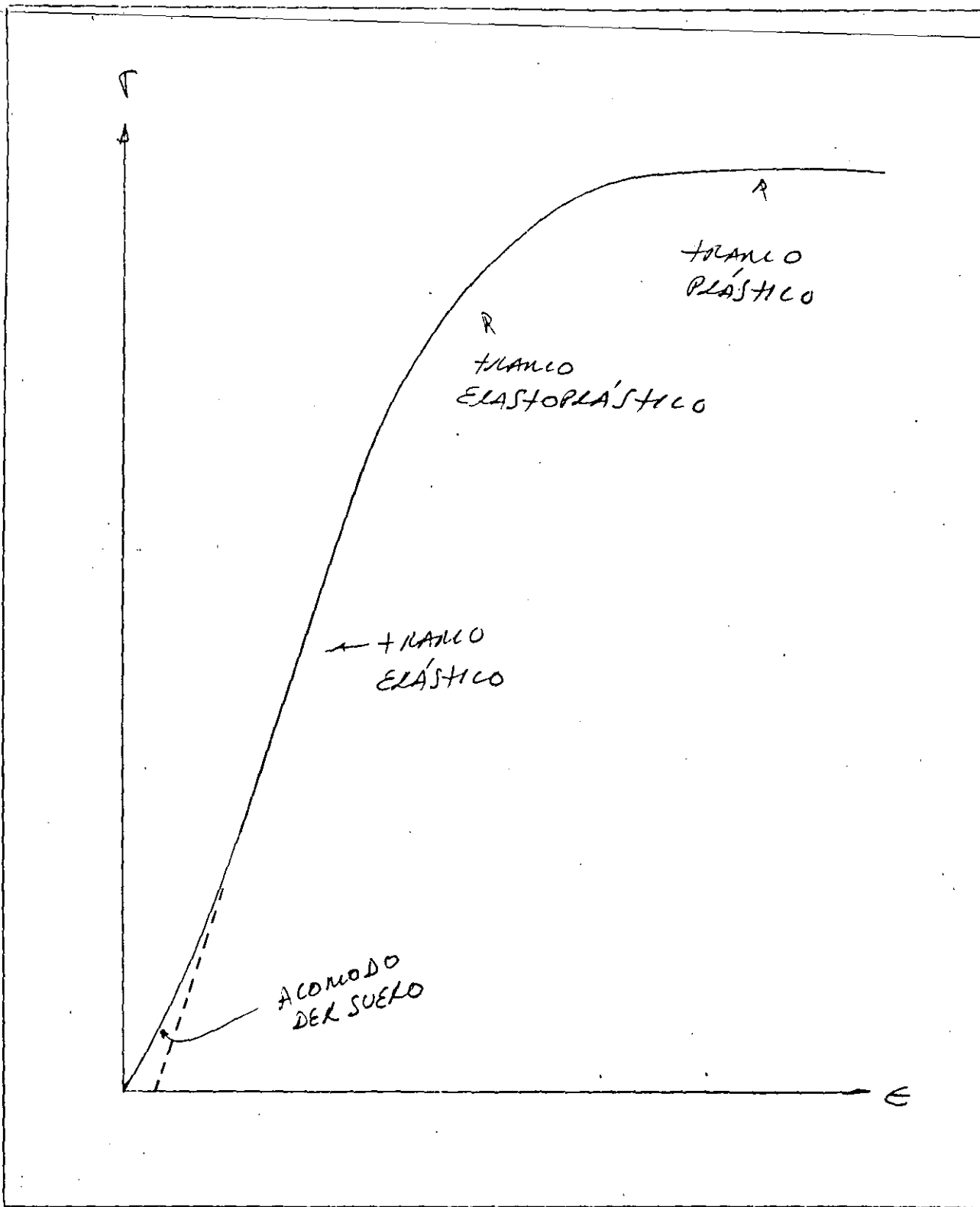


Figura 2.1.2. Curva típica esfuerzo-deformación unitaria de un suelo.

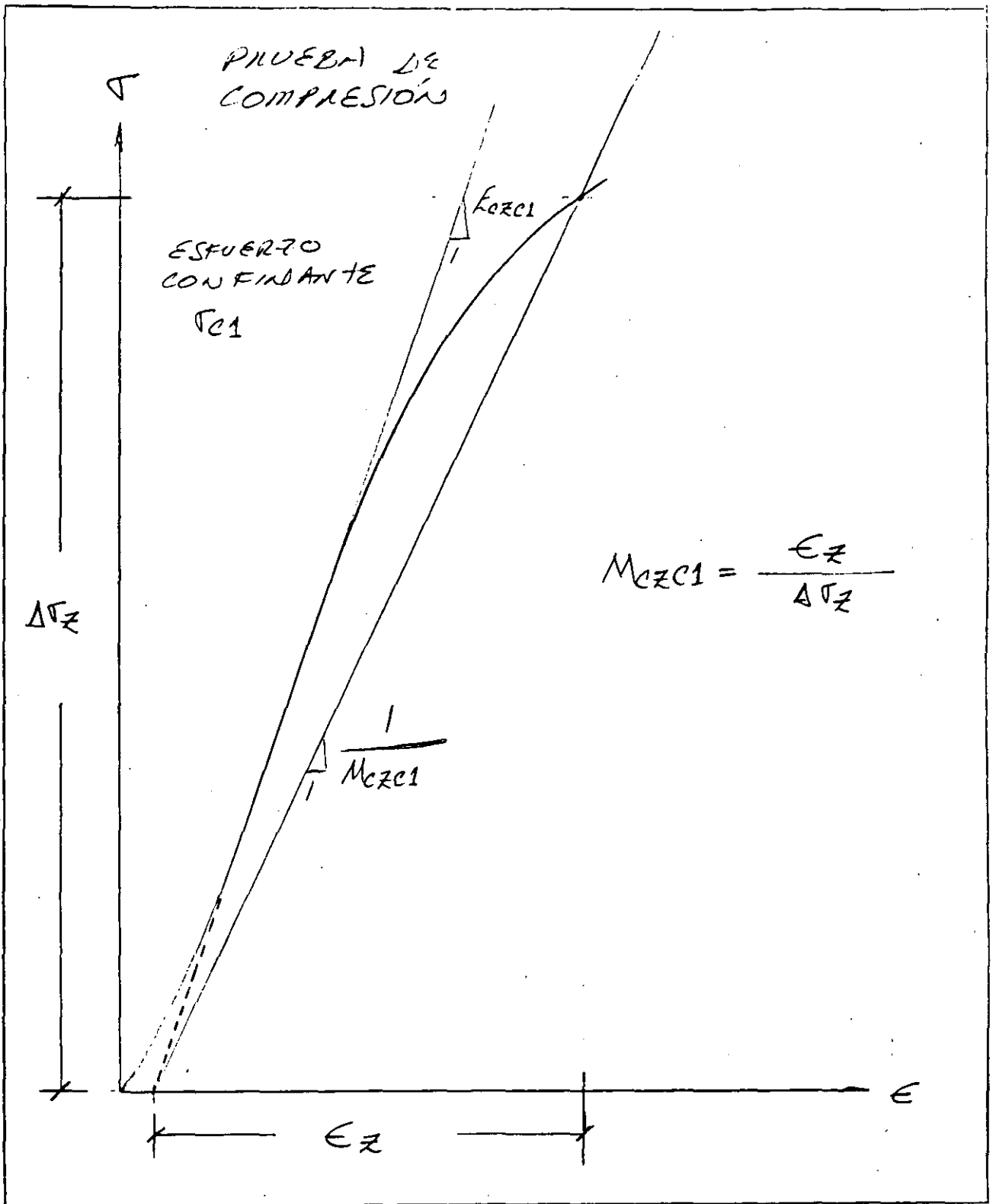


Figura 2.1.3. Módulos de una prueba de compresión bajo confinamiento.

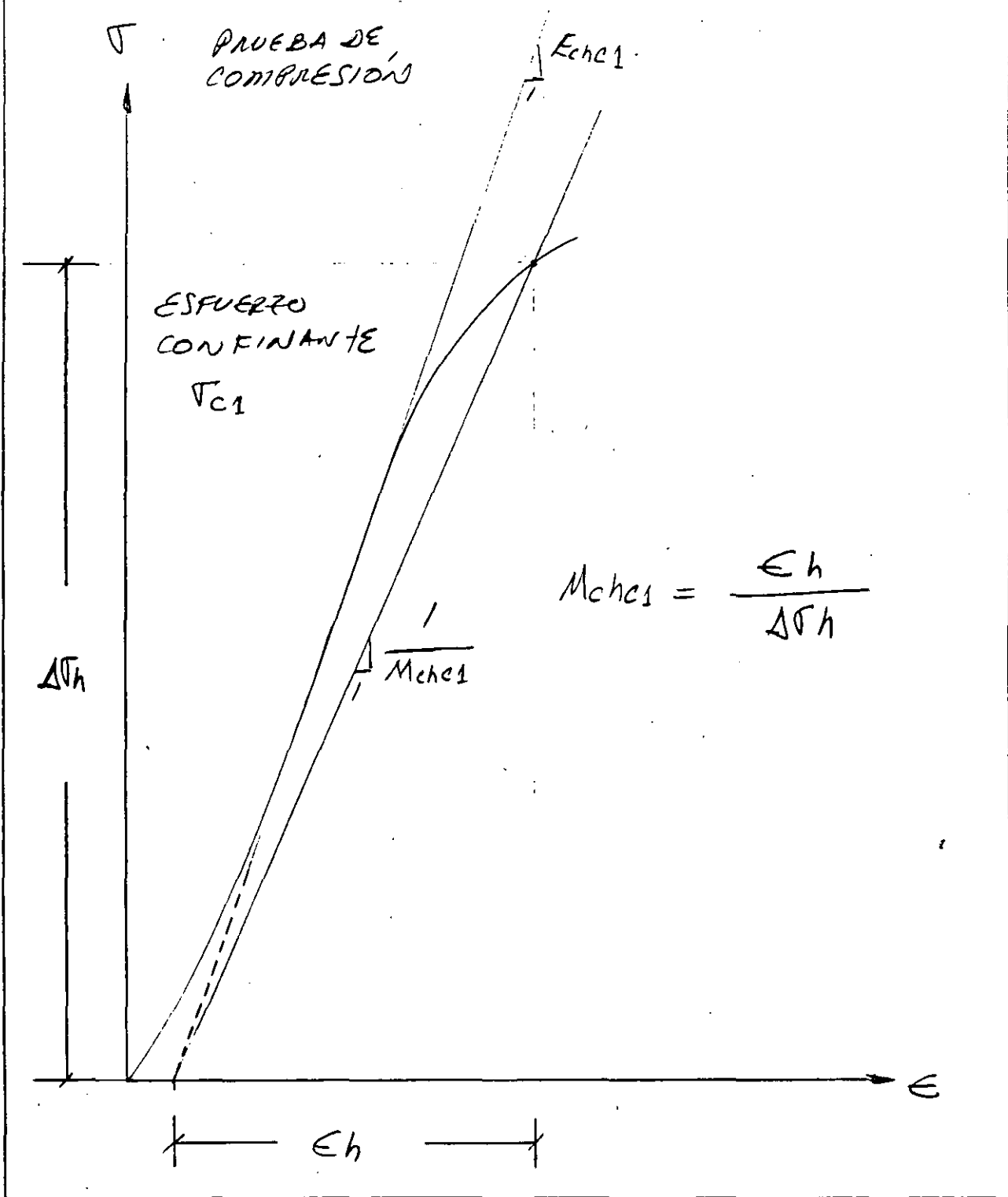


Figura 2.1.4 Módulos de una prueba de compresión horizontal bajo cierto confinamiento.

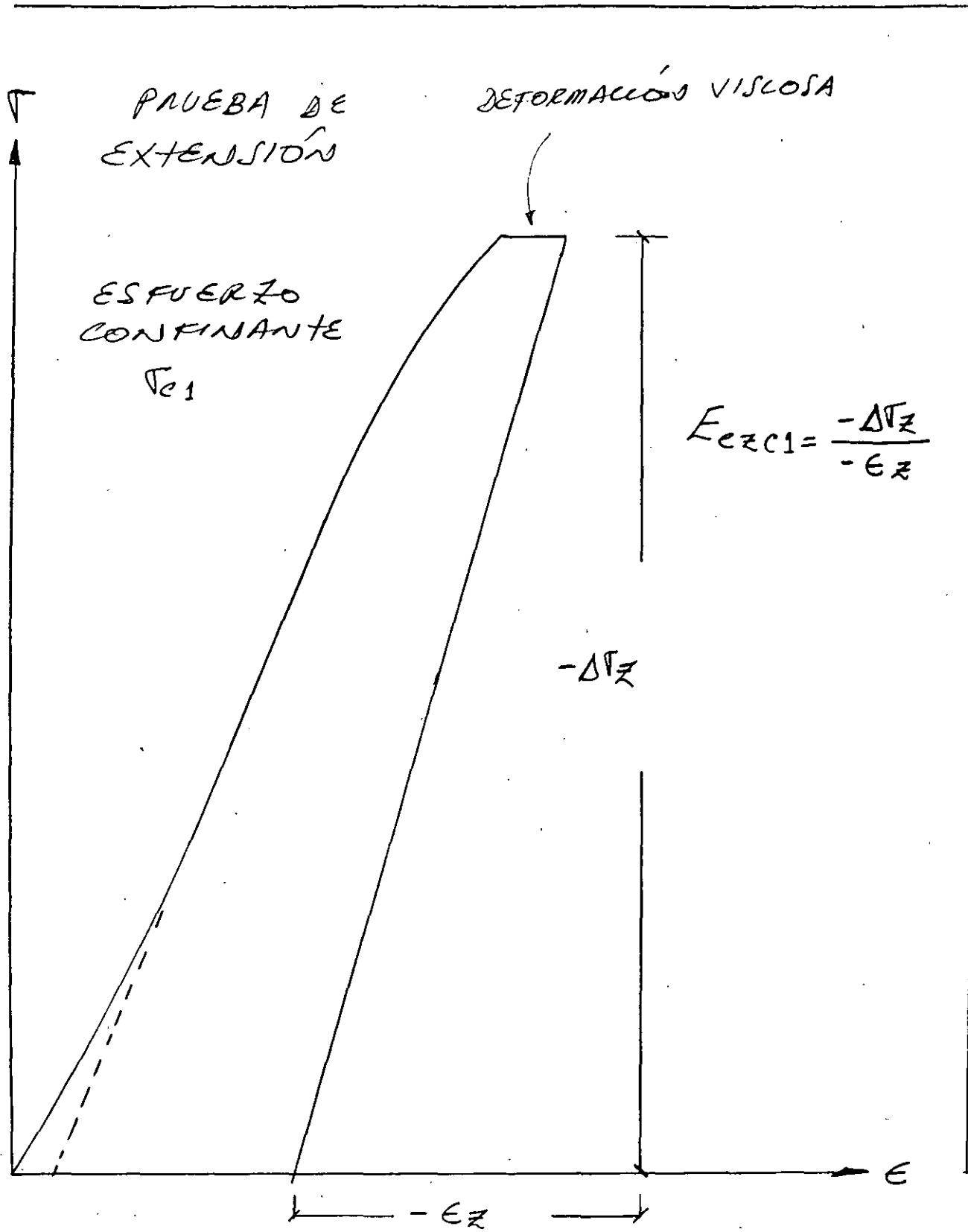


Figura 2.1.5. Módulo elástico en extensión en el tramo de descarga.

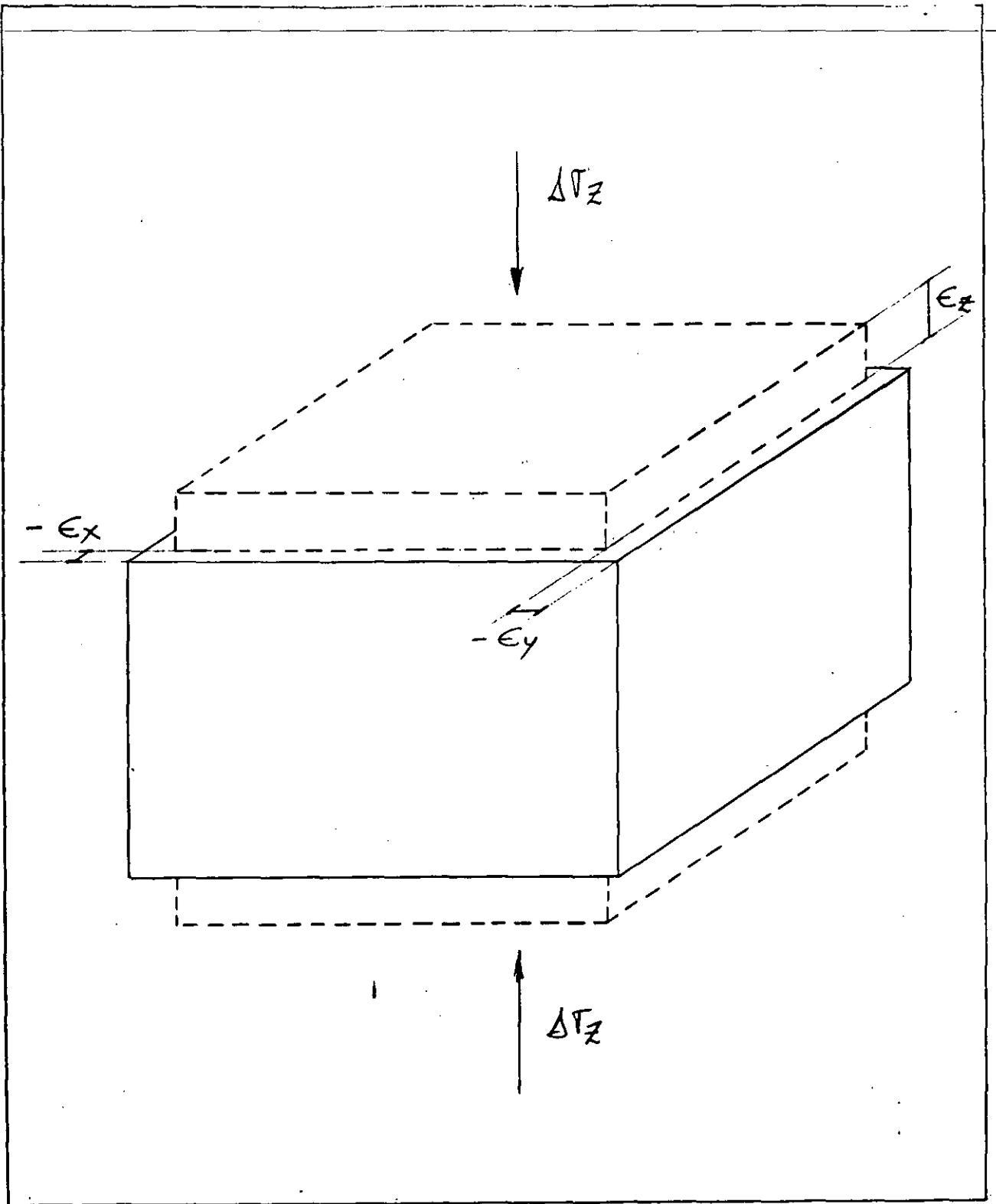


Figura 2.1.6 Configuraciones de una partícula por efecto de incremento del esfuerzo vertical.

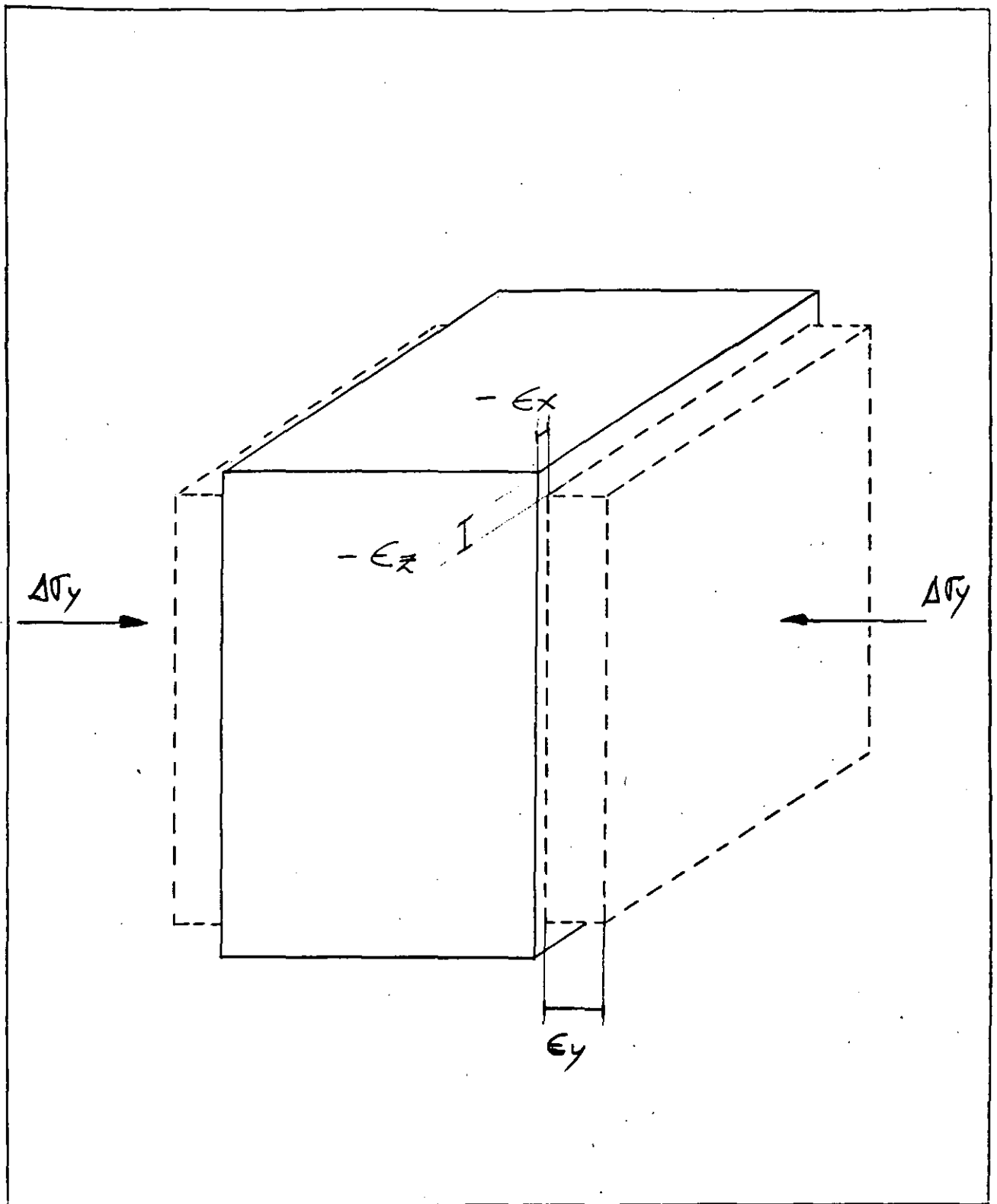


Figura 2.1.7. Configuraciones de una partícula de suelo, por efecto de un incremento de esfuerzo horizontal en dirección del eje Y.

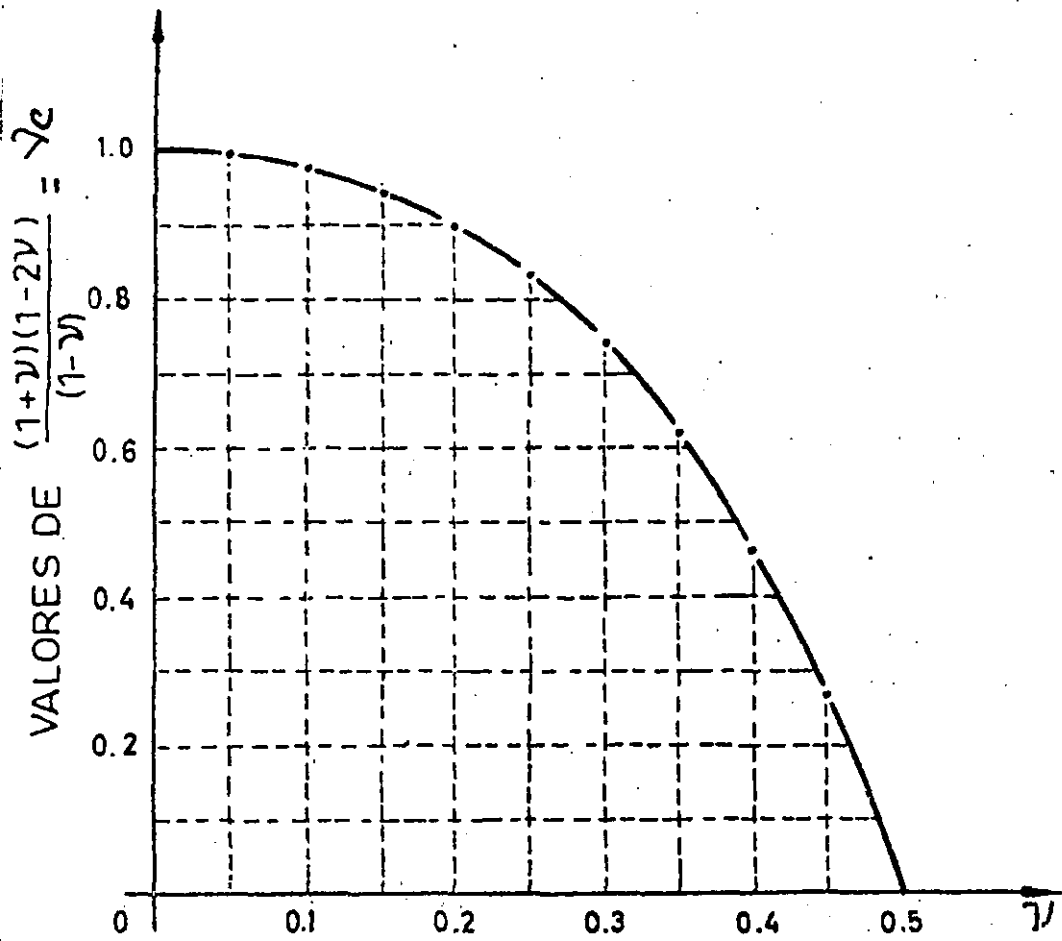


Figura 2.1.8. Gráfica de relación entre relación de Poisson y valores de coeficiente "nu" para desplazamiento cero lateral.

2.2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES DE DEFORMACION.

2.2.1 INFORMACION PREVIA

Este tipo de pruebas es conveniente que se programen. Se recomienda que previo a la realización de la prueba se recabe la siguiente información:

a) CONDICIONES DE CAMPO.

1. Estratigrafía del pozo de donde se obtuvo la muestra.
2. Pesos específicos de los materiales de los diferentes estratos.
3. Condiciones hidráulicas en campo.
4. Compacidad relativa indirecta o directa de los materiales granulares (con el fin de reconstituir las condiciones hasta donde esto sea posible).
5. Extensión y configuración de la superficie en campo (plano topográfico).

b) CONDICIONES DE PROYECTO.

1. Ubicación de la obra en campo.
2. Descargas en superficie de la obra.
3. Posibles adiciones a futuro de la obra actual.

c) DATOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO O DE CAMPO QUE PERMITAN LA PROGRAMACION EN CUANTO A ESFUERZOS DE LA PRUEBA.

1. Datos de penetración estándar.
2. Datos de cono holandés.
3. Datos de penetrómetro de bolsillo.
4. Datos de torcómetro de bolsillo.
5. Datos de pruebas de compresión simple.
6. Datos de pruebas triaxiales

2.2.2 PROGRAMACION DE LA PRUEBA.

Con algunos de los datos de la información anterior, se debe hacer una programación que contemple el aplicar a una probeta de material,

~~confinamientos menores a los que aplica el suelo por peso propio~~
antes de las descargas de la obra. Posteriormente, conociendo los valores de las descargas y haciendo uso de las soluciones derivadas de la Teoría de Boussinesq, evaluar el incremento del esfuerzo confinante, de modo que se programen confinamientos superiores a los que se tendrán por la suma de los dos efectos antes comentados.

En lo que respecta a los niveles de esfuerzo desviador que se va a aplicar, conviene realizar, de ser posible, una prueba a la falla en una probeta del mismo material y bajo un esfuerzo de confinamiento en la cámara triaxial con valor intermedio a los extremos antes comentados de confinamiento. Posteriormente se definirá el nivel de esfuerzo desviador a utilizar, conociendo de proyecto el factor de seguridad estimado para la obra en cuanto a resistencia.

Si para cierto confinamiento dado se tiene un círculo de falla, se deben de proponer esfuerzos desviadores que no sean de falla y que representen cierto porcentaje del esfuerzo desviador de falla (que es el diámetro del círculo antes comentado).

Se recomienda por otra parte, utilizar para estas pruebas anillos de carga en lugar de pesas, para realizar los diferentes incrementos que nos permitirán llegar al esfuerzo desviador de programación. Si del anillo se conoce su constante elástica, y se divide la carga que se requiere para llegar al esfuerzo deseado, entre la constante del anillo, nos dará el número de unidades que se requieren para llegar a este esfuerzo.

Se recomienda programar el llegar a ese esfuerzo en 10 incrementos. Esto se puede hacer proporcionalmente para otros confinamientos y obtener cuantas unidades se deben tener para aplicar uno de los diez incrementos que se van a aplicar. Con el fin de no rebasar la capacidad elástica del anillo de carga, se recomienda obtener el diámetro del círculo que se tiene para el confinamiento máximo a utilizar. Conocido éste y reduciéndolo al porcentaje deseado, se puede obtener el esfuerzo máximo que se va a exigir. Se recomienda entonces multiplicar este esfuerzo por el área transversal de la

probeta (inicial) y multiplicar este valor por 1.5 con el fin de incrementar en 50% la seguridad al anillo. Con base en lo anterior se podrá elegir el anillo que más conviene para la prueba.

En la Figura 2.2.1 se presenta una gráfica tipo que significa la síntesis de estas pruebas y que es de utilidad para estimar los asentamientos.

Con la idea de dar mayor énfasis a la parte aplicada, se harán breves explicaciones de las herramientas a utilizar para realizar estas pruebas, conforme se desarrollen las partes 2.3, 2.4 y 2.5.

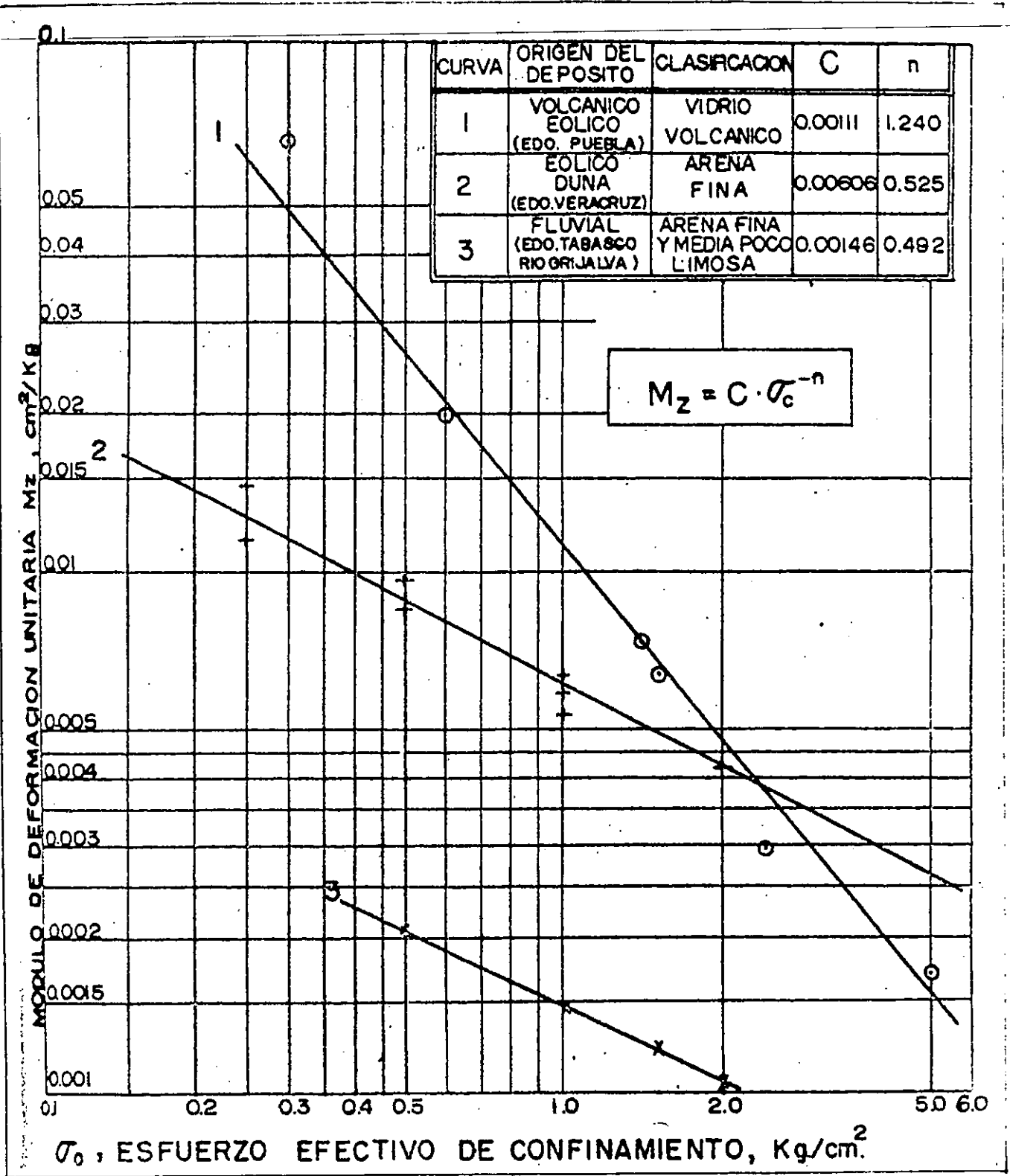


Figura 2.2.1. Comportamiento de los módulos de deformación unitaria contra el confinamiento para diferentes suelos granulares.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
del 21 al 25 de noviembre de 1994

T E M A III : PRUEBAS ESPECIALES

(PRUEBAS TRIAXIALES CON MEDICION DE PRESION DE PORO)

DR. RIGOBERTO RIVERA C.

III. PRUEBAS ESPECIALES.

.1 Pruebas triaxiales con medición de presión de poro.

.1.1 Teoría de los coeficientes A y B de Skempton.

Skempton (1954) propuso una ley que permite expresar el cambio de la presión intersticial en una muestra de suelo, provocado por una variación en los esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 y σ_3). Dicha ley se escribe como:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 - A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (3.1)$$

donde

Δu = variación de la presión intersticial.
 $\Delta \sigma_1$ y $\Delta \sigma_3$ = variación de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , respectivamente.

A, B = coeficientes de presión de poro.

En una prueba de compresión triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), aumentando el esfuerzo vertical, se tiene:

Primera etapa: aplicación del esfuerzo de confinamiento σ_3 .

$$\Delta u_1 = B \Delta \sigma_3$$

En suelos saturados $B=1$, mientras que en suelos parcialmente saturados $B < 1$.

Segunda etapa: aplicación del esfuerzo desviador, ($\sigma_1 - \sigma_3$).

$$\Delta u_2 = B A (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Por lo tanto el incremento de presión intersticial total, Δu , vale:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (3.2)$$

Estudio teórico de los valores del coeficiente de presión de poro B.

Sea K_s el módulo de compresibilidad del esqueleto del suelo, definido como:

$$K_s = \Delta \sigma / (- \Delta V/V) = \Delta \sigma / \epsilon_v \quad (3.3)$$

donde:

$\Delta \sigma$ = incremento de esfuerzo efectivo hidrostático.

ϵ_v = deformación volumétrica unitaria.

~~Analogamente el módulo de compresibilidad del agua vale:~~

$$K_w = \Delta u / (-\Delta V_w / V_w) \quad (3.4)$$

donde V_w es el volumen del agua.

Para un suelo de volumen V , el volumen del agua vale nV , siendo n la porosidad.

Si el suelo de volumen V se somete a un incremento de esfuerzos totales $\Delta\sigma$, se producirá un cambio en los esfuerzos efectivos ($\Delta\sigma'$) y en las presiones intersticiales (Δu).

Por otra parte, los cambios de volumen del esqueleto de suelo y del agua intersticial valdrán:

a) Cambio de volumen del esqueleto de suelo.

$$-\Delta V_s = (\Delta\sigma' V) / K_s \quad (3.5)$$

b) Cambio de volumen del agua.

$$-\Delta V_w = \Delta u (nV) / K_w \quad (3.6)$$

Si el suelo está saturado, el volumen total se puede expresar como:

$$V = V_s + V_w \quad (3.7)$$

donde V_s es el volumen de las partículas sólidas.

Tomando incrementos en la ecuación anterior, se tiene:

$$\Delta V = \Delta V_s + \Delta V_w \quad (3.8)$$

Dado que ΔV_s es mucho menor que ΔV_w , éste se puede despreciar en la ecuación (3.8), resultando, después de sustituir (3.5) y (3.6) en (3.8):

$$(\Delta\sigma' V) / K_s = \Delta u (nV) / K_w$$

de donde

$$\Delta\sigma' = n (K_s / K_w) \Delta u \quad (3.9)$$

Aplicando a esta ecuación la ley de terzaghi; $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$, se tiene:

$$\Delta u = [1 / (1 + n K_s / K_w)] \Delta\sigma \quad (3.10)$$

Esta última ecuación se puede expresar como:

$$\Delta u = B \Delta \sigma ; \text{ siendo } B = (1 + n K_s/K_w) \quad (3.11)$$

Para una arcilla blanda el módulo de compresibilidad del esqueleto del suelo (K_s) es del orden de 7 k/cm^2 , mientras que el módulo de compresibilidad del agua (K_w) a 20°C vale $22.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$, de donde la aplicación de la ecuación (8.11) conduce a un valor del coeficiente B de 0.9997. Para una arena densa $K_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, lo que conduce a un valor del orden de $B = 0.98$.

El análisis anterior conduce en cualquier caso a valores del coeficiente B cercanos a la unidad.

Estudio teórico del coeficiente A.

El coeficiente A refleja la tendencia del esqueleto sólido del suelo a cambiar de volumen cuando se aplica un esfuerzo desviador. Si el suelo está saturado, dicho esqueleto no podrá cambiar de volumen, y por lo tanto aparecerá en el agua intersticial una variación de presión que neutralizará exactamente dicha tendencia. La variación de u es una medida de la tendencia del esqueleto sólido a cambiar de volumen, por lo que un A grande, quiere decir que el suelo tiene gran tendencia a disminuir de volumen, al aumentar el esfuerzo desviador.

Suponiendo un suelo elástico lineal, homogéneo e isótropo, en estado saturado ($B = 1$). Al aplicar un esfuerzo desviador $\Delta \sigma_1$, los esfuerzos efectivos valdrán (ensaye de compresión triaxial):

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u$$

$$\Delta \bar{\sigma}_2 = \Delta \bar{\sigma}_3 = - \Delta u$$

las deformaciones unitarias correspondientes son:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [\Delta \bar{\sigma}_1 - \nu \Delta \bar{\sigma}_2 - \nu \Delta \bar{\sigma}_3]$$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [(\Delta \sigma_1 - \Delta u) + 2\nu \Delta u] \quad (3.12)$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E} [-\Delta u - \nu(\Delta \sigma_1 - \Delta u) + \nu \Delta u] \quad \dots (3.13)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_3$$

Por lo tanto, la deformación volumétrica será:

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta V}{V} \quad (3.14)$$

de donde: $\Delta V = V (\epsilon_1 + 2\epsilon_2) \quad (3.15)$

Puesto que el suelo no puede cambiar de volumen, $\epsilon_v = 0$; por lo tanto:

$$\Delta V = \frac{(1 - 2\nu) (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u)}{E} = 0 \quad \dots(3.16)$$

Para que se satisfaga la ecuación (8.16) se requiere que:

$$\Delta u = \frac{1}{3} \Delta\sigma_1, \text{ de donde } \boxed{A = 1/3}$$

De la ecuación (8.16) se reconoce que:

Si $A = 1/3$; el suelo no puede cambiar de volumen.

$A < 1/3$; suelo dilatante.

$A > 1/3$; suelo contractante.

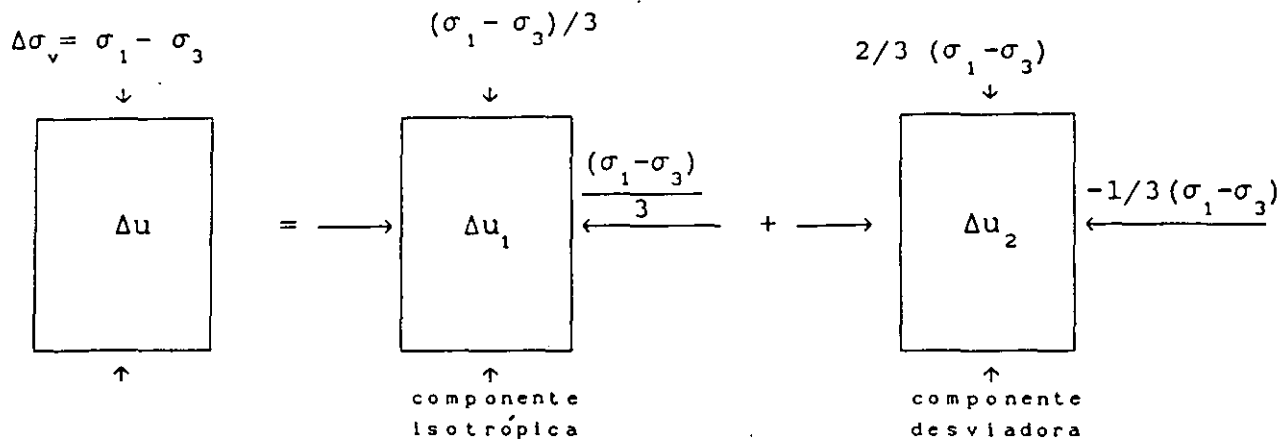
.1.2 Teoría de Henkel y Sowa.

Henkel y Sowa proponen una expresión para calcular el incremento de presión intersticial provocado en una muestra de suelo, por efecto de la aplicación de un esfuerzo desviador. Ella se escribe como:

$$\Delta u = \underbrace{\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3}}_{\text{componente isotrópica}} + \underbrace{1/3 [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2]^{1/2}}_{\text{componente desviadora}} \quad \dots(3.17)$$

donde "a" es un coeficiente de presión de poro que varía con el tipo de prueba y con el grado de preconsolidación del suelo.

En una prueba de compresión triaxial, aumentando el esfuerzo vertical, se tiene:



Para la componente isotr3pica, se tiene:

$$\Delta u_1 = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} ; \Delta \sigma_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}$$

$$\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0$$

$$\Delta u_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (3.18)$$

En una prueba de compresión triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$. Para la componente desviadora obtenemos:

$$\Delta u_2 = a \frac{1}{3} (2)^{1/2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta \sigma_1 = \frac{2}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = -\frac{1}{3} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) = \frac{2}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{3} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta u_2 = a \frac{1}{3} (2)^{1/2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta u_2 = a \frac{(2)^{1/2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3.19)$$

TABLA 1.

VALORES DEL COEFICIENTE DE PRESION DE PORO "A",
PARA VARIOS TIPOS DE SUELOS.

TIPOS DE SUELO.	Ip	A
1. NORMALMENTE CONSOLIDADOS.		
1.1 Arcilla marina, remoldeada.	60	+ 1.30
1.2 Arcilla de londres remoldeada.	52	+ 0.97
1.3 Arcilla de Weald remoldeada.	25	+ 0.94
1.4 Arcilla arenosa de origen aluvial.	18	+ 0.47
1.5 Arena en estado suelto.	--	+ 0.08
1.6 Arena en estado compacto.	--	- 0.32
2. SUELOS PRECONSOLIDADOS.		
2.1 Arcilla de Weald, inalterada.	25	- 0.62
2.2 Arcilla de Weald, remoldeada $OCR = 8$.	25	- 0.22
2.3 Arcilla de Londres remoldeada, $OCR = 8$.	52	- 0.11

* OCR = Grado de preconsolidación del suelo.

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL CON MEDICION DE PRESION DE PORO

VELOCIDAD DE DEFORMACION DE LOS ENSAYES

La velocidad de deformación utilizada en las pruebas triaxiales tiene una gran influencia en los parámetros mecánicos de los suelos, en especial cuando éstos presentan características viscosas, tal es el caso de las arcillas blandas. Por otra parte, desde el punto de vista de la medición de la presión intersticial, la velocidad de deformación elegida para la prueba deberá ser tal que en todo momento se garantice que dicha presión sea uniforme en toda la probeta.

El coeficiente de consolidación c_v es el parámetro más importante en la estimación de la velocidad de deformación a utilizar en los ensayos triaxiales. Para una probeta de suelo saturado, cilíndrica, sometida a un proceso de consolidación, bajo una presión isotrópica, el coeficiente c_v se determina mediante:

$$c_v = \frac{\pi D^2}{\lambda t_{100}} \quad (1)$$

donde:

D = Diámetro de la probeta .

λ = parámetro que depende de las condiciones de drenaje de la probeta. En la tabla I se proporcionan los valores de λ y del tiempo requerido para alcanzar la falla de la probeta.

t_{100} = tiempo necesario para que se produzca el 100 % de consolidación de la probeta.

ESTIMACION DEL TIEMPO (t_f) NECESARIO PARA ALCANZAR LA FALLA EN LAS PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

Supongamos que llevamos a cabo dos pruebas de compresión triaxial, en una muestra de arcilla en estado saturado: prueba CU y CD. Llamemos a la resistencia en prueba CU, s_u y a la resistencia en prueba CD, s_d ; experimentalmente se ha encontrado que $s_u < s_d$.

Si se ejecuta una tercera prueba en el mismo material, pero ahora permitiendo un drenaje parcial durante la aplicación del esfuerzo desviador. Es de esperarse que la resistencia del suelo para esta condición, sea un valor intermedio entre s_u y s_d . Por lo tanto el esfuerzo desviador en la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ será:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = s_u + \frac{U}{100}(s_d - s_u) \quad (2)$$

siendo U el grado de consolidación de la muestra de suelo.

Gilbert y Henkel (1954) estudiaron el problema de la disipación de la presión de poro, generada por la aplicación de un esfuerzo desviador, en las pruebas de compresión triaxial, encontrando que el grado de consolidación que alcanza el suelo en el momento de la falla (U_f), se puede expresar como:

$$U_f (\%) = 1 - \frac{H^2}{4\eta c_v t_f} \quad (3)$$

donde:

H= Altura de la probeta.

c_v = Coeficiente de consolidación.

t_f = Tiempo requerido para alcanzar la falla de la probeta.

η = parámetro que depende de las condiciones de drenaje (tabla I).

CALCULO DE t_f EN PRUEBA CD

Se acepta en la práctica que los parámetros de resistencia en prueba CD, se pueden obtener cuando el grado de consolidación de la probeta de suelo es de 95%. Por lo tanto sustituyendo este último valor en la ec 3, el tiempo necesario para alcanzar la falla se puede expresar como:

$$t_f = \frac{H^2}{0.2\eta c_v} \quad (4)$$

El valor de t_f se puede determinar también a partir de t_{100} , como:

$$t_f = \left[\frac{5r^2\lambda}{\pi\eta} \right] t_{100} \quad (5)$$

Para valores de $r=2$, la ec 5 se puede escribir como:

$$t_f = \left(\frac{20\lambda}{\pi\eta} \right) t_{100} \quad (6)$$

Los valores de t_f/t_{100} se encuentran tabulados en la tabla I.

CALCULO DE t_f en prueba CU

En el caso de las pruebas de compresión triaxial CU, t_f se interpreta como el tiempo necesario para alcanzar el 95% de uniformidad de la presión de poro en la probeta de suelo.

Blight (1964), encontró que la relación entre t_f y c_v depende de las condiciones de drenaje en el ensaye:

PRUEBA SIN DRENAJE RADIAL

$$t_f = \frac{0.4H^2}{c_v} \quad (7)$$

en función del valor de t_{100} , t_f se puede escribir como:

$$t_f = 0.127 \left[\frac{H}{D} \right]^2 \lambda t_{100} \quad (8)$$

PRUEBA CON DRENAJE RADIAL

$$t_f = \frac{0.0175 H^2}{c_v} \quad (9)$$

en función del valor de t_{100} , t_f se puede escribir como:

$$t_f = \frac{0.0175\lambda}{\pi} \left[\frac{H}{D} \right]^2 t_{100} \quad (10)$$

Rojas et al (1990), estudiaron el tiempo de uniformación de la presión de poro, en pruebas triaxiales CU, tanto de extensión como de compresión, para la arcilla del valle de México. A partir de los ensayos realizados establecen una curva que permite determinar el tiempo de uniformación de la presión de poro en función del esfuerzo desviador aplicado (fig 1). Ellos concluyen también que las deformaciones a largo plazo o viscosas producen un incremento continuo de la presión de poro.

TABLA I

CONDICIONES DE DRENAJE	η	λ		t_f / t_{100} para $r=2$	
		H/D= 2	H/D= r	CD	CU
POR UNA CARA	0.75	1.0	$r^2/4$	8.5	0.51
POR LAS DOS CARAS	3.0	4.0	r^2	8.5	0.51
DRENAJE RADIAL	32.0	64.0	64.0	12.7	1.43
DRENAJE RADIAL MAS UNA CARA	36.0	80.0	$3.2(1+2r)^2$	14.2	1.59
DRENAJE RADIAL MAS DOS CARAS	40.4	100.0	$4(1+2r)^2$	15.8	1.77

CD: Prueba triaxial consolidada-drenada.

CU: Prueba triaxial consolidada no drenada.

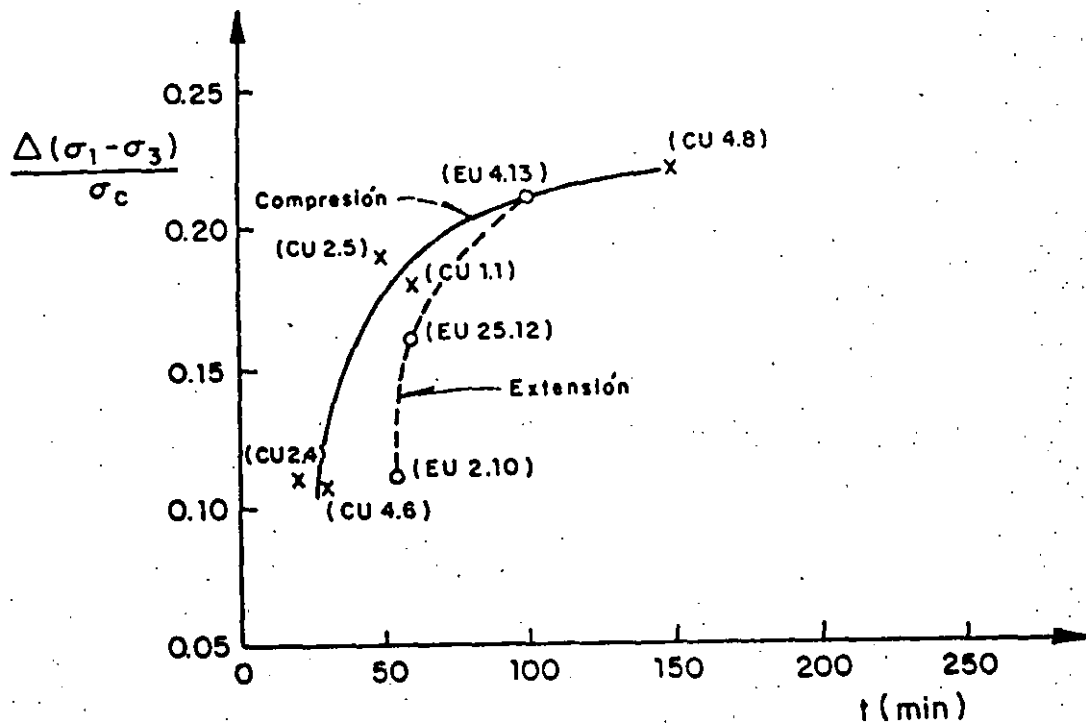


Fig 1. Tiempo de uniformación de la presión de poro dependiendo del incremento del desviador aplicado.

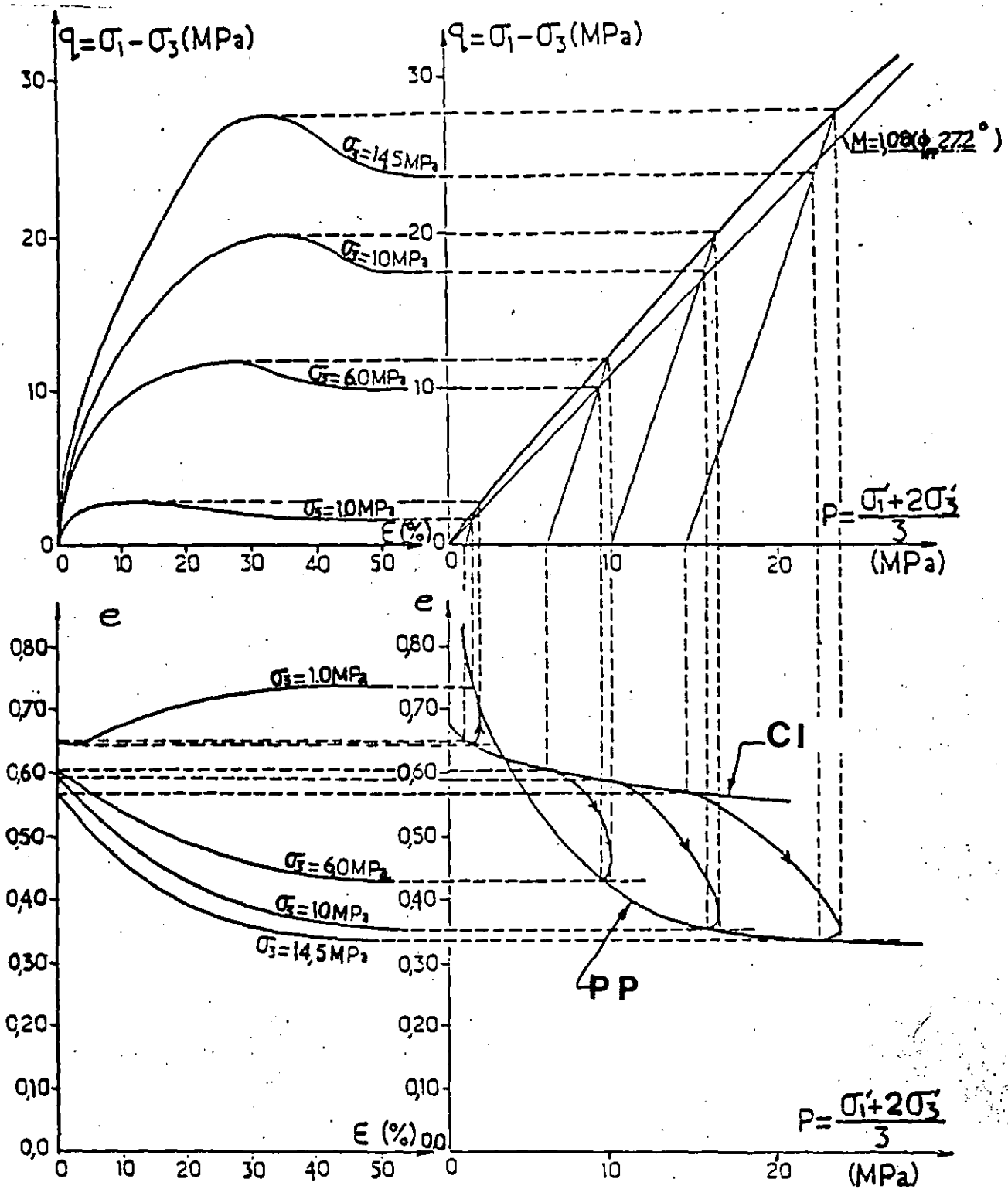


Fig. Prueba de compresión triaxial CD sobre arena. Resultados de Le Long 1968.

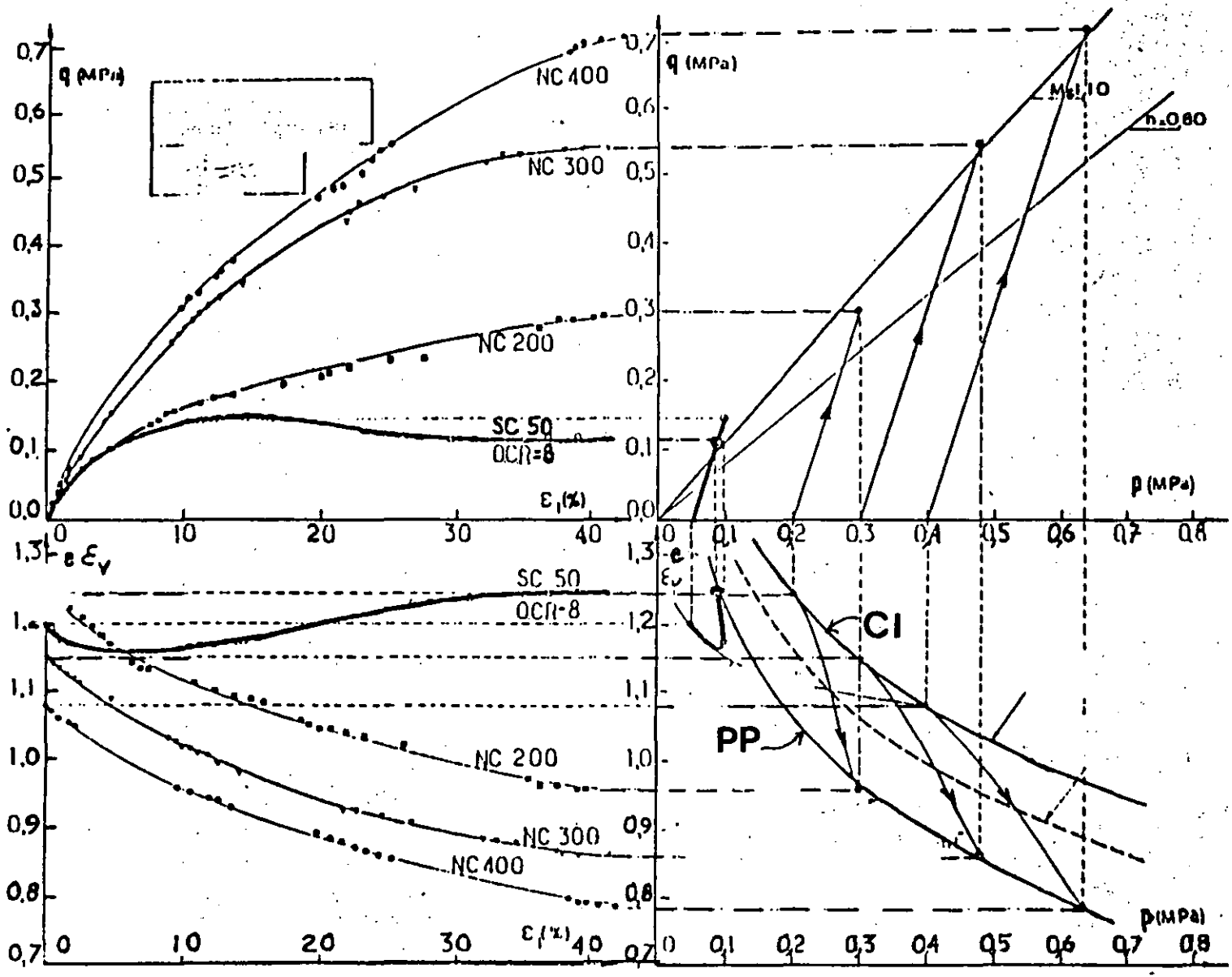


Fig. Pruebas de compresión triaxial CD en una arcilla remoldeada (caolinita), representación p-q. LL=70%, Ip= 30%; H/D = 0.25. Resultados de Zervoyiannis.

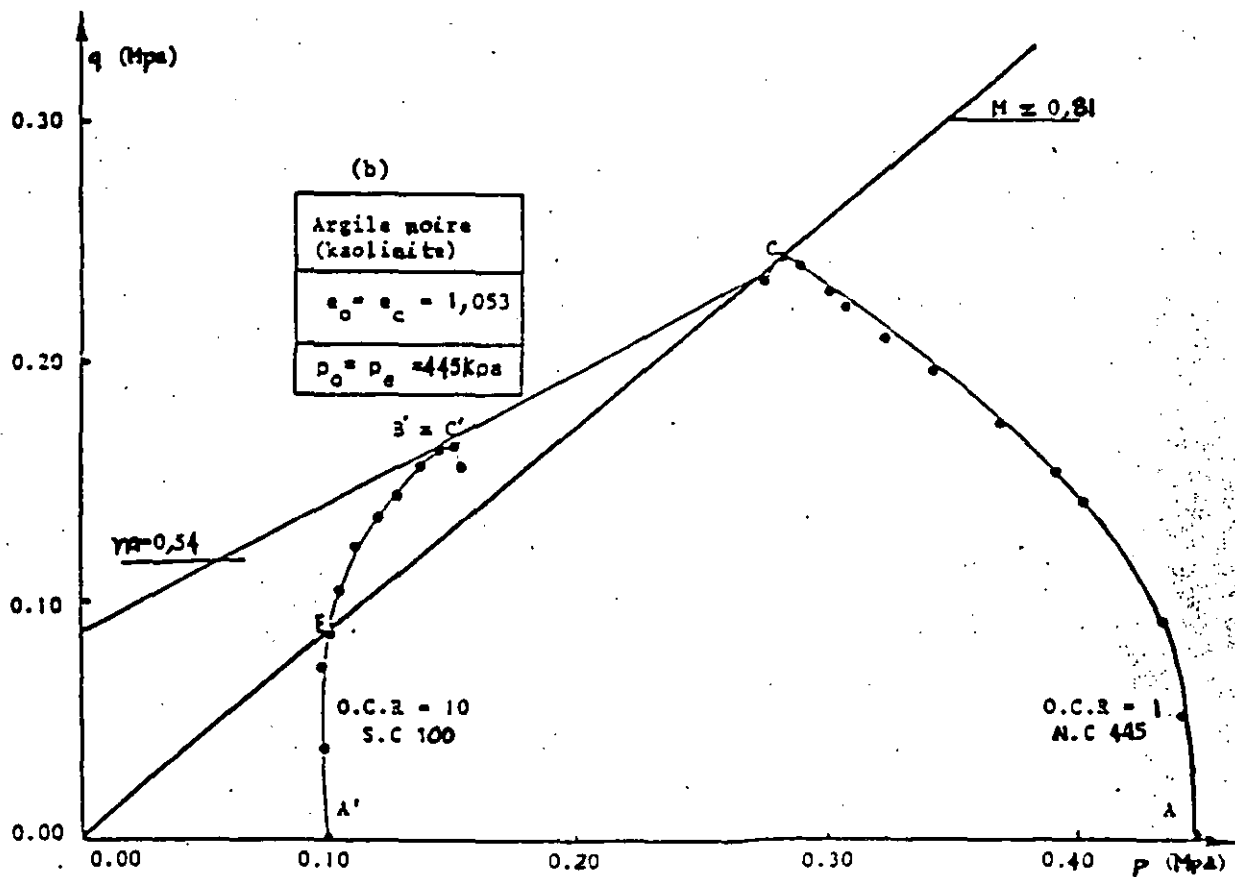
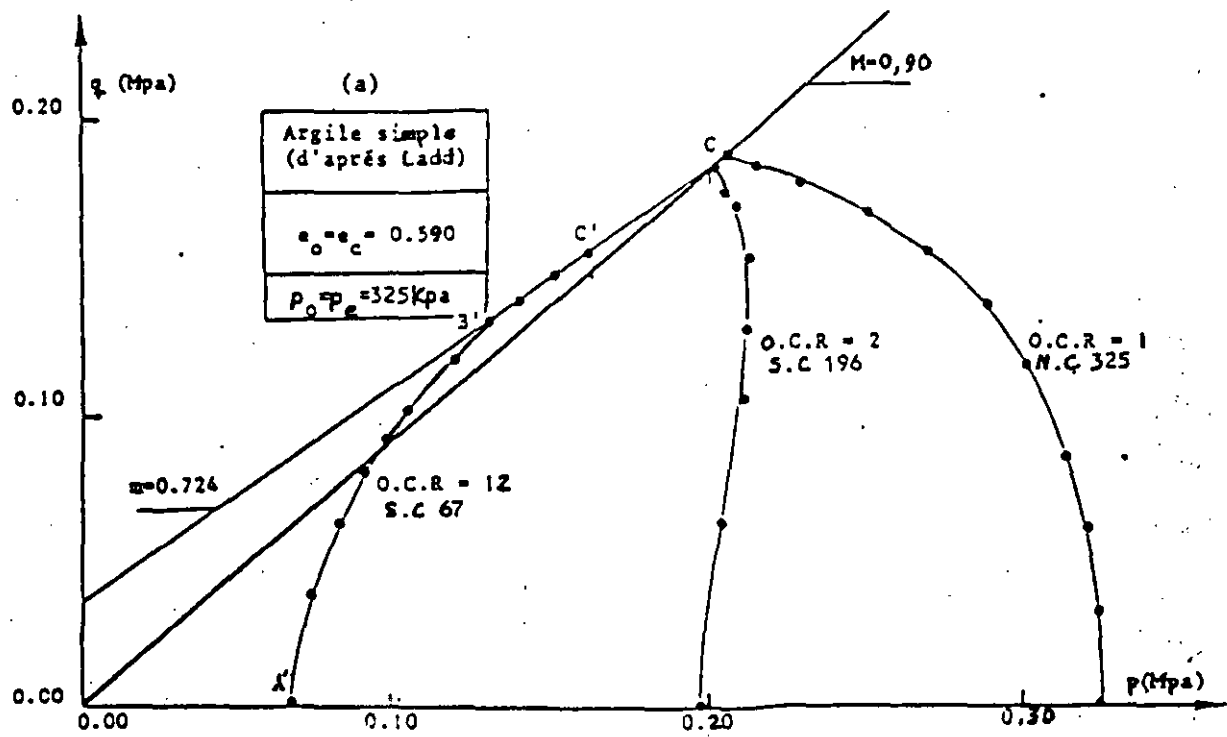


Fig. Representación p-q para una arcilla remoldeada, normalmente consolidada y preconsolidada. Resultados de Ladd y Zervoyiannis.

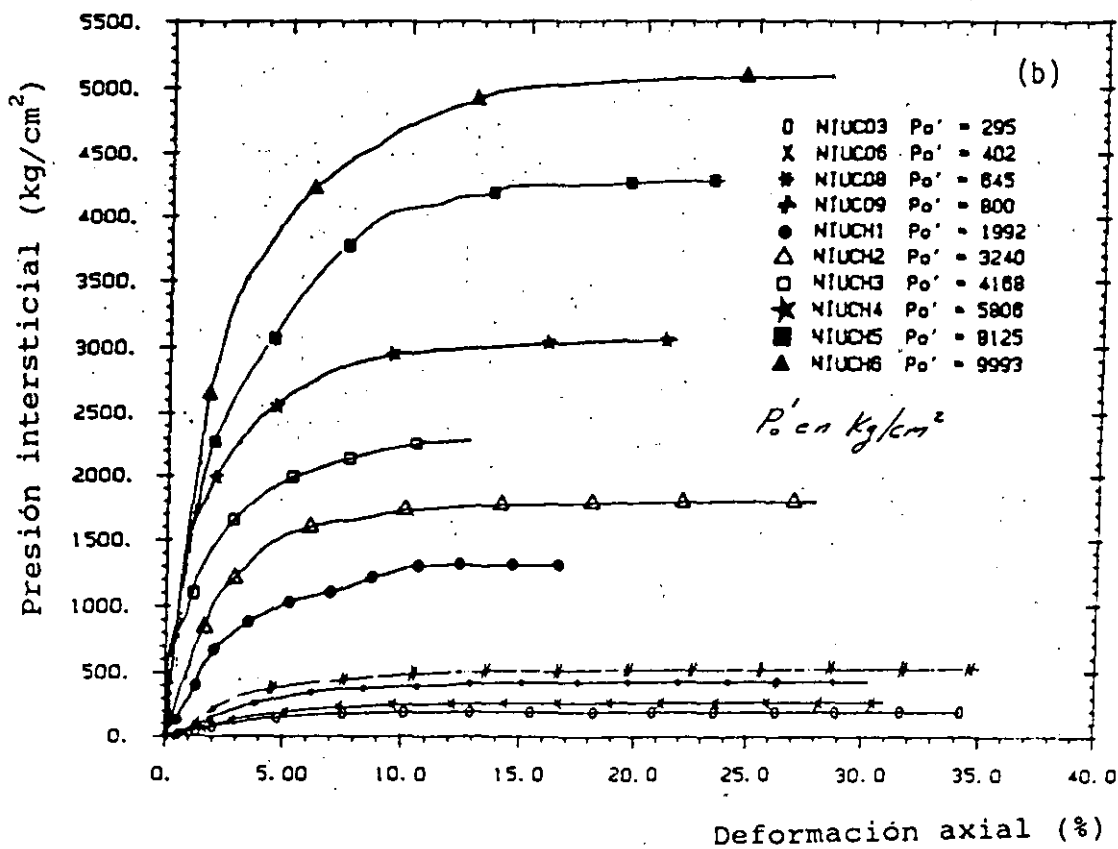
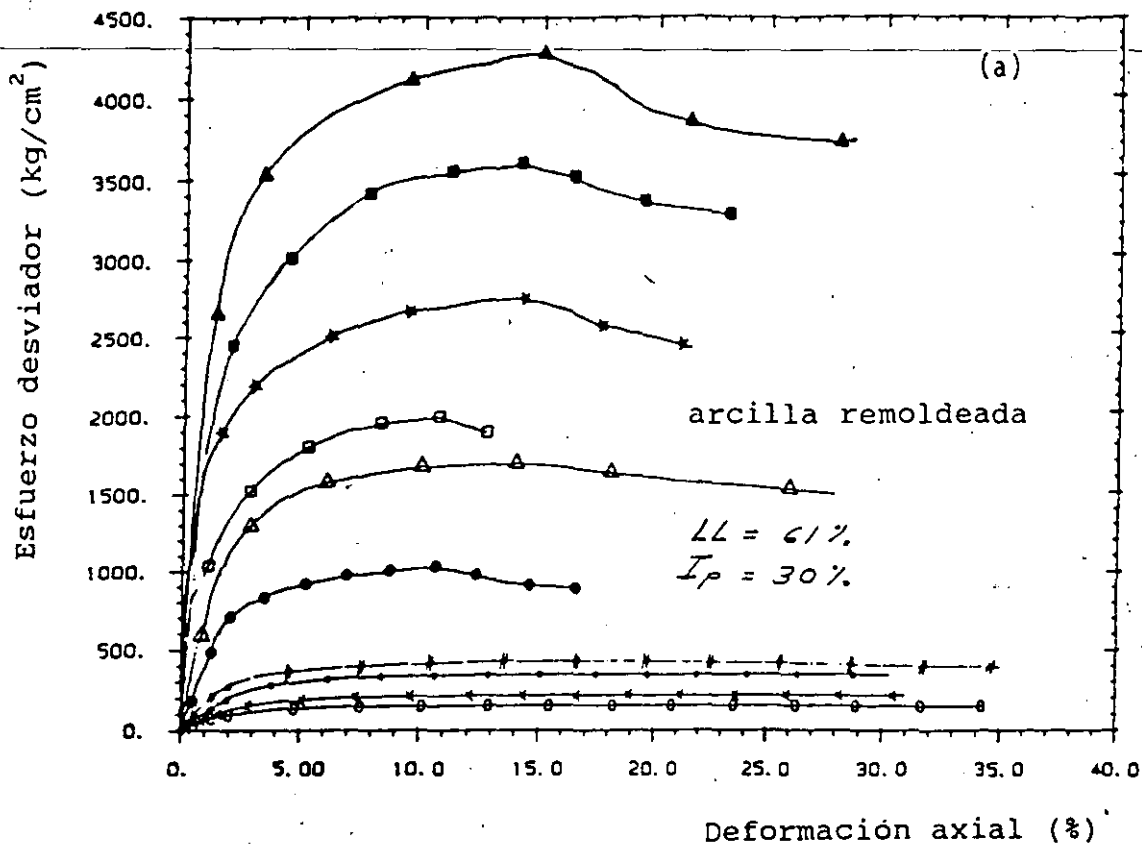


Fig. (TRUEBA, 1987, ECP).

Table 18.2. SUGGESTED FAILURE STRAINS IN TRIAXIAL TESTS

Soil type	Typical ranges of strain at failure ϵ_f° (maximum deviator stress)	
	CU test	CD test
Undisturbed clay: normally consolidated	15-20	15-20
overconsolidated	20+	4-15
Remoulded clay	20-30	20-25
Brittle soils	1-5	1-5
Compacted 'boulder clay': dry of o.m.c.	3-10	4-6
wet of o.m.c.	15-20	6-10
Compacted sandy silt	8-15	10-15
Saturated sand: dense	25+	5-7
loose	12-18	15-20

If in doubt, assume a failure strain less than the tabulated values.

Ejemplo: PRUEBA "CU"

Triaxial Saturation

Location <i>Stourford Bridge</i>					Test type <i>CU</i>	Loc. No. <i>58861</i>								
Operator <i>A.F.W.</i>					Cell No. <i>6</i>	Sample No. <i>14/8</i>		8						
Membranes thickness <i>0.2 mm</i>		no side drains <i>Without</i>			Cell No. <i>6</i>		Sample dia. <i>38 mm</i>							
					Panel No. <i>2</i>		Length <i>76 mm</i>							
Remarks: <i>Cell volume change not measured</i>						Date started <i>12.9.84</i>								
Cell pressure kN/m ²	Back pressure kN/m ²	Pore pressure kN/m ²	Pore pressure difference kN/m ²	B value	Back pressure volume change			Cell volume change LMS/RMS						
					before	after	dilt	before	after	dilt	range cm ³	avg cm ³		
0	0	-3												
50	-	5.5	8.5	0.17										
50	40	39			89.5	89.2	0.3							
100	-	57	18	0.36										
100	90	88			88.9	88.4	0.5							
200	-	153	65	0.65										
200	190	190			88.0	87.3	0.7							
300	-	276	86	0.86										
300	290	290			86.9	86.5	0.4							
400	-	385	95	0.95										
400	390	390			86.1	85.9	0.2							
500	-	488	98	0.98										
Saturation Stage Completed					2.1		total							
600		586	98	0.98	for consolidation									

Fig. 18.18 Triaxial saturation data sheet

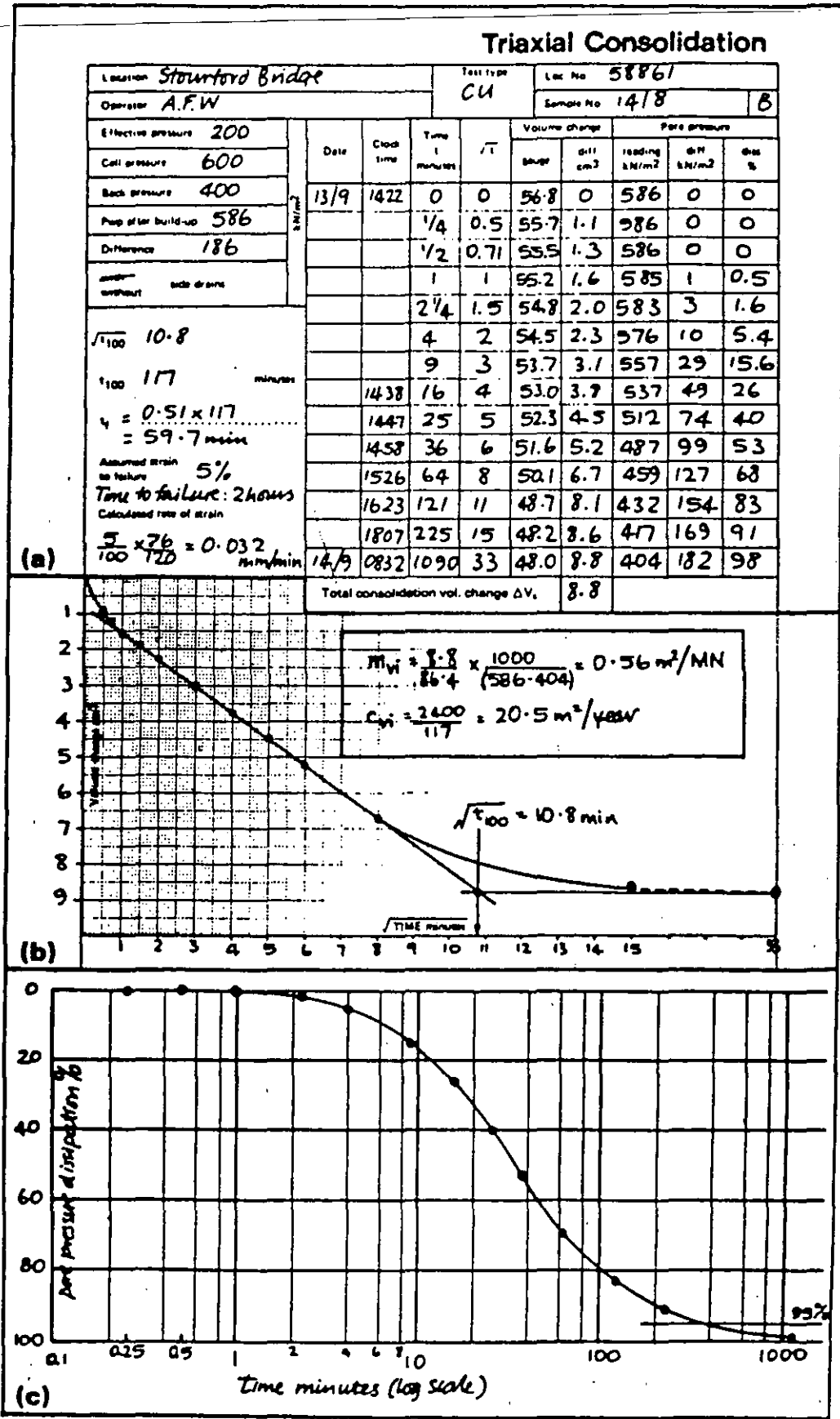


Fig. 18.21 Triaxial consolidation stage data sheet: (a) test data and readings, (b) volume change against square-root time, (c) pore pressure dissipation against log time

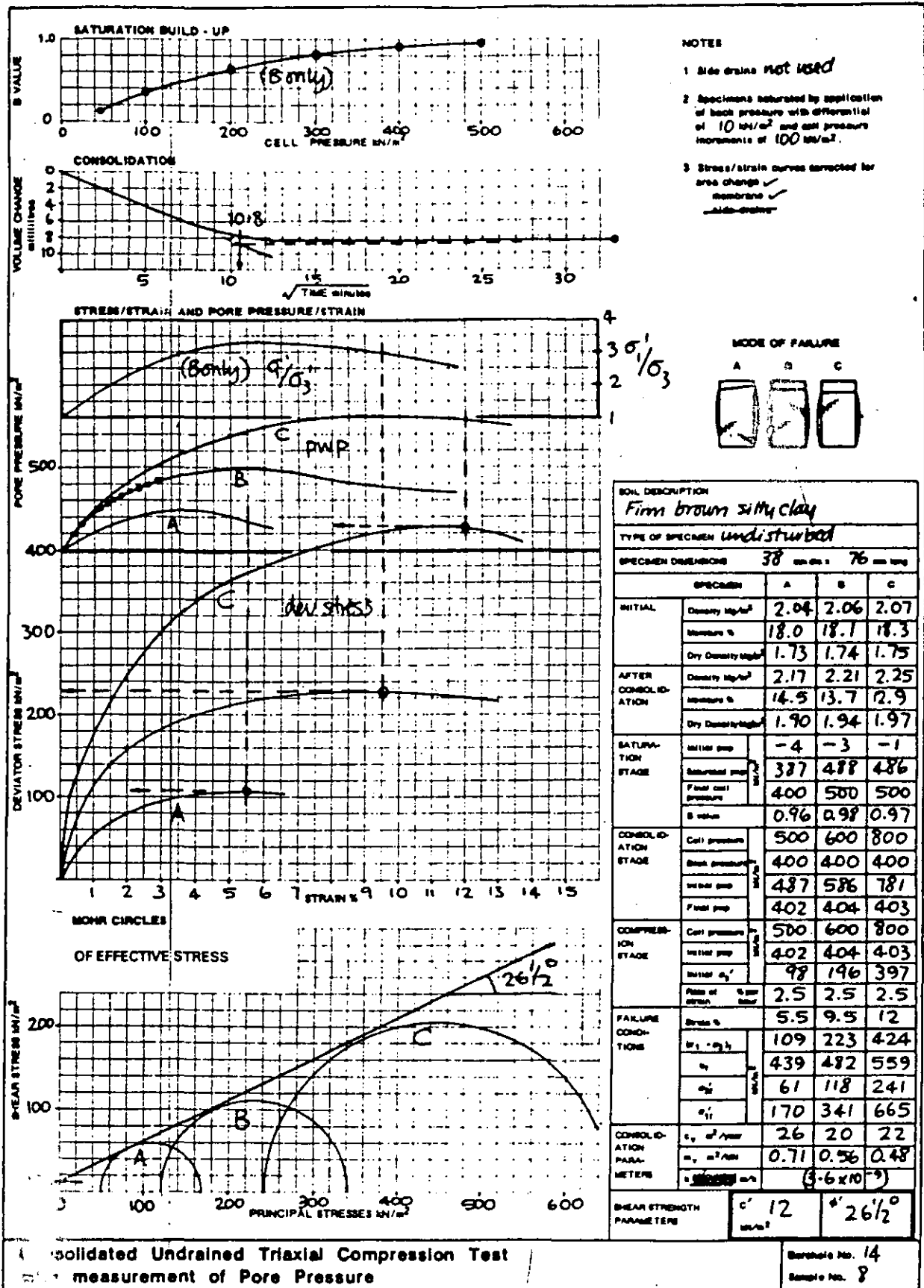


Fig. 18.25 Graphical data from a set of consolidated-undrained (CU) triaxial compression tests



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
del 21 al 25 de noviembre de 1994

T E M A III : PRUEBAS ESPECIALES

(INSTRUMENTOS DE MEDICION)

ING. RICARDO PADILLA V.

	Página
Objetivo	1
Elementos de un sistema de medición	2
Sensor primario	3
Convertidor de variable	3
Manipulador de variable	3
Transmisor de datos	4
Elemento de representación de datos	4
Significado de términos usuales en instrumentos de medición	5
Rango de mediciones	5
Exactitud	5
Precisión	5
Sensitividad o Sensibilidad	6
Linealidad	6
Discriminación	6
Legibilidad de la escala	7
Resolución	7

Página

Umbral	7
Histéresis	8
Calibración de un instrumento de medición	8
Referencias	10
Indice	I y II

OBJETIVO

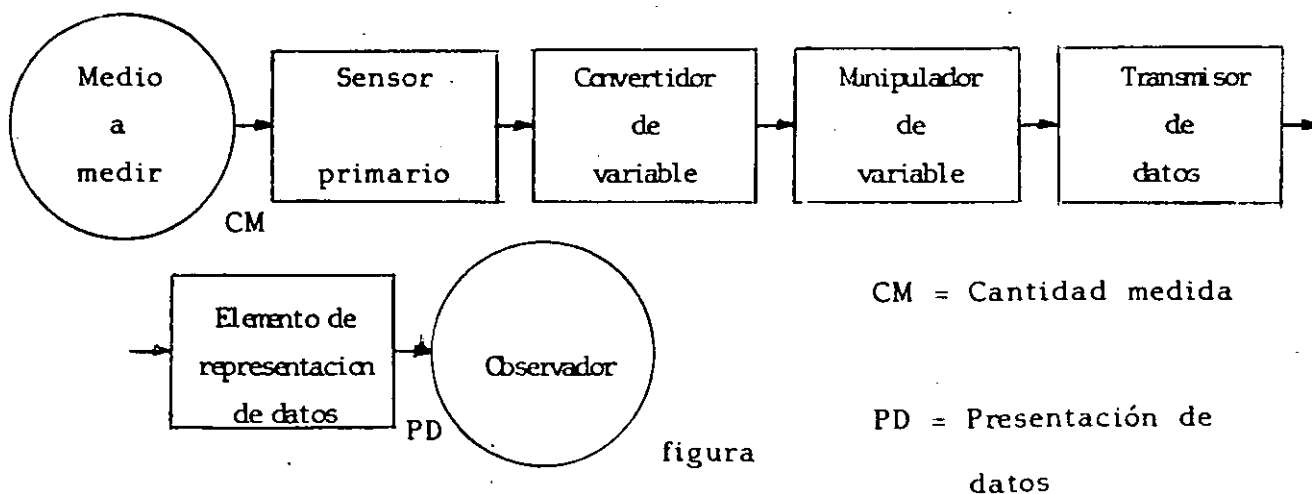
Conocer el significado exacto de terminos usuales para la comprensión y utilización de instrumentos de medición. Tales instrumentos se emplearán en el curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos.

ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE MEDICION

Es posible y deseable describir la operación y el desempeño de los instrumentos de medida y el equipamiento asociado en -- una teoría general, sin tener que recurrir a un ordenamiento físico específico.

Si se examinan diferentes instrumentos físicos, con la idea de hacer una generalización, se reconoce pronto en las diferentes partes de los instrumentos un patrón recurrente de similitud respecto a su función. Se puede proponer una simplificación y mostrar un esquema de posible aceptación universal.

El esquema que se propone es el mostrado en la figura. - Este esquema representa un posible arreglo de elementos funcionales en un instrumento e incluye todas las funciones básicas que se consideraran necesarias para la descripción de cualquier instrumento.



A continuación se define cada una de las partes de que se compone este esquema.

SENSOR PRIMARIO. Es el primer elemento de un sistema de medición que recibe la energía del medio a medir y produce una salida que depende, en forma directa, de la cantidad medida. Es importante hacer notar que el instrumento siempre extrae alguna energía del medio medido. De esta forma, la cantidad medida es siempre perturbada por el acto de medición, de modo que el hacer una medición perfecta es teóricamente imposible. Se han diseñado buenos instrumentos para minimizar este efecto, pero siempre está presente en algún grado. La señal de salida del elemento sensor primario, es alguna variable física, como por ejemplo, un desplazamiento o un voltaje.

CONVERTIDOR DE VARIABLE. Es un elemento cuya función consiste en convertir la variable que recibe del sensor primario, a otra variable más adecuada que preserve la información contenida en la señal original. Se debe hacer notar que no todos los instrumentos incluyen un convertidor de variable. Cuando decimos "elementos" queremos decir elementos funcionales, no elementos físicos. No todos los instrumentos de medición deberán tener todos los elementos que vamos a definir, es decir, para un instrumento dado se podrán identificar o no todos estos elementos. En otro caso se puede tener que un elemento físico realice dos funciones.

MANIPULADOR DE VARIABLE. Es un elemento que manipula en alguna forma a una señal representada por una variable física. La manipulación se realiza específicamente por medio de un cambio de valor numérico, de acuerdo a algunas pautas definidas, que preserven la naturaleza física de la variable. De esta forma, por ejemplo, un amplificador electrónico acepta una pequeña señal de voltaje como una en-

trada y produce una señal de salida que es también un voltaje, pero ahora como entrada de tiempo constante. Un elemento manipulador de variable no ira necesariamente a continuación de un elemento convertidor de variable, puede precederlo, estar en otra parte de la cadena de elementos o no aparecer.

TRANSMISOR DE DATOS. Este elemento se tiene cuando los elementos funcionales de un instrumento están de hecho físicamente separados, por lo que será necesario transmitir los datos de uno a otro. Puede ser tan simple como una barra ensamblada en un eje, o tan complicada como un sistema de telemetría, como los utilizados para la transmisión de señales a misiles equipados con radio, desde tierra.

ELEMENTO DE REPRESENTACION DE DATOS. Es el elemento que realiza la "traslación" de información, para que la cantidad medida sea comunicada a un ser humano, con fines de monitoreo, control o análisis. Pone la información en una forma reconocible por uno de los sentidos humanos. Esta función incluye la simple indicación de un cursor moviéndose sobre una escala, así como el registro de una pluma moviéndose sobre una carta. La indicación y graficación se pueden realizar en incrementos discretos. La mayoría de los instrumentos se comunican con la gente por medio del sentido de la vista, aunque se puede concebir la comunicación para otros sentidos.

SIGNIFICADO DE TERMINOS USUALES EN INSTRUMENTOS DE MEDICION

Rango de mediciones. Depende de la aproximación con la cual se quieran hacer las lecturas para un instrumento dado. Por lo anterior existen dos tipos de rango: El primero se refiere al rango de posibles lecturas que se pueden hacer con un instrumento dado y sería desde el valor de la graduación mínima hasta la capacidad del instrumento. El segundo se refiere al rango de trabajo para la correcta utilización del instrumento, habiendo especificado la aproximación que se quiere como mínimo en la lectura de los valores. Para este segundo caso se recomienda usar una aproximación mínima de 0.1 %.

Exactitud. Indica para un instrumento dado, la desviación de la lectura respecto de una entrada conocida. Es común expresar la exactitud, como un porcentaje de la lectura de la escala completa, de modo que un voltímetro de 100 volts de capacidad con una exactitud del 1%, es exacto dentro de ± 1 volt a plena carga del voltímetro. El concepto de exactitud quedará más claro en el ejemplo siguiente.

Precisión. La precisión, indica la capacidad de un instrumento para reproducir cierta lectura con una exactitud dada. Como ejemplo de la diferencia entre precisión y exactitud, considere la medición de una presión conocida de 100 kilopascals (kPa) con un cierto manómetro. Se toman cinco lecturas y los valores obtenidos son 104, 103, 105, 103 y 105 kPa. Con estos valores podemos decir que no se puede depender del instrumento para obtener una exactitud mejor del

5% (5 kPa), en tanto que se indica una precisión de $\pm 1\%$, ya que - la desviación máxima del valor de lectura media (104) es sólo 1 kPa. Obsérvese que el instrumento puede calibrarse de modo que se pueda usar con una confianza para medir presiones dentro de ± 1 kPa. Este ejemplo muestra un detalle importante: La exactitud puede mejorarse por calibración, pero no más allá de la precisión del instrumento.

Sensitividad o sensibilidad. Para un instrumento, es la razón del movimiento lineal del indicador en el instrumento al cambio en la variable medida que causa este movimiento; por ejemplo: Un registrador de 1 mV puede tener una escala con 25 cm de longitud, su sensibilidad sería de 25 cm/mV, suponiendo que la medición es lineal en toda la escala. El fabricante por lo general especifica la sensibilidad para una cierta posición en la escala.

Linealidad. Es la desviación de la curva de respuesta de frecuencia del sistema, de una línea recta especificada. Se dice que un sistema mantiene una respuesta lineal de frecuencia si la razón de la amplitud de salida, respecto a la de entrada, permanecen dentro del intervalo de frecuencia deseado, de tal modo que reproduzca todas las frecuencias por igual dentro del margen de aplicación.

Hay dos tipos comunes de no-linealidad y son:

- a) Linealidad terminal: Desviación de lo que sería una línea recta para los puntos finales.
- b) Ajuste óptimo: Desviación de la línea recta, la cual minimiza los errores.

Discriminación: Es la mínima diferencia que se tiene entre

dos lecturas de la escala, en otras palabras es la diferencia de lecturas entre dos divisiones consecutivas de una escala.

Legibilidad de la escala. Es la facilidad de lectura de un instrumento e indica la proximidad o cercanía con la cual puede leerse la escala del instrumento; como ejemplo, un instrumento con una escala de 12 pulgadas tiene una legibilidad más alta que un instrumento de 6 pulgadas y la misma gama. La graduación mínima es la diferencia más pequeña entre dos indicaciones detectables en la escala del instrumento. Ambas, legibilidad y graduación mínima, dependen de la longitud de la escala, espaciamiento de las graduaciones, tamaño del indicador y efectos de paralaje.

Resolución. Es el incremento en la entrada de un instrumento, que da algún pequeño pero definido cambio numérico en la salida del instrumento. Si la entrada se incrementa lentamente (desde algún valor de entrada diferente de cero), se podrá encontrar que la salida no cambie hasta que se exceda un cierto incremento de entrada. A este incremento se le llama resolución. De esta manera resolución es el cambio de umbral instantáneo más pequeño medido en la entrada, que define la medida más pequeña en la salida.

Umbral. Es el primer cambio detectable en la salida de un instrumento incrementando desde cero, y es con frecuencia descrito como cualquier cambio medible. Si la entrada de un instrumento es perfecta y gradualmente incrementado desde cero, allí habrá un valor mínimo por debajo del cual no se pueda detectar cambio en la salida del instrumento. Este valor mínimo, define el umbral del instrumento. Ya que estos términos son un poco vagos, debido a la im-

probable reproductibilidad del umbral. se puede preferir usar un cambio definido del valor numérico para la salida de un instrumento, para el cual, el correspondiente valor de entrada se llamará umbral.

Histéresis. Se dice que un instrumento exhibe histéresis, cuando hay una diferencia en las lecturas, dependiendo de que el valor de la cantidad medida se acerque desde arriba o desde abajo. La histéresis puede ser el resultado del rozamiento mecánico, efectos magnéticos, deformación elástica o efectos térmicos.

Calibración de un instrumento de medición. La calibración de todo instrumento es importante, porque permite verificar el instrumento contra un patrón (o estándar) conocido y reducir, por lo tanto, los errores de exactitud. Los procedimientos de calibración implican una comparación del instrumento particular con: 1) un patrón primario; 2) un patrón secundario con mayor exactitud que la del instrumento que se calibra, o 3) con una fuente de entrada conocida. Por ejemplo, un medidor de flujo puede calibrarse por 1) comparación con una tabla estándar de medición de flujo de alguna Asociación de Estándares; 2) comparándolo con otro medidor de flujo de exactitud conocida, o 3) calibración directa con una medición directa primaria, como el peso de cierta cantidad de agua en un recipiente y el registro del tiempo transcurrido para que esta cantidad fluya a través del medidor. La importancia de la calibración no puede dejar de recalcar se ya que establece la exactitud de los instrumentos. Mejor que aceptar la lectura de un instrumento, es preferible efectuar cuando menos una calibración de verificación para asegurarse de la validez de las mediciones. Aun las especificaciones o calibraciones de los fabricantes no siempre pueden tomarse como idóneas. La mayoría de los fabri-

cantés reconocidos son confiables, pero algunos no.

REFERENCIAS

1. Doebelin, Ernest O. (1975)

"Measurement systems: application and design"
Mc Graw-Hill Kogakusha, L.T.D. International
Student Edition.

2. Holman, Jack P. (1986)

"Métodos Experimentales para Ingenieros"
McGraw-Hill de México, S.A. de C.V.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

del 21 al 25 de noviembre de 1994

TEMA IV

PRUEBAS ESPECIALES

TEORIA Y PRACTICA DEL PENDULO DE TORSION. (FTP)

ING. LEONARDO ZEEVAERT

TEORIA Y PRACTICA DEL PENDULO DE TORSION, (FTP)

por

LEONARDO ZUEVAERT*, ph.D.

* Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México 21, D.F.

C O N T E N I D O

I.	INTRODUCCION	1
II.	EL INSTRUMENTO	3
III.	CONSIDERACIONES TEORICAS	8
IV.	USO DEL INSTRUMENTO	18
V.	PROGRAMANDO UNA PRUEBA	24
VI.	INTERPRETACION DE RESULTADOS	28
VII.	EJEMPLO DE CALCULO	32
VIII.	ERROR PROBABLE	35
IX.	EJEMPLO DE CORRELACION CON EL CAMPO	36

I. INTRODUCCION

En la práctica de dinámica de suelos en múltiples problemas se requiere el conocimiento de la rigidez dinámica del suelo; o sea, el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante. Todo material del suelo tiene un cierto número de elementos elásticos que actúan en forma activa durante la vibración. La respuesta elástica de un suelo es por lo tanto una función de los elementos elásticos que sean excitados, la velocidad de las ondas en el suelo inducidas por sismos, o cimentaciones de maquinaria pueden estimarse conociendo esta propiedad dinámica del suelo. En muchos casos uno está obligado a conocer las amplitudes máximas probables de la cimentación producidas por las vibraciones que puedan afectar las instalaciones, y en general el comportamiento de la estructura. La predicción de la respuesta de un edificio durante los temblores depende principalmente de la relación entre el período de vibración de la estructura al período o períodos de la masa del suelo que soporta la cimentación. El período de vibración del suelo es una función de la rigidez del suelo. En el caso de maquinaria la vibración de la cimentación es muy importante en el comportamiento dinámico del sistema. La posibilidad de que se presente resonancia debe ser evitada para obtener un comportamiento adecuado de la maquinaria y las amplitudes deberán de reducirse a un límite establecido para el funcionamiento adecuado de la maquinaria. Aún más, los esfuerzos dinámicos en el suelo deberán estimarse y reducirse si es necesario a valores admisibles. Puesto que todos estos problemas se

encuentran íntimamente relacionados con la rigidez dinámica del suelo, un problema importante es determinar con precisión razonable esta propiedad dinámica del suelo. La predicción del comportamiento se basa en la determinación de la rigidez del suelo en el laboratorio utilizando las mejores muestras inalteradas representativas de los estratos que forman la masa del suelo.

Reconociendo la necesidad de investigar sobre la rigidez dinámica del suelo desde un punto de vista de ingeniería práctica, el autor diseñó hace dos décadas un instrumento sencillo llamado "El Péndulo de Vibración Libre"⁽²⁾. Este instrumento ha sido usado en trabajos de rutina, obteniéndose buenos resultados prácticos, los cuales han sido verificados por medio de correlaciones con el comportamiento real de cimentaciones diseñadas usando este parámetro dinámico del suelo determinado en el laboratorio. El instrumento y los métodos de prueba han mejorado en la actualidad y se describen en los párrafos que siguen, (SBEL). Sin embargo, otros mejoramientos pueden introducirse en el futuro para obtener un aparato más práctico y de fácil manejo. La aceptación y mejoramiento en la práctica de cualquier instrumento es lenta, ya que los resultados que se obtienen deberán de verificarse o calibrarse con el comportamiento del prototipo que fue diseñado con los parámetros del suelo obtenidos en el laboratorio.

SBEL, Structural Behavior Engineering Laboratories Inc., P.O. Box
23167, Phoenix, Arizona 86063

II EL INSTRUMENTO

El péndulo de torsión de vibración libre comenzó a diseñarse como un instrumento hecho en casa, utilizando los accesorios disponibles en el laboratorio estándar de suelos. La idea es la de someter a una probeta de suelo inalterado a una vibración torsional pura bajo un determinado confinamiento de esfuerzos efectivos. Para lo anterior se usó la cámara triaxial estándar. Un vástago trasmite la vibración torsional libre a través de la cabeza de la cámara triaxial y fija la parte superior de la probeta en forma rígida. La probeta también queda fija en la base. Esta acción se considera muy importante para obtener una buena transmisión del momento de torsión libre del movimiento dinámico proporcionado por el brazo B, Fig. 1. Se proporciona un impulso al brazo vibrante, permitiendo que este vibre libremente en respuesta a los elementos elásticos del suelo. El peso del brazo y masas colocadas sobre él son balanceadas por medio de un peso equivalente C, Fig. 1.

La vibración inducida se registra en una mesa registradora E, sobre la cual pasa una cinta de papel con cierta velocidad compatible con el rango de períodos de vibración esperados como respuesta de la probeta del suelo, ver fotografías Nos. 1, 2, 3 y 4. A un lado del papel registrador un medidor de tiempo registra la velocidad del papel que pasa sobre la mesa. Este registro es importante para calcular con precisión el tiempo de la vibración. Los registros obtenidos para diferentes tipos de suelos se observan como muestra la Fig. 2, de donde se puede obtener la

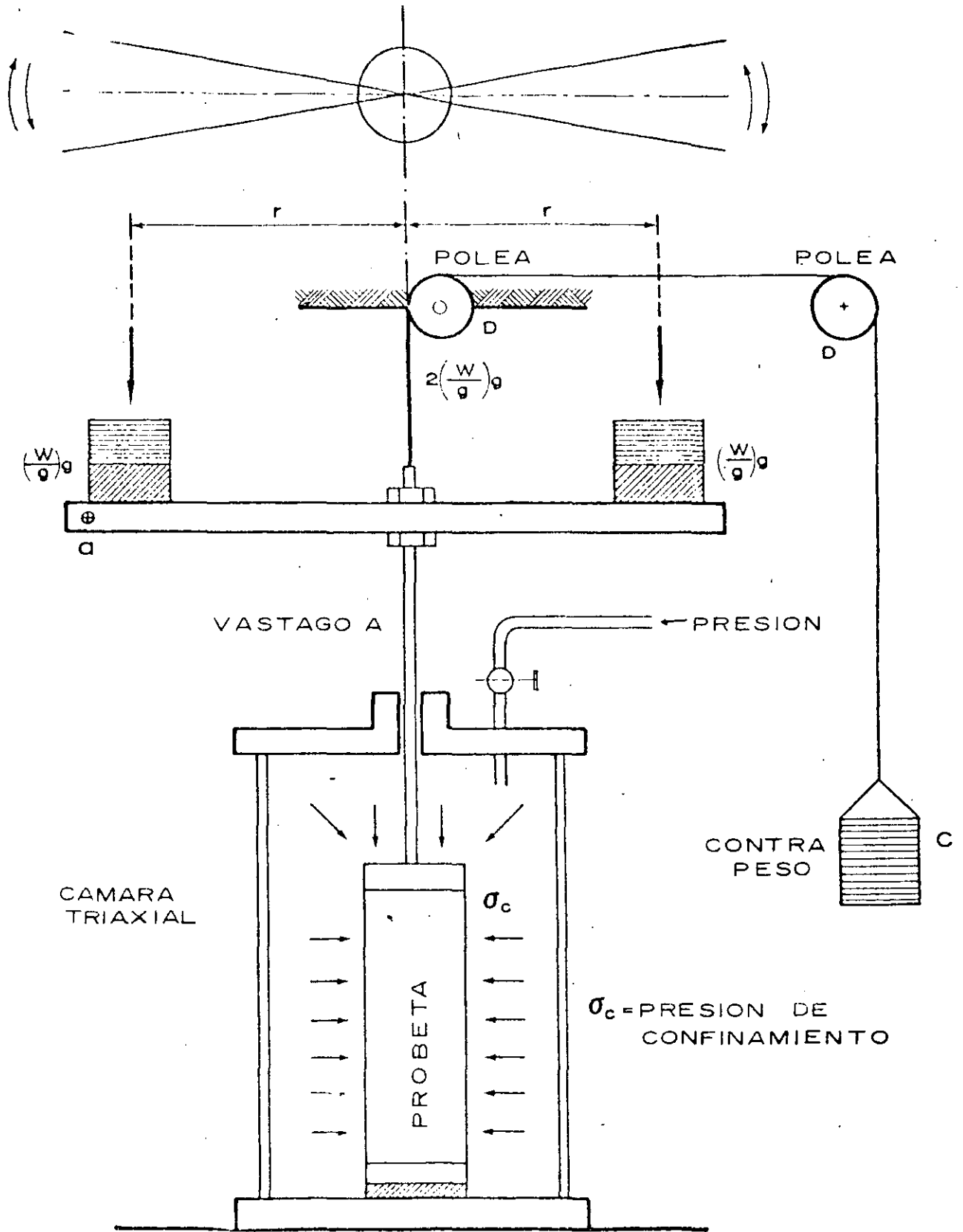
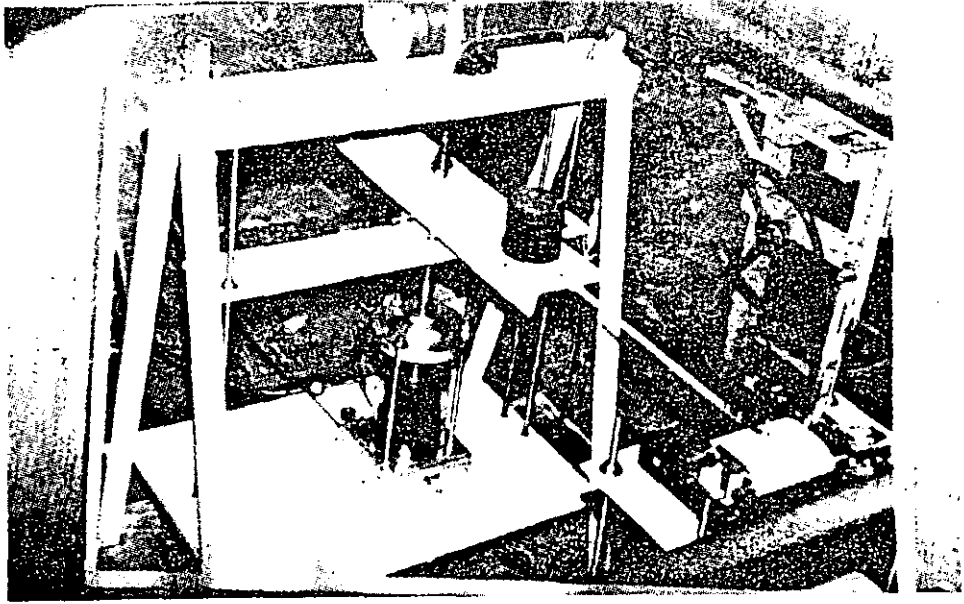


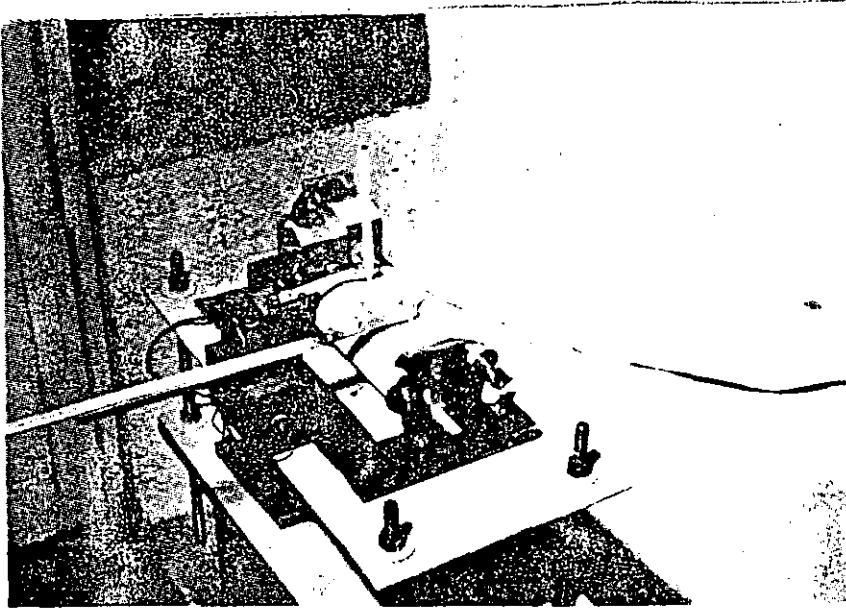
FIG. I PENDULO DE TORSION DE VIBRACION LIBRE.



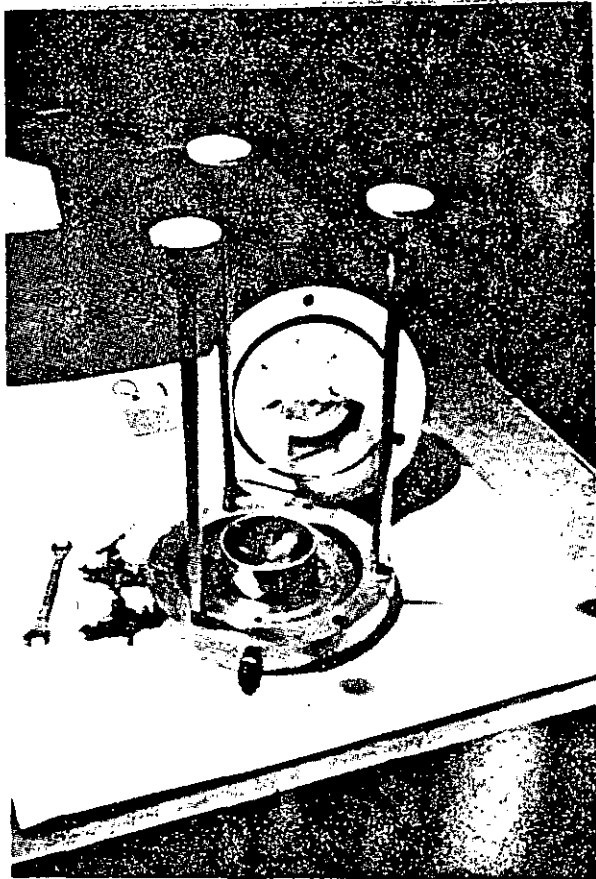
1. PENDULO DE TORSION LIBRE



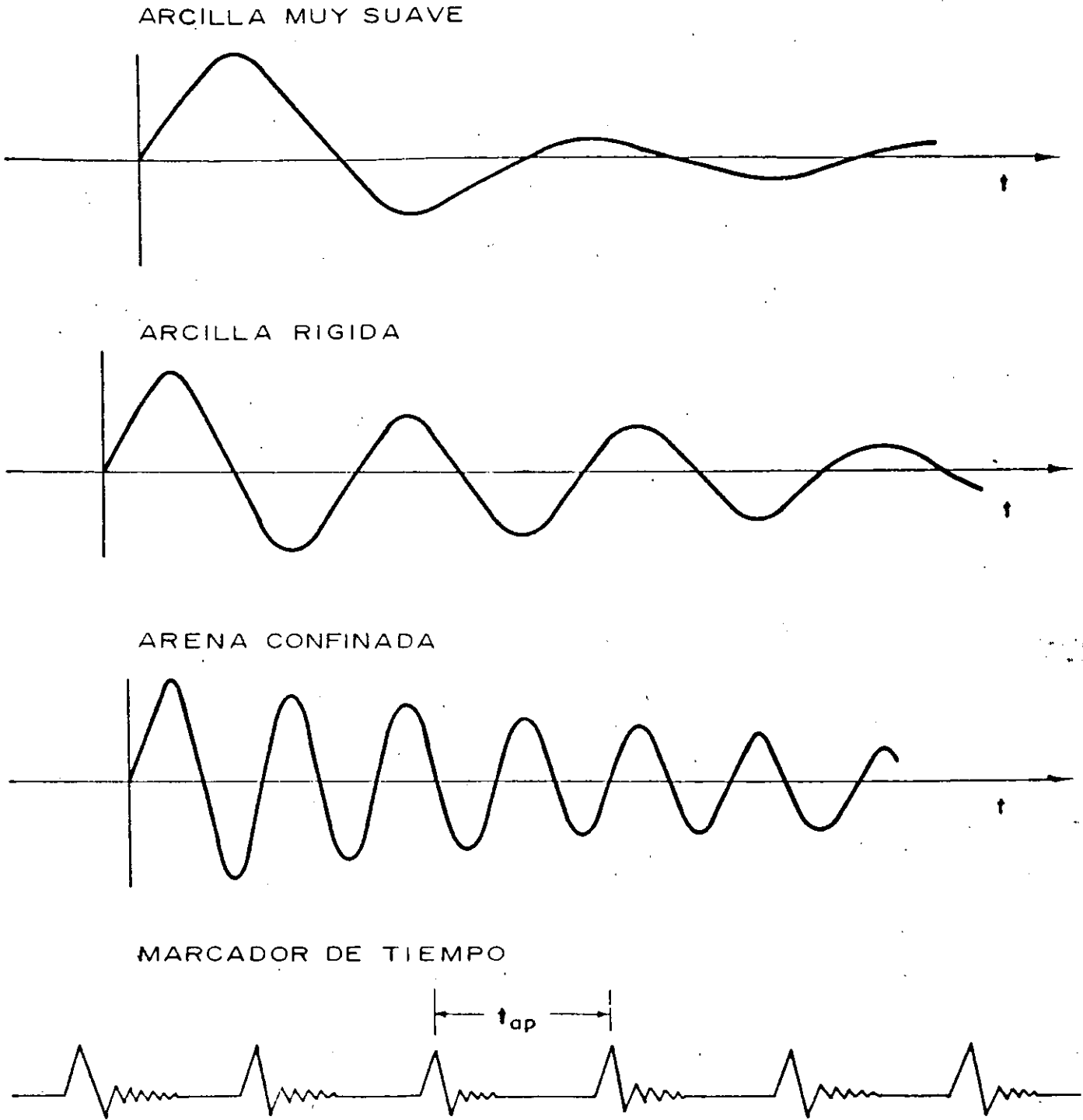
2. CAMARA TRIAXIAL



3. MESA REGISTRADORA



4. CABEZAS FIJADORAS DE LA PROBETA



CONFIGURACION DE LOS RECORDS

FIG.-2

amplitud, período y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema formado por el instrumento y la probeta del suelo.

III CONSIDERACIONES TEORICAS

Para ilustrar la teoría del instrumento consideremos primero un movimiento armónico simple, Fig. 3a. Llamemos M la masa del sistema y θ el ángulo de torsión del brazo donde la masa M está soportada. Para obtener equilibrio dinámico de la vibración libre establecemos la siguiente condición

$$J_s \ddot{\theta} + K_s \theta = 0 \quad (1)$$

Aquí $\ddot{\theta}$ es la aceleración angular, J_s el momento de inercia de las masas del sistema y K_s la rigidez torsional del sistema. Para el movimiento armónico simple.

$$\theta = \theta_s \text{ sen } \omega_s t \quad (2)$$

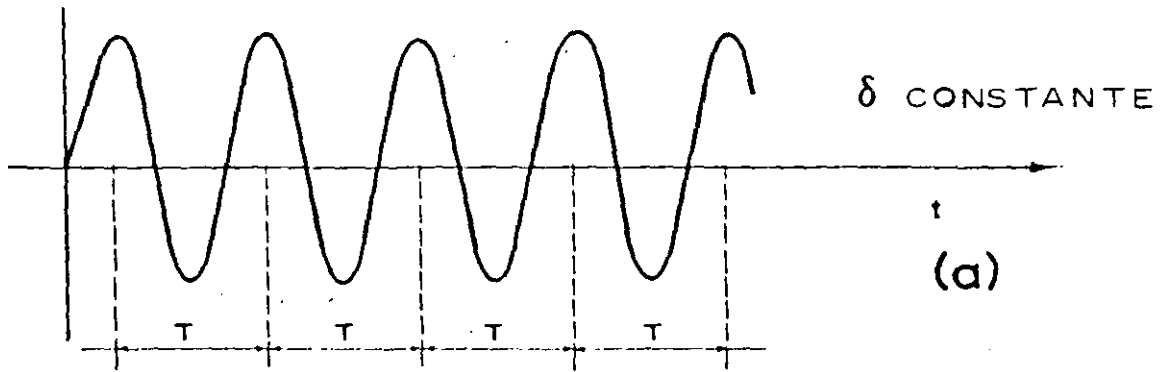
en donde θ_s es la amplitud del movimiento y ω_s es la frecuencia circular libre: $\omega_s = 2\pi/T_s$. Sustituyendo (2) en (1) y cancelando términos iguales obtenemos la frecuencia circular ω_s del sistema

$$\omega_s = \sqrt{\frac{K_s}{J_s}} \quad (3)$$

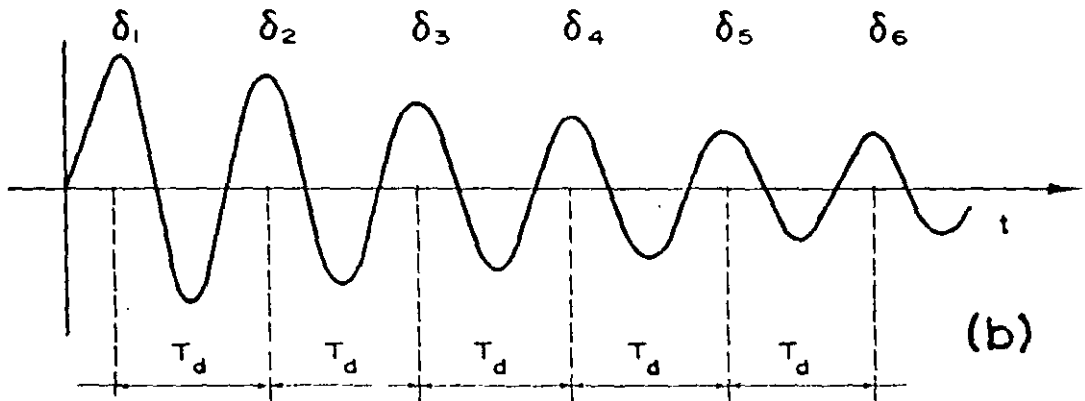
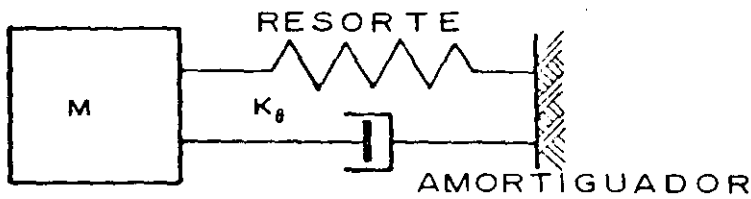
y consecuentemente el período, $T_s = 2\pi/\omega_s$

El movimiento, sin embargo, no es armónico simple, ya que el sis-

VIBRACION ARMONICA SIMPLE $\zeta = 0$



VIBRACION AMORTIGUADA $\zeta < 1$



SUBSIDENCIA $\zeta = 1$ (SIN VIBRACION)



tema absorbe energía. Consideremos Fig. 3b que la energía del movimiento es absorbida por un elemento Newtoniano equivalente a un amortiguador.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \phi \cdot P \quad (4)$$

Aquí ϕ representa un parámetro del sistema que absorbe la energía cinética. Por lo tanto, la fuerza amortiguadora será $\frac{1}{\phi} \frac{\partial \theta}{\partial t}$.

Llamemos $1/\phi = C$, una constante que representa el amortiguamiento. Introduciendo esta fuerza amortiguadora en la ecuación de equilibrio dinámico de la vibración amortiguada libre

$$J_s \ddot{\theta} + C \dot{\theta} + K_s \cdot \theta = 0 \quad (5)$$

La solución de esta ecuación diferencial es una función del valor C , dependiendo de que este valor sea mayor o menor que el amortiguamiento crítico⁽⁵⁾

$$C_c = 2 \sqrt{K_s J_s} \quad \text{ó} \quad C_c = 2 J_s \omega_s \quad (6)$$

La relación $C/C_s = \zeta_s$ se define como una fracción del amortiguamiento crítico o bien relación de amortiguamiento. El valor real que representa la vibración libre amortiguada se obtiene para $\zeta \leq 1$. Cuando $\zeta = 1$ no se produce vibración, lo que implica que la distorsión ocasionada al sistema regresa a su posición original sin vibración, Fig. 3c.

Cuando $\zeta \leq 1$ la ecuación diferencial (5) se satisface por:

$$\theta = Ae^{-\zeta_s \omega_s t} (\cos \omega_{sd} \cdot t) \quad (7)$$

Aquí, la frecuencia circular amortiguada del sistema tiene el valor:

$$\omega_{sd}^2 = \omega_s^2 (1 - \zeta_s^2) \quad (8)$$

Nosotros podemos reconocer de (7) que la amplitud máxima del movimiento es

$$\theta_s = Ae^{-\zeta_s \omega_s (n T_{sd})} \quad (9)$$

en donde $(n T_{sd})$ es el tiempo correspondiente a la enésima cres
ta del movimiento. Considerando dos vibraciones sucesivas obtenemos:

$$\frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = \frac{e^{-\zeta_s \omega_s (n T_{sd})}}{e^{-\zeta_s \omega_s (n+1) T_{sd}}} = e^{\zeta_s \omega_s T_{sd}}$$

pero de la (8) $T_{sd}/T_s = 1/\sqrt{1-\zeta_s^2}$

encontramos
$$\frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = e^{\frac{2\pi\zeta_s}{\sqrt{1-\zeta_s^2}}} \quad (10)$$

De la (10) obtenemos:

$$\text{Log} \frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = \frac{2\pi\zeta_s}{\sqrt{1-\zeta_s^2}} = \Delta \quad (11)$$

El valor Δ se conoce como el decremento logarítmico y puede determinarse de amplitudes sucesivas de la vibración amortiguada,

Fig. 3b. Conociendo el valor de Δ calculamos la relación de amortiguamiento del sistema

$$\zeta_s^2 = \frac{\Delta^2}{(2\pi)^2 + \Delta^2} \quad (12)$$

La teoría de acuerdo con la figura 1, se basa en la respuesta del sistema vibrante formado por la probeta del suelo y el instrumento. Llamemos K_p y K_a las constantes dinámicas de resorte de la probeta e instrumento respectivamente y K_s la del sistema. El impulso de momento dado al brazo es:

$$M_s = F \cdot \lambda = K_s \theta_s \quad (13)$$

también

$$F \cdot \lambda = K_p \theta_p \quad \text{y} \quad F \cdot \lambda = K_a \theta_a \quad (14)$$

La amplitud de la rotación del brazo registrador es $\theta_s = \theta_p + \theta_a$ de (14) encontramos

$$\theta_s = \frac{K_p + K_a}{K_p \cdot K_a} \cdot F \cdot \lambda \quad (15)$$

y usando (13) obtenemos:

$$K_s = \frac{K_p \cdot K_a}{K_p + K_a} \quad (16)$$

La aceleración circular del sistema está dada por $\ddot{\theta}_s = \theta_s \omega_s^2$ en donde ω_s es la frecuencia circular del sistema probeta-instrumento. Correspondientemente, el momento dinámico máximo puede ser expresado como sigue:

$$M_s = \dot{\theta}_s \omega_s^2 \sum m r^2 \quad (17)$$

El valor $\sum m r^2 = J_s$ representa el momento polar de inercia de todas las masas oscilantes del instrumento y la probeta respectivamente, por lo tanto

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{J_s} \quad (18)$$

El valor ω_s se mide en la prueba.

El módulo de elasticidad al esfuerzo cortante o rigidez del suelo puede obtenerse de la teoría de elasticidad

$$\mu = \frac{M_s \cdot h}{\theta_p \cdot I_p} \quad (19)$$

El momento polar de inercia de la probeta es: $I_p = \pi D^4/32$, en donde h es la altura de la probeta, y D el diámetro. De donde la constante de resorte de la muestra es como sigue:

$$K_p = \frac{I_p}{h} \cdot \mu \quad (20)$$

Llamemos $I_p/h = C_p$ un parámetro función de la geometría de la probeta. De la calibración del instrumento, se obtienen los valores de ω_a y J_a .

Las constantes de resorte torsionales e individuales de considerar son las siguientes:

Probeta $K_p = C_p \mu$

Instrumento $K_a = J_a \omega_a^2$ (21)

Probeta-instrumento $K_s = J_s \omega_s^2$

Sustituyendo estos valores en (16) y resolviendo para la rigidez dinámica del suelo μ obtenemos:

$$\mu = \frac{\omega_s^2 \cdot \omega_a^2}{\omega_a^2 J_a - \omega_s^2 J_s} \cdot \frac{J_a \cdot J_s}{C_p} \quad (22)$$

El momento polar de inercia de las masas de la probeta es muy pequeño comparado con las del instrumento, por tanto, $J_a = J_s$ y de (22) podemos escribir como sigue:

$$\mu = \frac{\omega_s^2}{1 - \frac{\omega_s^2}{\omega_a^2}} \cdot \frac{J_a}{C_p} \quad (23)$$

Además, llamemos $J_a/C_p = G$, también $G = J_a h/I_p$. El valor G es una constante representativa de las propiedades físicas del instrumento.

Durante la prueba, sin embargo, obtendremos la frecuencia circular libre amortiguada del sistema ω_{sd} , así también de la calibración se obtiene la frecuencia circular amortiguada ω_{ad} . Estos valores quedan relacionados con sus frecuencias no amortiguadas como sigue:

$$\begin{aligned} \omega_{sd}^2 &= \omega_s^2 (1 - \zeta_s^2) \\ \omega_{ad}^2 &= \omega_a^2 (1 - \zeta_a^2) \end{aligned} \quad (24)$$

En estas expresiones ζ_s y ζ_a representan las relaciones de amortiguamiento del sistema probeta-instrumento y la del instrumento respectivamente, se obtienen de los registros como los mostrados en la Fig. 2. Sustituyendo los valores dados por la (24) en la expresión (23) obtenemos finalmente

$$\mu = \frac{\omega_{sd}^2 \cdot G}{(1 - \zeta_s^2) - (1 - \zeta_a^2) (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad (25)$$

Otra propiedad del suelo importante necesaria para el cálculo en problemas de dinámica de suelos, es la relación de amortiguamiento del suelo ζ_p . Esta propiedad se obtiene de la prueba. Examinando la vibración acoplada del sistema, obtenemos el momento máximo

$$M_s = (\theta_a + \theta_p) \omega_s^2 \cdot J_s \quad (26)$$

pero $M_s = K_s \theta_s$, luego podemos escribir

$$\frac{1}{\omega_s^2} = \frac{\theta_a J_s}{\theta_s K_s} + \frac{\theta_p \cdot J_s}{\theta_s K_s} \quad (27)$$

y considerando $J_s = J_a$, y de la (14) también

$$K_s \theta_s = K_a \theta_a = K_p \cdot \theta_p$$

De la (27)

$$\frac{1}{\omega_s^2} = \frac{J_a}{K_a} + \frac{J_a}{K_p} \quad (28)$$

en donde

$$\frac{K_a}{J_a} = \omega_a^2 \quad \text{es la frecuencia circular del instrumento}$$

como si $K_p = \infty$.

$$\frac{K_p}{J_p} = \omega_p^2 \quad \text{es la frecuencia circular de la probeta}$$

como si $K_a = \infty$.

De las consideraciones anteriores:

$$\frac{1}{\omega_p^2} = \frac{1}{\omega_s^2} - \frac{1}{\omega_a^2} \quad (29)$$

En la prueba obtenemos las frecuencias circulares amortiguadas (24) de donde también

$$\frac{1}{\omega_{pd}^2} = \frac{1}{\omega_{sd}^2} + \frac{1}{\omega_{ad}^2} \quad (30)$$

Combinando las expresiones (29) y (30) y solucionando para la relación de amortiguamiento del suelo ζ_p obtenemos

$$\zeta_p^2 = \frac{\zeta_s^2 - \zeta_a^2 (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2}{1 - (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad (31)$$

Si el instrumento tiene una frecuencia circular muy alta entonces $\zeta_p \rightarrow \zeta_s$.

Sin embargo, se sabe que para cierta distorsión angular inicial γ_p proporcionada a la probeta se obtiene un valor de μ y ζ_p , para cada esfuerzo de confinamiento σ_c . El esfuerzo cortante máximo

en la probeta de radio $D/2$ es

$$\tau = \frac{(F \cdot \lambda)}{I_p} \frac{D}{2} \quad (32)$$

Por otro lado $\gamma_p = \tau/\mu$, por lo tanto

$$\gamma_p = \frac{D}{2I_p \mu} (F \cdot \lambda) \quad (33)$$

Aquí λ es la distancia al centro de rotación del punto donde se aplica el impulso F , Fig. 4. El impulso de momento es

$(F \cdot \lambda) = \theta_s K_s$ pero $K_s = \omega_s^2 J_a$ y $\theta_s = \delta_s/\ell$, por lo tanto sustituyendo estos valores en (33) obtenemos

$$\gamma_p = \frac{DJ_a}{2I_p \mu} \frac{\omega_s^2 \delta_s}{\ell}$$

Considerando que $I_p = \pi D^4/32$ y $\omega_s^2 = \omega_{sd}^2/(1 - \zeta_s^2)$ se obtiene finalmente

$$\gamma_p = \frac{16J_a}{\pi D^3 \ell} \frac{\omega_{sd}^2}{(1 - \zeta_s^2)} \frac{\delta_s}{\mu} \quad (34)$$

Los valores de ω_{sd} , μ y δ_s se obtienen de la prueba. El valor de δ_s se mide para la primera ordenada de la respuesta después de aplicar el impulso de momento $(F \cdot \lambda)$ para omitir cualquier distorsión plástica que se presente en el impulso registrado en la ordenada δ_0 Fig. 6.

IV USO DEL INSTRUMENTO

La calibración del instrumento se efectúa por medio de un cilindro de acero de aproximadamente las mismas dimensiones que las probetas del suelo. Los parámetros por determinar son: la frecuencia circular ω_{ad} o período $T_{ad} = \frac{2\pi}{\omega_{ad}}$, la relación de amortiguamiento ζ_a y la constante dinámica de resorte K_a debido a la distorsión θ_a del instrumento. Estas constantes del instrumento sin embargo, cambian con las masas colocadas sobre el brazo vibrante B, Fig. 1. La distorsión de la probeta de acero puede despreciarse.

La constante rotacional K_a se define por:

$$K_a = \frac{(F \lambda)}{\theta_a}$$

pero de la (21) $K_a = J_a \omega_a^2$ se obtiene:

$$J_a \omega_a^2 = \frac{F \lambda}{\theta_a}$$

La amplitud angular es $\theta_a = \delta_a / \ell$, por lo tanto en la mesa registradora

$$\delta_a = \frac{\ell}{J_a \omega_a^2} (F \lambda)$$

De la definición de constante de resorte dinámica lineal del instrumento $F/\delta_a = k_a$, se obtiene

$$k_a = \frac{J_a \omega_a^2}{\lambda \cdot \ell} \quad (35)$$

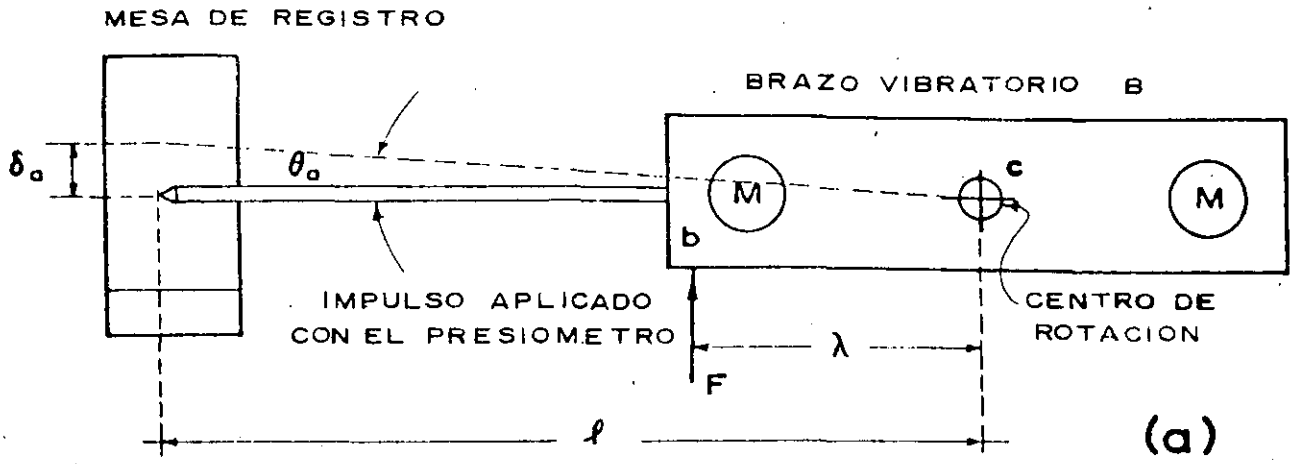
Se coloca la probeta de acero en el instrumento y se induce una rotación con un presiómetro en el punto b, sobre el brazo vibrador B en un rango de 5 a 15 mm medidos en la mesa registradora. La constante de resorte dinámica k_a se relaciona con el número de masas y se presenta gráficamente como muestra la Fig. 4. Con la constante de resorte k_a y conociendo δ_a podremos determinar la fuerza dinámica F aplicada en el punto b.

Cuando se efectúa la prueba en la probeta del suelo la deflexión δ_s en la mesa registradora corresponde a la suma de las distorsiones del suelo e instrumento respectivamente. La deflexión lineal en la mesa registradora debido a la distorsión de la probeta de suelo al aplicar el impulso es $\delta_p = \delta_s - \delta_a$ y la rotación θ_p en la cabeza de la probeta es $\theta_p = \delta_p / \ell$, Fig. 5.

Por lo tanto, la distorsión angular por esfuerzo cortante en la probeta es

$$\gamma_p = \frac{1}{2} \frac{D}{h} \frac{\delta_p}{\ell} \quad (36)$$

De la calibración como se explica arriba se selecciona, para un comportamiento óptimo, el número de masas para el cual se obtiene el mínimo de la relación de amortiguamiento del instrumento.



CONSTANTE DEL RESORTE DEL INSTRUMENTO

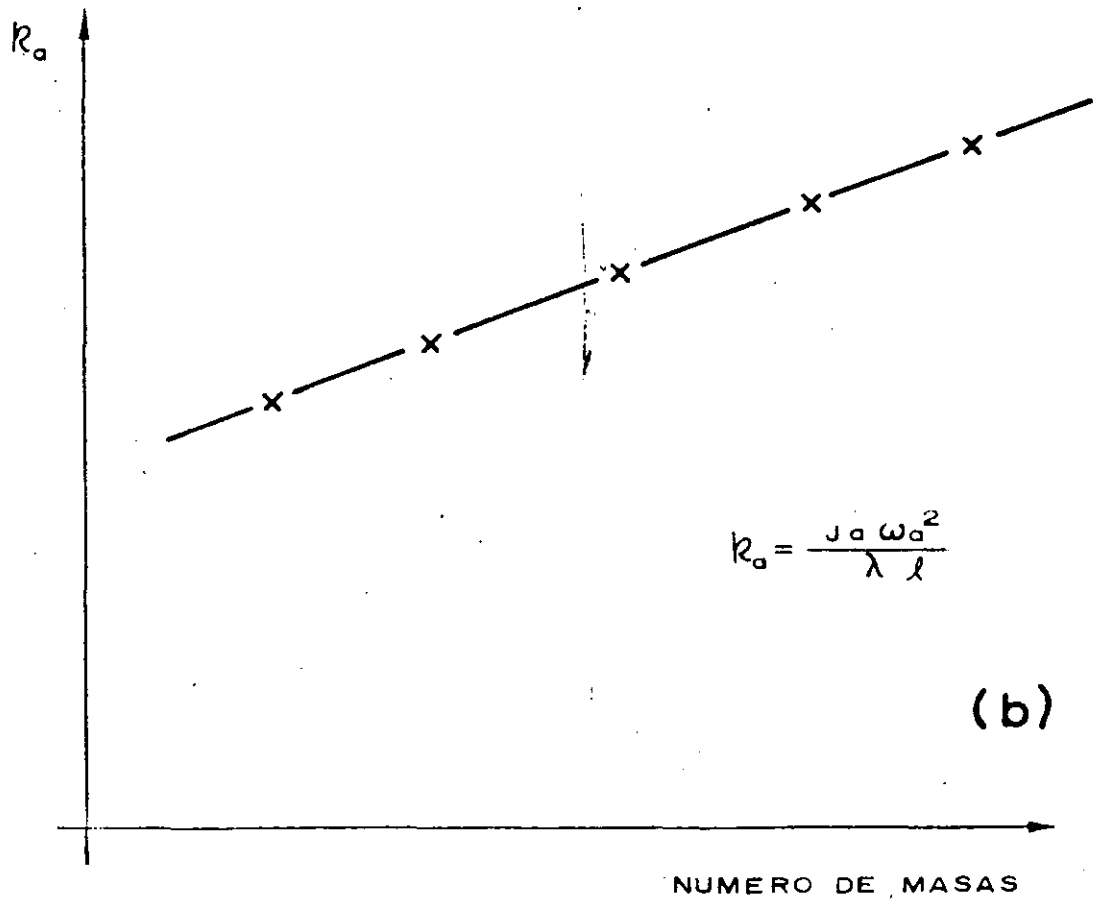
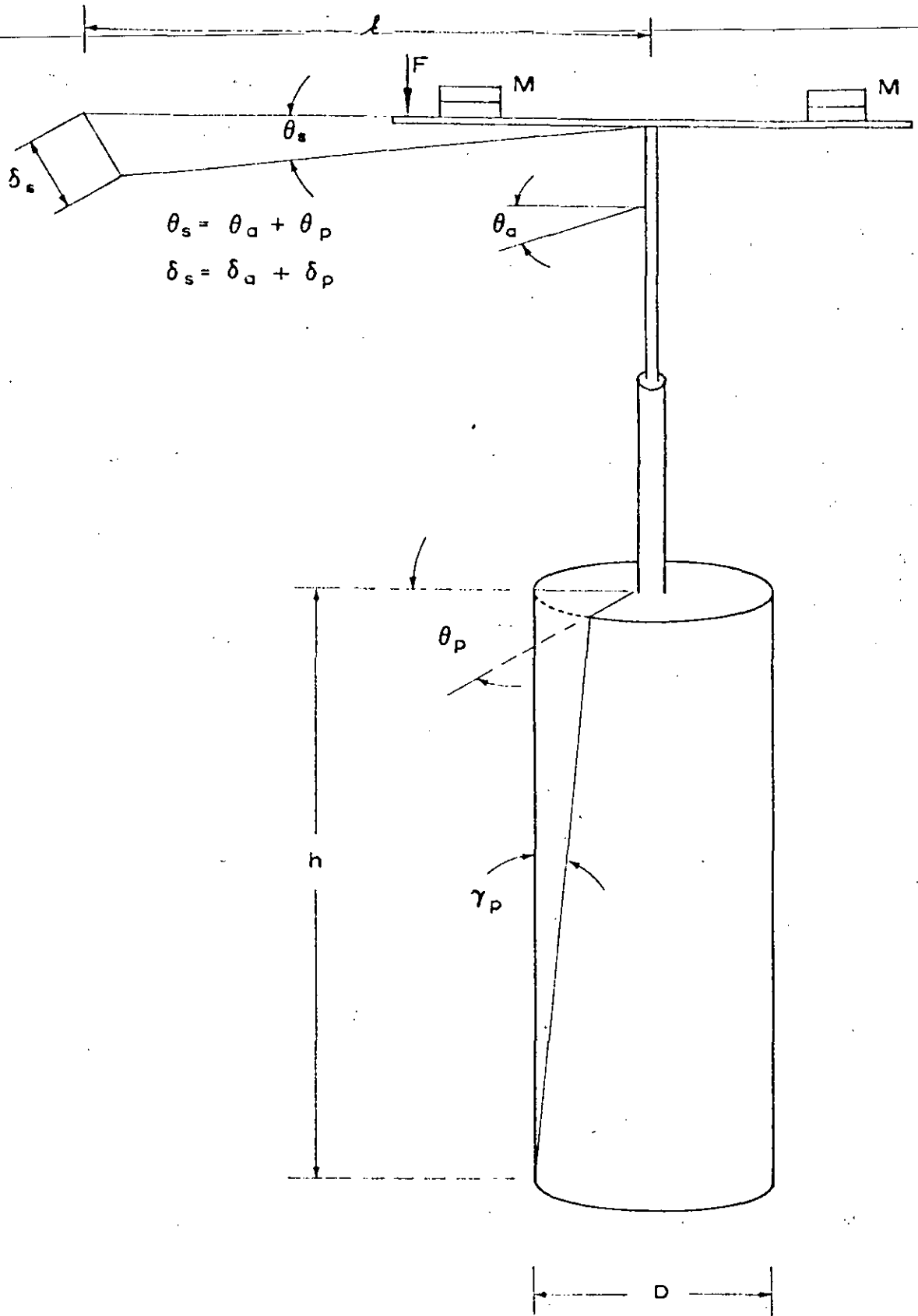


FIG.-4



Supongamos que efectuamos una prueba con N masas. De acuerdo a la Fig. 6 obtenemos la siguiente información:

- a) L_p , longitud de N_p pulsos
- b) N_p , número de pulsos
- c) t_{ap} , período de reloj marcador
- d) L_p/N_p , longitud de un pulso
- e) $L_p/(N_p \cdot t_{ap})$, velocidad del papel registrador
- f) L_M , longitud de N_M ondas
- g) N_M , número de ondas
- h) $L_M/(N_M \cdot T_{sd})$, velocidad del papel registrador

El período medio de N_M ondas

$$T_{sd} = \frac{L_M}{N_M} / \text{velocidad de papel}$$

o bien

$$T_{sd} = \frac{L_M}{L_p} \frac{N_p}{N_M} \cdot t_{ap}$$

El decremento logarítmico según la (11) es

$$\Delta = \text{Log} \frac{\delta_n}{\delta_{n+1}}$$

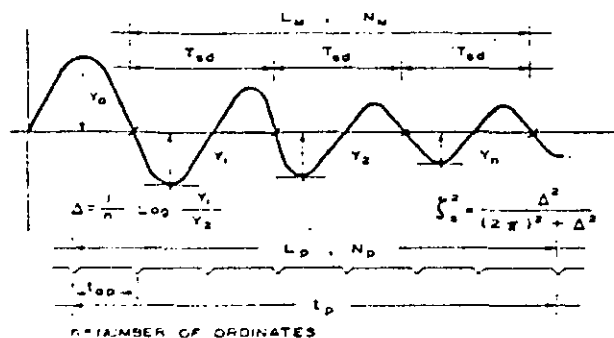
Para el primer ciclo $\Delta_1 = \text{Log} \frac{\delta_1}{\delta_2}$

70

ZEEVAERT, FREE TORSION VIBRATION PENDULUM

DYNAMIC SOIL RIGIDITY, SHEARING STRAIN, DAMPING RATIO, AND ERROR.

PROJECT: _____
DATE: _____



N_M : NUMBER OF PERIODS T_{od} IN LENGTH L_M
 L_M : LENGTH OF N_M PERIODS OF VIBRATION
 t_{tp} : TIMER PERIOD, (INSTRUMENT CONSTANT)
 N_p : NUMBER OF CYCLES OF THE TIMER IN THE RECORDING LENGTH
 L_p : LENGTH OF CYCLES IN THE VIBRATION RECORD
 (VARIES WITH THE THICKNESS OF THE PAPEL ROLL REGISTER)

VELOCITY OF PAPER :

$$\frac{L_p}{N_p t_{tp}} = \frac{L_M}{N_M T_{od}} \quad T_{od} = \frac{L_M}{L_p} \frac{N_p}{N_M} t_{tp}$$

t_{tp} = PERIOD OF TIMER

CALIBRATION CONSTANTS INSTRUMENT N°

$\lambda =$ $l =$

MASSSES	T_{od}	ξ_0	J_0	f_0
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				

SOIL SHEARING STRAIN

$\gamma_0 = F / K_0$
 $K_0 = \frac{J_0 \omega_0^2}{\lambda l} = \frac{(2\pi)^2 J_0}{\lambda l T_{od}^2}$
 $T_{od} = \left(\frac{64 J_0 \pi}{D^3 l} \right) \frac{Y_1}{T_{od}^2 \mu}$
 γ_0 = MAXIMUM SHEARING STRAIN OF THE SPECIMEN
 λ = ARM TO F APPLICATION

SOIL DAMPING RATIO

$$\xi_p = \left(\frac{\xi_0^2 - \xi_0^2 T_{od}^2 / T_{od}^2}{1 - T_{od}^2 / T_{od}^2} \right)^{1/2}$$

ξ_0 : T_{od} vs N MASSES OBTAINED FROM CALIBRATION

DYNAMIC SOIL RIGIDITY

$$\mu = \frac{(2\pi)^2 G}{(1 - \xi^2) T_{od}^2 - (1 - \xi_0^2) T_{od}^2}$$

J_0 = MASSES MOMENT OF INERTIA
 D = DIAMETER SPECIMEN
 h = HEIGHT OF SPECIMEN
 $G = \frac{32 J_0}{\pi D^4} h \quad (2\pi)^2 G = 402.124 \frac{J_0 h}{D^4}$

PROBABLE ERROR

$$\% \frac{\Delta \mu}{\mu} = \frac{200}{1 - \left(\frac{T_{od}}{T_{od}} \right)^2} \frac{\Delta T_{od}}{T_{od}}$$

SAMPLE _____ DEPTH : _____ OVERBURDEN EFFECTIVE STRESS : σ_0 _____ CRITICAL STRESS : σ_b _____ APPROX CONSISTENCY : q_u _____

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
NO	SOIL	σ_0	NO.	DESCRIPTION OF SPECIMEN	w	% S	q_u	MASS	t_{tp}	t_{od}	ξ_0	J_0	h	D	L_M	N_M	L_p	N_p	γ_1	γ_n	n	T_{od}	ξ_0	μ	γ_0	ξ_p	$\frac{\Delta \mu}{\mu}$	μ/q_u
N°	PLCT	kg/cm ²	N°		%	%	kg/cm ²	g	SEC.	SEC.	10 ⁻²	kg. cm. sec ²	cm.	cm.	cm.	N°	cm.	N°	cm.	cm.	N°	SEC	10 ²	kg/cm ²	10 ⁻³	10 ²	%	-

FIG. - 6

para el segundo ciclo $\Delta_2 = \text{Log} \frac{\delta_2}{\delta_3}$

en el ciclo enésimo $\Delta_n = \text{Log} \frac{\delta_{n-1}}{\delta_n}$

y para (n-1) ciclos

$$\Delta = \frac{1}{(n-1)} \text{Log} \frac{\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \dots \cdot \delta_{n-1}}{\delta_2 \cdot \delta_3 \cdot \dots \cdot \delta_{n-1} \cdot \delta_n}$$

de donde

$$\Delta = \frac{1}{(n-1)} \text{Log} \frac{\delta_1}{\delta_n} \quad (37)$$

De (37) la relación de amortiguamiento puede obtenerse usando la expresión (12), y la distorsión angular por cortante de la probeta con la expresión (34).

V. PROGRAMANDO UNA PRUEBA

Cuando efectuamos una prueba en el péndulo de torsión de vibración libre se debe estimar la magnitud de las deflexiones que deban darse en la mesa registradora. La idea es de esforzar la probeta de suelo durante el impulso en el rango cuasi-elástico. Por tanto, el esfuerzo cortante en el perímetro de la probeta no debe de ser mayor que 1/2 de la resistencia última al esfuerzo cortante, supongamos que efectuamos una prueba en una probeta de arcilla con una consistencia natural q_u , consecuentemente el esfuerzo cortante deberá de ser $\tau \leq \frac{1}{4} q_u$. Por lo tanto: $\frac{1}{4} q_u = \frac{16}{\pi D^3} \cdot (F\lambda)$, de donde $F = \frac{\pi D^3}{64\lambda} q_u$.

La distorsión por cortante es $\gamma = \tau/\mu$. La rotación θ_p en la cabeza del espécimen del suelo es $\theta_p = \frac{2h}{D} \cdot \gamma_p$ y en la mesa registradora

$$\delta_p \leq \frac{1}{2} \frac{q_u}{\mu} \frac{h \cdot \ell}{D} \quad (38)$$

El impulso F debido a la distorsión del instrumento es $F = k_a \delta_a$.

En la mesa registradora

$$\delta_s = \delta_a + \delta_p \quad (39)$$

Generalmente δ_a está comprendida entre 5 a 15mm en la mesa registradora. Estimando δ_p y δ_a el rango del valor de δ_s puede calcularse para proceder con la prueba.

En suma el procedimiento para la prueba es el siguiente:

- 1) Estimar q_u con un penetrómetro de bolsillo
- 2) De experiencia previa sobre μ vs q_u estimar el valor de q_u/μ
- 3) Calcular aproximadamente el rango de las deflexiones que deban darse en la mesa registradora: $\delta_s < \delta_a + \delta_p$, calculando $F = \frac{\pi D^3}{64 \lambda} q_u$ y $\delta_a = F/k_a$ también $\delta_p = \frac{1}{2} \left(\frac{q_u}{\mu} \right) \frac{h \ell}{D}$.
- 4) Determinar el esfuerzo de confinamiento medio en el suelo a la profundidad de donde fue obtenida la muestra de suelo inalterada

$$\sigma_{oc} = \frac{1}{3} (1 + 2K_o) \sigma_o$$

en donde σ_o , es el esfuerzo efectivo vertical existente.

Para una arcilla normalmente consolidada tomar $K_o = 0.75$,

de donde $\sigma_{oc} = 0.83 \cdot \sigma_o$. Par presiones confinantes iguales

o menores que el valor arriba indicado.

Usar cuando menos cuatro presiones de confinamiento diferentes. Ver Ref (1) Capítulo II, págs. 52-56.

- 5) Permitir que el exceso de presión de poro en el agua de la probeta se disipe completamente antes de efectuar la prueba de vibración. Verificar ésto con un aparato de presión de poro. La prueba deberá de efectuarse con esfuerzos efectivos.
- 6) Para cada presión confinante efectuar cuando menos cinco corridas con diferentes deflexiones máximas δ_s sobre la mesa registradora: $\delta_s, 2\delta_s, 3\delta_s, 4\delta_s, 5\delta_s$.
- 7) Después de la prueba determinar la consistencia natural q_u de la probeta, el contenido de agua w y el grado de saturación % S. Para este propósito se corta la probeta al ras de las cabezas del instrumento arriba y abajo.
- 8) De la calibración del instrumento se obtiene lo siguiente; Fig 6
 - a) J_a , vs número de masas
 - b) ω_a , vs número de masas
 - c) ζ_a , vs número de masas
 - d) k_a , vs número de masas, Fig 4b.
 - e) t_{ap} , período del reloj marcador
- 9) De la prueba, con N masas y cierta presión de confinamiento σ_c se obtiene la siguiente información:

- a) T_{sd} , período amortiguado del sistema
 b) ζ_s , relación de amortiguamiento del sistema
 c) γ_p , distorsión unitaria máxima al cortante de la probeta del suelo
 d) $q_u, w, \%S$, después de efectuar la prueba.

De la información citada arriba se calcula

- a) La rigidez dinámica del suelo para cada σ_c y distorsión unitaria γ_p

$$\mu = \frac{(2\pi)^2 G}{(1-\zeta_s^2) T_{sd}^2 - (1-\zeta_a^2) T_{ad}^2}$$

en donde

$$G = \frac{32}{\pi} \frac{J_a}{D^4} \cdot h$$

- b) La relación de amortiguamiento del suelo para cada σ_c y γ_p

$$\zeta_p^2 = \frac{\zeta_s^2 - \zeta_a^2 \left(\frac{T_{ad}}{T_{sd}}\right)^2}{1 - \left(\frac{T_{ad}}{T_{sd}}\right)^2}$$

- c) La distorsión unitaria máxima por cortante para cada σ_c

$$\gamma_p = \frac{16J_a}{\pi D^3 \ell} \frac{\omega_s^2 \delta_s}{\mu}$$

10) La preparación y montaje de probetas de arcilla no representa problemas especiales mayores que la técnica usual usada en la prueba triaxial ortodoxa. Sin embargo, en caso de un suelo no cohesivo se podrán encontrar problemas en la formación de una probeta uniforme con la densidad requerida. Se deberá considerar sin embargo, que en la naturaleza la arena pocas veces se encuentra sin cohesión, aún más es difícil obtener buenas muestras inalteradas de arena suelta en el campo, en las mejores condiciones se podrá determinar la densidad *in situ*. Por consiguiente, se está obligado a efectuar pruebas con diferentes compactaciones desde el estado suelto hasta el compacto e interpolar los resultados a la densidad determinada *in situ*.

VI. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La rigidez del suelo μ para una muestra de suelo específica, se encuentra que crece con el esfuerzo de confinamiento. Por otro lado, para cierta presión de confinamiento la rigidez del suelo decrece al aumentar la distorsión de la probeta. En la práctica uno está obligado a asignar un valor a la rigidez del suelo y a la relación de amortiguamiento para el valor máximo probable de la distorsión angular que se espera tener en el campo. Podremos mencionar el caso cuando se requiere calcular el desplazamiento de un depósito de suelo apoyado sobre suelo firme ocasionado por ondas de cortante que viajan verticalmente desde la base firme hacia la superficie del depósito. En este

caso la distorsión angular varía de un máximo en la base a prácticamente zero en la superficie. Supongamos que el sedimento es uniforme con la profundidad y que la amplitud de los desplazamientos relativos horizontales pueden ser representados por:

$$U = U_0 \cos \frac{\pi}{2H} \cdot z \quad (40)$$

en donde U_0 es la amplitud del movimiento en la superficie del suelo de donde la distorsión angular es

$$\frac{\partial U}{\partial z} = -U_0 \frac{\pi}{2H} \sin \frac{\pi}{2H} \cdot z$$

Para dar una idea sobre la magnitud de la distorsión angular supongamos que la amplitud de desplazamiento en la superficie es de $U_0=2.5\text{cm}$, y el espesor del depósito del suelo hasta la base firme es de 1500cm , entonces:

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \gamma = (2.62 \times 10^{-3}) \sin \frac{\pi}{3000} \cdot z$$

De donde:

PROFUNDIDAD	DISTORSION ANGULAR
z cm	$\gamma \times 10^{-3}$
1500	2.620
750	1.850
200	0.544
100	0.274

La rigidez del suelo y la relación de amortiguamiento para obtener buena aproximación en cálculos de dinámica de suelos,

deberá ser determinada para distorsiones angulares en el rango de las amplitudes que se esperan en el lugar. El rango de las distorsiones angulares obtenidas por medio del péndulo de torsión de vibración libre pueden ser estimadas de:

$$\gamma_p = \frac{1}{2} \frac{D}{h\ell} \cdot \delta_p$$

supongamos $D=7.0\text{cm}$, $h=16\text{cm}$, $\ell=90\text{cm}$, entonces $\gamma_p=(2.430 \times 10^{-3}) \delta_p$ de donde, para $\delta_p=0.3$ a 2.0cm , el rango será de 0.740 a 4.830×10^{-3} rad. Por consiguiente, los resultados quedarán dentro del rango de distorsiones angulares de suelos suaves para problemas dinámicos. Sin embargo, para distorsiones angulares menores el brazo B al centro de rotación puede aumentar para obtener mayor precisión, Fig 4a.

Los resultados de la prueba determinados por medio del péndulo de torsión de vibración libre, (FTP) pueden ser graficados como muestran las Figs 7 y 8. El valor de μ puede interpolarse para el esfuerzo de confinamiento medio en el campo $\sigma_c=(1+2K_0)\sigma_o/3$, y para la distorsión angular esperada. La relación de amortiguamiento podrá también ser graficada como muestra la Fig 8, y su valor seleccionado en la misma forma antes descrita.

Sin embargo, desde el punto de vista de ingeniería práctica, en problemas de cimentaciones en dinámica de suelos, se tiene suficiente precisión de la rigidez del suelo μ usándolo solamente como una función del esfuerzo de confinamiento en el rango de la distorsión angular que se espere obtener en el campo.

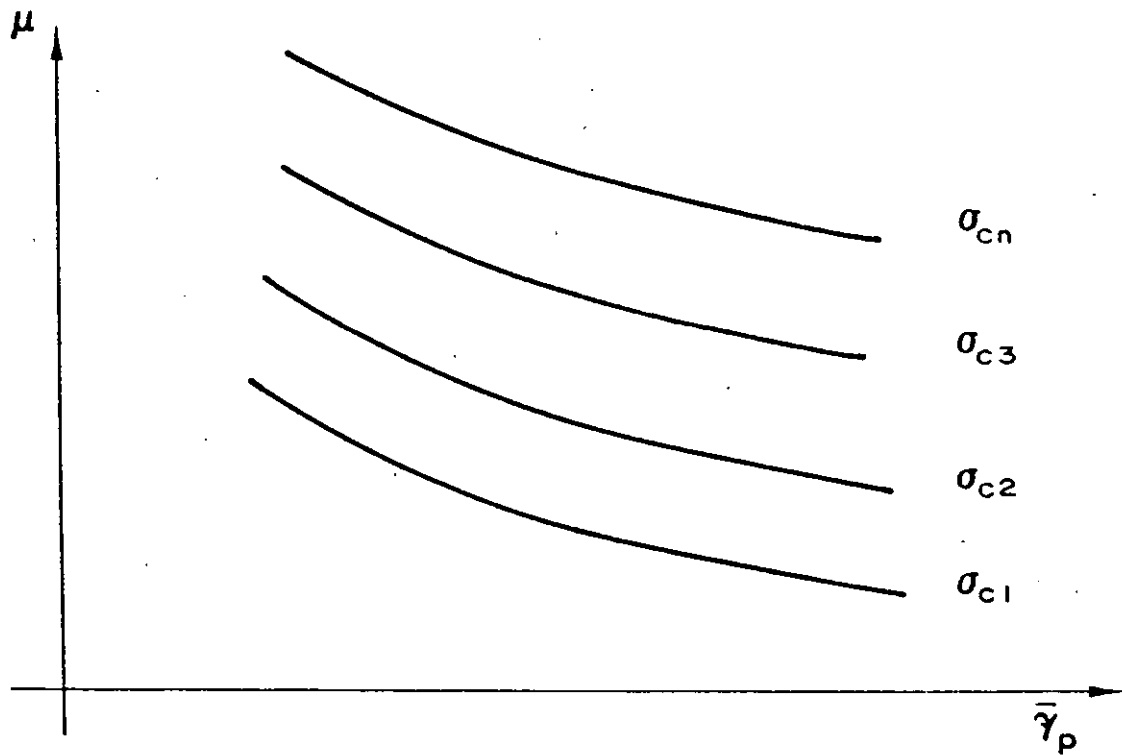


FIG. - 7

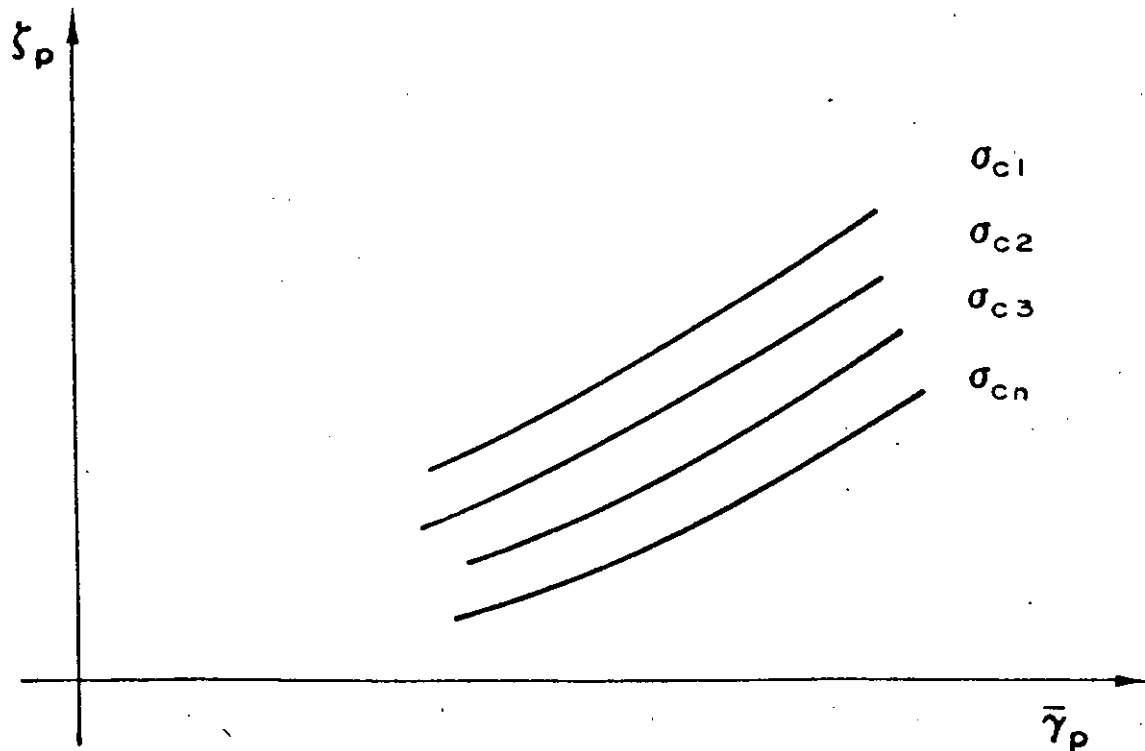


FIG. - 8

Bajo esta hipótesis, se estima la distorsión máxima probable y se calcula por medio de (38) y (39) el desplazamiento inicial que deberá proporcionarse en la prueba sobre la mesa de registro. Seleccionando los esfuerzos de confinamiento se efectúan cinco corridas y se calcula, como se explicó anteriormente, los valores de μ y ζ_p para cada corrida y se toma la media aritmética, Fig 6. Los valores así obtenidos se representan en forma gráfica contra las presiones de confinamiento usadas en la investigación, Figs 9 y 10. Cuando el problema en consideración requiere de un cambio de esfuerzos de confinamiento en el campo, el rango del cambio debe ser previsto, y las presiones de confinamiento en la prueba podrán programarse dentro del rango que se espera.

Se tiene que tomar en consideración, sin embargo, que para obtener resultados confiables en el lugar de la investigación, se deberán procurar las mejores muestras inalteradas. Las probetas de prueba no deberán de ser menores de 7cm de diámetro y 16cm de longitud, la perturbación de la estructura del suelo durante el muestreo y la prueba deberán de ser reducidas a un mínimo, en otra forma los resultados pueden resultar inciertos.

VII. EJEMPLO DE CALCULO (VER FIG 6)

- 1) Sitio: Centro de la ciudad de México
 Profundidad de la muestra No.: 23.0 m
 Descripción: Arcilla limosa volcánica
 Contenido de agua: $W\% = 275\%$

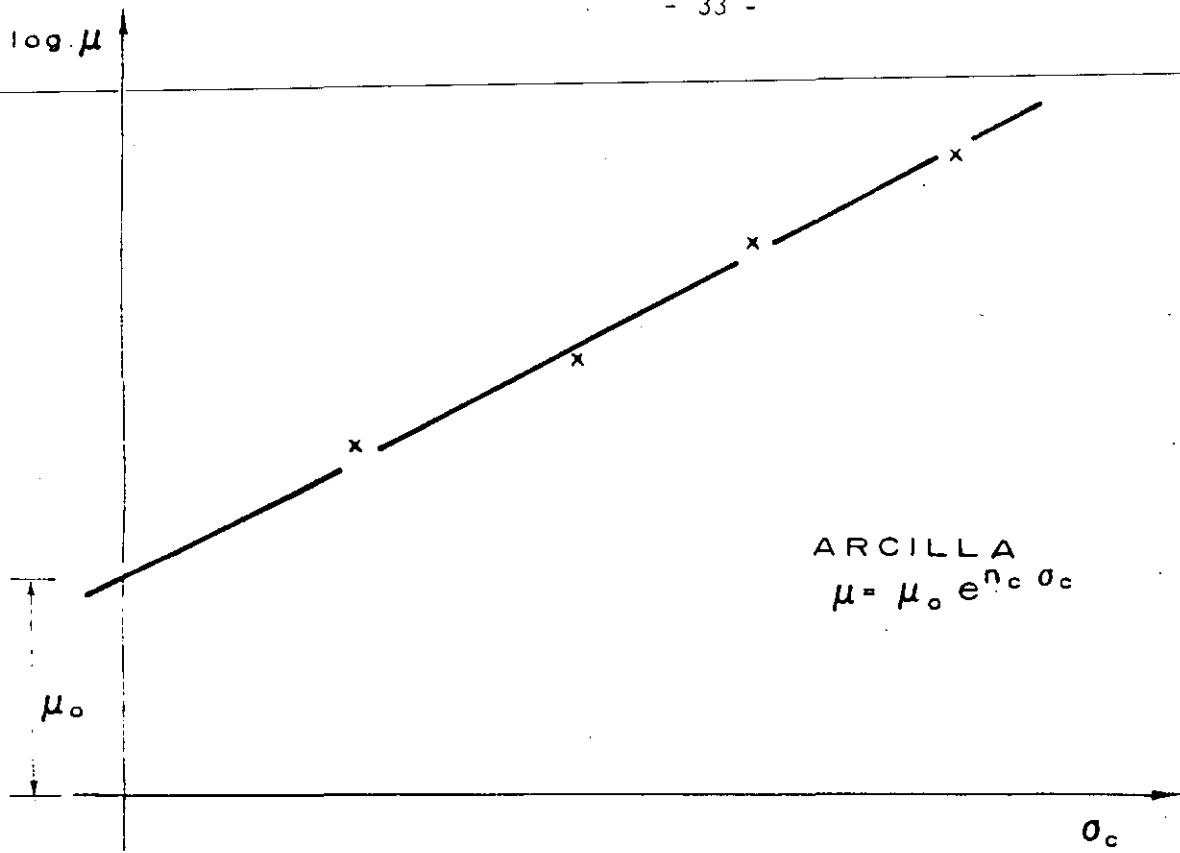


FIG.-9

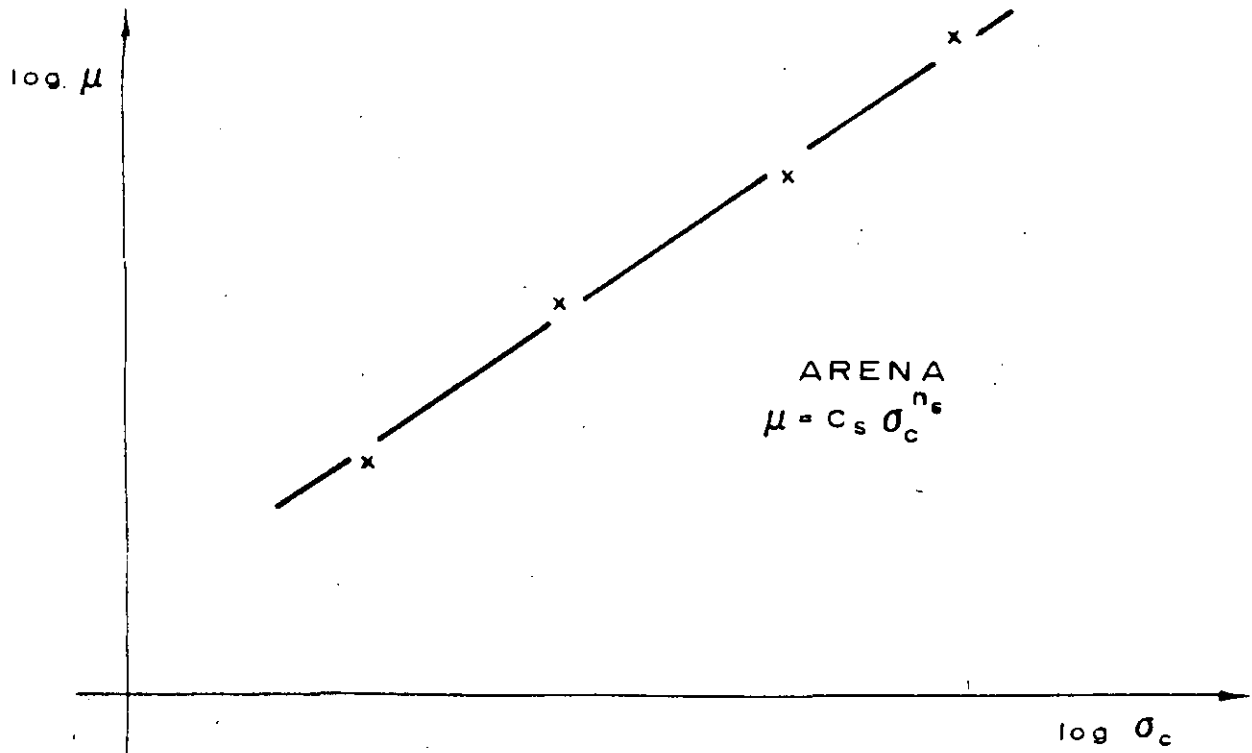


FIG.-10

Grado de saturación % $S=98\%$

Diámetro $D=7.10\text{cm}$

Altura: $h=17.85\text{cm}$

Consistencia natural $q_u=1.31 \text{ K/c}^2$, (estimada con un penetrómetro de bolsillo), y $q_u/\mu=0.025$.

2) Datos de la calibración; para 4 masas

$$T_{ad} = 0.421 \text{ sec}$$

$$\zeta_a = 0.0162$$

$$J_a = 14.443$$

$$t_{ap} = 0.576$$

$$k_a = 1.73 \text{ K/cm}$$

3) Desplazamientos máximos estimados en la mesa registradora

$$F_m = \frac{\pi (7.1)^3}{64.204} 1.31 = 1.13, \delta_a \approx F/k_a = \frac{1.13}{1.73} = 0.65\text{cm}$$

$$\delta_p \approx \frac{1}{2} 0.025 \frac{17.85}{7.10} 91 = 2.85$$

$$\delta_s \approx 3.50\text{cm}, \text{ usar } \delta_s=0.5\text{cm mínimo}$$

$$\text{a } \delta_s=2.5\text{cm máximo}$$

4) La prueba es efectuada con $\sigma_c=0.8 \text{ K/c}^2$.

Un ejemplo de las vibraciones registradas, datos y resultados se proporcionan en la Tabla 1, Fig 6.

VIII. ERROR PROBABLE

El error aproximado en el cálculo de la rigidez del suelo podrá estimarse considerando la precisión en la medida del valor T_{sd} . El valor asignado de T_{ad} podrá considerarse constante durante la investigación de μ . Lo mismo puede decirse de los otros parámetros del instrumento. Por tanto, de la fórmula (25) para μ y considerando que ζ_s tiene una variación pequeña, obtenemos:

$$\Delta\mu = \frac{-(2\pi)^2 G(1-\zeta_s^2) \cdot 2T_{sd} \cdot \Delta T_{sd}}{\left[(1-\zeta_s^2) T_{sd}^2 - (1-\zeta_a^2) T_{ad}^2 \right]} \quad (42)$$

dividiendo por el valor de μ y arreglando términos

$$\frac{\Delta\mu}{\mu} = \frac{2}{1 - \frac{(1-\zeta_a^2) T_{ad}^2}{(1-\zeta_s^2) T_{sd}^2}} \cdot \frac{\Delta T_{sd}}{T_{sd}} \quad (43)$$

o bien

$$\% \frac{\Delta\mu}{\mu} \approx \frac{200}{1 - T_{ad}^2/T_{sd}^2} \cdot \left(\frac{\Delta T_{sd}}{T_{sd}} \right) \quad (44)$$

De la expresión (44) podemos reconocer que el instrumento deberá de ser diseñado para obtener valores pequeños de T_{ad} , con objeto de lograr precisión en los resultados, el valor de T_{sd} cuando se determina con cuidado podrá obtenerse con una precisión del orden de 1.0%.

Finalmente, se puede decir que el péndulo de torsión de vibración libre es un instrumento simple y de fácil operación. Los resultados que se obtienen son suficientemente aproximados para usarse en problemas de cimentación dinámicos en la ingeniería práctica. Una ventaja importante puede reconocerse de inmediato. La prueba de torsión dinámica produce una perturbación muy pequeña en la probeta del suelo, por lo tanto, estando la probeta colocada en la cámara triaxial se podrán determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo bajo condiciones confinadas y posteriormente la probeta del suelo puede llevarse a la falla para conocer los parámetros de esfuerzo cortante.

IX. EJEMPLO DE CORRELACION CON EL CAMPO

Un problema importante en ingeniería sísmica de cimentaciones es la determinación del modo fundamental de vibración de un depósito de sedimentos suaves. Esta propiedad física se usa en la solución de varios problemas dinámicos de ingeniería de cimentaciones. Con este propósito el valor medio de la rigidez μ debe determinarse para cada estrato del subsuelo por medio de muestras de suelo inalteradas. Con el valor de μ se calcula la velocidad de la onda de cortante $v_s = \sqrt{\mu/\rho}$. El período fundamental del depósito puede determinarse por medio del método de la velocidad de onda⁽¹⁾

$$T_s = 4 \sum \frac{d_i}{v_{si}}$$

en donde v_{si} es la velocidad de la onda de cortante para un estrato de espesor d_i . Por lo tanto, d_i/v_{si} representa el tiempo que toma la onda de cortante para atravesar el estrato i . De donde la suma de los tiempos para n estratos, desde la superficie del suelo hasta la base firme será $1/4$ del período dominante del depósito de suelo suave.

En la parte central de la Ciudad de México, el autor tuvo la oportunidad de verificar los resultados del período dominante de la masa del suelo calculado por medio del F T P, con el período medido por medio de un acelerógrafo instalado sobre la superficie del suelo.

Los resultados de los cálculos de T_s obtenidos por medio de la rigidez dinámica del suelo obtenida en el laboratorio se muestran en la Tabla 2. El período encontrado por este método es del orden de $T_s=2.42$ seg. Por otro lado, del espectro de pseudo-aceleración obtenido por medio del registro del acelerógrafo para el fuerte temblor que ocurrió en la Ciudad de México en Mayo 11 de 1962, se puede observar que la respuesta pico de la aceleración corresponde a un período de $T=2.45$ seg, Fig 11. El pico se obtiene cuando el período de la estructura de un grado de libertad es igual al período dominante de la masa del suelo.

De la investigación anterior puede observarse una correlación muy satisfactoria. Otras investigaciones semejantes han sido efectuadas para diferentes condiciones del suelo obteniéndose

buena concordancia. De las correlaciones estudiadas se concluye que el uso del F T P proporciona resultados satisfactorios para predecir problemas dinámicos de ingeniería de suelos, donde se necesita usar el valor de la rigidez dinámica del suelo.

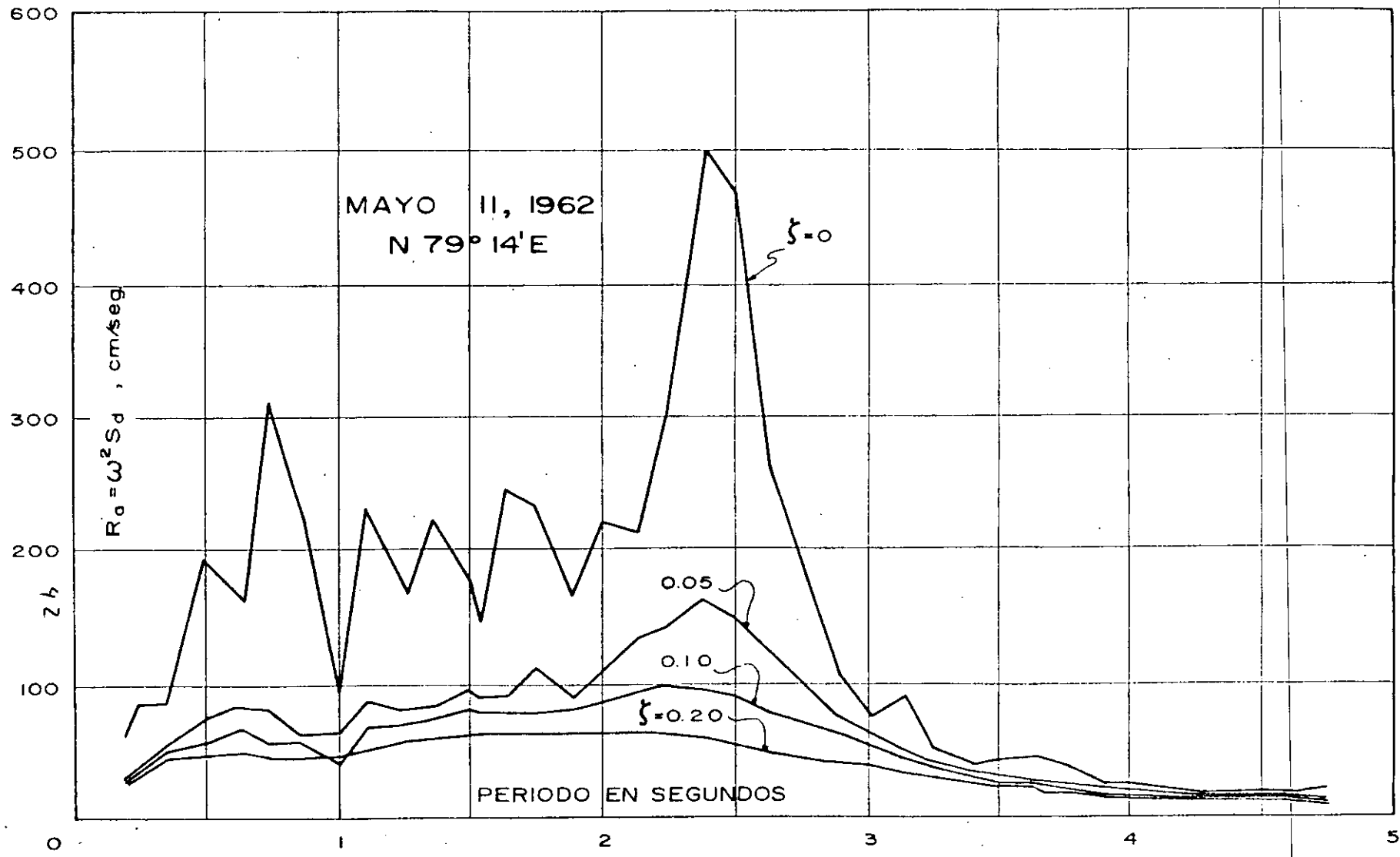


FIG. -II ESPECTRO DE SEUDO-ACELERACION DEL PARQUE ALAMEDA DE LA CD. DE MEXICO

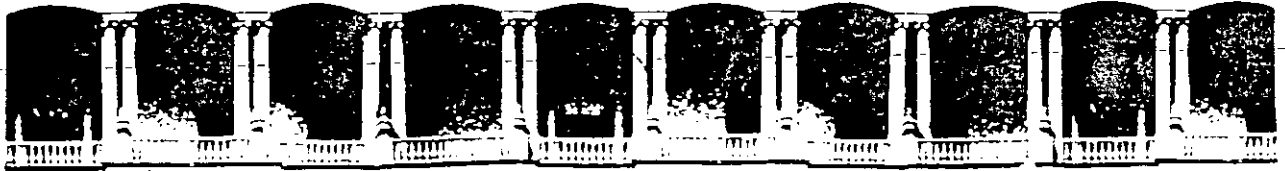
CLASIFICACION DEL SUELO	PROF. m.	d_i m.	γ Ton/m ³	μ Ton/m ²	V_s m/seg	$4 \sum \Delta T$ seg
RELLENO	2.70	2.70	1.67	1000	76.6437	0.141
LIMO ARCILLOSO	5.50	2.80	1.60	800	70.036	0.301
LIMO ARENOSO	7.10	1.60	1.67	750	66.375	0.397
ARCILLA LIMOSA	10.00	2.90	1.20	175	37.824	0.704
LIMO ARCILLOSO	14.50	4.50	1.206	305	49.809	1.065
ARCILLA LIMOSA	18.70	4.20	1.14	215	43.013	1.456
ARCILLA LIMOSA	20.40	1.70	1.20	580	68.859	1.555
ARCILLA LIMOSA	22.50	2.10	1.18	600	70.627	1.674
LIMO ARCILLOSO	27.30	4.80	1.26	800	78.921	1.917
ARCILLA LIMOSA	32.20	4.90	1.209	1350	104.662	2.104
ARENA LIMOSA	36.40	4.20	1.70	9000	227.893	2.178
ARCILLA LIMOSA	37.80	1.40	1.29	2600	140.613	2.218
ARCILLA LIMOSA	39.60	1.80	1.25	2750	146.908	2.267
ARCILLA LIMOSA	43.00	3.40	1.27	2400	136.156	2.367
LIMO ARCILLOSO	45.00	2.00	1.45	3100	144.821	2.422

FIG.-12 PERIODO FUNDAMENTAL DEL CENTRO DE LA CD. DE MEXICO

REFERENCES

- 1) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, L. Zeevaert (1973), Chapter XII, pp 528-540. Van Nostrand-Reinhold Book Co.
- 2) Free Vibration Torsion Tests to Determine the Shear Modulus of Elasticity of Soils, L. Zeevaert (1967), Panam. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p 111, Caracas, Venezuela
- 3) Dynamics of Bases and Foundations. Barkan, P.D. (1960), McGraw-Hill Book Co.
- 4) Vibration of Soils and Foundations, Richart, Hall and Woods (1970), Prentice Hall
- 5) Vibration Problems in Engineering, Timoshenko, Young and Weaver Jr., Fourth Edition, Chapter 1, John Wiley Book Co.
- 6) De Vrije Wrigigsproef; Een Belangrijke Bijdrage Tot de Studie Van Het Dedrag. Van Funderingen Onder Invloed Van Grondtrillingen, W. Van Impe (1977). Tijdschrift Der Openbare Werken Van België--Drukkerij N.I.C.I. Lousbegskaa 32 9000 Gent
- 7) Seismic Site Response of Nonlinear Soil Media, Taylor, P.W. and Larkin, T.J. J. Geotechnical Engineering Division GT3, March (1978), p 3.69-381 A.S.C.E.
- 8) Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones (1980), L. Zeevaert, Editorial Limusa, México, D.F.
- 9) Strong Ground Motions Recorded during Earthquakes of May 11th and 19th, 1952 in Mexico City, 1964, by L. Zeevaert, Bulletin Seismological Society of America, Vol. 54, No. 1, pp 209-231, Febr. 1964

*roo



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS II

TEMA: II

EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA C.

LONG TERM BEHAVIOUR OF MEXICO CITY CLAY
 COMPOTEMENT A LONG TERME DES ARGILES DE LA VILLE DE MEXICO
 ДЛИТЕЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИН МЕКЕМКО СИТИ

JESUS ALBERRO A., Research Professor

ENRIQUE SANTOYO Y., Research Professor, Engineering Institute, National Autonomous University of Mexico, Mexico

SYNOPSIS. The critical condition for slope stability on clays occurs after a long period of time. Accordingly, to study this problem for Mexico City clays, a research of their rheological properties was carried out.

The results of consolidated-undrained tests with pore pressure measurement in undisturbed and remoulded specimens are described. The tests were done at constant strain rate ranging from 1.5 to 0.0007% /min.

The test indicates a noteworthy strength reduction after a long period of time in terms of effective stresses; they also indicate that the generated pore pressure does not depend of the strain rate for equal confining pressure. The results are discussed on the basis of the characteristics of the triaxial testing equipment used, in which the axial load is transmitted through wires under tension.

1. INTRODUCTION

The creation of a lake in the old Texcoco basin, bordering upon the City of Mexico, has been proposed for the storage and control of the waters of the Valley of Mexico. To analyse the construction methods of the artificial lake, dredging was carried out to excavate an area 32m wide to a depth of 8m. Three months after the work was completed, various failures of the slope of the cut were observed (Proyecto Texcoco, 1969). In order to determine the safety factor of the cut, the shear strength of the clays was measured by means of a field vane. Upon the basis of the data obtained and having localized the failure surface, established from readings of the inclinometers which had been installed previously, a safety factor of 1.5 was obtained. Thus the analysis $\sigma=0$ is incorrect regarding its prediction of the stability of

the cut shortly after the completion of construction. An effective stress analysis for drained conditions revealed that the safety factor of the slope was equal to 1, for an angle of friction of the clays equal to 28° . It should be noted here that the values of the effective angles of friction reported, for the clays of the Valley of Mexico, are 43° and 47° for consolidated undrained tests, (Marsal, R.J., 1960 and Lo, L.Y., 1962) and vary between 28° and 34° for consolidated drained triaxial and direct shear tests (Marsal, R.J., 1969, and Resendiz, D., 1964). In view of the very considerable difference between the effective angles of friction under drained and undrained conditions, a study was undertaken of the effect of time upon the mechanical behaviour of these clays. The results obtained from consolidated undrained triaxial tests with different rate of strain are presented herein.

2. CHARACTERISTICS OF THE TRIAXIAL EQUIPMENT AND OF THE SAMPLE. TYPE OF TEST

2.1 Triaxial Equipment

The axial load is applied to the specimen by means of an upper cap linked to three wires which pass to the sides of the sample and apply the load downwards (Fig.1). The upper cap drains through a thin tube tied by a chain to a counterweight which rests upon the load plate of a controlled displacement machine (Wykeham Farrance), with a minimum velocity of displacement of 0.00062mm/min . When the test is begun, there is a delay in the deformation of the sample due to the effect of the deformation of the load system. However, after 1 per cent deformation the velocities of displacement of machine and sample are equal. The triaxial cells employed are described in detail by Santoyo, E., 1971.

The confining pressure and the back pressure are transmitted along 3m long narrow connecting lines, filled with water to reduce the process of the diffusion of air.

Errors in the measurement of loads due to uncontrolled friction are of the order of 10gr/sq cm and are practically independent of the rate of axial strains and of the occasional horizontal loads (Santoyo, E. 1971). Errors in the confining pressure are $\pm 7\text{gr/sq cm}$.

2.2. Volumetric strains and pore pressure

Drainage of the sample is at the upper and lower caps, of a conventional type. The connection between the upper cap and the burette is shown in Fig.1. It consists of a stainless steel tube with an interior diameter of 0.06cm and an exterior diameter of 0.22cm and equipped with a null displacement valve. The water drained through the lower head is collected in the burette by

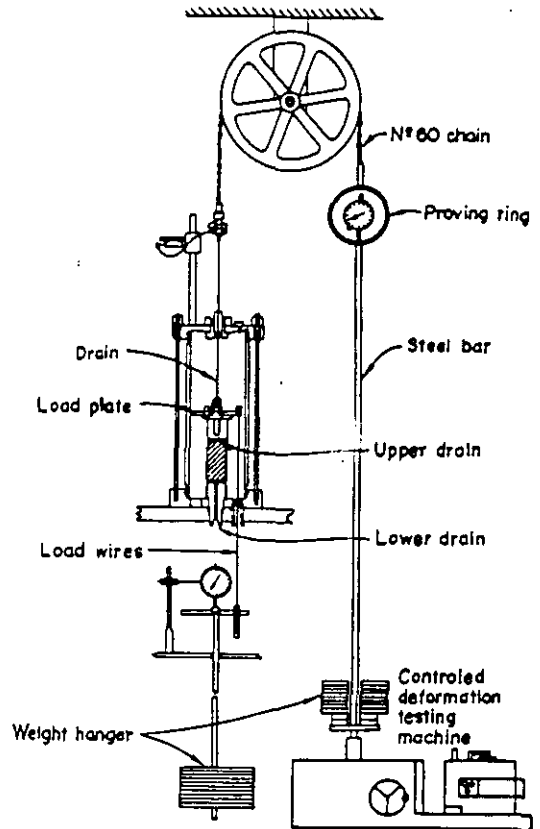


Fig.1. Triaxial equipment

means of a $1/8$ in-diameter copper tube, 30cm long. The precision of the burette is of the order of 0.01cm^3 . Its upper part is jointed to a line containing, at the burette end, silicon oil with a viscosity of 0.5cp and a surface tension of 15.9 din/cm . The other end of the line joins a tank partially filled with water. Variations in the volume of the sample are measured against the displacement of the water-oil interphase in the burette. Oil is used to avoid both the evaporation of the drained water and the dissolution of air in the interstitial liquid of the sample.

Pore pressure is measured by Statham pressure transducer of the unbounded type, compensated for temperature changes and connected to a W.T.Bean bridge equipped with a cell for calibration and zero adjustment. This system is connected up, one hour prior to beginning each test. The flexibility of this system for the measurement of pore pressure varies with the pressure measured: thus for pore pressures lower than 0.5 kg/sq cm it is equal to 5×10^{-3} cu cm/kg/sq cm, while for higher pressures it is 2.5×10^{-3} cu cm/kg/sq cm. In such conditions, for the clay under study, the maximum time needed for the measurement system to respond to pore pressure is 19 seconds.

Whitey null displacement valves are used in the system together with Swagelock connections.

The tests were carried out in a room where a temperature of $20 \pm 1^\circ\text{C}$ was maintained.

2.3 Characteristics of the sample and type of tests

The soil samples studied are cubic and were taken from the old Texcoco basin. They were obtained at a depth of 2.5m, the ground water-level being at a depth of 1.5m. Numerous vertical cracks were observed in the excavated cut, some filled with sand, other with cementing materials. The specimens tested in the laboratory were carefully prepared, avoiding all visible fissures and heterogeneities.

The clayey minerals of the Valley of Mexico are classified as allophanes (Girault, P., 1964). The average index properties of the tested specimens are: $w_L = 343$; $I_p = 279$; $w_{nat} = 406$, $S_y = 100$ per cent and $G = 2.54$. Sensitivity is 8. A standard consolidation test gives a consolidation coefficient, in an undisturbed state of 2×10^{-3} sq/cm/sec for the virgin range. The preconsolidation load is equal to 0.45 kg/sq cm, implying a small degree of consolidation due to crust drying; the coefficient of volumetric consolidation m_v is 0.15 sq cm/kg.

The triaxial tests were consolidated undrained with pore pressure measurement and at a rate of strain of between 0.045 and 94 per cent/h. Consolidation was isotropic and the same confining stress maintained at the failure stage. Since the tests lasted for periods of up to 20 days, two latex membranes, both 0.0065 cm thick, were used. The time required to achieve uniformity at 90 per cent of pore pressure in the specimens without lateral drainage (Gibson, R.E., 1963) was 8h in the case of the undisturbed and 160 h for the remoulded samples.

The interstitial water in the surface layers of the Texcoco basin has a high salt content, twice that of the sea. A qualitative analysis of the interstitial water of the samples revealed the presence of the following anions: CO_3^{--} , PO_4^{--} , and Cl^- as well as the cations Na^+ , NH_4^+ and K^+ .

3. TEST RESULTS

The result of consolidated undrained triaxial tests, upon undisturbed and totally remoulded samples are summarized in Tables I and II respectively.

3.1 Types of failure and deformation

In the case of undisturbed samples the failure is of the brittle or plastic type, depending upon the magnitude of the confining pressure. For null confining pressure the failure plane is marked, forming an angle of approximately 45° with the horizontal. For confining pressure of 0.25 kg/sq cm or larger the failure plane disappears. Also, strain at failure increases as the void ratio at failure decreases, in the case of both undisturbed and remoulded samples.

The fact that strain at failure, defined as the point at which $(\sigma_1 - \sigma_3)$ reaches a maximum, is practically independent of the velocity of deformation, is worthy of note. For example, the strain at failure for tests 2.2¹ 5 and 8 varied between 6.9 and 5.6 per cent, while the rate of strain ranged from 1.5 to 0.0007 per cent/min.

Table I. Undisturbed samples. Consolidated undrained triaxial tests

Test No	ϵ_1	w_i %	σ_3 kg/cm ²	ϵ_1	w_f %	$\dot{\epsilon}$ %/h	u_i kg/cm ²	Failure for $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$							
								$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ kg/cm ²	ϵ_f %	A_f	t_f in hours	u_f/σ_3	u_f' kg/cm ²	A_f'	u_f'/σ_3
1	10.18	406.7	0.25	9.78	390.1	94	0.18	0.41	3.2	0.39	0.034	0.84	0.16	0.39	0.84
2	10.34	406.5	0.50	8.83	347.7	94	0.33	0.64	6.6	0.50	0.070	0.68	0.33	0.50	0.68
2'	9.71	384.4	0.50	8.28	327.3	94	0.33	0.64	6.9	0.50	0.073	0.68	0.33	0.50	0.68
3	10.18	408.8	1.00	6.66	271.0	94	0.70	1.16	7.1	0.60	0.076	0.70	0.70	0.60	0.70
4	9.72	387.2	0.26	9.33	371.8	1.88	0.13	0.35	3.2	0.36	1.70	0.52	0.13	0.36	0.52
5	10.22	408.7	0.50	7.96	317.5	1.88	0.32	0.53	6.0	0.60	3.19	0.84	0.32	0.60	0.84
6	10.71	428.8	1.00	6.94	277.8	1.88	0.71	1.04	7.8	0.68	4.04	0.71	0.71	0.68	0.71
6'	9.77	388.8	1.00	6.59	263.4	1.88	0.68	0.97	7.0	0.70	3.72	0.68	0.68	0.70	0.68
7	10.18	402.8	0.25	9.78	386.1	0.045	0.16	0.26	3.4	0.61	75.6	0.84	0.16	0.81	0.84
8	10.33	409.9	0.50	8.49	337.3	0.045	0.34	0.46	5.8	0.74	124.4	0.68	0.30	0.65	0.68
9	10.06	398.4	1.00	6.80	270.7	0.045	0.82	0.88	7.9	0.93	175.6	0.82	0.70	0.80	0.70
10	11.12	437.7	0	11.18	444.1	94	-	0.24	2.1	-	0.022	-	-	-	-
11	11.08	436.2	0	11.12	438.2	1.88	-	0.16	3.1	-	0.69	-	-	-	-
12	10.68	420.7	0	10.79	424.9	0.045	-	0.17	2.5	-	55.8	-	-	-	-

Table II. Remoulded samples. Unconsolidated undrained triaxial tests

Test No	ϵ_1	w_i	$\dot{\epsilon}$ %/h	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$	ϵ_f %	u_i	t_f
16	7.29	288.7	1.88	0.128	2.9	0	1.54
17	6.80	287.5	1.88	0.230	4.5	-0.003	2.40
18	8.0	321.0	1.88	0.096	2.0	0.006	1.06

ϵ_i, ϵ_f = initial, final void ratio
 w_i, w_f = initial, final water content
 σ_3 = confining pressure
 $\dot{\epsilon}$ %/h = strain rate
 u_i, u_f = measured and corrected pore pressure at failure
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ = maximum principal stress difference
 ϵ_f % = strain at failure
 A_f = Skempton's pore pressure parameter at failure
 t_f = time to failure

3.2 Pore pressures

The magnitude of the pore pressures observed at the base of the samples during the failure stage, is related to: (1) the time of response of the measuring system (2) the time required to achieve uniform interstitial pressure throughout the sample, (3) the hydraulic permeability of the membrane and (4) the osmotic pressure generated between the confining and interstitial liquids. The time of response of the measuring system is 19 seconds under the most unfavorable conditions while the time required to achieve 90 per cent uniformity of pore pressure is 8h in the case of undisturbed samples and 160h for remoulded samples. Thus differences in the observed pore pressure at a rate of a strain of 94, 1.88 and 0.045 per cent/h for undisturbed samples is to be expected, taking only the factor time required to achieve uniformity into account. The pore pressures measured during tests upon remoulded samples at a

velocity of 1.88 per cent/h are practically worthless since, in this case, the time required to achieve 90 per cent uniformity is far greater than time to failure.

Besides the effect of the time required to achieve uniform pore pressure, there also exists the phenomenon of the seepage of the confining liquid through the sample's protective membrane. In the case of long term tests this is significant, especially since a high osmotic pressure is generated as a consequence of the high salt content of the interstitial liquid. To take into account the effect of seepage upon the pore pressure generated within the sample, a correction was made, based upon the following reasoning. Designating the volume of water penetrating the membrane V_w and the consequent increment in the pore pressure u , there occurs a variation in the volume of the sample equal to the sum of the following:

compression of the interstitial liquid. This is equal to $V_0 C \Delta u$; where V_0 is the volume of the interstitial liquid of the sample and C the coefficient of volumetric compressibility of water.

-The increase in volume due to the flexibility, F , of the system by which the pore pressure is measured, equal to $F \Delta u$.

-The increase in volume ΔV_m of the sample due to a reduction of the effective confining stress, equal to $S V_m \frac{\Delta u}{\sigma_3 - u}$ where V_m is the volume of the sample $\sigma_3 - u$ and S is the initial swelling ratio of the soil in discharge, equal in this case to 0.03 (Poulos, S.J., 1964).

Assuming that the variation in volume of the sample-measurement system is equal to the volume of water filtered through the membrane, then

$$V_w = \left[V_0 C + F + \frac{S V_m}{\sigma_3 - u} \right] \Delta u$$

$$\Delta u = \frac{V_w}{V_0 C + F + \frac{S V_m}{\sigma_3 - u}}$$

The volume of water passing through the membrane is equal to (Poulos, S.I., 1964):

$$V_w = \left[kA \frac{\sigma_3 - u}{L} + KA \frac{\Delta p_v}{L} \right] t$$

where

- t = duration of test
- k = Darcy's permeability coefficient of the membrane
- K = membrane permeability constant
- A = area of filtration
- L = membrane thickness
- Δp_v = difference between vapour pressures of the confining liquid and the interstitial liquid.

Replacing the literals by their numerical values, we obtain :

$$\Delta u_{kg/cm^2} = \frac{0,35(\sigma_3 - u)_{kg/cm^2} + 9,5 \Delta p_v_{gr/cm^2}}{3 + 4,5 + \frac{2400}{(\sigma_3 - u)_{kg/cm^2}}} t_{dias}$$

The vapour pressures of the confining and interstitial liquids were determined with an isotenoscope, in function of the temperature in both a deaired state and without deairing.

The results of these measurements are given in Fig.2

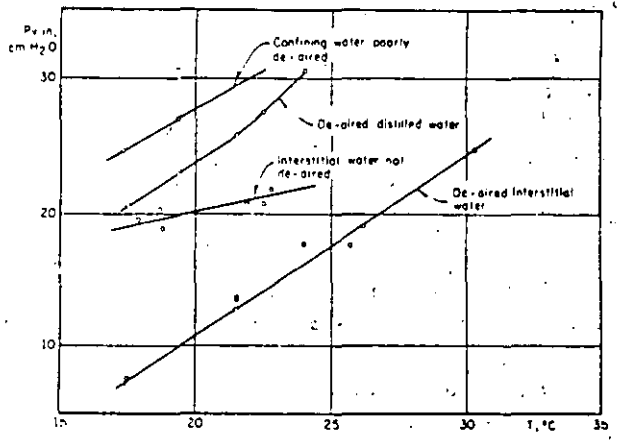


Fig.2. Vapour pressures

At 20°C the difference in vapour pressure Δp_v of the confining and interstitial liquids is 8 gr/sq cm. Upon this basis the observed pore pressures, u_p , were corrected by means of Eq 1. The corrected pore pressures are given in Table I, in column denoted u_p^* . The variation in the pore pressure, u_p^* is shown in Fig 3 as a function of axial strain for the set of tests on undisturbed samples. It may be seen that for confining pressures of 0.25 and 0.5 kg/sq cm, pore pressure is strictly independent of the rate of strain.

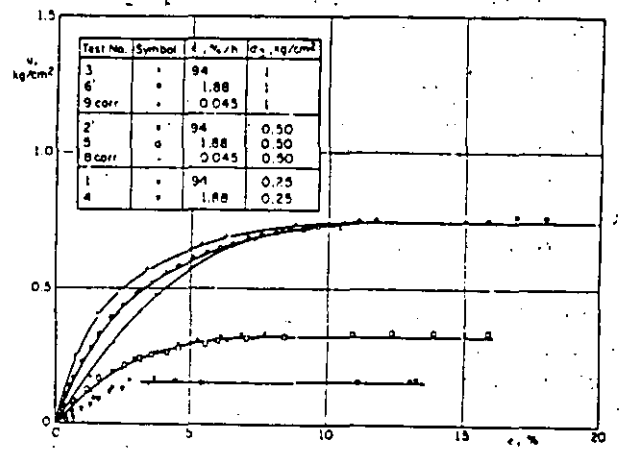


Fig.3 Pore pressure versus axial deformation

In those tests carried out with a confining pressure of 1 kg/sq cm, the pore pressure observed for the same value of strain increases with a decrease in the rate of strain. However, the pore pressures determined in this latter case and for high strain values coincide. It may be assumed, therefore, that in this case the discrepancies observed in the $u_f^* - \epsilon$ relationship are due to the time required to achieve uniform pore pressure.

To conclude, in the case of samples consolidated under the same pressure σ_3 , there is a unique relationship between axial strain and pore pressure corrected for effects due to seepage through the membrane. This relationship is independent of the rate of strain, particularly over the interval of failure strains. This result is of the greatest importance, since it allows the construction of Mohr's envelopes in function of effective stresses for any rate of strain provided only that the corresponding value of $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ is known.

The magnitude of the pore pressure at failure varies linearly with the confining stress and is independent of the rate of strain. Fig 4 shows the line representative of the variation of u_f^* against σ_3 , with a slope of 0.65. According to the data given in Table I, the coefficient of pore pressure A_f^* increases in all cases with a decrease in the rate of strain.

3.3 Strength

All of the stress-strain curves for undisturbed samples during the failure stage, reveal an increase in shear stress with an increase in strain, followed by a slow decrease. In no case were axial strains above 20 per cent reached, so the residual resistances could not be established. For remoulded materials, a decrease in resistance was observed after the maximum value for $(\sigma_1 - \sigma_3)$ had been reached, which was in turn followed by an increase due to the restriction imposed by the membranes.

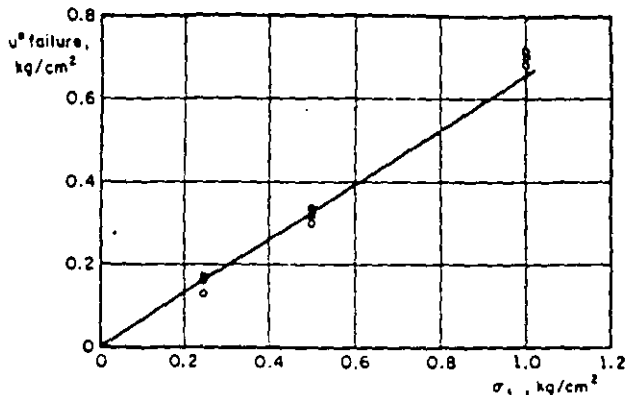


Fig.4 Pore pressure at failure versus isotropic consolidation pressure

In Fig. 5 the variation in maximum deviator stress is shown in function of void ratio at failure for both undisturbed and remoulded samples, tested at different rates of strain.

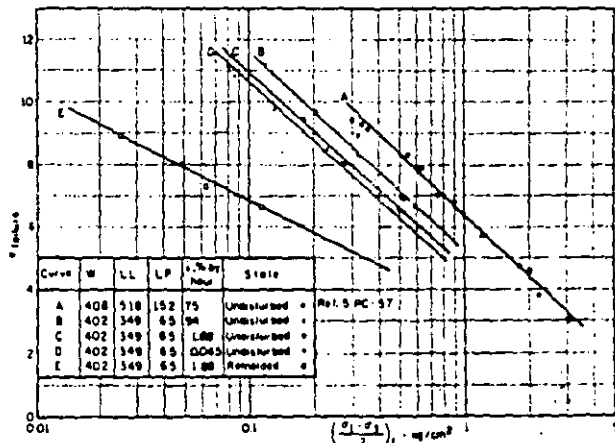


Fig.5 Void ratio at failure versus maximum deviator stress at failure

The straight lines, e_f versus long $(\sigma_1 - \sigma_3)$

move to the left as the rate of strain diminishes and remain parallel to each other.

It is worth emphasizing that, although the preconsolidation load determined by means of a standard consolidation test, is equal to 0.45 kg/sq cm for the material represented

by the straight lines B,C and D, and to 1 kg/3q cm for the material represented by the straight line A, the e_p versus $\log \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$ curves show no break whatsoever for the void ratios corresponding to these preconsolidation loads. Thus, this clay behaves as an essentially cohesive material, in Hvorslev's sense, since the relationship between strength and void ratio is univocal and independent of the loading history. Consequently, the true angle of friction, Φ_2 , must be closed to zero. This point is in agreement with the empirical relationship between the plasticity index and true angle of friction (Lo, K.Y., 1962). It further coincides with the fact that the frictional resistance of open structured materials such as the Mexico City clays, and for small deformations, is very low (Schmertmann, J.H. 1963).

Thus, it is not surprising that this essentially cohesive resistance should vary significantly as the rate of strain is reduced, due to viscosity effects. Mohr envelopes obtained in function of the effective stresses, varying the ratio of strain, are given in Fig. 6.

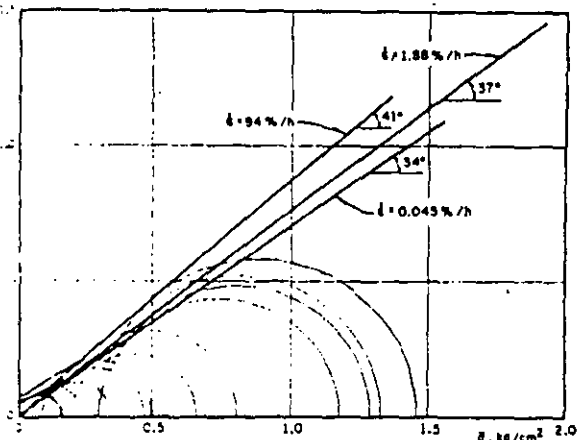


Fig. 6 Mohr envelopes. Effective stresses

Here it may be seen that the apparent angle of friction obtained with the maximum principal stress difference criteria of failure falls from 41° to 34° , as the rate of strain changes from 94 per cent/h to 0.045 per

cent/h. Both maximum shear strength and apparent angle of friction, in function of effective stresses, vary proportionately with the logarithm of time to failure (Figs 7 and 8). In Fig 8, there is also shown the variation in function of time to failure of the apparent angle of friction Φ' , obtained with the maximum effective principal stress ratio criteria of failure. The difference between Φ and Φ' is small. To reach values of Φ or Φ' equal to 30° a time to failure of the order of 4 months would be necessary, according to the correlation given in Fig 8. This agrees with the value of 30° reported for drained tests which lasted from 3 to 5 months (Marsal, R.J. 1969).

Using the conclusions related to the study of the pore pressures, the flow limits of these clays may be determined upon the hypothesis that the maximum value of the coefficient of pore pressure A_f^M is equal to 1 for confining pressures greater than preconsolidation stress. If $A_f^M = 1$, then $\sigma_1 - \sigma_3 = u$, that is $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3$. But $\frac{u^*}{\sigma_3} = 0.65$ and $\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u^* = 0.35\sigma_3$, from which $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi'}{2} \right) = \frac{1}{0.35} = 2.857$. Thus $\Phi' = 29^\circ$.

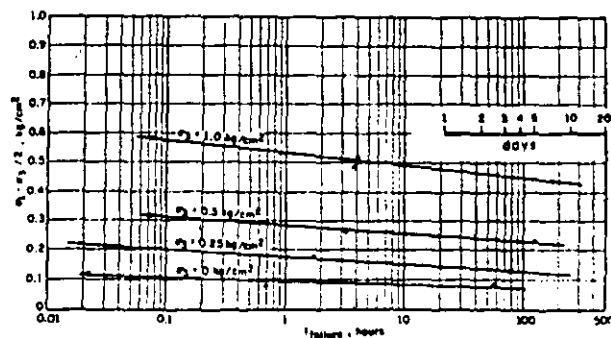


Fig. 7 Maximum deviator stress versus time to failure

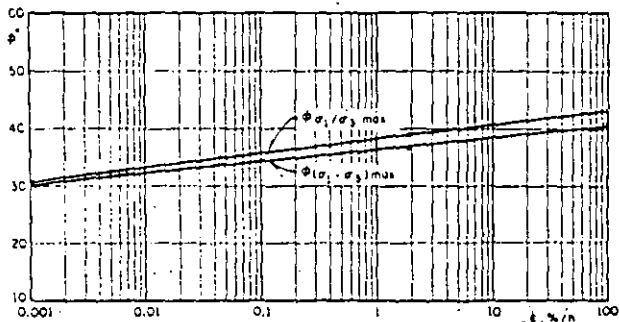


Fig.8 Effective friction angles versus axial strain rate

In conclusions, it would seem reasonable to assume that the clay behaves like a Bingham body (Fig. 9) with an apparent minimum angle of friction ϕ' of 29° .

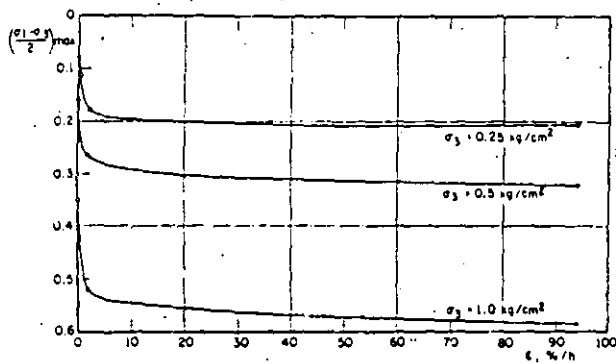


Fig.9 Maximum deviator stress at failure versus axial strain rate

4. CONCLUSIONS

Consolidated undrained triaxial tests carried out upon Mexico City clays at different rates of strain allow it to be stated that:

1. The magnitude of axial failure strain is independent of the rate of strain applied.
2. The relationship between pore pressure, corrected for the effects of filtration through the membrane, and axial strain is in-

dependent of the rate of strain, particularly over the interval of failure strains.

3. The magnitude of the pore pressure at failure varies linearly with consolidation stress and is independent of the strain rate.

4. The coefficient of pore pressure A_p increases with a decrease in the strain rate.

5. This clay behaves like an essentially cohesive material, in Hvorslev's sense, with a true angle of friction close to zero.

6. The apparent angle of friction, Φ , in function of the effective stresses, falls from 41° to 34° when the rate of strain varies from 94 to 0.0045 per cent/h, in consolidated undrained triaxial tests.

7. Assuming that in the long term the maximum value of the pore pressure coefficient A_p^* is equal to 1, then the minimum apparent angle of friction ϕ' , in function of the effective stresses, is equal to 29° . This finding agrees with the results of long term drained tests.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

This study was sponsored by the Ministry of Hydraulic Resources of Mexico. The firm collaboration of Mr. C. Miriart during the laboratory tests is warmly acknowledged.

6. REFERENCES

1. Gibson, R.E., 1963. "An analysis of system flexibility and its effect on time-lag on pore water pressure measurements", *Geotechnique*, London, Vol. 13, pp 1-11.
2. Girault, P., 1964, "Mineralogia de las arcillas del Valle de Mexico, Ingenieria, Mex. Vol. 34, p. 511-519.
3. Lo, K.Y., 1962, "Shear strength properties of a sample of volcanic material of the valley of Mexico", *Geotechnique*, London, Vol. 12 p. 309-319.
4. Marsal, R.J., & Sulazar, J. 1960, "Pore pressure and volumetric measurements in triaxial compression tests", *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, Colorado, pp. 965-983.
5. Marsal, R.J., & Mazari, M. 1969. "The subsoil of the City of Mexico", *Universidad Nat. Autonoma, Mexico*.

6. Poulos S.J., 1964, "Control of leakage in the triaxial test" Harvard Soil Mechanics Series, N^o 71, Cambridge, Mass.
7. Proyecto Texcoco, 1969. "Memorandum of works undertaken and conclusions", Secretaria de Hacienda, Mexico.
8. Resendiz, D., 1964 "Propiedades mecanicas de los suelos de cimentacion de la laguna Zumpango", Instituto de Ingenieria, UNAM, Mex.
9. Santoyo, E., & Resendiz, D., 1971 "A precision triaxial cell", Journal of Materials ASTM, Vol 6, pp 788-799
10. Schmertmann, J.H., 1963, "Generalizing and measuring the Hvorslev effective components of shear resistance" ASTM, Special Technical publication No 361, pp 147-157.

ESTUDIO DE LA PRESION DE PORO AL CENTRO DE PROBETAS

E. Rojas
M. P. Romo
G. Hiriart
Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Con objeto de poder medir las presiones de poro al centro de probetas cilíndricas, - una aguja muy fina dotada de un material poroso en su punta, se adaptó a una cámara triaxial de alambres. Este dispositivo se utilizó para estudiar dos aspectos importantes del comportamiento de las arcillas del valle de México: 1) conocer la influencia de las deformaciones viscosas en la generación de la presión de poro y 2) determinar el tiempo de uniformación de la presión de poro en una probeta, al aplicar un desviador determinado. Del estudio de estos - aspectos surgieron algunas observaciones importantes, los cuales se detallan en este artículo.

1. INTRODUCCION

En la primera parte de este artículo se describen detalladamente tanto el equipo con el procedimiento utilizados en el montaje de las probetas. Posteriormente, se discuten los resultados obtenidos de la medición simultánea de la presión de poro en la base y al centro de la probeta; en seguida se establecen algunas ecuaciones, por medio de las cuales es posible estimar el comportamiento de la presión de poro en una probeta de arcilla debido a las deformaciones de largo plazo. Finalmente, se determina el tiempo de uniformación de la presión de poro en probetas de arcilla del valle de México, cuando se llevan a la falla ya sea en compresión o en extensión.

2. DESCRIPCION DEL EQUIPO Y MATERIAL UTILIZADO

El equipo consiste de una cámara triaxial de alambres a la cual se le adaptó una aguja de 1.2mm de diámetro. La aguja se conectó a un tubo sarán de forma helicoidal el cual se ensambló a una conexión situada en la base

de la cámara, desviándolo hacia un transductor de presión. Otro transductor de las mismas características se conecta al dren inferior de la probeta, de tal manera que mediante este arreglo fue posible medir simultáneamente la presión de poro en la base y al centro de las probetas de arcilla.

Especial atención se proporcionó a la forma de introducir la aguja en la probeta. Previamente a su colocación, se realizó un barrenado utilizando una broca de 1.1mm de diámetro hasta alcanzar radialmente el centro de la probeta. Para que el barrenado fuera lo más perfecto posible, la broca se guió por medio de un tornillo el cual estaba apoyado en un soporte metálico (fig 1). Dicho soporte se coloca en su posición correcta antes de montar la probeta de arcilla. Hecha la perforación y para asegurarse que la aguja penetraba exactamente dentro del barrenado, se utilizó el mismo tornillo, pero ahora dotado de una pequeña barra que guía a la aguja por su parte posterior. Una vez que la aguja alcanzaba el centro de la probeta, el tornillo era retirado. Cuando la aguja era introducida en la probeta, se permitía que

Para comprobar que el equipo utilizado registraba adecuadamente las presiones de poro y de que no existía ningún flujo de agua a través de la membrana o entre las juntas de los arosellos, se fabricó una probeta rígida (provista de un orificio radial para insertar la aguja) utilizando 188 gr de óxido de aluminio de grano 46 y 8 cm³ de resina Epxicon P/A. La probeta seca pesaba 197 gr y poseía una relación de vacíos efectiva de 0.53; además, podía almacenar 31 cm³ de agua.

Esta probeta se montó en la cámara axial y se saturó como si se tratara de un espécimen de arena, lográndose un grado de saturación de 98.8%. De las mediciones realizadas, pudo comprobarse que al aplicar un incremento del esfuerzo isotrópico, la respuesta de los transductores de la base y el centro era casi instantánea. También se observó que la máxima diferencia entre ambas mediciones fue de + 0.005 kg/cm². Por otro lado, al dejar aplicado el incremento del esfuerzo durante 21 días, no se observó ningún incremento de la presión de poro que indicara la existencia de flujo de agua a través de la membrana o de las juntas de los arosellos. Sin embargo, si se observaron variaciones de la presión de poro por efectos de la temperatura.

3. TIEMPO DE RESPUESTA DEL SISTEMA

Concluidas satisfactoriamente las pruebas preliminares del sistema, se procedió a la realización de los primeros ensayos utilizando probetas de arcilla del valle de México. Sin embargo, durante la etapa de consolidación y antes de abrir los drenes, se observó que el tiempo de respuesta de la aguja era de hasta 250 min para un incremento del esfuerzo isotrópico del orden de 2 kg/cm² (fig 2). Resultados similares fueron reportados por Nader y Alberro (1976) y Josseaume (1969). Este retraso en la respuesta del sistema de medición se debe a que la membrana del transductor de presión de poro debe deformarse para poder registrar un incremento en la presión y para que dicha deformación ocurra, es necesario que exista un flujo de agua de la probeta hacia el transductor. Dada la baja permeabilidad de la arcilla empleada, dicho flujo de agua requiere de un cierto tiempo para realizarse.

Por otro lado, la respuesta en la base es prácticamente instantánea debido a la gran área drenante que posee y que es del orden de 804 mm² (o de 6415 mm² si la probeta cuenta con una rejilla de papel filtro) la cual comparada con los 5 mm² de la aguja

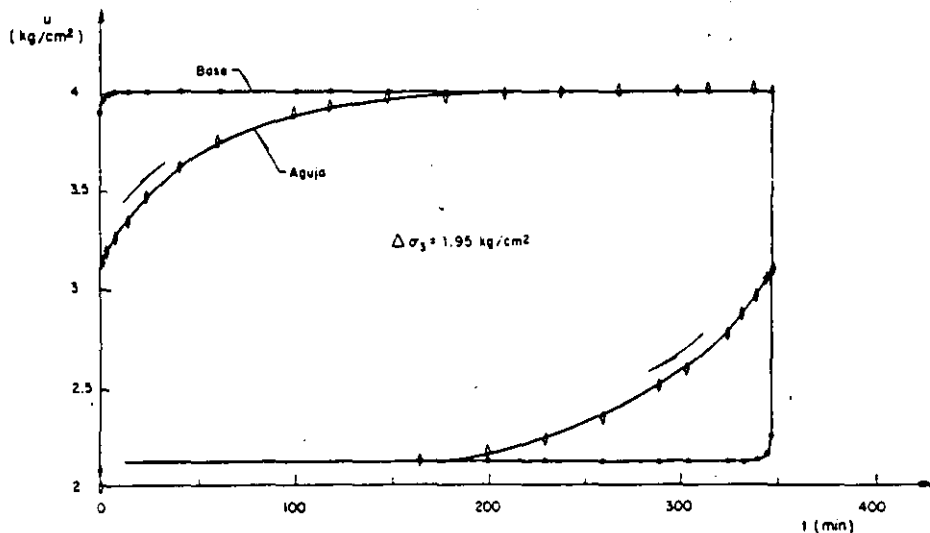


Fig 2. Tiempo de retraso en las mediciones de la presión de poro

representa una gran diferencia. Con objeto de demostrar que el responsable por el retraso en la respuesta del sistema era precisamente el flujo de agua requerido para deformar la membrana del transductor, se realizó una nueva medición pero esta vez permitiendo que la membrana del transductor se deformara anticipadamente, es decir, se permitió que el transductor registrara el incremento de presión confinante, antes de que éste fuera aplicado sobre la probeta. En tal caso pudo comprobarse que la respuesta de la aguja era prácticamente instantánea.

La razón por la cual fue posible registrar las presiones de poro al centro de la probeta rígida en forma prácticamente instantánea, se debe a su gran permeabilidad, la cual permite que el volumen de agua necesario para deformar la membrana del transductor pase a través de la aguja rápidamente.

El tiempo de respuesta de un sistema dotado de un transductor puede estimarse con la ecuación (Josseaume, 1969):

$$t_b = 4\pi \frac{E^2}{C_v} \frac{dV^2}{D^4 \Delta p^2} \quad (1)$$

siendo

- t: tiempo de respuesta del sistema
- E: módulo de compresión volumétrica
- C_v: coeficiente de consolidación
- dV: variación volumétrica del transductor para el incremento de presión aplicado
- D: diámetro de la base drenante
- Dp: diferencia entre la presión registrada y la presión medida

En tal caso, para una probeta de arcilla del valle de México (E = 8.9 kg/cm², C_v = 0.0053 cm²/seg) el tiempo de respuesta del transductor de la base (dV = 0.00012 cm³ para un incremento de presión de 2 kg/cm²), es

$$t_b = 4\pi \frac{8.9^2}{0.0053} \frac{0.00012^2}{3.6^2 \times .01^2} = 2.1 \text{ seg}$$

en donde se ha considerado que Dp = .01 kg/cm².

En el caso en que la superficie drenante sea la punta de la aguja, el problema puede resolverse considerando que el dren es una esfera de radio r y que la probeta es un medio de dimensiones infinitas, en tal caso el tiempo de respuesta del sistema está dado por

$$t_a = \frac{\pi}{64} \frac{E^2}{C_v} \frac{(dV)^2}{r^4 \Delta p^2} = t_b \left(\frac{D}{4r} \right)^4$$

Si se considera que la superficie drenante de la aguja es una esfera de 0.1 cm de radio, entonces

$$t_a = 2.1 \times \left(\frac{3.6}{4 \times 0.1} \right)^4 = 230 \text{ min}$$

valor que corresponde aproximadamente al retraso medido con la aguja, 250 min.

Con objeto de reducir el tiempo de respuesta, Josseaume (1969) y Barden (1965) proponen el uso de agujas con grandes superficies drenantes aunque las mediciones de la presión de poro de la probeta no sea puntual. En los experimentos reportados aquí, se prefirió conservar una aguja muy fina con el fin de medir las presiones de poro exactamente al centro de la probeta y efectuar la deformación anticipada de la membrana del transductor siempre que se pudiera.

4. INFLUENCIA DE LAS DEFORMACIONES A LARGO PLAZO

Al tenerse la posibilidad de medir la presión de poro al centro de las probetas

durante su etapa de consolidación, es posible fijar con exactitud el momento en el cual finaliza la consolidación primaria, si se acepta que tal fenómeno termina cuando la presión de poro al centro de la probeta alcanza el valor de la contrapresión aplicada en su base y cabeza.

En la fig 3 se presentan los resultados del proceso de consolidación de una probeta, al aplicársele un incremento de la presión confinante de 0.5 kg/cm^2 . Ahí se muestran las variaciones volumétricas observadas en la bureta, así como las presiones de poro registradas al centro de la probeta. Una observación interesante con respecto a esta última curva es que durante los dos primeros minutos de medición, la presión de poro registrada fue superior al valor de la presión confinante aplicada. A este fenómeno se le conoce como efecto Mandel-Cryer y ya había sido observado por Verruijt (1965) y Gibson (1965) en probetas esféricas de arcilla.

Otro aspecto interesante de estas curvas es que cuando se determina el fin de la consolidación primaria de acuerdo al criterio del Prof. Casagrande, se observa que al centro de la probeta aún no se ha disipado completamente la presión de poro. En todas las pruebas realizadas se observó siempre la misma tendencia, encontrándose que la presión de poro remanente puede ir del 4 al 10% del valor del incremento del esfuerzo aplicado.

En general, se considera que la consolidación secundaria se produce por el acomodo de las partículas sólidas para adaptarse a la nueva condición de carga. Tal acomodo puede resultar un proceso muy largo cuando se presenta en suelos de alta plasticidad como es el caso de la arcilla del valle de México. Durante este proceso existe una expulsión continua de agua cuyo gasto se va reduciendo conforme transcurre el tiempo. Esto quiere decir que si durante este proceso se cierran los drenes, es

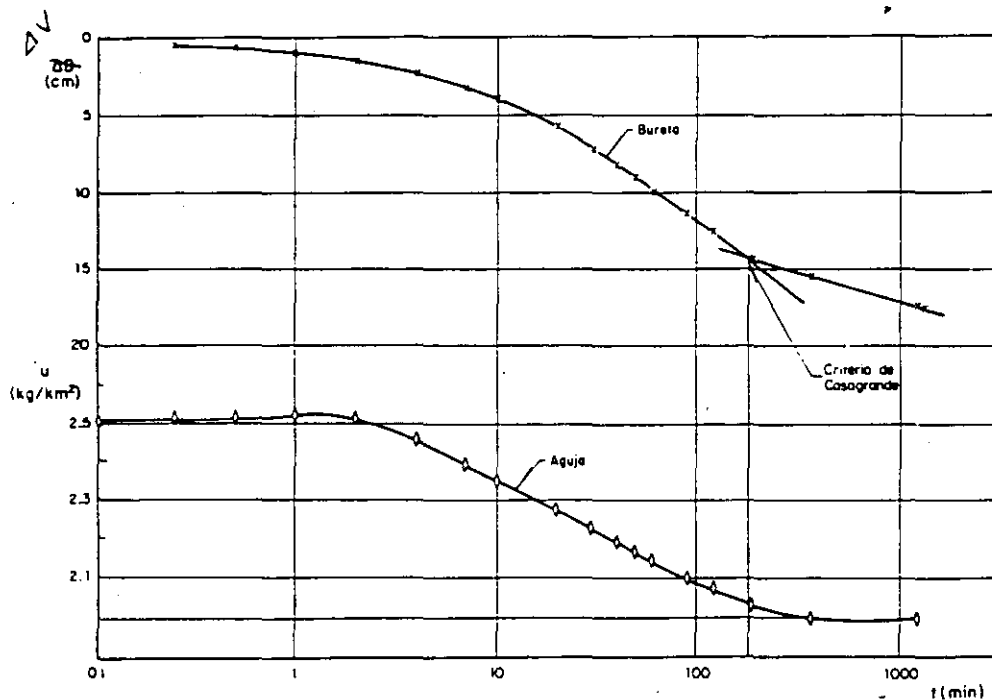


Fig 3. Curva de consolidación para un incremento de presión confinante de 0.5 kg/cm^2 .

posible registrar un incremento de la presión de poro, el cual tiende a aumentar con el tiempo.

Con el fin de comprobar lo anterior, se realizaron tres cierres sucesivos del drenaje de una probeta durante su etapa de consolidación secundaria. Entre dos cierres sucesivos, se permitió que la probeta drenara durante 24 hrs, obteniéndose los resultados que se muestran en la fig 4. Como puede observarse, el cierre de los drenes provoca un incremento continuo de la presión de poro con el tiempo. También se observa que dicho incremento es menos importante conforme aumenta el tiempo de drenaje.

De los resultados obtenidos en una serie de ensayos similares, pudo establecerse que la curva del incremento de la presión de poro contra el tiempo, durante la etapa de consolidación secundaria, puede ajustarse a una hipérbola cuya ecuación es (Rojas, Romo e Hiriart):

$$\frac{\Delta p}{\sigma_c} = \frac{t}{a + bt} \quad (3)$$

siendo a y b dos parámetros dados por las relaciones

$$a = 7.5 \omega / t_c$$

$$b = (4.5 - \omega) (t_c)^{3/2} / (\sigma_c)^{1/2}$$

siendo

- Δu : incremento de la presión de poro, en kg/cm^2
- t : tiempo durante el cual los drenes permanecen cerrados, en miles de minutos
- t_c : tiempo de consolidación efectiva, en miles de minutos
- ω : contenido de agua inicial de la probeta
- σ_c : esfuerzo de consolidación en kg/cm^2

Por medio de las ecuaciones (3), (4) y (5), es posible estimar el incremento de la presión de poro que se espera tener cuando una probeta de contenido inicial de agua ω se ha consolidado un tiempo t_c bajo un esfuerzo isotrópico σ_c y se cierran los drenes durante un tiempo t .

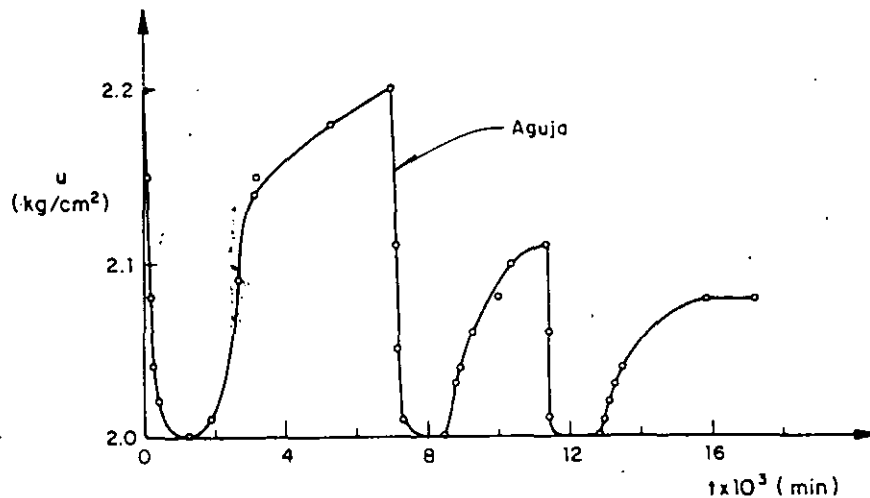


Fig 4. Incrementos de la presión de poro con el tiempo por cierres sucesivos del drenaje

5. TIEMPO DE UNIFORMACION

Por medio del arreglo descrito en la sección dos, es posible determinar en que momento las presiones de poro en la base y al centro de la probeta se igualan, cuando se aplica un incremento del esfuerzo desviador.

Los ensayos se realizaron con probetas consolidadas bajo tres presiones isotrópicas diferentes (1, 2 y 4 kg/cm²) y los incrementos del desviador variaron de 0.5 hasta 5 kg. Se consideró que las presiones de poro se igualaban cuando entre la base y el centro existía una diferencia máxima de 0.01 kg/cm². Por regla general se observó que los cambios de presión de poro en la base se realizaban con mayor rapidez que al centro de la probeta a pesar de que se provocaba la deformación anticipada de la membrana del transductor conectado al centro (como se describe en la sección 3) para reducir el tiempo de retraso en la respuesta del sistema. El mismo comportamiento fue observado por Blight (1965) quien lo atribuye a las deformaciones no homogéneas de las probetas cuando se les aplica un incremento del esfuerzo desviador.

En la fig 5 se muestran los resultados

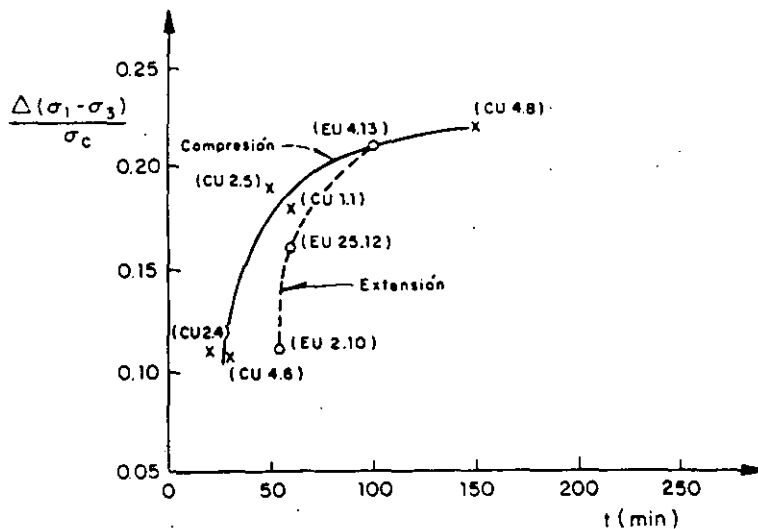


Fig 5. Tiempo de uniformación de la presión de poro dependiendo del incremento del desviador aplicado.

obtenidos para los ensayos de las muestras indicadas en la tabla 1. Por medio de esta figura es posible determinar con que velocidad deben aplicarse los incrementos del desviador para asegurarse que la presión de poro se uniforme dentro de la probeta durante cada incremento.

Un aspecto interesante de la fig 5, es el hecho de que los ensayos en extensión requieren de un mayor tiempo de uniformación que los ensayos en compresión para valores de $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$ de entre 0.1 y 0.2.

Por otro lado, si se consideran valores de $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$ de entre 0.1 a 0.15, el tiempo mínimo de uniformación para ensayos en compresión o extensión es del orden de 60 min. Ya que para estos valores del incremento del desviador se requieren de 8 a 10 incrementos para provocar la falla de la probeta, esto quiere decir que la duración total del ensayo es del orden de 8 a 10 hrs, lo cual coincide con el criterio establecido por Blight que sugiere que la duración total de un ensayo debe ser de 8 (t_{50}), valor que para las arcillas del valle de México se sitúa entre 8 y 10 hrs.

6. CONCLUSIONES

De este estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- 1) En sistemas de medición de la presión de poro con superficies drenantes pequeñas, los tiempos de retraso en la respuesta del sistema pueden ser muy importantes, si se emplean en suelos de baja permeabilidad.
- 2) Por medio de una maniobra sencilla, es posible anular el tiempo de retraso del sistema.
- 3) Las deformaciones a largo plazo o viscosas provocan un incremento continuo de la presión de poro, el cual es posible determinar por medio de las ecuaciones aquí presentadas.
- 4) Por medio de los resultados de los ensayos efectuados, pudo establecerse una curva con la cual es posible determinar el tiempo de uniformación de la presión de poro para probetas de arcilla del valle de México, ensayadas en compresión o en extensión.

7. REFERENCIAS

Barden, L. y Mc Dermott, R. J. W., (1965). "Use of Free Ends in Triaxial Testing of Clays" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 91 (6), 1-23.

Blight, G. E., (1965) "Shear Stress and Pore Pressure in Triaxial Testing", J Soil Mech Found. Div., ASCE, 91 (6), 25-39.

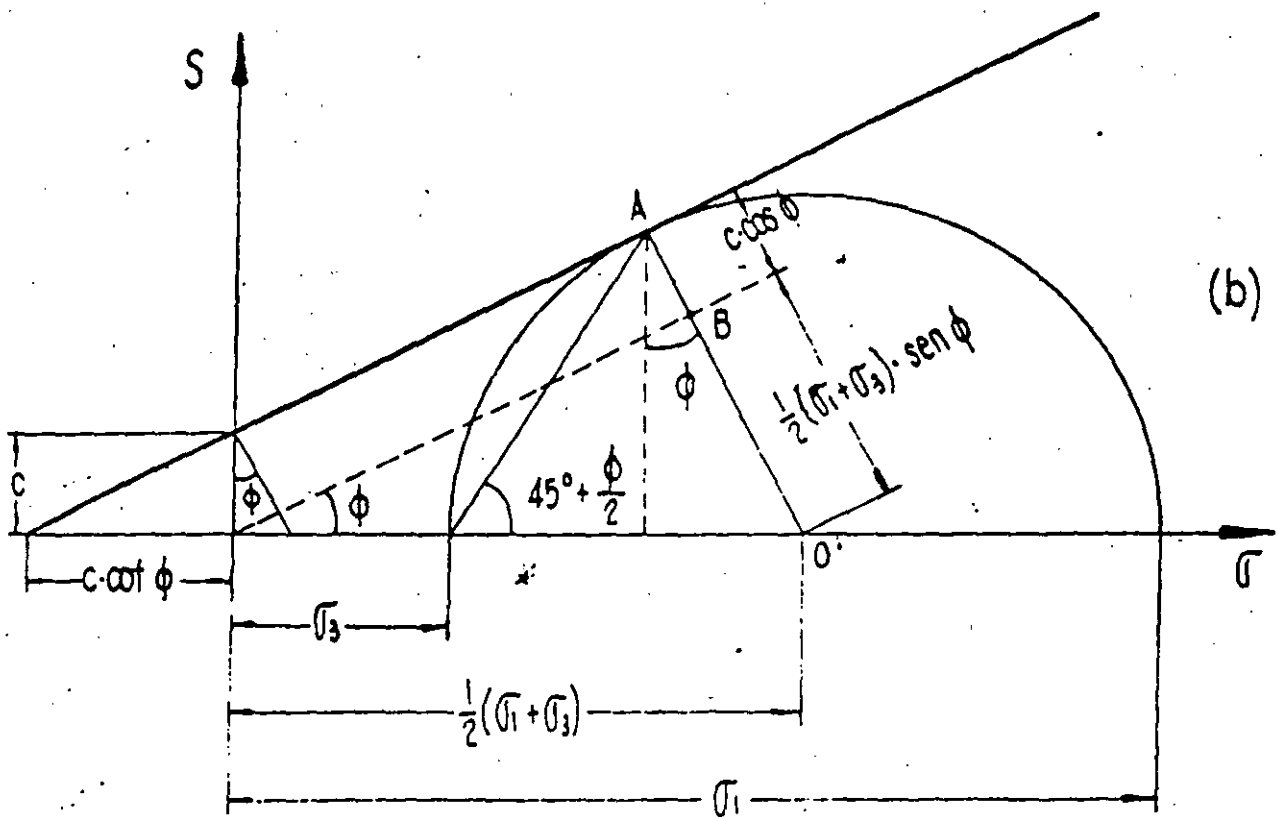
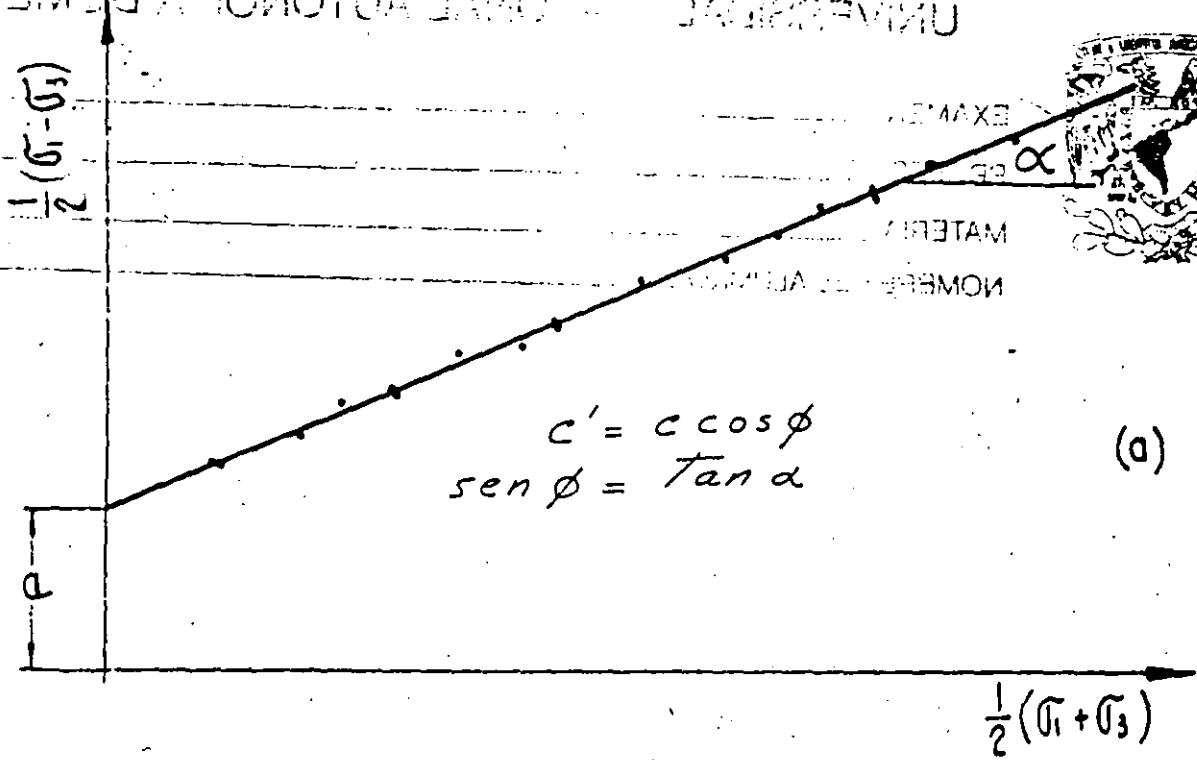
Gibson, R. E. (1963). "An Analysis of System Flexibility and its Effect on Time lag in Pore Water Pressure Measurements", Geotechnique, XIII (1), 1-11.

Gibson, R.E., Knight, K. y Taylor, P. W., (1965). "A Critical Experiment to Examine Theories of Three Dimensional Consolidation", Pricesdubgs European Conference on Soil Mechanics, Wiesbaden, vol 1, 254-258.

Josseume, H., (1960). "Etude de la Presion Interstitielle", Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, rapport interne, Paris.

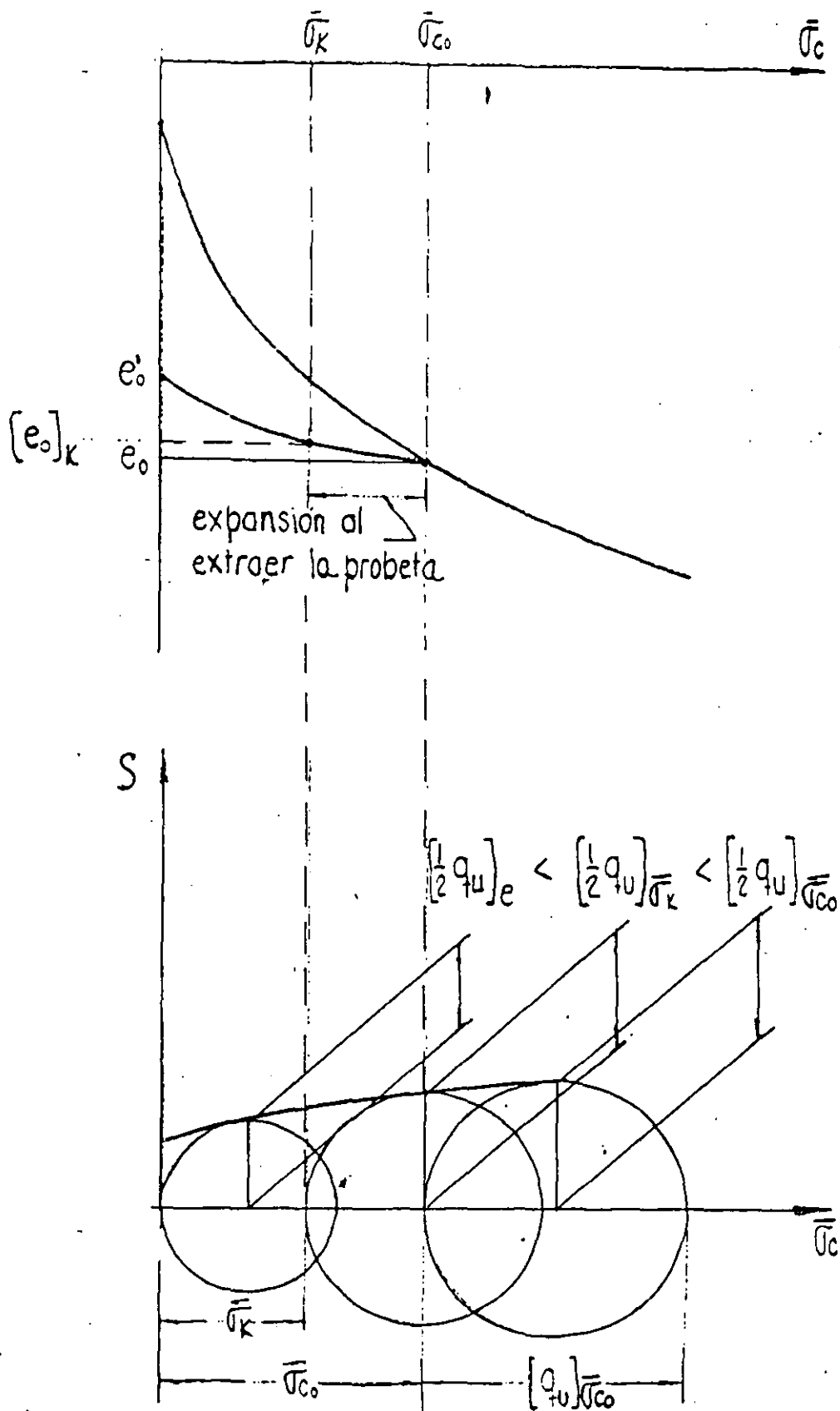
Nader, F. y Alberro, J. (1976). "Medición de la Presión de Poro en el Centro de una Probeta Sometida a Prueba Triaxial". Instituto de Ingeniería UNAM. informe No. 6098, México.

Rojas, E. Romo, M. P. e Hiriart, G., (1990). "Estudio de la Presión de Poro al Centro de Probetas de Arcilla", Instituto de Ingeniería UNAM, informe No. 9509, México.

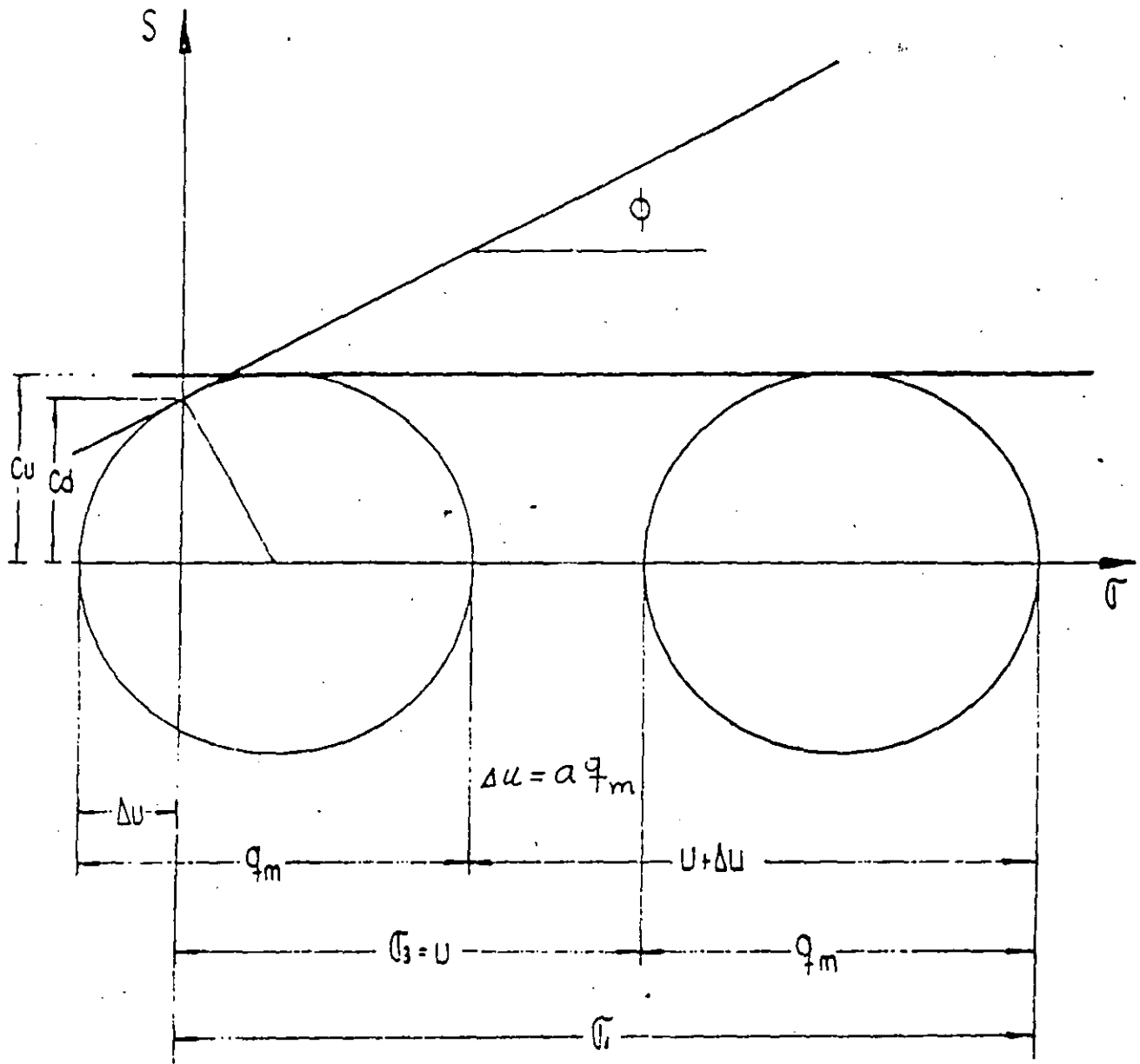


REPRESENTACION P-7

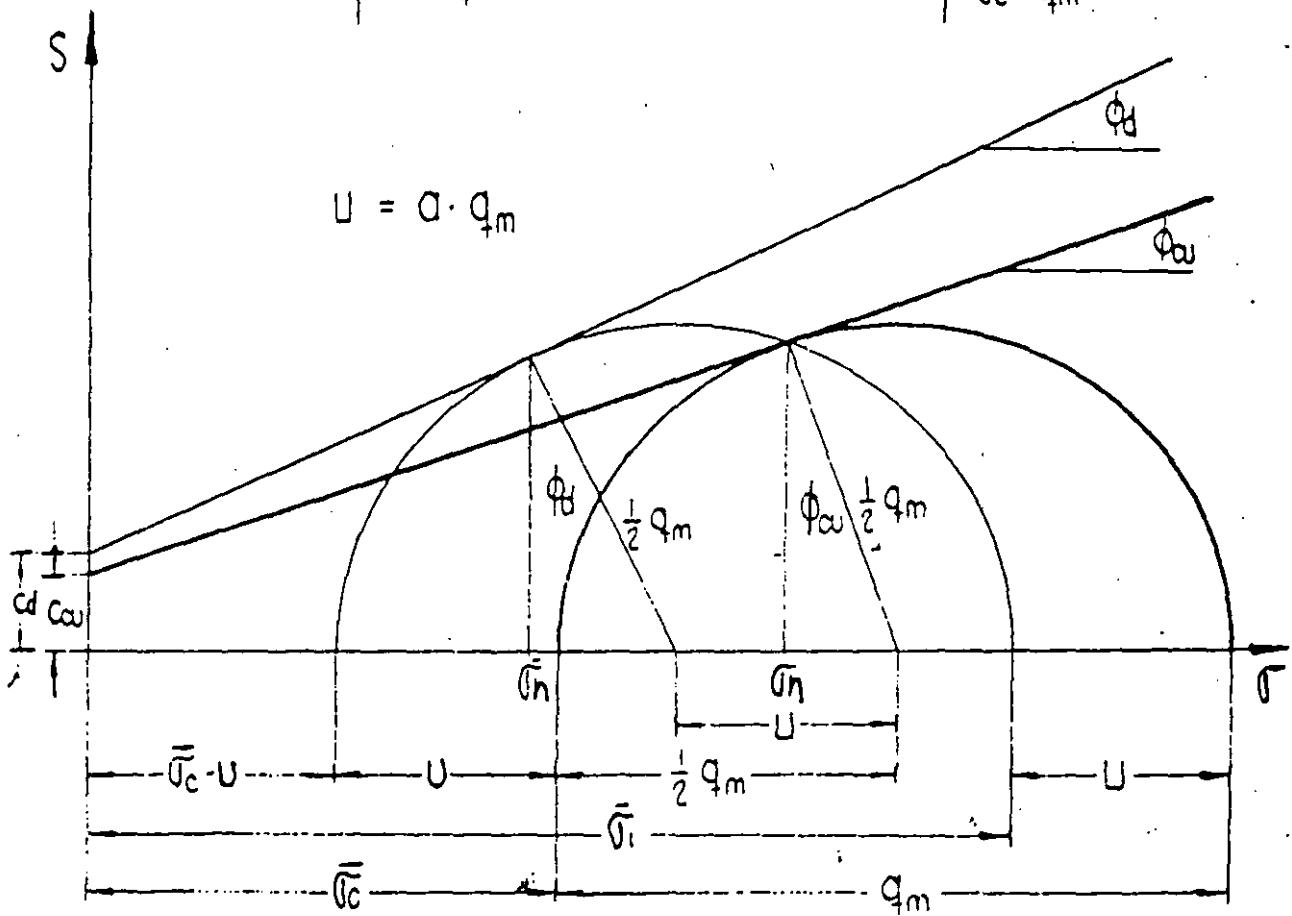
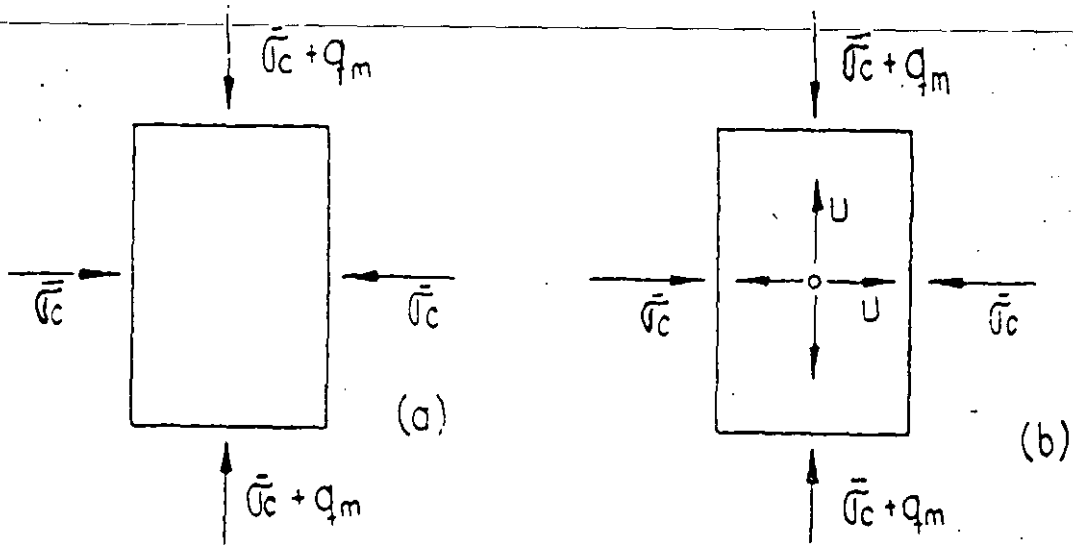
FIGURAS TOMADAS DE:
 "APUNTES DE MECANICA DE SUELOS"; LEONARDO ZEEVAERT.



PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA.



PRUEBA TRIAXIAL UU.

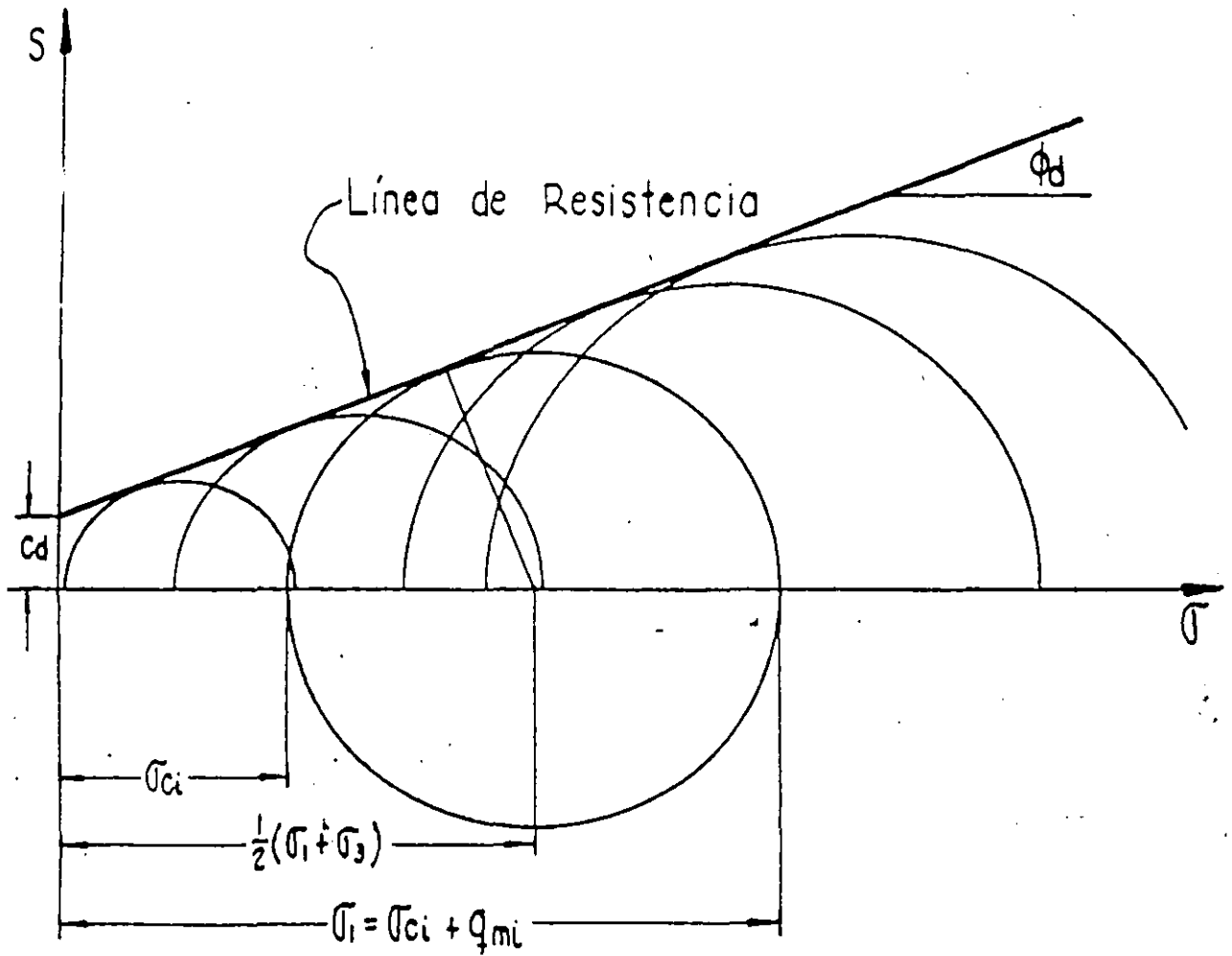


Prueba Triaxial

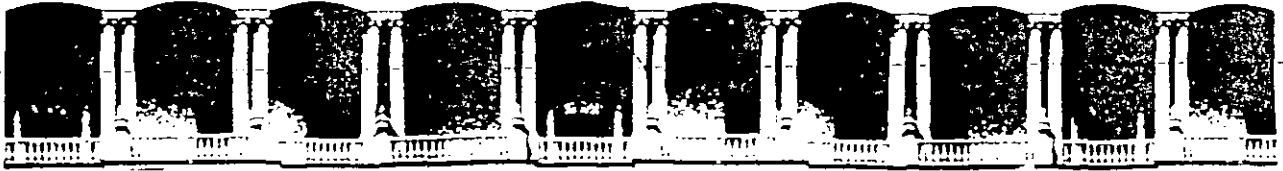
c_d, ϕ_d : obtenidos en prueba drenada
 c_{cu}, ϕ_{cu} ; obtenidos en prueba consolidada-no drenada

PRUEBA TRIAXIAL CU.

Prueba para $u=0$



PRUEBA TRIAXIAL CD.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS II

TEMA: IV

EXPOSITOR: ING. GERMAN LOPEZ RINCON

DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD AL ESFUERZO CORTANTE
DE LOS SUELOS MEDIANTE PRUEBAS EN EL PENDULO DE TORSION LIBRE

ING. GERMAN LOPEZ RINCON

Noviembre de 1994

1. INTRODUCCION

En el diseño de cimentaciones sujetas a cargas transitorias por efecto de viento o sismo, así como en la revisión del comportamiento de cimentaciones de maquinaria y equipo vibratorio, el ingeniero requiere conocer el módulo de elasticidad dinámico al esfuerzo cortante.

Existen varios métodos para la determinación de este módulo como son la columna resonante, las pruebas triaxiales con carga cíclica o el péndulo de torsión.

En esta oportunidad nos vamos a referir al tercer método, conocido como "péndulo de torsión libre", según lo bautizó su propio autor el Dr. Leonardo Zeevaert, quien desde la década de los 60's ejecuta esta prueba en forma rutinaria, para determinar el módulo de rigidez dinámica del suelo.

La descripción del equipo, la teoría en la que se basa y el procedimiento general de ejecución de la prueba, pueden verse con todo detalle en el artículo del autor que se incluye al final de estas notas. El objetivo en este curso es el de dar a conocer las experiencias que se han tenido con la práctica del péndulo de torsión, en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

2. CALIBRACION DEL PENDULO

La calibración del péndulo de torsión se realiza de manera semejante a como se lleva a cabo una prueba normal, excepto que la probeta de suelo se reemplaza por un cilindro de acero de rigidez tal, que las deformaciones angulares que se inducen en dicho cilindro se consideran prácticamente despreciables.

De esa manera pueden determinarse las constantes del equipo, como son período de vibración y amortiguamiento, así como sus propiedades geométricas, tales como momento polar de inercia y constante de resorte.

Estas características del equipo se pueden hacer variar colocando diferentes masas sobre el brazo giratorio. Ver figura 1 de la referencia. En la tabla de cálculo al final de estas notas se incluyen las constantes de calibración del equipo.

3. DESARROLLO DE LA PRUEBA

Para que los resultados de la prueba sean aceptables, se requiere que la probeta tenga una relación altura/diámetro mayor de 2. Tomando en cuenta que el diámetro de la probeta es del orden de 7 cm la altura libre de la misma no será menor de 14 cm. En consecuencia, la altura total de la probeta, una vez labrada, de ser cuando menos de 17 cm, ya que ambos extremos se empotran 1.5 cm en las cabezas de la cámara triaxial.

Para obtener una ley de comportamiento del módulo de rigidez, es necesario determinar un mínimo de 4 puntos μ vs σ_c , de tal manera que el esfuerzo efectivo de confinamiento que tenía la probeta en el campo, quede aproximadamente al centro entre los cuatro puntos obtenidos.

Los resultados se grafican en papel semilogarítmico o logarítmico, dependiendo del tipo de suelo analizado. En el caso de suelos cohesivos la ley fenomenológica que rige el comportamiento sigue una curva exponencial; mientras que para suelos no cohesivos la ley sigue una curva potencial. Esto significa que para el primer caso se tendrá una línea recta en papel semilogarítmico y para el segundo, la línea recta se dará en papel logarítmico. Ver figuras 1 y 2 al final de estas notas.

4. CAUSAS DE ERROR

La principal causa de error en la determinación del módulo de rigidez, se debe a la fricción que se genera en la mesa registradora y, si no se tiene el cuidado debido, puede inhibir completamente la vibración de la probeta, obteniéndose valores de μ por abajo de su valor real.

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
PRUEBA DE PENDULO DE TORSION

OBRA LOCALIZACION SONDEO MUESTRA No DESCRIPCION
CURSO LABORATORIO DE MEC PCM-5 PROF= 16 00-16 30
limo poco arcilloso café cementado

OPERADOR Antonio Dorantes
CALCULO Germán López

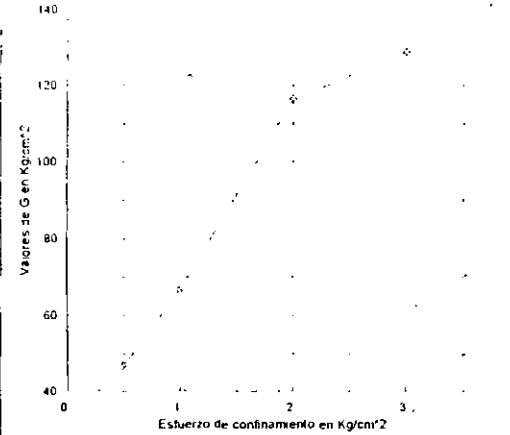
α	μ	ζ
Kg/cm ²	Kg/cm ²	%
0.50	46.95	27.07696
1.00	66.71	23.00902
2.00	116.52	20.34116
3.00	128.79	18.86045

CONSTANTES DE CALIBRACION

MASAS	Tad	ζ	Ja	ka
No	seg	---	Kg cm seg ²	---
0	0.32094	0.01463	6.5943	
1	0.35760	0.01502	8.6820	
2	0.39311	0.01569	10.7696	
3	0.42800	0.01695	12.8573	
4	0.45680	0.01997	14.9450	
5	0.49209	0.02262	17.0326	

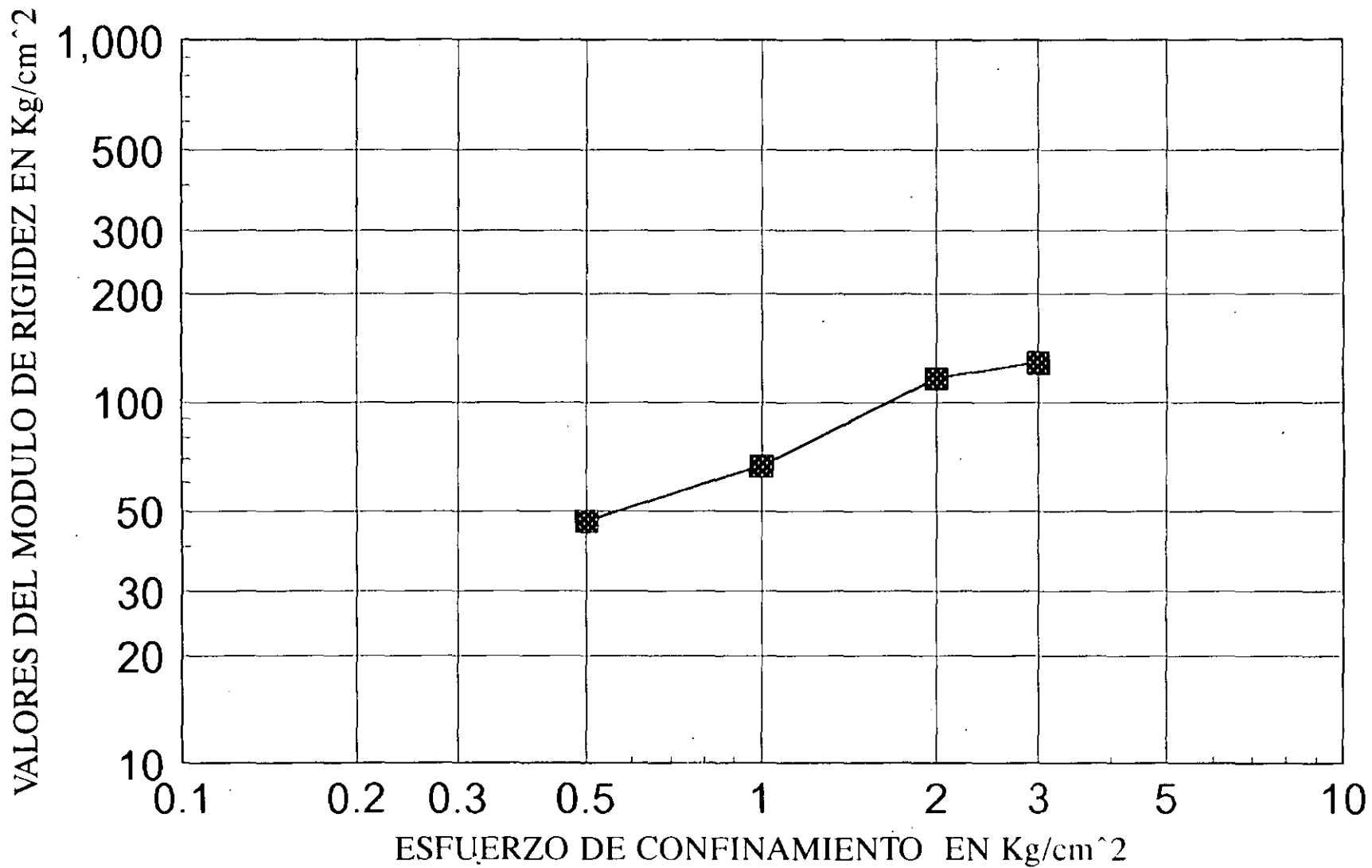
MEDIDAS DE LA MUESTRA

Ds= 7.14	As= 40.0393	W1= 1,309.260
Dc= 7.20	Ac= 40.7150	V1= 639.191
Di= 7.19	Ai= 40.6020	γ = 2.048
Hm= 15.75	Am= 40.5836	Dm= 7.188
He= 12.19		

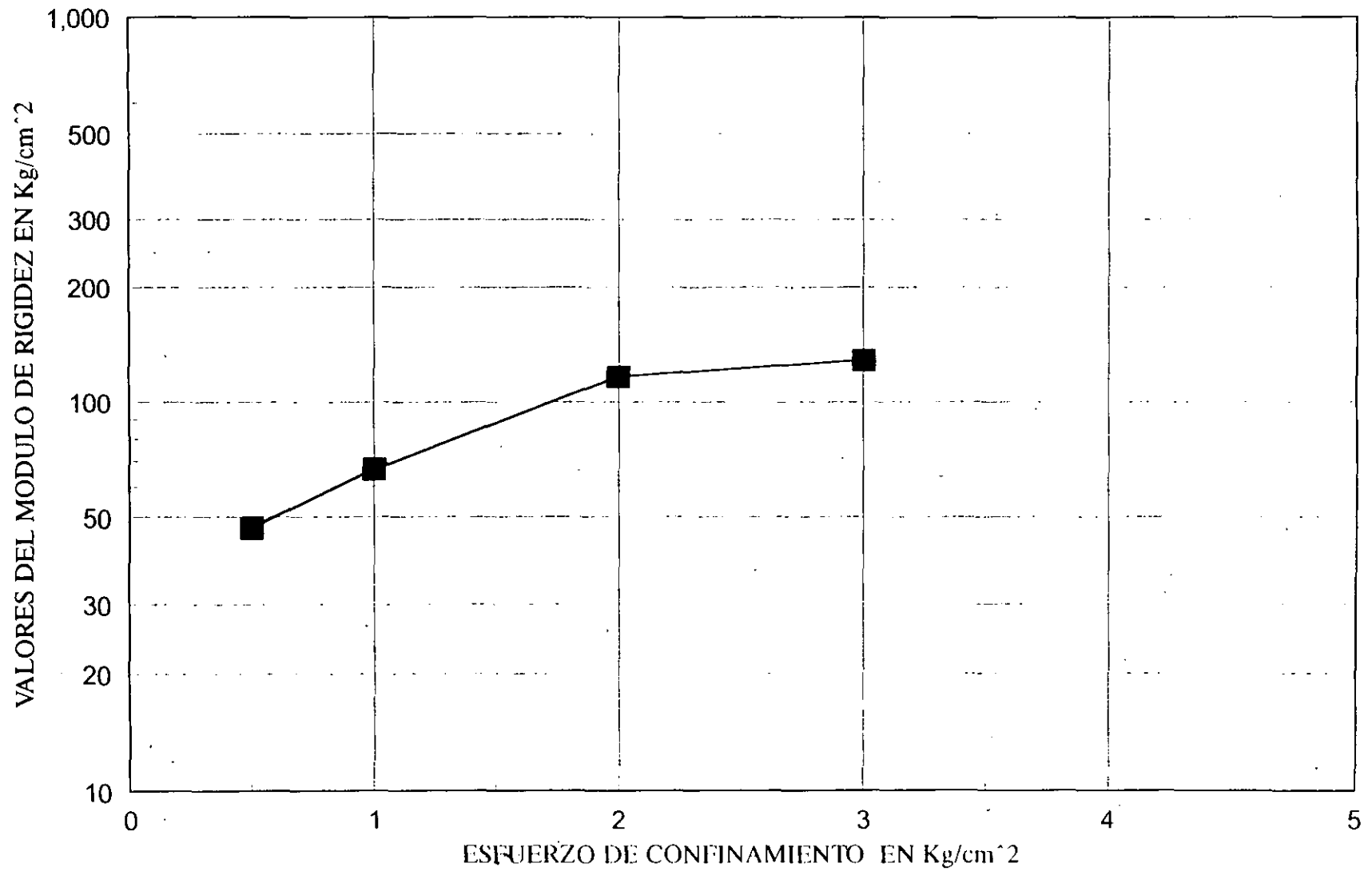


α	corr	MASAS	fap	Tad	ζ	Ja	Lm	Nm	Lp	Np	Y1	Yn	Tsd	Δ	ζ	μ	γ	ζ	$\Delta\mu$	$\Delta\mu$
Kg/cm ²	No	No	seg	seg	---	Kg cm seg ²	mm	---	mm	---	mm	mm	seg	---	---	Kg/cm ²	---	%	---	---
0.5	1	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	24.1	2	40.4	3	9.1	2.0	0.89444	1.51513	0.23442	50.1153		27.24026		
	2	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	24.9	2	40.5	3	10.1	2.2	0.92185	1.52408	0.23573	46.1900		27.11524		
	3	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	25.1	2	40.5	3	10.0	2.4	0.92926	1.42712	0.22149	44.7901		25.4094		
	4	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	25.0	2	41.0	3	9.0	2.0	0.91427	1.50408	0.23280	47.1430		26.85071		
	5	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	25.4	2	41.4	3	9.9	2.1	0.91992	1.55060	0.23960	46.5755		27.57974		
	6	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945	25.5	2	41.6	3	10.8	2.2	0.91910	1.59109	0.24548	46.8803		28.26641		
	7	4	0.9996	0.45680	0.01997	14.945								0.00000	0.00000	0.00000	0.0000		0	
No Corr =	6															281.6941		162.4618		
1	1	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	20.8	2	40.0	3	8.4	2.5	0.77992	1.21194	0.18540	72.6093		23.32238		
	2	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	21.4	2	40.6	3	8.9	2.6	0.79056	1.23054	0.19220	69.7586		23.50614		
	3	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	21.5	2	40.8	3	9.9	3.0	0.79036	1.19392	0.18668	69.5813		22.83179		
	4	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	21.6	2	40.5	3	9.5	2.9	0.79992	1.18658	0.18557	67.0422		22.56275		
	5	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	22.5	2	41.1	3	8.9	2.5	0.82109	1.26976	0.19808	62.4788		23.80063		
	6	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	22.5	2	41.0	3	9.6	2.9	0.82309	1.19705	0.18715	61.6343		22.45838		
	7	4	0.9999	0.45680	0.01997	14.945	22.5	2	41.5	3	9.6	2.9	0.81317	1.19705	0.18715	63.8812		22.58107		
No Corr =	7															466.9858		161.0632		
2	1	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	27.2	3	40.5	3	8.8	1.2	0.67302	0.99622	0.15660	117.6264		21.24366		
	2	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	27.1	3	40.8	3	8.5	1.5	0.66561	0.86730	0.13674	121.3130		18.7055		
	3	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	27.9	3	41.0	3	8.5	1.1	0.68192	1.02238	0.16060	112.2492		21.55595		
	4	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	28.1	3	41.2	3	9.2	1.5	0.68347	0.90687	0.14285	110.1829		19.12071		
	5	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	27.2	3	41.2	3	8.2	1.2	0.66158	0.96091	0.15118	125.2264		20.81196		
	6	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	27.8	3	41.5	3	8.5	1.1	0.67129	1.02238	0.16060	119.0764		21.83917		
	7	4	1.0021	0.45680	0.01997	14.945	28.8	3	42.2	3	9.2	1.5	0.68390	0.90687	0.14285	109.9307		19.1112		
No Corr =	7															815.6051		142.3881		
3	1	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	26.2	3	40.4	3	10.6	2.1	0.64955	0.80946	0.12777	132.9032		17.86369		
	2	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	26.5	3	40.5	3	10.6	1.9	0.65537	0.85950	0.13553	128.7936		18.80121		
	3	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	26.5	3	40.5	3	10.4	1.9	0.65537	0.84998	0.13406	128.6904		18.59445		
	4	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	26.9	3	41.1	3	10.1	1.9	0.65555	0.83534	0.13179	128.3944		18.27173		
	5	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	27.1	3	41.1	3	10.9	2.0	0.66042	0.84781	0.13372	124.8431		18.4167		
	6	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	27.2	3	41.3	3	9.6	1.5	0.65965	0.92815	0.14613	126.2875		20.16538		
	7	4	1.0016	0.45680	0.01997	14.945	27.1	3	41.6	3	9.2	1.5	0.65248	0.90687	0.14265	131.6166		19.90998		
No Corr =	7															901.5288		132.0231		

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
PRUEBA DE PENDULO DE TORSION



UNAM FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
PRUEBA DE PENDULO DE TORSION





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS II

TEMA: V

EXPOSITOR: DR. ABRAHAM DIAZ R.

DETERMINACION EXPERIMENTAL DE LAS
PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

por

J. Abraham Díaz Rodríguez*

INTRODUCCION

Grandes avances se han realizado en años recientes en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta del terreno bajo la acción de cargas sísmicas. Sin embargo, el uso de tales procedimientos requiere del conocimiento de las propiedades dinámicas de los suelos para llegar a soluciones satisfactorias.

Teniendo en cuenta que las cargas dinámicas pueden producir un amplio intervalo de deformaciones en los suelos, se puede afirmar que no existe un ensaye único que sea adecuado para cubrir todo el intervalo de deformaciones requerido en los problemas de ingeniería sísmica.

En la Tabla 1 se muestran en forma aproximada los rangos de aplicabilidad de los distintos ensayes tanto de campo como de laboratorio.

* Profesor Investigador, División de Estudios de Posgrado,
Facultad de Ingeniería, UNAM.

Las principales propiedades que se necesitan en dinámica de suelos e ingeniería sísmica son:

- ° Módulo de Young, E
- ° Módulo de rigidez al cortante, G
- ° Relación de Poisson, ν
- ° Fracción del amortiguamiento crítico, ζ
- ° Información esfuerzo-deformación
- ° Resistencia al esfuerzo cortante
- ° Parámetros de licuación

TECNICAS DE LABORATORIO

Elgunos ensayos de laboratorio tienen como finalidad la medición de alguna propiedad específica tal como resistencia al esfuerzo cortante o el módulo de rigidez al cortante, en tanto que otros ensayos tienen como objetivo la simulación de situaciones o estados.

Efecto de la velocidad de deformación

Importantes esfuerzos se han dirigido hacia la determinación del comportamiento de los suelos sometidos a carga cíclica, para tratar de contestar a la pregunta de cómo será el comportamiento de una muestra cargada estáticamente con respecto a otra cargada dinámicamente.

La resistencia dinámica de una muestra de suelo cargada súbitamente será generalmente mayor que la resistencia estática.

Las principales variables que se ven afectadas por la velocidad de deformación o por la velocidad de aplicación de carga son:

- La presión de poro
- Las relaciones esfuerzo-deformación
- La resistencia al esfuerzo cortante

En lo que sigue se describirán los equipos y procedimientos para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, principalmente respecto al módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento.

Prueba de columna resonante

Este tipo de prueba permite estudiar el comportamiento de muestras de suelo en un intervalo de deformaciones que va desde deformaciones pequeñas ($\approx 10^{-5}$), como las inducidas por vibraciones de maquinaria hasta deformaciones relativamente grandes ($\approx 10^{-3}$), como las inducidas por un sismo.

Los especímenes pueden ser excitados en el sentido longitudinal o en torsión. Por lo tanto, se pueden determinar módulos dinámicos tanto de Young, E, como de rigidez al cortante, G, ver fig 2.

Los especímenes son de geometría cilíndrica, ya sea sólidos o huecos. Las dimensiones usualmente empleadas son: 3.6cm ($\approx 1\ 1/2$ ") a 7.2cm (≈ 3 ") de diámetro por 15cm (≈ 3 ") a 25cm (≈ 10 ").

La muestra cilíndrica (sólida o hueca) se apoya sobre una base rígida y se fija en ella. En su parte superior se instala la cabeza excitadora.

En esta forma se tiene una probeta fija en su base y libre en su parte superior, que es excitada longitudinal o torsionalmente.

En la realización de la prueba la frecuencia se va variando hasta encontrar la frecuencia de resonancia del espécimen. El módulo correspondiente se calcula con el dato de la frecuencia de resonancia, la geometría del espécimen y las características de excitación.

La ecuación propuesta por Wilson y Dietrich (1960), es:

$$E \text{ ó } G \text{ (psi)} = 2.39 \times 10^{-5} f^2 H^2 \gamma \quad (1)$$

en donde

f frecuencia de resonancia longitudinal para E o torsional para G, en Hz

H altura del espécimen, en pulgadas

γ peso volumétrico, en pcf

La determinación de las propiedades de amortiguamiento consiste en conseguir en estado establecido de vibración y suspender súbitamente la acción forzadora y obtener la gráfica de decaimiento de la amplitud de vibración de la cual se calculará el decremento logarítmico y con la ec (2) se obtiene la fracción del amortiguamiento crítico.

$$\delta = \ell_n \frac{x_n}{x_{n+1}} = \frac{2\pi \zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (2)$$

Actualmente hay varias versiones del aparato de columna resonante, prácticamente todas estas versiones dan resultados consistentes, (Skoglund, Marcuson y Cunny, 1976).

Prueba de Pulsos

Esta prueba consiste en generar mediante cristales piezoeléctricos ondas ultrasónicas ya sea longitudinales o de torsión y medir su velocidad de propagación. Para ello se excita mediante un pulso de esfuerzo un extremo del espécimen y se mide el tiempo de llegada en el otro extremo.

Mayores detalles se describen por Lawrence (1963).

Uno de los mayores inconvenientes consiste en la identificación e interpretación del tiempo de llegada de las ondas.

Prueba de Vibración Torsional Libre

La fig 3 ilustra el aparato desarrollado por Zeevaert (1967), el cual consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter a la muestra a diferentes presiones de confinamiento, esto permite conocer la variación del módulo G con la presión de confinamiento.

Un brazo horizontal, sobre el cual se colocan masas que guardan simetría con el eje de la muestra, da lugar a un sistema de un grado de libertad. Al brazo se le da un pequeño impulso inicial permitiendo que el sistema vibre libremente. La vibración como

respuesta de los elementos elásticos del suelo se registra y de esta información se calcula el módulo G y el amortiguamiento de acuerdo con la expresión

$$G = \frac{S}{1 - \left(\frac{w_s}{w_a}\right)^2} K \quad (3)$$

en donde

- w_s frecuencia natural amortiguada del sistema
- w_a frecuencia natural amortiguada del aparato
- K constante característica de la geometría del sistema

La fracción del amortiguamiento crítico se calcula con la expresión del decremento logarítmico.

En general los valores de las propiedades medidas con este aparato resultan menores que los obtenidos con otros procedimientos para un nivel de deformaciones equivalentes.

Prueba Triaxial Cíclica

La prueba triaxial cíclica se desarrolló con el objetivo de ejecutar ensayos bajo carga repetida.

Seed y Lee (1966) fueron los primeros en utilizar cámara triaxial cíclica, con objeto de reproducir la condición de esfuerzos a que se halla sujeto un elemento de suelo durante un temblor (atribuyendo el estado de deformaciones del suelo a la propagación de ondas de cortante).

Si la superficie del terreno es horizontal, antes del temblor no hay esfuerzos cortantes en planos horizontales (fig 4a). Durante el temblor, los esfuerzos normales permanecen constantes, pero se generan esfuerzos cortantes (figs 4b y 4c).

En una cámara triaxial cíclica, la condición de esfuerzos señalada antes se produce en un plano a 45° .

En la prueba triaxial cíclica, se coloca un espécimen de suelo en la cámara el cual se satura y consolida bajo una presión confinante. Después se somete la muestra a un esfuerzo desviador cíclico de amplitud constante bajo condiciones no drenadas en tanto que se registra la variación de la presión de poro y deformación axial, ver fig 5.

El comportamiento de las muestras de arena suelta, 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 el incremento que eleva la presión de poro al mismo valor de la presión confinante "licuación inicial", momento a partir del cual la muestra se deforma súbitamente más del 20%. Las arenas en estado compacto exhiben un comportamiento similar al de las arenas sueltas, pero al llegar a la "licuación inicial" no se presenta una deformación grande en forma súbita, sino que la deformación se incrementa gradualmente.

Según el concepto de Seed y Lee, cualquier espécimen de arena es susceptible de licuarse no importando su compacidad relativa.

Los parámetros más importantes según estos investigadores son: el número de ciclos de esfuerzo (Nd_c) para alcanzar la condición $u = \bar{\sigma}_3$, la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo confinante, $\frac{\sigma_{dc}}{2\bar{\sigma}_3}$ y la relación de vacíos.

Castro (1969) al realizar sus ensayos en cámara triaxial cíclica observó que durante la prueba se desarrollan heterogeneidades en las muestras, de manera especial en la zona superior. Atribuye a estas heterogeneidades, inducidas por el ensaye, el que especímenes densos alcancen la condición $u = \bar{\sigma}_3$.

Al comparar los ensayos realizados por Castro y por Seed y Lee, se aprecia que la frecuencia de aplicación de carga hace que el comportamiento de prueba Quasi estática sea diferente al de prueba cíclica.

Además de la medición de las características de licuación de los suelos, la cámara triaxial cíclica se utiliza para medir tanto el módulo E , el cual se determina de la relación esfuerzo axial entre deformación axial; el amortiguamiento ζ según se indica en la fig 6. El módulo G se puede determinar indirectamente si se conoce la relación de Poisson ν , de acuerdo a la expresión

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4)$$

Las limitaciones de este aparato se encuentran en la literatura, Seed y Lee (1966), Castro y Poulos (1977) y Annaki y Lee (1977).

Lee (1976) dice "... Haciendo las consideraciones apropiadas de las limitaciones conocidas, la cámara triaxial ofrece un medio popular y razonable entre una prueba idealmente perfecta y la realidad práctica".

Sin embargo, Seed y Lee admiten que para estudiar el comportamiento de suelos sometidos a excitación sísmica el equipo de corte simple cíclico o torsión cíclica son más apropiados que la cámara triaxial cíclica.

Prueba de Corte Simple Cíclico

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la idea de conseguir mayor aproximación a las condiciones de campo que la lograda con cámara triaxial.

Uno de los primeros aparatos de corte simple fue el desarrollado por *Swedish and Norwegian Geotechnical Institutes* (Kjellman, 1951). Sin embargo, este aparato tenía el inconveniente de utilizar muestras cilíndricas (los esfuerzos cortantes en una sección horizontal no pueden ser uniformes).

Roscoe (1953) modificó el aparato, utilizando muestras de sección rectangular y paredes rígidas.

En la Universidad de California, en Berkeley, Peacock y Seed (1968) desarrollaron un aparato de corte simple, que utilizaron para examinar la tendencia a licuarse de una muestra de arena sometida a este tipo de esfuerzo. También en la Universidad de British Columbia, Pickering y Finn (1969), Finn et al (1970 y

1971) han utilizado corte cíclico simple para el estudio de licuación.

En las figs 7 y 8 se ilustran los resultados obtenidos por Peacock y Seed.

A la prueba de corte simple cíclico (fig 9) se le han señalado limitaciones tales como la generación de condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras, lo cual causa la falla de las muestras a esfuerzos menores que aquéllos requeridos en el campo. Aunque esto se puede minimizar con una cuidadosa preparación de la muestra.

La prueba permite la determinación directa del módulo G, aunque los valores medidos resultan menores que los determinados en el campo, ver fig 6.

Prueba de Corte Simple Cíclico Torsional

Este aparato se desarrolló en un intento por evitar alguna de las limitaciones asociadas al aparato de corte simple e incorporar la posibilidad de controlar los esfuerzos laterales.

Entre los investigadores que han contribuido al desarrollo de esta prueba se deben mencionar a Ishihara y Li (1972), Hardin (1971), Drnevich (1972), Yoshimi y Oh-Oka (1973), Ishibashi y Sherif (1974), Ishihara y Yasuda (1975), Cho, Rizzo y Humphries (1976) y Iwasaki, Tatsuoka y Tokagi (1977).

El equipo desarrollado por Drnevich (1972) tiene la ventaja de que permite realizar ensayos como columna resonante o como tor

sión cíclica. Drnevich ha estudiado las propiedades de rigidez y amortiguamiento de arenas saturadas en condiciones no-drenadas.

Ensayes en Mesa Vibradora

Este tipo de ensayos generalmente consiste en colocar un recipiente o caja con arena saturada, sobre una mesa vibradora (Díaz y Del Valle, 1977) y estudiar el comportamiento de la muestra de arena (medir la aceleración de la mesa vibradora a la cual ocurre la licuación).

Maslov (1957) realizó ensayos con especímenes cilíndricos de 2.5 m de altura y 1.4 m de diámetro. Los ensayos los realizó con el objeto de comprobar su teoría de filtración. Los ensayos los realizaba sin aplicar sobrecarga. Medía la presión de poro en cinco puntos del interior de la muestra, por medio de tubos piezométricos. Los experimentos comprobaron que a una cierta aceleración (crítica), se produce aumento de la presión de poro y posteriormente consolidación del espécimen.

Yoshimi (1967) hizo experimentos utilizando el equipo de la fig 10, con arenas sueltas sometidas a vibración horizontal. Los resultados muestran que la presión de poro 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 al esfuerzo total, la estructura del suelo colapsa, y se forma una capa de agua en la parte superior de la muestra.

Finn, Emery y Gupta (1970, 1971) también hicieron pruebas en Mesa Vibradora utilizando un recipiente de paredes rígidas como se puede apreciar en la fig 11. Un ejemplo de los resultados obtenidos se muestran en la fig 12.

Whitman (1970) menciona los factores que afectan los resultados de mesa vibradora y su influencia en la interpretación de los mismos:

1. Frecuencia de vibración
2. Duración de vibración
3. Tamaño y geometría del recipiente
4. Características de deformación del recipiente
5. Método de colocación de la muestra
6. Control del drenaje
7. Aparatos de medición de deformaciones
8. Presión confinante

Tal vez la principal objeción del uso de recipientes rígidos sobre mesa vibradora es que no se conoce el esfuerzo cortante actuante en la masa, que en gran parte es tomado por el recipiente, además impone condiciones de frontera que no representan condiciones de campo.

Con objeto de superar las limitaciones anteriormente descritas, Díaz, Weckmann e Itúrbe (1973) diseñaron en el Instituto de Ingeniería, UNAM, un recipiente D-W-72 que permite: simular el efecto de sobrecarga (fuerzas de inercia), imponer condiciones de deformación controlable (corte simple en una sola dirección),

ensayar muestras grandes (30x60x90 cm), y la colocación de ins
trumentación en él interiormente. Un croquis del aparato dise
ñado se muestra en la fig 13.

De Alba, Seed y Chan (1976) y Seed, Mori y Chan (1977) han estu
diado el comportamiento de muestras de arena de 230 x 110 x 10cm
de espesor, sometidas a esfuerzo cortante simple cíclico en una
dirección. En estos ensayos se registraron deformaciones cor
tantes, presión de poro y aceleraciones.

Para estudiar los efectos de movimientos multidireccionales,
Pyke, Seed y Chan (1975) y Seed, Pyke y Martin (1978) realiza
ron ensayos de especímenes excitados en dos direcciones horizon
tales perpendiculares, de los cuales encontraron que los asenta
mientos provocados por movimientos multidireccionales son mayo
res que los provocados por movimientos en una sola dirección.

Resumen de Resultados

Módulo de rigidez al cortante

Hardin y Richart (1963) y Hardin y Black (1968) proponen para
deformaciones angulares inferiores a 10^{-4} las siguientes expre
siones:

- Para arenas y gravas con granos redondeados

$$G_{\text{máx}} = \frac{2630 (2.17 - e)^2}{1+e} \sigma_0^{-0.5} \quad (5)$$

• Para arenas con granos angulosos

$$G_{\text{máx}} = \frac{1230 (2.97 - e)^2}{1+e} \bar{\sigma}_0^{-0.5} \quad (6)$$

en las que:

G módulo de rigidez al cortante en lb/pulg²

e relación de vacíos

$\bar{\sigma}_0$ $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, esfuerzo octaédrico normal efectivo

Hardin y Black (1968, 1969) proponen

• Para arcillas

$$G = \frac{G_{\text{máx}}}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (7)$$

$$G_{\text{máx}} = 326 \frac{(2.973 - e)^2}{1+e} (\text{OCR})^a \bar{\sigma}_0^{-0.5} \quad (8)$$

El valor de a depende del PI según la tabla

PI	0	20	40	60	80	>100
a	0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}}$$

$$\tau_{\text{máx}} = \left(\left[\frac{(1+K_0)}{2} \bar{\sigma}_v \sin \bar{\phi} + \bar{c} \cos \bar{\phi} \right]^2 - \left[\frac{(1-K_0)}{2} \bar{\sigma}_v \right]^2 \right)^{0.5}$$

(9)

en donde

G módulo secante de rigidez al cortante en kg/cm²

γ	deformación angular en cm/cm
e	relación de vacíos
OCR	relación de preconsolidación
$\bar{\sigma}_m$	esfuerzo efectivo principal medio en kg/cm ²
$\bar{\sigma}_v$	esfuerzo vertical efectivo en kg/cm ²
K_0	coeficiente de esfuerzo lateral en reposo
\bar{C}	cohesión, en términos de esfuerzos efectivos en kg/cm ²
$\bar{\phi}$	ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos

Con base en los resultados experimentales y teóricos publicados por diversos investigadores, Seed e Idriss (1970) proponen el siguiente procedimiento para calcular los valores del módulo de rigidez al cortante y del amortiguamiento en suelos.

• Para arenas

$$G = 22 K_2 (\bar{\sigma}_m)^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Para arenas, K_2 depende de la relación de vacíos y de la amplitud de las deformaciones. Las figuras 14 y 15 muestran los valores de K_2 obtenidos experimentalmente para dos valores distintos de la densidad relativa, para diversas muestras de arena. En las mismas figuras se muestran las curvas medias que representan a los datos empíricos, y en la 16 las curvas empíricas correspondientes a varias densidades relativas. Como este parámetro se correlaciona con la prueba de penetración estándar,

en muchos problemas prácticos el procedimiento consistirá en efectuar un sondeo de penetración, usar los datos de campo para estimar la densidad relativa, y a partir de ella, el módulo de elasticidad secante, empleando la fig 16 y la ec(10).

Los datos de la fig 16 se muestran también en la fig 17, en donde aparecen los valores de G , normalizados respecto al valor de G para $\gamma = 10^{-4}$ por ciento, en función de la deformación angular. Se considera que cuando se aplican los métodos geosísmicos ordinarios para determinar las velocidades de propagación de ondas longitudinales y de cortante las deformaciones angulares que se generan tienen valores del orden de las que sirvieron de base para la normalización citada, y que por lo tanto, el valor de G que corresponde a cualquier deformación angular se puede estimar a partir de la fig 17.

Seed e Idriss comentan que los valores que ellos proponen para G , en arenas, deben utilizarse cuando los datos de campo se obtienen mediante el método de penetración estándar, mientras que para otros casos es deseable utilizar los resultados de Hardin y Drnevich.

Amortiguamiento

Hardin (1965) propone

• Para arenas

$$\zeta_{\text{máx}} = D - 1.5 \log_e N \quad (11)$$

• Para arcillas saturadas

$$\zeta_{\text{máx}} = 31 - (3 + 0.3f) (\bar{\sigma}_m)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5 \log_e N \quad (12)$$

en donde

ζ fracción del amortiguamiento crítico

N número de ciclos

f frecuencia de la carga aplicada en Hz

D en arcillas limpias se especifican valores del 25 y 28 por ciento para estados secos y saturados respectivamente

Seed y Lee (1970), estiman

• Para arenas

Que el amortiguamiento calculado con la curva llena de la fig 18 proporciona buenos resultados para efectos prácticos. Además, recomiendan que en caso de obtenerse en forma experimental el amortiguamiento asociado a dos valores de la deformación angular, se haga pasar una curva paralela a la dada por la curva llena de la fig 18 y, así, obtener la variación completa del amortiguamiento con la deformación angular.

• Para arcillas saturadas

Los datos experimentales disponibles para calcular este parámetro son muy escasos y se muestran en la fig 19. Debido a su gran dispersión es difícil determinar los factores principales que intervienen en su cuantificación. Según Seed e Idriss el valor medio representativo para la curva llena de la fig 19

proporciona valores del amortiguamiento con suficiente aproximación para problemas prácticos. También sirve de base para cuantificar la variación del amortiguamiento respecto a la deformación angular cuando solo se conocen dos valores del amortiguamiento para determinadas deformaciones, haciendo pasar por dichos valores una curva paralela a la llena.

TECNICAS DE CAMPO

Existen tres métodos de campo para determinar el "módulo de rigidez al cortante" de los suelos:

1. Pruebas geofísicas
2. Pruebas de vibración
3. Pruebas de placa

Diagramas de cada uno de estos procedimientos de prueba se muestran en la fig 20.

Los dos primeros métodos consisten en la medición de la velocidad de propagación de las ondas a través del suelo.

Considerando que el medio es elástico, el módulo de Young E , y el módulo G , se pueden calcular de la velocidad de propagación de ondas (P), compresionales, v_p , o de ondas (S) de cortante, v_s , usando las siguientes expresiones

$$E = \rho v_p^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (14)$$

$$G = \rho v_s^2 \quad (15)$$

en las cuales

ρ densidad de masa

ν relación de Poisson

El método de la prueba de placa consiste en someter una placa que descansa sobre la superficie del terreno a la aplicación de carga repetida con objeto de obtener la relación carga-deformación. De esta información se calcula el módulo E , mediante

$$E = \frac{P(1-\nu^2)}{r^2w} \quad (16)$$

y considerando un valor para ν se puede calcular

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (17)$$

en donde

r radio de la placa de carga

w deformación vertical

P carga

1. Métodos Geofísicos

a) Prueba de medición en sondeos

Este método consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas generadas en un punto, mediante el impacto de un martillo pesado o una explosión, lleguen a uno o más geófonos colocados dentro de un barreno.

A continuación se describirá en forma breve el método conocido como "de sondeo en paralelo" (Cross-Hole survey) ya que se consi

dera en opinión de muchos ingenieros como el método de campo más digno de confianza para medir el módulo G.

El método consiste en medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo entre dos puntos en la masa de suelo. Las ondas de cuerpo se generan mediante un impulso vertical aplicado en el fondo de un sondeo.

La llegada de la energía en forma de ondas compresionales, o boyantes se registra en un segundo sondeo mediante un geófono vertical. Conociendo la distancia horizontal entre los dos sondeos la velocidad de las ondas se puede calcular.

Sin embargo, en determinaciones bajo el nivel freático (NF) la V_p determinada será la del líquido, no la del suelo, en tanto que la velocidad V_s determinada arriba o abajo del NF será la del suelo.

El método requiere de 4 elementos

- i) sondeos
- ii) fuente de generadora de ondas
- iii) equipo de captación (geófono)
- iv) equipo de registro

b) Método geosísmico de refracción

Este método es aplicable sólo en medios sobre el nivel freático y cuando las velocidades en cada estrato se incrementan con la profundidad. Un esquema de este método se presenta en la fig 21.

2. Prueba de Vibración

Este procedimiento consiste en colocar en la superficie del terreno un vibrador de alta frecuencia (30 a 1000 Hz) y uno de baja frecuencia (hasta 30 Hz), para generar ondas de Rayleigh, que para propósitos prácticos tienen una velocidad (V_r) semejante a la V_s . La velocidad se calcula midiendo la longitud de onda, λ , medida con geófonos a lo largo de la superficie del terreno y la frecuencia de vibración de la fuente (vibrador), usando la expresión:

$$V_s \approx V_r = \lambda f \quad (19)$$

en donde

λ longitud de onda

f frecuencia de vibración

La velocidad (V_r) medida, se considera que corresponde a la velocidad de propagación en el suelo a una profundidad de un medio de λ . Al variar la frecuencia de la fuente se cambia λ , y se puede conocer la variación de (V_r) con la profundidad, ver fig 20.b

3. Pruebas de Placa

El módulo del suelo se puede determinar, bajo condiciones no drenadas, ya sea mediante la aplicación de carga repetida y midiendo la pendiente de la curva carga-deformación o mediante la medición de la frecuencia de resonancia con un vibrador, fig 20.c.

B I B L I O G R A F I A

1. Anderson, D.G. and Woods, R.D. (1975)
"Comparison of Field and Laboratory Shear Moduli", *Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Geotechnical Engineering Division (ASCE) Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, June 1-4, Vol. 1, pp 69-72
2. Annaki, M. and Lee, K.L. (1977)
"Equivalent Uniform Cycle Concept of Soil Dynamics", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 103, No. GT6, Proc. Paper 12991, June, pp 549-554.
3. Arango, I. and Moriwaki, Y. (1978)
"Comparison Between In Situ and Laboratory-Determined Dynamic Shear Velocity and Modulus", *Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Pasadena, June 19-21.
4. Ballard, R.F., Jr. (1976)
"Method for Crosshole Seismic Testing", *Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT12, Dec. Proc. Paper 12646, pp 1261-1273.
5. Ballard, R.F., Jr. and McLean, F.G. (1975)
"Seismic Field Methods for In Situ Moduli", *Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Geotechnical Engineering Division (ASCE) Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, June 1-4, Vol. 1, pp 121-150
6. Bamert, E., Shnitter, G. and Weber, M. (1967)
"A Field Method of Determining Soil Properties by Impact Loading", *Proceedings of International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque, N.M., Aug. 23-25, pp 265-274.
7. Bjerrum, L. and Landva, A. (1966)
"Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay", *Geotechnique*, Vol. 26, No. 1, pp 1-20.
8. Casagrande, A. (1976)
"Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands--A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series No. 88, Harvard University, Cambridge, Mass.
9. Casagrande, A. and Shannon, W.L. (1948)
"Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils under Dynamic Loads", *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. V, pp 29-34.

10. Castro, G. (1969)
"Liquefaction of Sands", *Harvard Soil Mechanics Series No. 81*, Cambridge, Mass., Jan.
11. Castro, G. and Poulos, S.J. (1977)
"Factor Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT6, June, pp 501-516.
12. DeAlba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1976)
"Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT9, Proc. Paper 12403, Sept., pp 509-527.
13. Díaz, A., Weckmann, O. e Iturbe, R. (1973)
"Licuación de Arenas-Primera Parte", Instituto de Ingeniería, UNAM.
14. Díaz, J.A. and Del Valle, F. (1977)
"Dynamics laboratory of the National University of Mexico", *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi.
15. Drnevich, V.P. (1977)
"Resonant Column Testing - Problems and Solutions", *ASTM Symposium on Dynamic Soil and Rock Testing in the Field and Laboratory for Seismic Studies*, Denver, June.
16. Drnevich, V.P., Hardin, B.O. and Shippy, D.J. (1977)
"Modulus and Damping of Soils by the Resonant Column Method", *Symposium on Dynamic Soil and Rock Testing in the Field and Laboratory for Seismic Studies*, Denver, June.
17. Finn, W.D.L. (1972)
"Soil Dynamics - Liquefaction of Sands", *Proceedings of the International Conference on Microzonation*, Seattle, Oct. 30-Nov. 3, Vol. 1, pp 87-112.
18. Finn, W.D.L., Bransby, P.L. and Pickering, D.J. (1970)
"Effect of Strain History on Liquefaction of Sands", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM6, Nov., Proc. Paper 7670, pp 1917-1934.
19. Finn, W.D.L., Emery, J.J. and Gupta, Y.P. (1970)
"A Shaking Table Study of the Liquefaction of Saturated Sands During Earthquakes", *Proc. 3rd European Symposium on Earthquake Engineering*, Sept., pp 253-262.
20. Finn, W.D.L., Emery, J.J. and Gupta, Y.P. (1971)
"Liquefaction of Large Samples of Saturated Sand on a Shaking Table", *Proc. 1st Canadian Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, May, pp 97-110.

21. Finn, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L. (1971)
"Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests",
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE,
Vol. 97, No. SM4, Proc. Paper 8039, April, pp 639-659.
22. Finn, W.D.L. and Vaid, Y.P. (1977)
"Liquefaction Potential from Drained Constant Volume Cyclic
Simple Shear Tests", *Preprints of Sixth World Conference on
Earthquake Engineering*, New Delhi, Jan. 10-14, Vol. 6, pp
7-12.
23. Hall, J.R., Jr. and Richart, F.E., Jr. (1963)
"Dissipation of Elastic Wave Energy in Granular Soils",
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,
Vol. 89, No. SM6, Nov., pp 27-56.
24. Hardin, B.O. (1965)
"The Nature of Damping in Sands", *Journal of the Soil Mech-
ics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, No. SM1, Part 1,
Jan., pp 63-87.
25. Hardin, B.O. (1970)
"Suggested Methods of Test for Shear Modulus and Damping of
Soils by the Resonant Column", *ASTM Special Technical Pub-
lication 479*, pp 516-529.
26. Hardin, B.O. and Black, W.L. (1968)
"Vibration modulus of Normally Consolidated Clay", *Journal
of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.
94, No. SM2, Proc. Paper 5833, March, pp 353-368.
- ✓ 27. Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972)
"Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Param-
eter Effects", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations
Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM6, Proc. Paper 8977, June,
pp 603-624.
28. Hardin, B.O. and Music, J. (1965)
"Apparatus for Vibration of Soil Specimens During the Triax-
ial Test", *Instruments and Apparatus for Soil and Rock
Mechanics*, ASTM STP 392, Am. Soc. Testing Mats., pp 55-74.
29. Humphries, W.K. and Wahls, H.E. (1968)
"Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay", *Journal
of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.
94, No. SM2, Proc. Paper 5834, March, pp 371-389.
30. Hvorslev, M.J. and Kaufman, R.I. (1952)
Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures, USAE Water
ways Experiment Station, Bulletin No. 38, May, 76 pp

31. Ishibashi, I. and Sherif, M.A. (1974)
"Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT8, Proc. Paper 10752, Aug., pp 871-888.
32. Ishihara, K. and Li, S. (1972)
"Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test", *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2, June, pp 19-39.
33. Ishihara, K. and Yasuda, S. (1975)
"Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion Under Irregular Excitation", *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 1, March, pp 45-59.
34. Kjellman, W. (1951)
"Testing of Shear Strength in Sweden", *Geotechnique*, Vol. 2, pp 225-232.
35. Lawrence, F.V., Jr. (1963)
"Propagation Velocity of Ultrasonic Waves Through Sand", MIT Research Report R63-8, March.
36. Lee, K.L. (1976)
"Fundamental Considerations for Cyclic Triaxial Tests on Saturated Sands", *Proc. Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures, BOSS '76*, Trondheim, Norway, Aug., Vol. 1, pp 355-373.
37. Lee, K.L., Seed, H.B. and Dunlop, P. (1969)
"Effect of Transient Loading on the Strength of Sand", *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City*, Vol. 1, pp 239-247.
38. Maslov, N.M. (1957)
"Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures", *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, pp 368-372.
39. Mulilis, J.P., Chan, C.K. and Seed, H.B. (1975)
"The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands", Report No. EERC 76-18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July.
40. Murphy, V.J. (1972)
"Geophysical Engineering Investigation Techniques for Microzonation", *Proceedings of the International Conference on Microzonation*, Vol. 1, pp 135-159.

41. Pyke, R., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1975)
"Settlement of Sands Under Multidirectional Shaking", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT4, April, Proc. Paper 11251, pp 379-398.
42. Richart, F.E., Jr., Hall, J.R., Jr. and Woods, R.D. (1970)
Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 414 pp.
43. Roscoe, K.H. (1953)
"An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples", *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London*, Vol. 1, pp 186-191.
44. Seed, H.B. (1976)
"Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes", *State-of-the-Art Paper, Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Meeting Preprint 2752, ASCE Annual Convention, Sept. 27 - Oct. 1, Philadelphia, Pa.*, pp 1-104.
45. Seed, H.B., Kenji, M. and Chan, C.K. (1977)
"Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT4, Proc. Paper 12841, April, pp 257-270.
46. Seed, H.B. and Lee, K.L. (1966)
"Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM6, Nov., pp 105-134.
47. Seed, H.B. and Lundgren, R. (1954)
"Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sands". *Proceeding ASTM*, Vol. 54, pp 1288-1306.
48. Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C.K. (1977)
"Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT4, Proc. Paper 12841, April, pp 257-270.
49. Seed, H.B. and Peacock, W.H. (1971)
"Test Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM8, Aug., pp 1099-1119.
50. Seed, H.B., Pyke, R.M. and Martin, G.R. (1978)
"Effect of Multidirectional Shaking on Pore Pressure Development in Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT1, Jan., Proc. Paper 13485, pp 27-44.

51. Seed, H.B. and Silver, M.L. (1972)
"Settlement of Dry Sands During Earthquakes", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM4, Proc. Paper 8844, April, pp 381-397.
52. Sherif, M A. and Ishibashi, I. (1976)
"Dynamic Shear Moduli for Dry Sands", *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT11, Proc. Paper 12572, Nov., pp 1171-1184.
53. Silver, M.L. (1976)
"Laboratory Triaxial Testing Procedures to Determine the Cyclic Strength of Soils", Report No. NUREG-31, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., Dec. 70 pp.
54. Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L., Tiedemann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J.E. and Wilson, J.H. (1976)
"Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 102, No. GT5, May, pp 511-522.
55. Silver, M.L. and Park, T.K. (1975)
"Testing Procedure Effects on Dynamic Soil Behavior", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT10, Proc. Paper 11671, Oct., pp 1051-1083.
56. Silver, M.L. and Seed, H.B. (1971)
"Deformation Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM8, Aug., pp 1081-1098.
57. Skoglund, G.R., Marcuson, W.F. III, and Cunny, R.W. (1975)
"Evaluation of Resonant Column Dynamic Testing Devices", Misc. Paper 5-75-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Feb.
58. Skoglund, G.R., Marcuson, W.F. III, and Cunny, R.W. (1976)
"Evaluation of Resonant Column Test Devices", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT11, Nov., Proc. Paper 12567.
59. SW-AA (1974)
"Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions, In Situ Impulse Test", Progress Report, Contract No. AT(04-3)-954, U.S. Atomic Energy Commission, June. [Shannon & Wilson, Agbabian Associates joint venture].
60. SW-AJA (1971)
"Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions", Interim Report No. 1, Subcontract No. 3354, Union Carbide Corporation, for U.S. Atomic Energy Commission, Contract W-7405-eng-26, Dec. 186 pp. (SW-AJA is Shannon & Wilson and Agbabian-Jacobsen Associates joint venture).

61. SW-AJA (1972a)
"Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions, State-of-the Art Evaluation of Soil Characteristics for Seismic Response Analysis", Under subcontract No. 3354, Union Carbide Corporation for U.S. Atomic Energy Commission, Contract No. W-7405-eng-26, Jan.
62. SW-AJA (1972b)
"Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions, Interim Report No. 2", prepared under Subcontract No. 3354, Union Carbide Corp., for U.S. Atomic Energy Commission, Contract No. W-7405-eng-26, Feb.
63. Taylor, D.W. and Whitman, R.V. (1954)
"The Behavior of Soils Under Dynamic Loadings-3", *Final Report on Laboratory Studies*, Civil Engineering Dept., MIT, Aug.
64. Townsend, F.C., Marcuson, W.F. III, and Mulilis, M. (1978)
"Cyclic Triaxial and SPT for Predicting Liquefaction", *Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Pasadena, June 19-21.
65. Whitman, R.V. (1970b)
"Summary of Results from Shaking Table Tests at University of Chile using a Medium Sand", MIT Progress Report No. 9, Effect of Local Soil Conditions Upon Earthquake Damage Research Report R 70-25, Soils Publication No. 250, May.
66. Whitman, R.V. and Ortigosa de Pablo, P. (1968)
"Densification of Sand by Vertical Vibrations, Rep. No. 4 - Repeated Load and Vibration Tests upon Sand", MIT, Civil Engineering Tech. Paper No. T68-5, Soils Pub. No. 222, Aug.
67. Wilson, S.D. and Dietrich, R.J. (1950)
"Effect of Consolidation Pressure on Elastic and Strength Properties of Clay", *Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colo., June, pp 419-435.
68. Zeevaert, L. (1967)
"Free Vibration Torsion Tests to Determine the Shear Modulus of Elasticity on Soils", *Proc., 3rd Panamerican Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Caracas, Vol. 1, pp 111-129.

TABLA 1

METODOS PARA DETERMINAR PARAMETROS EN SUELOS SOMETIDOS A CARGA CICLICA
(Módulo de Young E, Módulo de Corte G, Porcentaje de Amortiguamiento ζ)

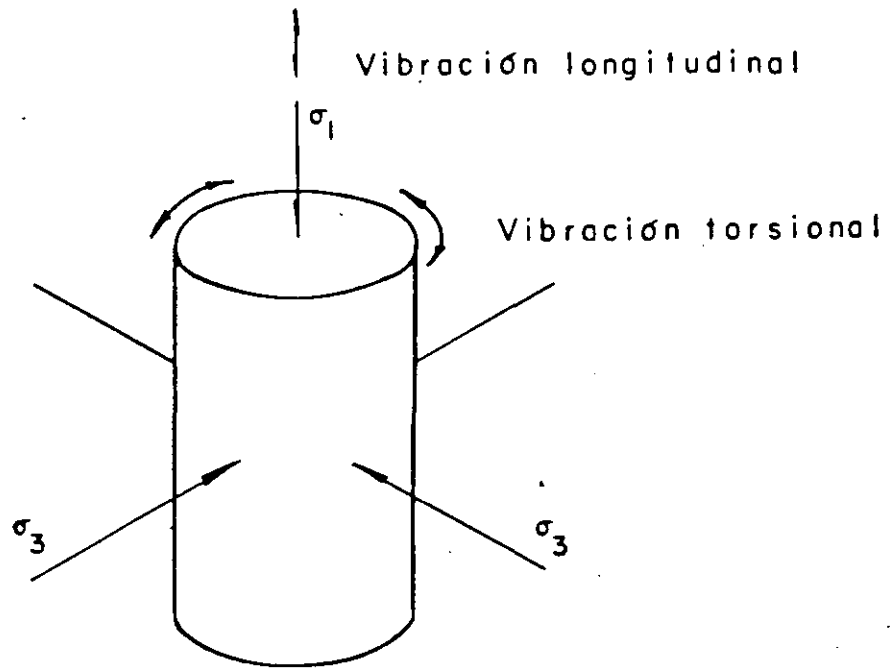
Ensayo	Rango de frecuencia f (Hertz)	Rango de deformación angular γ (%)	Rango de velocidad de deformación angular $\dot{\gamma}$ (1/seg)
Triaxial cíclico (L)	0.2 - 5	10^{-2} - 5	0.8×10^{-4} - 1
Corte simple cíclico (L)	0.2 - 5	10^{-2} - 5	0.8×10^{-4} - 1
Torsión cíclica (L)	0.2 - 5	10^{-2} - 5	0.8×10^{-4} - 1
Columna resonante	50 - 200	10^{-4} - 10^{-2}	2×10^{-4} - 8×10^{-2}
Refracción sísmica (T)	20 - 100	10^{-4} - 10^{-3}	0.8×10^{-4} - 0.4×10^{-2}
Cross hole, Down hole y Up hole (T)	20 - 100	10^{-4} - 10^{-3}	0.8×10^{-4} - 0.4×10^{-2}
Vibración forzada en bloques o placas (T)	< 50	10^{-3} - 10^{-1}	$< 2 \times 10^{-3}$ - $< 2 \times 10^{-1}$
Ensayo de placa cíclico (T)	< 0.1	10^{-2} - 5	$< 0.4 \times 10^{-4}$ - $< 2 \times 10^{-2}$
Vibración forzada en placa atornillada (T) (Screw plate test)	< 50	10^{-3} - 10^{-1}	2×10^{-3} - 2×10^{-1}
Presiómetro dinámico (T)		10^{-2} - 10^{-1}	
Solicitaciones en:			
Máquinas (buen diseño fundación)	3 - 50	10^{-4} - 10^{-3}	$1,2 \times 10^{-5}$ - 2×10^{-3}
Sismos con foco transcurso	3 - 5	Depende del suelo, solicitaciones de interacción suelo-estructura, degradación por licuación, etc.	
Sismos con foco subductivo	10 - 15		
Olas	< 0.2		

Los rangos expuestos en la tabla corresponden a valores típicos pudiendo variar según sea las modificaciones especiales introducidas en los equipos de ensaye. Las frecuencias de los sismos corresponden a valores predominantes en suelos duros a distancias epicentrales no superiores a 300 km y para eventos con magnitud Richter > 7

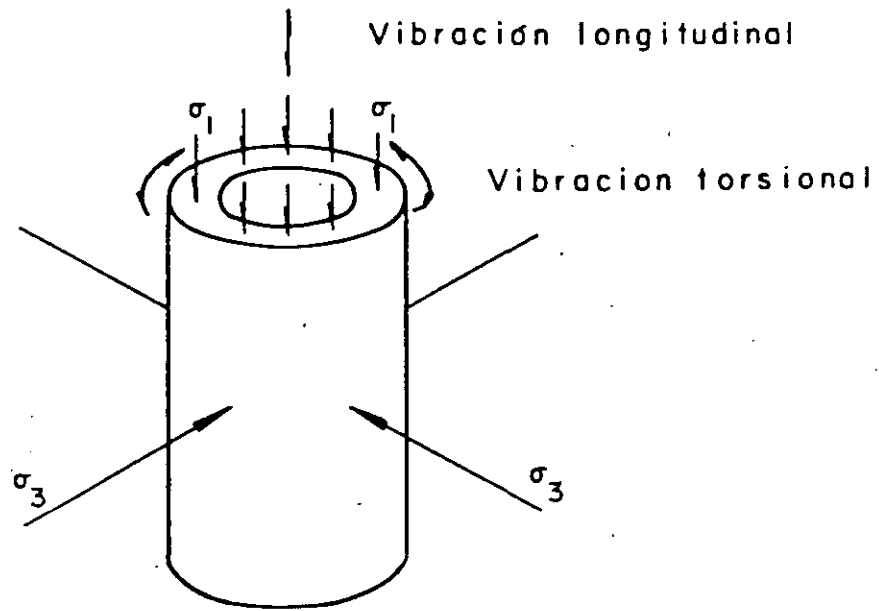
(L) = Laboratorio;

(T) = Terreno;

$\dot{\gamma} \approx 4 f \gamma$



a. Cilindro Sólido



b. Cilindro Hueco

Fig 2 PRUEBA DE COLUMNA RESONANTE

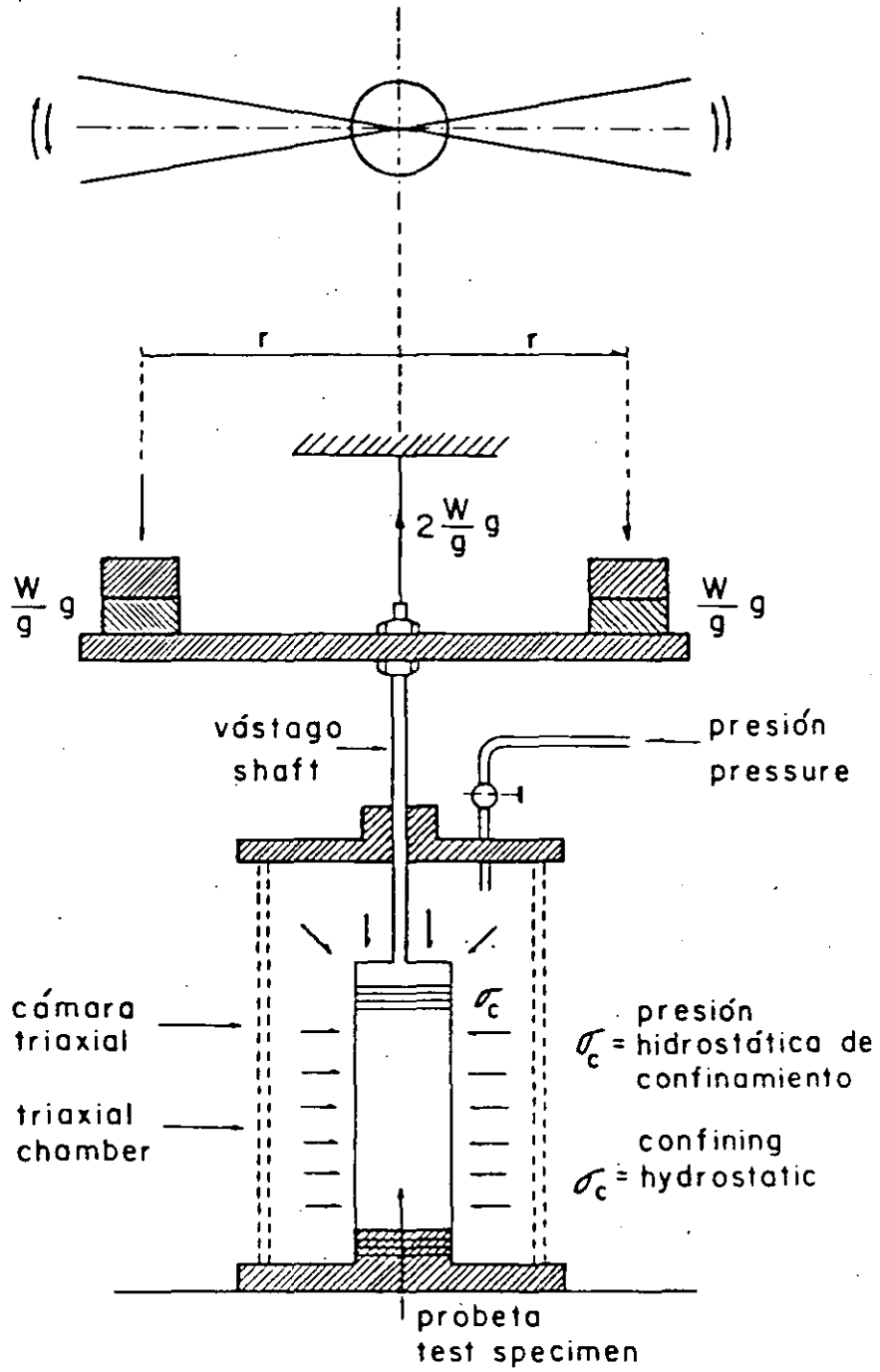


Fig. 3 DISPOSITIVO PARA PRUEBAS DINAMICAS DE TORSION, (Zeevaert, 1967)

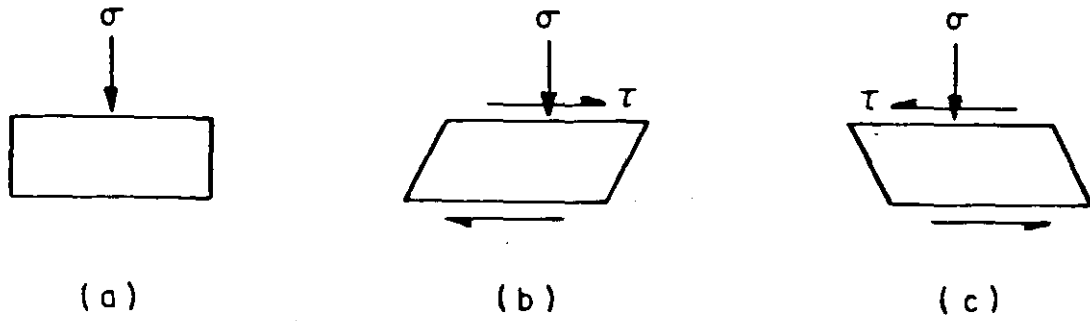


Fig 4. Condiciones de esfuerzo idealizadas para un elemento de suelo bajo la superficie, durante un sismo (Seed y Lee, 1966)

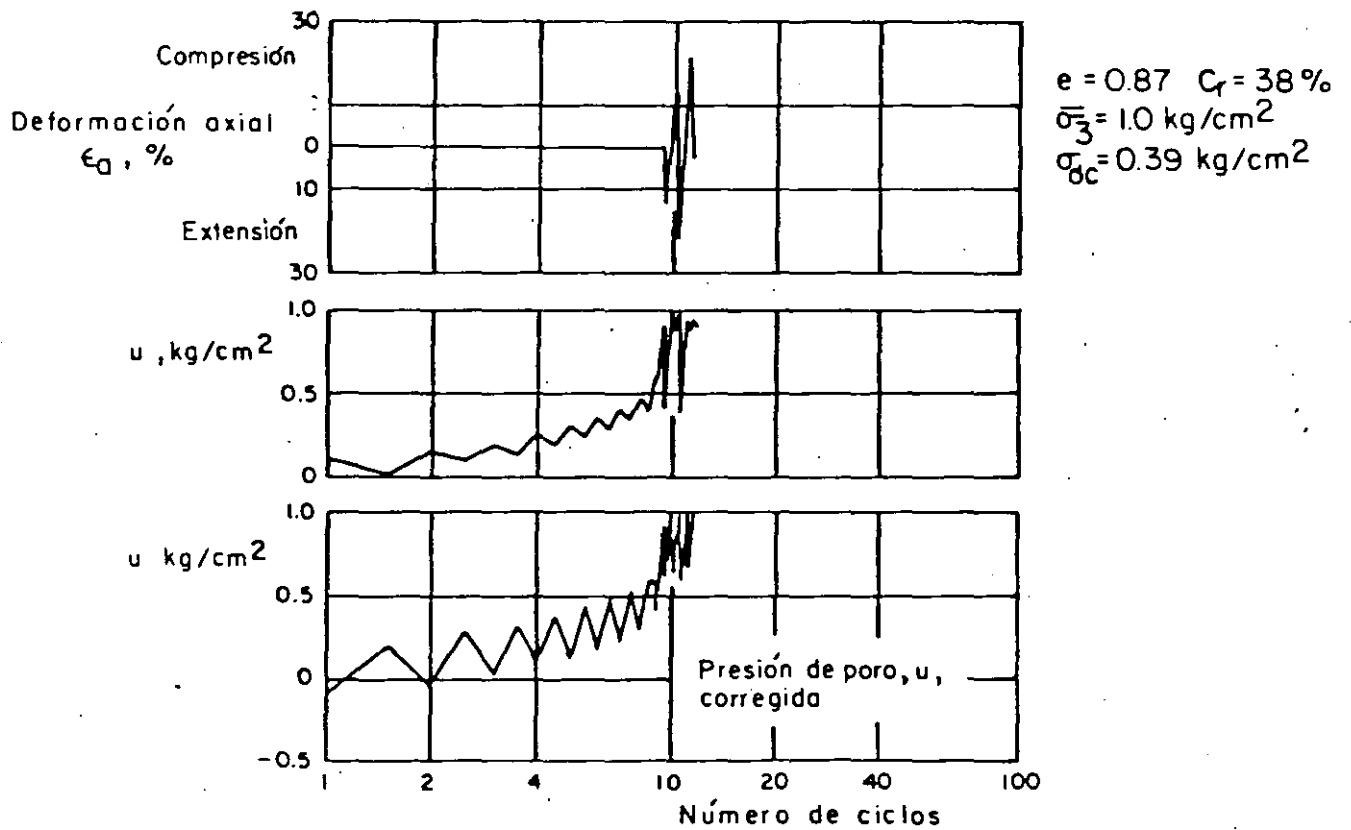


Fig 5. Prueba de carga cíclica, típica en arena suelta (Seed y Lee, 1966)

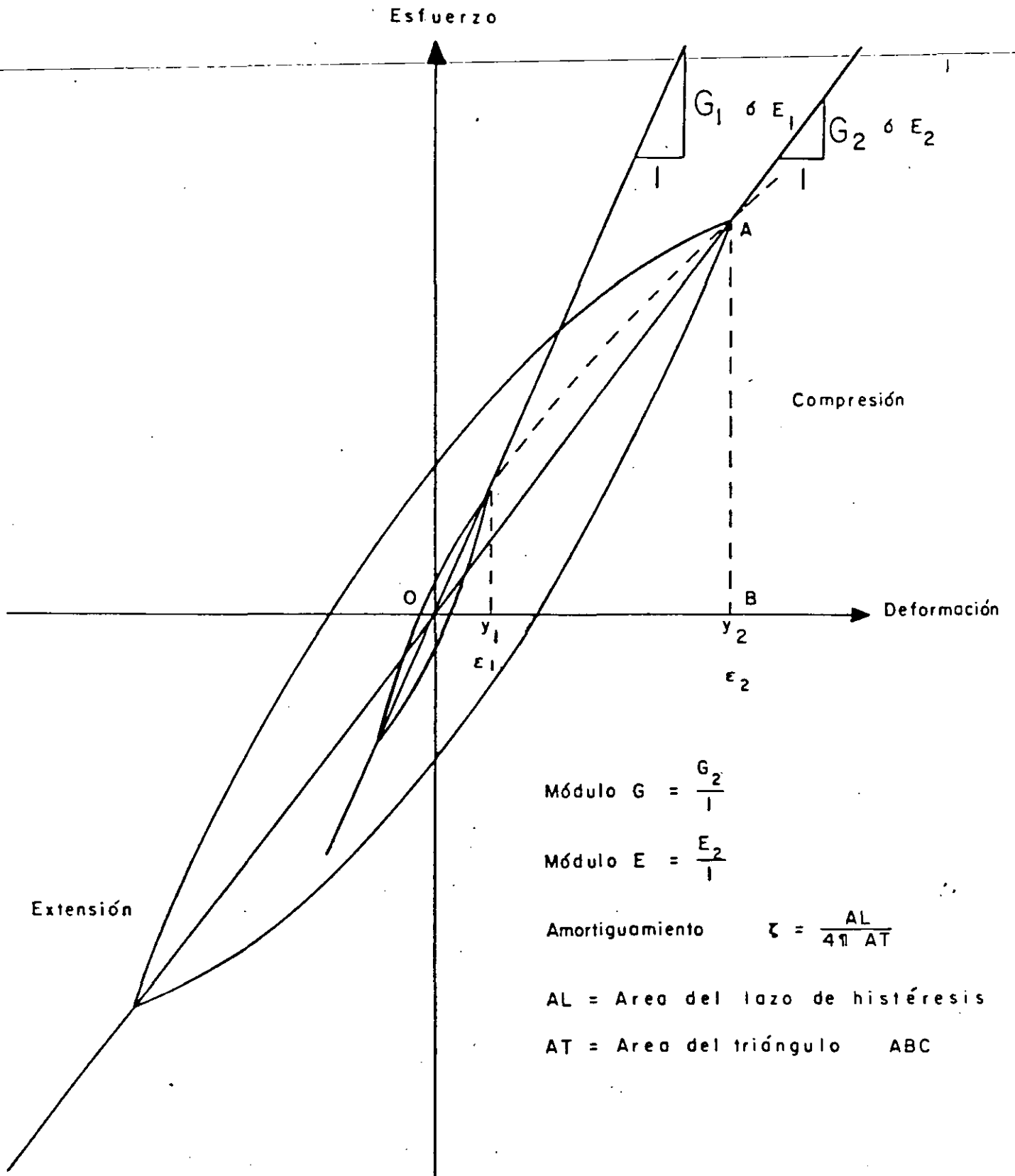


Fig 6 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION

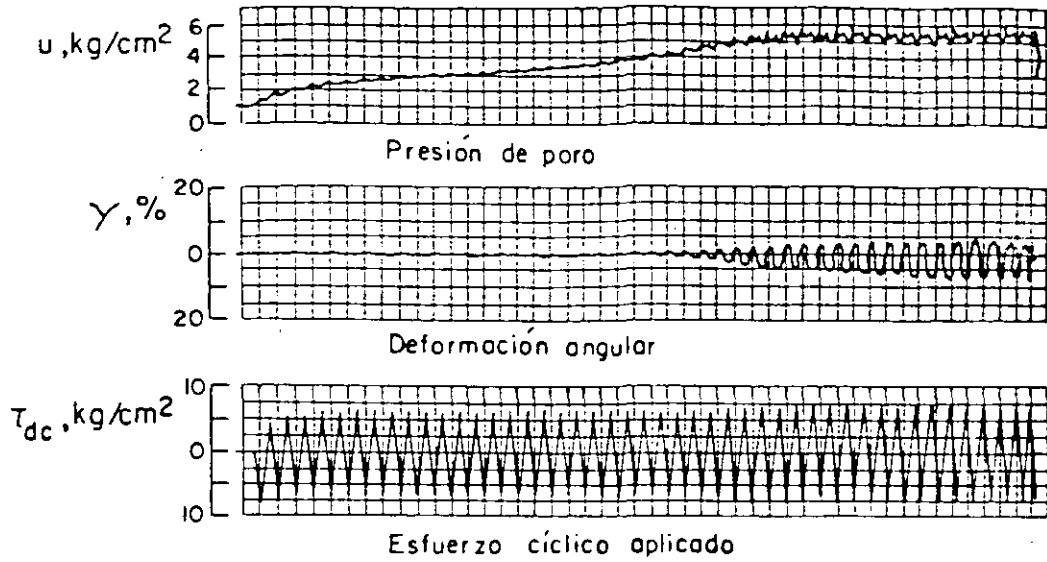


Fig 7 Prueba típica de corte simple en arena compacta (Peacock y Seed, 1968)

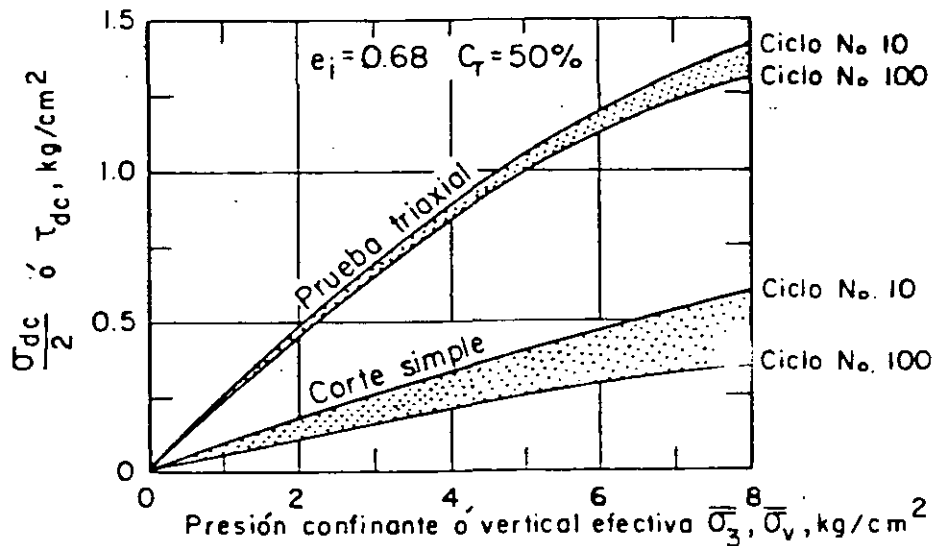


Fig 8 Comportamiento de arena suelta en corte simple y en prueba triaxial cíclica (Peacock y Seed, 1968)

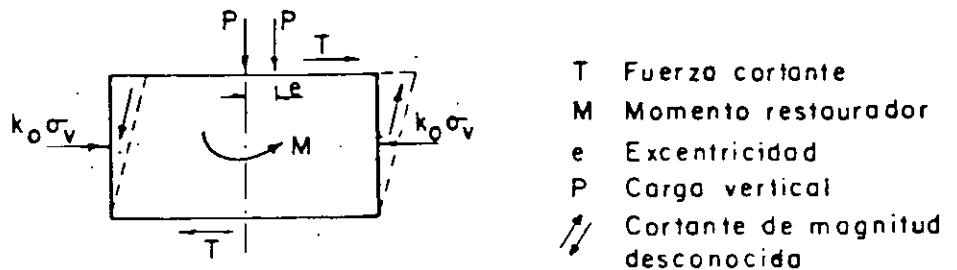


Fig 9 Equilibrio estático de fuerzas en un espécimen sometido a corte simple

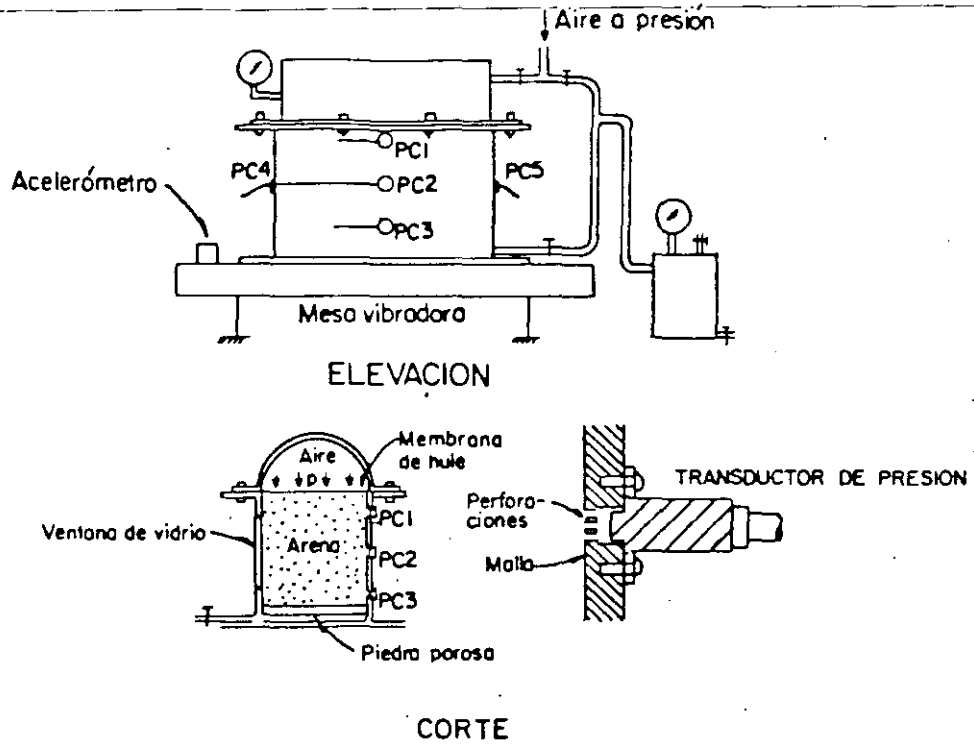


Fig 10 Recipiente para probar arenas en mesa vibradora (Yoshimi, 1967)

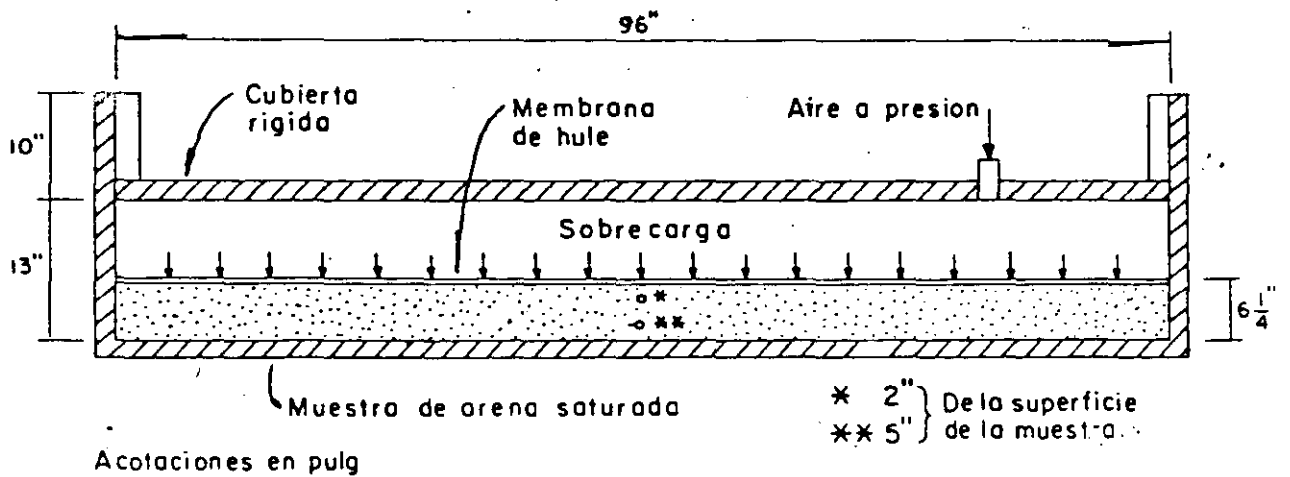
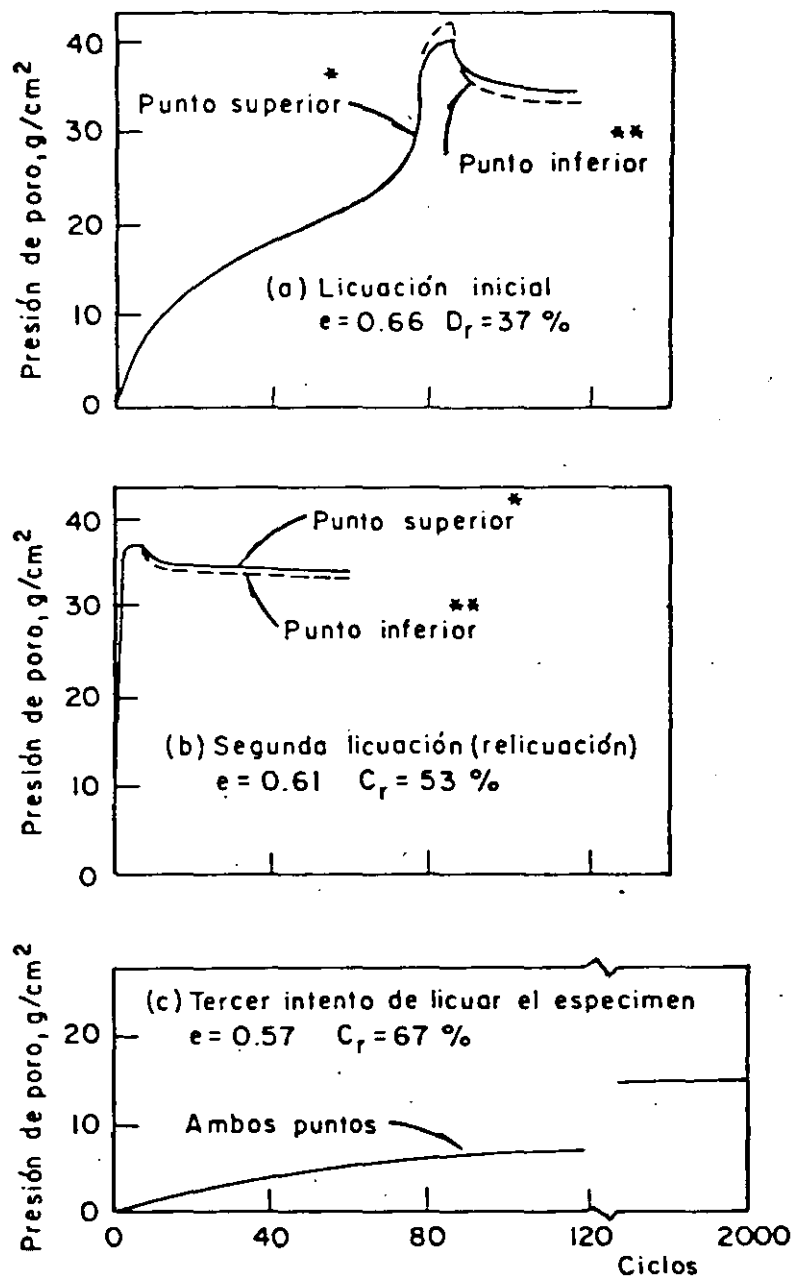
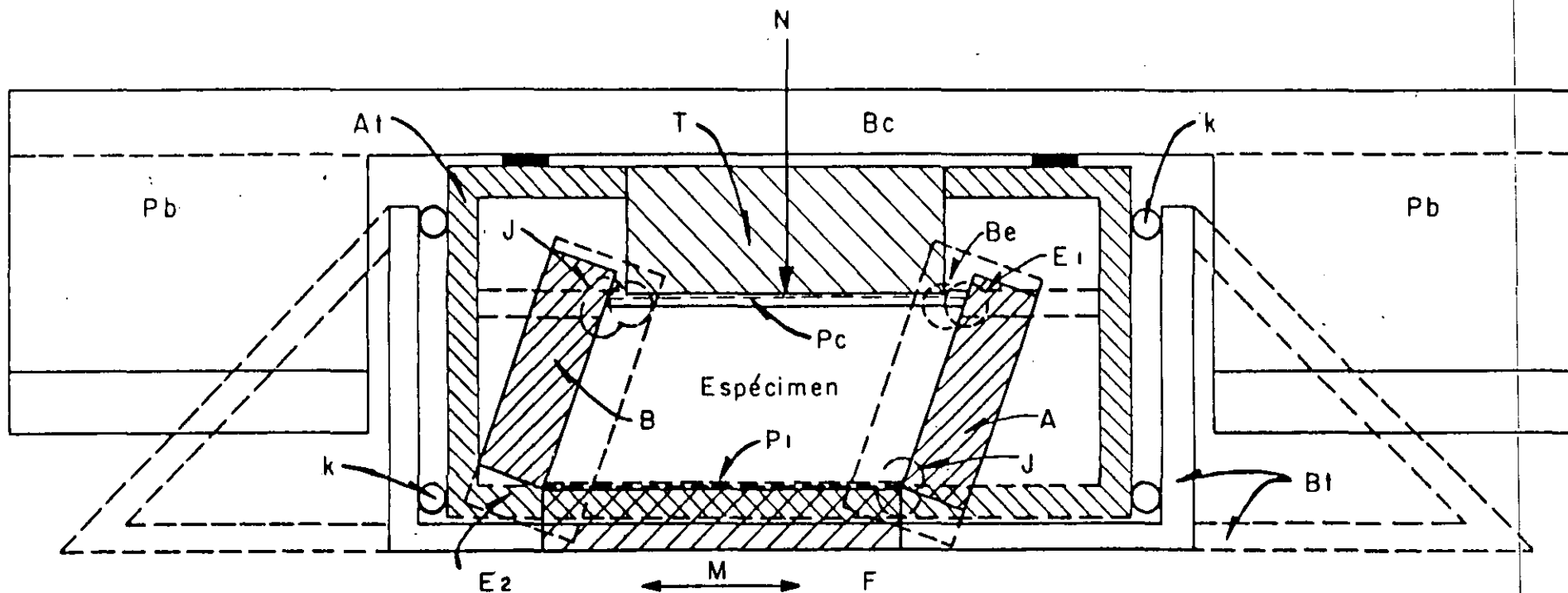


Fig 11 Corte del modelo de arena de 18" de ancho en el recipiente (Finn et al, 1970)



Presión total en el punto inferior^{**} $(36 + 13) = 49 \text{ g/cm}^2$
 Presión total en el punto superior^{*} $(36 + 5) = 41 \text{ g/cm}^2$
 Aceleración senoidal, amplitud = 0.25 g, Frecuencia 2 Hz

Fig. 12 Presión de poro vs número de ciclos
 (Finn et al, 1970)



A, B Paredes inclinables

At Armazón de la tapa

Bc Bastidor de carga

Be Movimiento vertical de cojinetes de la tapa

Bt Bastidor para la tapa

E1, E2 Ejes de las paredes inclinables

F Fondo del recipiente

J Movimiento vertical de cojinetes de las paredes inclinables

k Cojinetes-guía

M Movimiento alternado de la mesa vibradora

N Carga normal sobre la tapa

Pb Masas de plomo

Pc Placa de carga

T Tapa del recipiente

Fig 13 Corte transversal del aparato mostrado en el límite de su carrera
(Díaz, Weckmann e Iturbe, 1973)

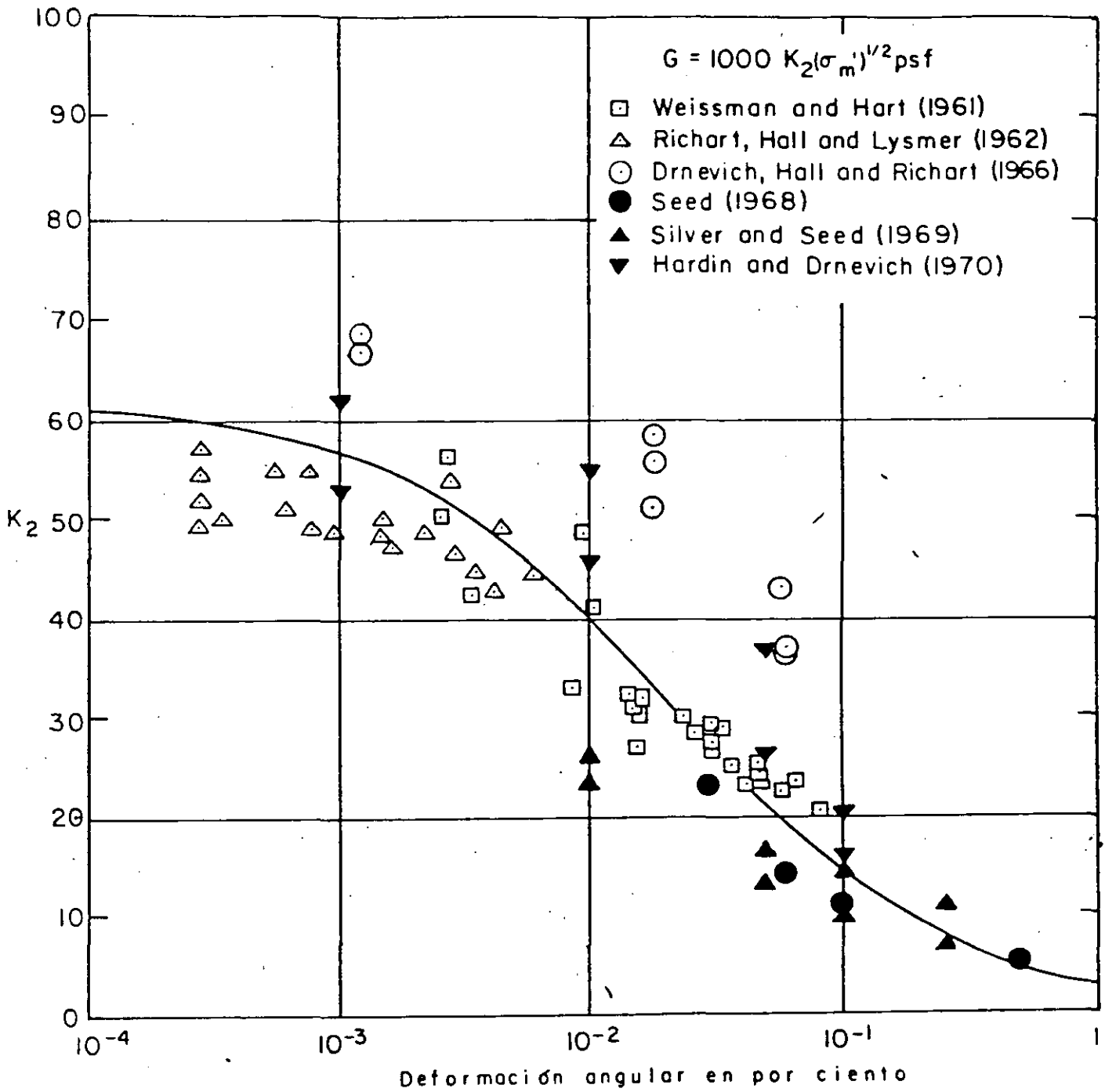


Fig 14 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS,
 $C_r = 75\%$ (Seed e Idriss, 1970)

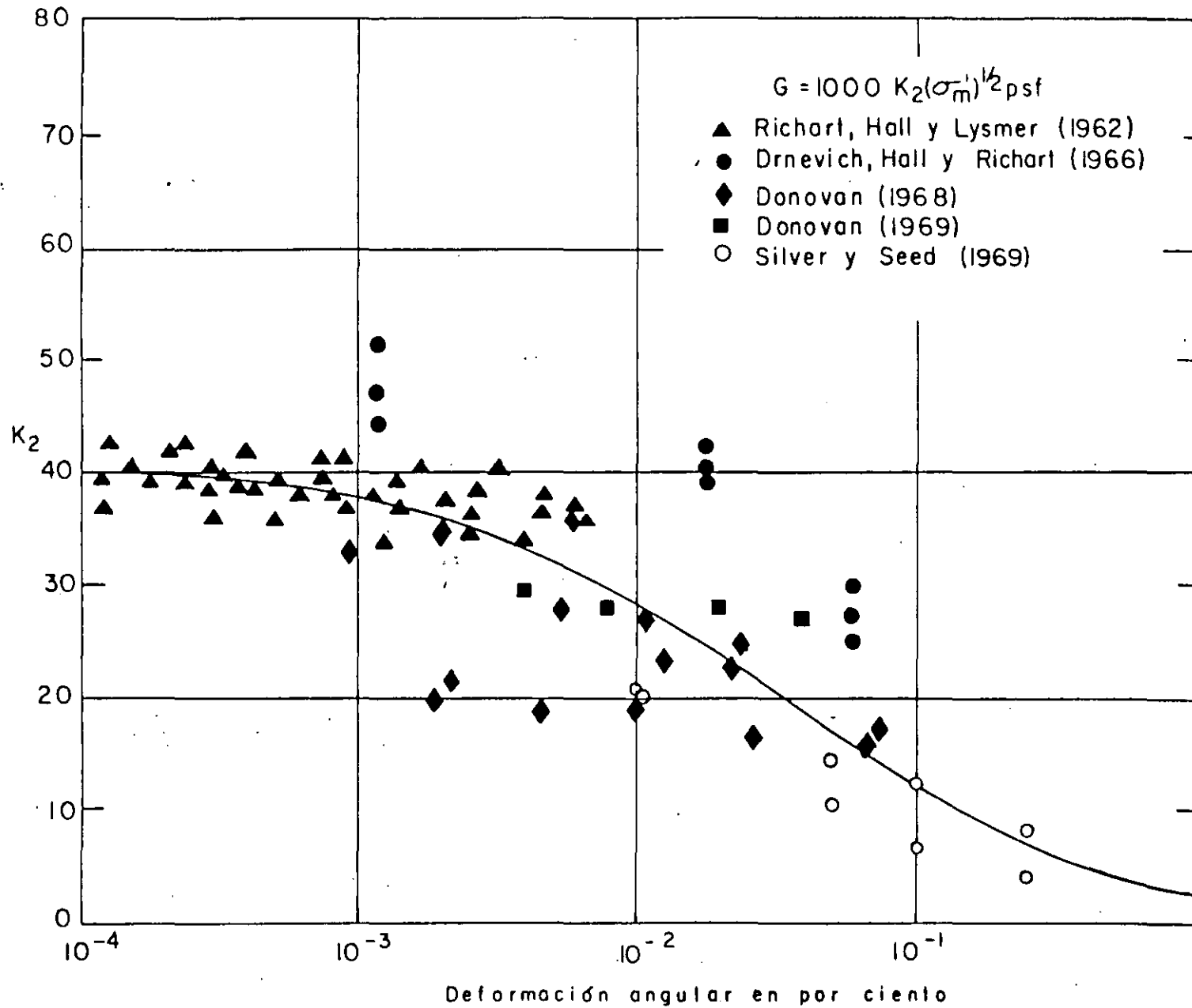


Fig 15 MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS,
 $C_r = 40\%$ (Seed e Idriss, 1970)

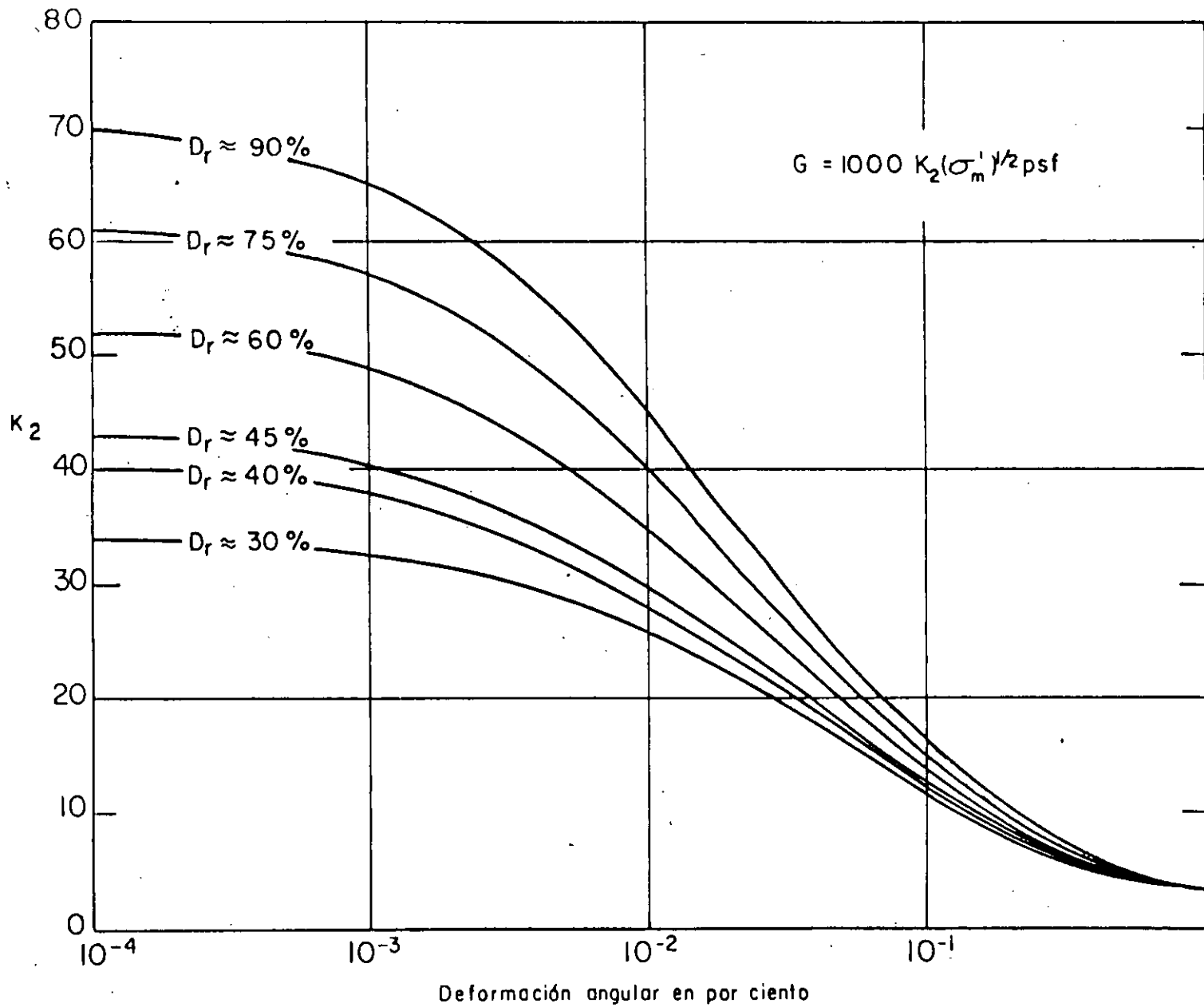


Fig 16 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS
(Seed e Idriss, 1970)

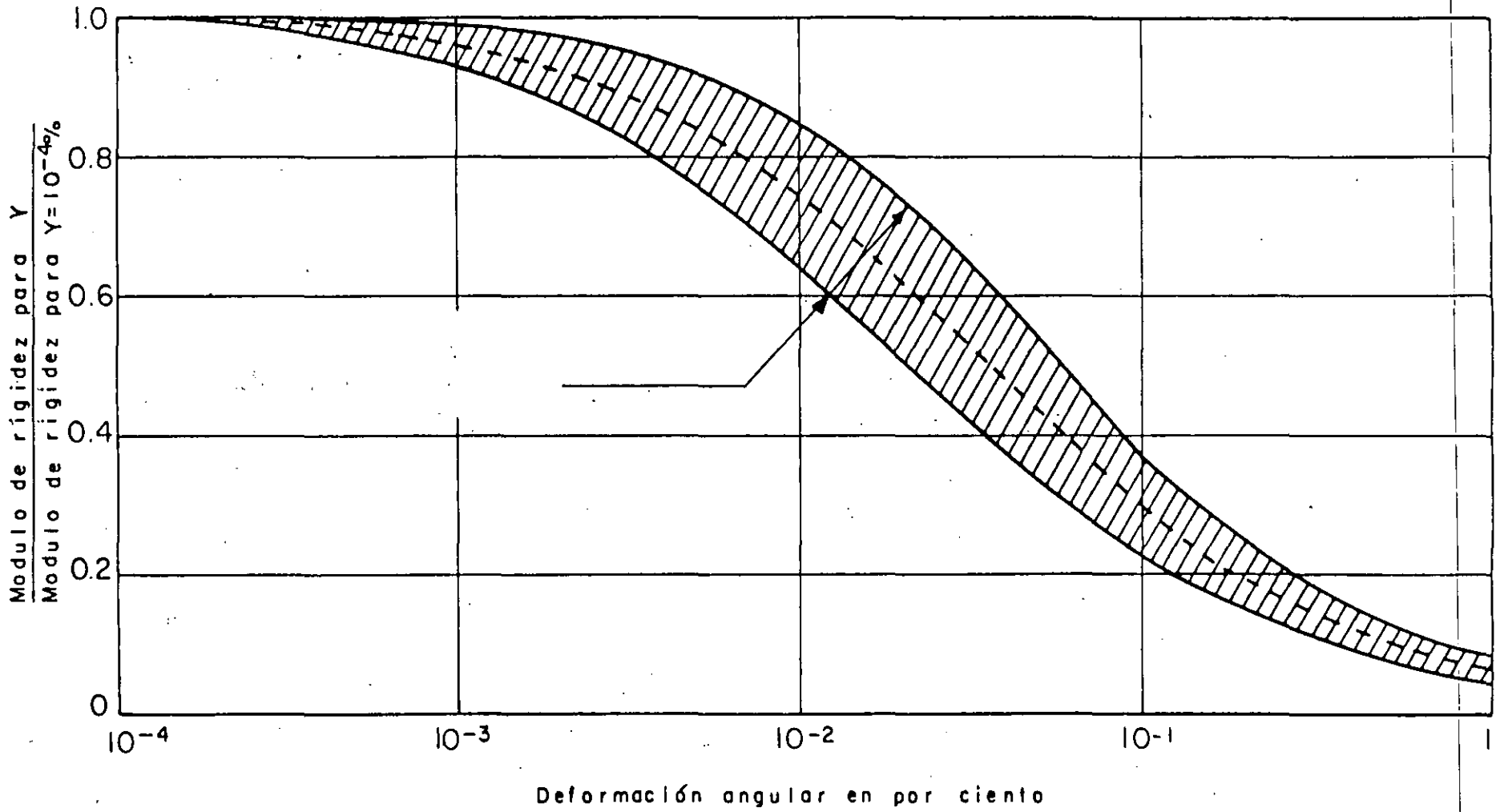


Fig 17 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE NORMALIZADO PARA ARENAS
(Seed e Idriss, 1970)

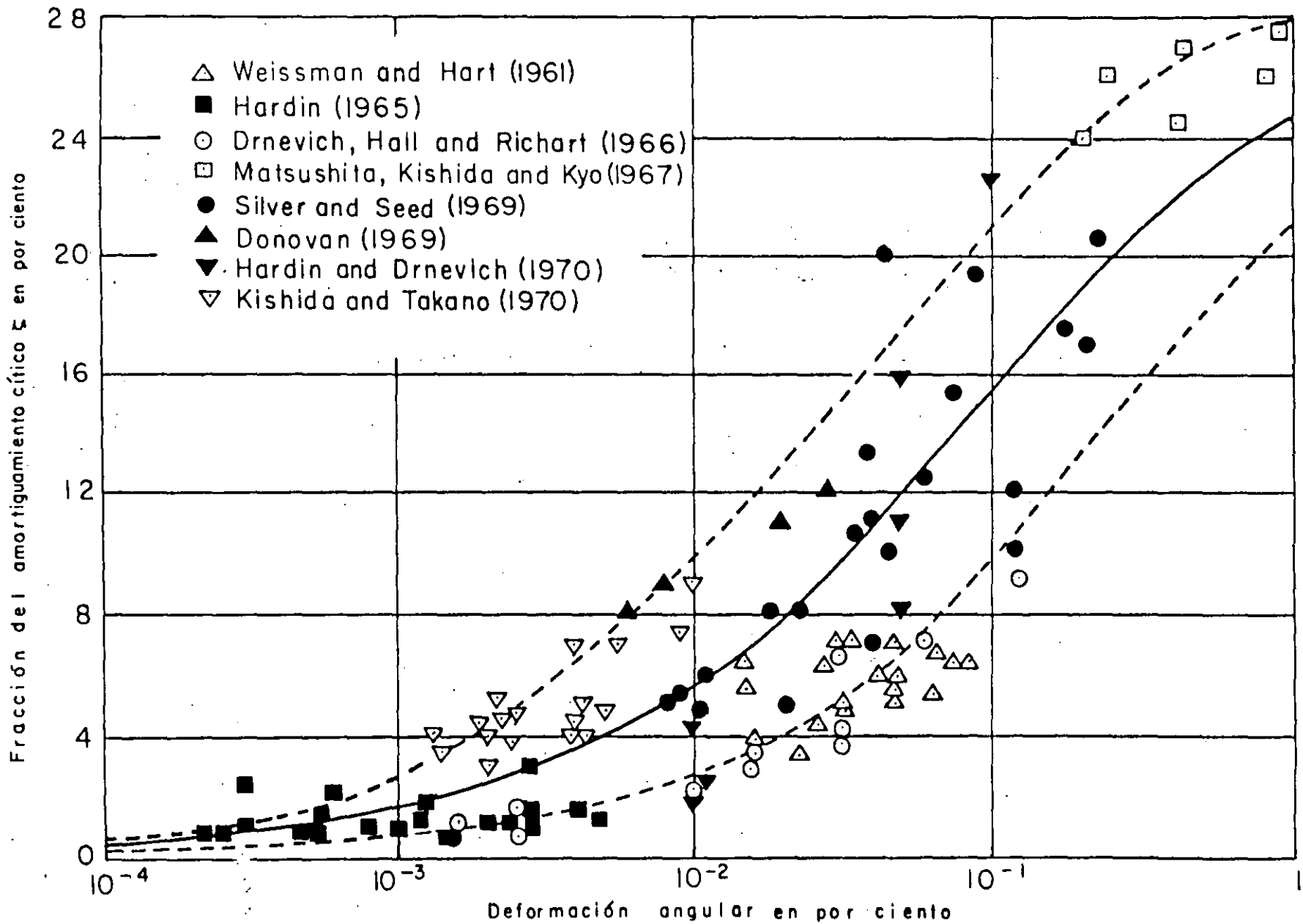


Fig. 18 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS
(Seed e Idriss, 1970)

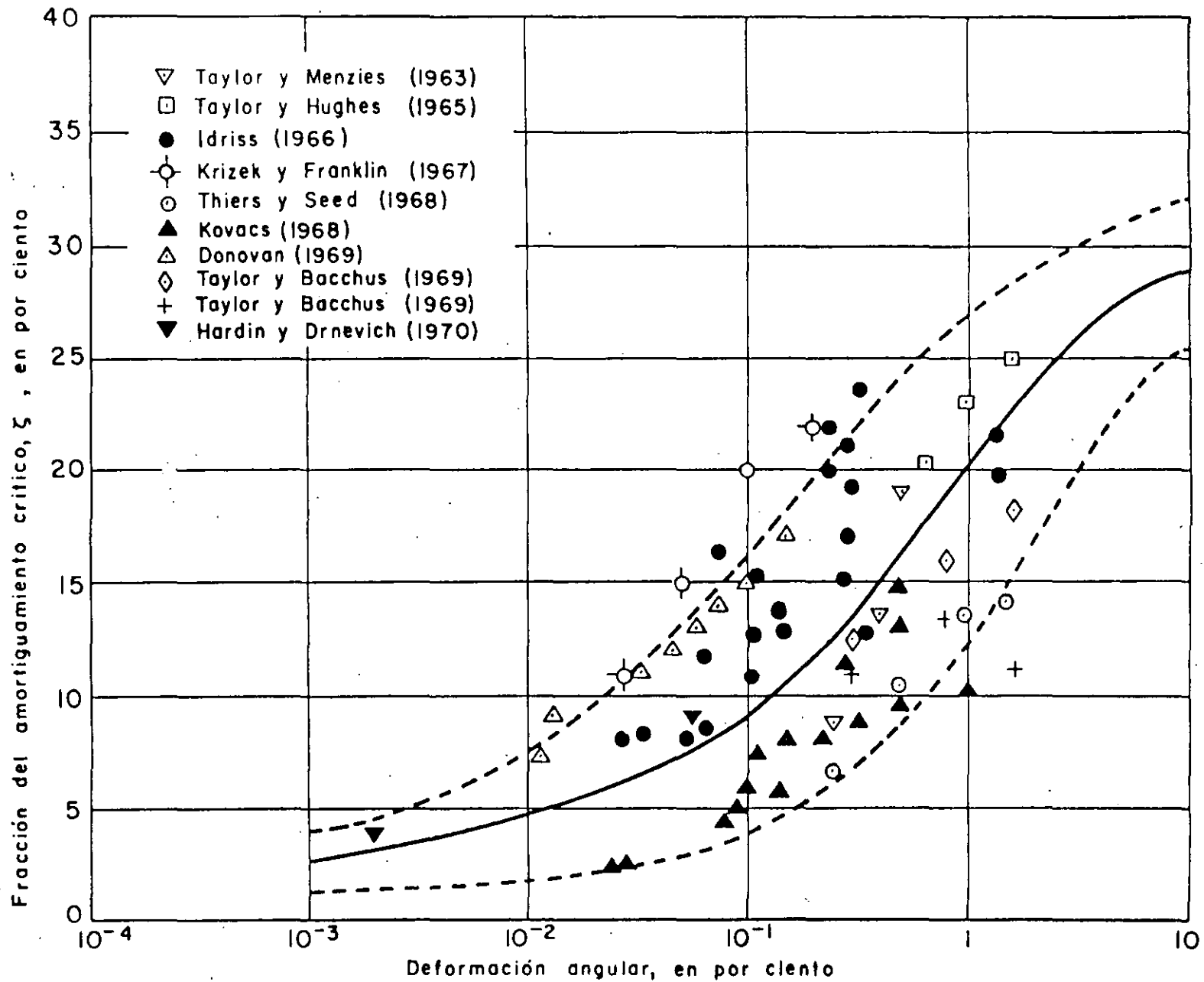
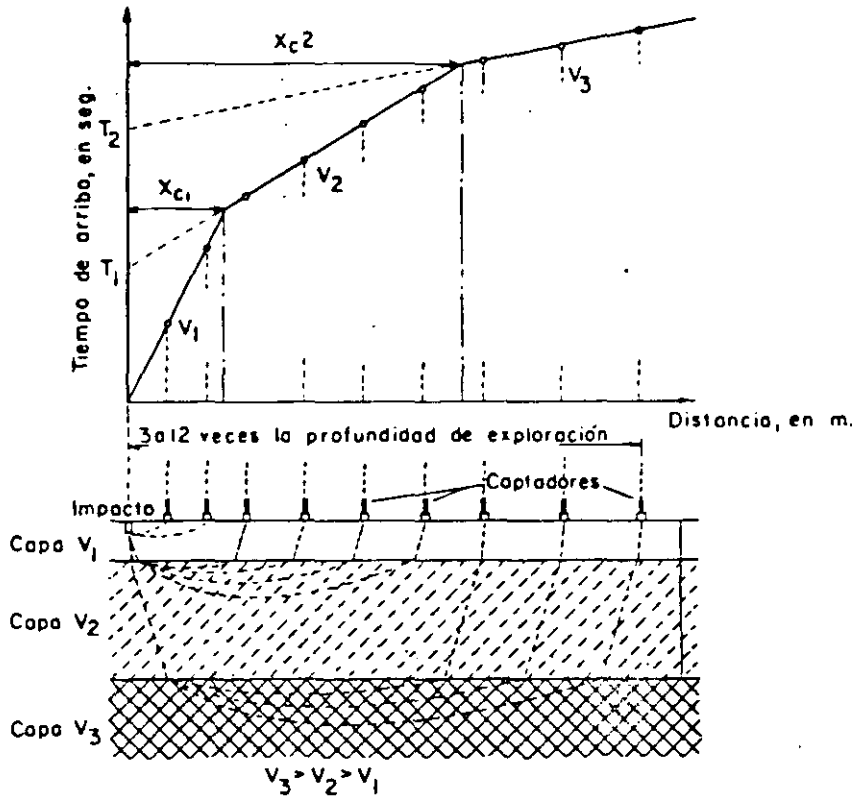
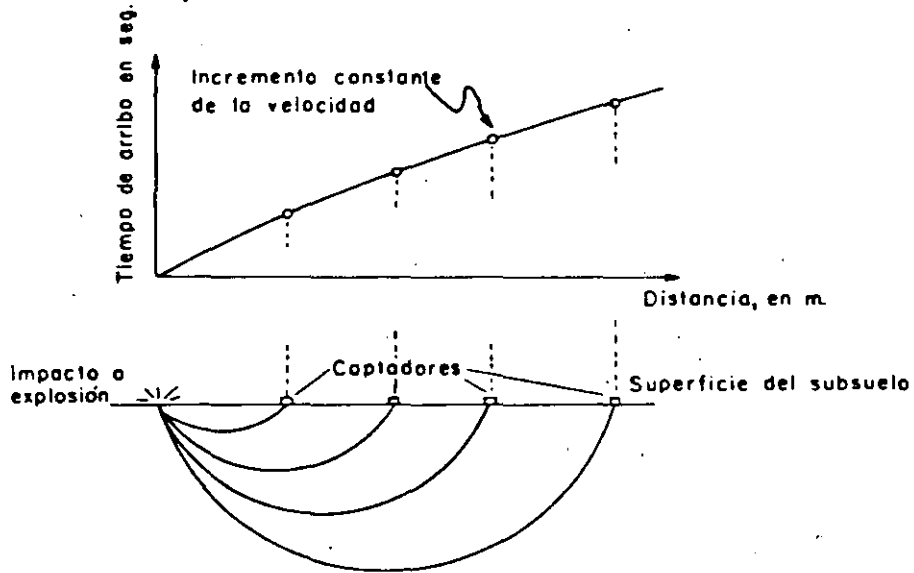


Fig. 19 AMORTIGUAMIENTO PARA ARCILLAS SATURADAS

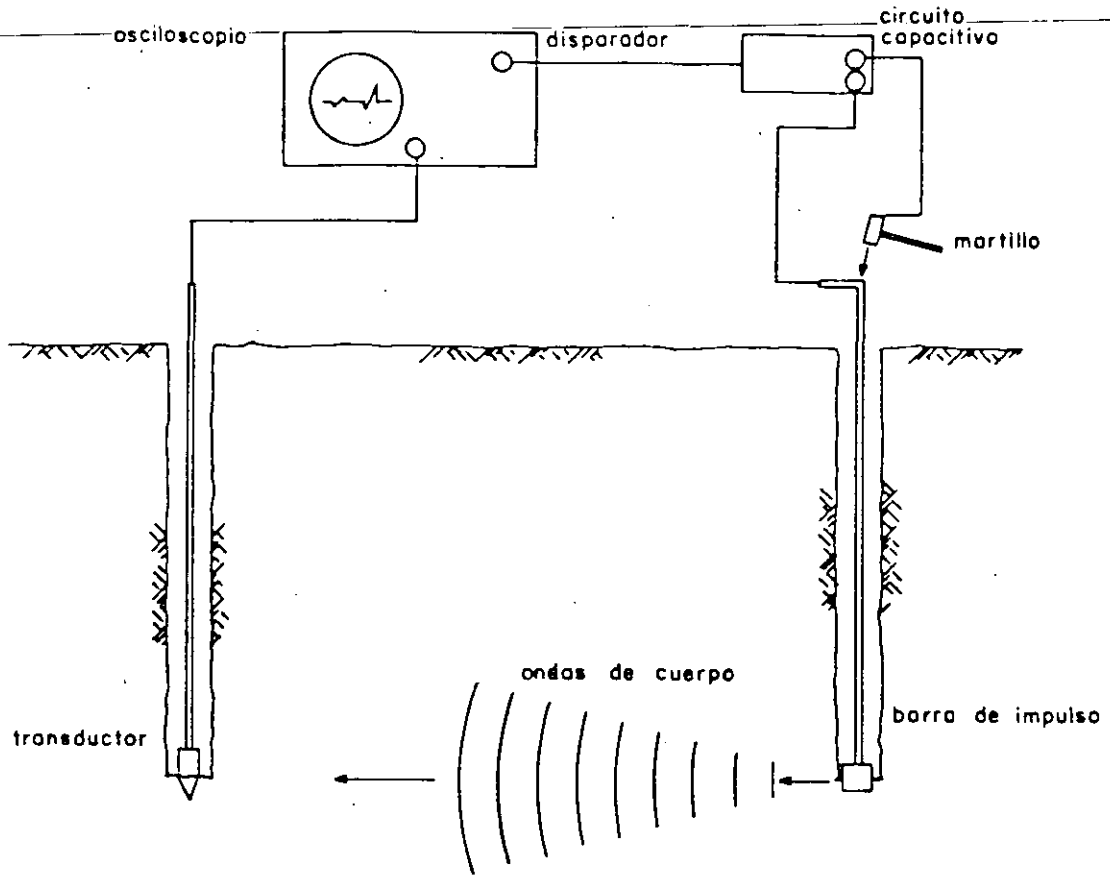


a) Material estratificado

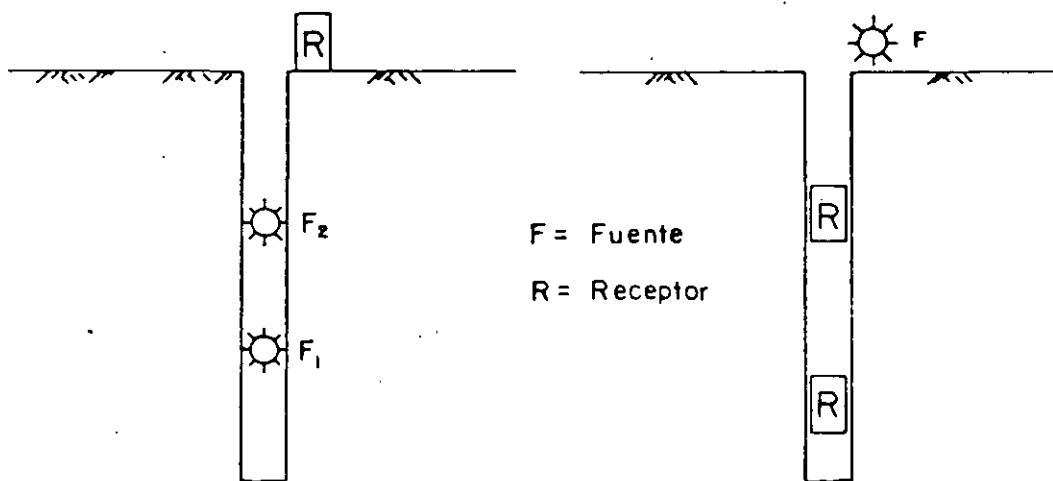


b) Material homogéneo

Fig. 21 Gráficas distancia-tiempo de llegada en prospección horizontal



Esquema mostrando la técnica cross - hole para medir la velocidad de propagación de ondas



Técnicas para medir la velocidad de propagación de ondas



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS II

A N E X O

9. REFERENCIAS

- Annaki, M. and Lee, K. L. (1977). "Equivalent uniform cycle concept of soil dynamics", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103 (GT6): 549-564
- Ballard, R. F., Jr. (1964). "Determination of soil shear moduli at depth by in-situ vibratory techniques", WES Misc. Paper No. 4-691
- Ballard, R.F., Jr. and McLean, F.G. (1975). "Seismic field methods for in-situ moduli" Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Geotechnical Engineering Division (ASCE) Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, June 1-4, Vol. 1: 121-150
- Barkan, D. D. (1962). "Dynamics of bases and foundations", McGraw-Hill Book Company, Inc.
- Bishopp, K. E. (1959). "Forced torsional vibration of systems with distributed mass and internal and external damping", Transactions of the ASME: 8-12
- Casagrande, A. and Shannon, W.L. (1948). "Stress deformation and strength characteristics of soils under dynamic loads" Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rotterdam, Vol. V: 29-34
- Castro, G. (1969). "Liquefaction of sands" Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Cambridge, Mass., Jan.
- Castro, G. and Poulos, S.J. (1977). "Factor affecting liquefaction and cyclic mobility", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, (GT6): 501-516
- De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1976). "Sand liquefaction in large-scale simple shear tests", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT9:909-927
- Díaz-Rodríguez, J. A. (1971). "Resultados experimentales en modelos de cortinas de enrocamiento" Memorias del II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. 2, Acapulco, Gro.

Díaz-Rodríguez, J. A., Weckmann, O. e Iturbe, R. (1973). "Licuación de arenas-Primera Parte", Instituto de Ingeniería, UNAM

Díaz-Rodríguez, J.A. and Del Valle, F. (1977). "Dynamics laboratory of the National University of Mexico" 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi

Díaz-Rodríguez, J. A. y Casales Galván, C. (1983). "Efecto de vibraciones en el proceso de consolidación de un suelo cohesivo", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Pue.

Díaz Rodríguez, J. A. (1984). "Dynamic behavior of rockfill dam models", International Workshop on Earthquake Engineering, Tongji University, Shanghai, China.

Díaz-Rodríguez, J. A., Casales Galván, C. (1986). "Deformación unidimensional de la arcilla de la Ciudad de México por vibraciones", Simposio Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, D.F.

Díaz-Rodríguez, J. A. y Leyte-Guerrero, F. (1989). "Consolidation of Mexico City clay under repeated loading", Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Río de Janeiro, Brasil.

Drnevich, V., Hall, J. y Richart, F. (1967). "Effect of amplitude of vibration on the shear modulus of sand", Proc. of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, USA, 189-199

Drnevich, V. P., Hardin, B. O. y Shippy, D. J. (1978). "Modulus and damping of soils by the resonant-column method", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654: 91-125

Finn, W.D.L., Emery, J.J. and Gupta, Y.P. (1970). "A shaking table study of the liquefaction of saturated sand during earthquakes", Proc. 3rd European Symposium on Earthquake Engineering, 253-262

Finn, W.D.L., Emery, J.J. and Gupta, Y.P. (1971). "Liquefaction of large samples of saturated sand on a shaking table", Proc. 1st Canadian Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, 97-110

- Finn, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L. (1971). "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests" Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM4: 639-659
- Finn, W.D.L. and Vaid, Y.P. (1977). "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear tests": Preprints of Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Jan. 10-14, Vol. 6: 7-12
- Hardin, B.O. (1965). "The nature of damping in sands", Journal of the Soil mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91 (SM1):63-97
- Hardin, B. O. y Black, W. L. (1966). "Sand stiffness under various triaxial stresses", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92 (SM2): 27-42
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98 (SM6): 603-624
- Hoar, R. J. y Stokoe, K. H. (1978). "Generation and measurement of shear waves in situ", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654.
- Ishimoto, M., Iida, K. (1937). "Determination of elastic constants of soils by means of vibration methods", Bull. Earthquake Research Institute, Vol. 15: 67
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. y Tkagi, Y. (1978). "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading", Soil and Foundations, Vol. 18 (1)
- Kjellman, W. (1951). "Testing of shear strength in Sweden", Geotechnique, Vol. 2: 225-232
- Kondner, R. L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response cohesive soils", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89 (SM1)
- Kondner, R.L. y Zelasko (1963). "A hyperbolic stress-strain formulation of sands", Proc. of 2nd. Panmaerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Brazil, p 289
- Lawrence, F.V., Jr. (1963). "Propagation velocity of ultrasonic waves through sand" MIT Research Report R63-8, March

- Lee, K.L., Seed, H.B. and Dunlop, P. (1969). "Effect of transient loading on the strength of sand" Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 1: 239-247
- Lucks, et al (1972). "Stress conditions in NGI simple shear test", Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics, Vol. 98 (SM1)
- Masing, G. (1926). "Eigenspannungen und verfestigung beim messing", Proc. of Second International Congress of Applied Mechanics
- Ohsaki, Y. e Iwasaki, R. (1973). "On dynamics shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits", Soil and Foundations, 13 (4): 61-73
- Peacock, W. H. y Seed, H. B. (1968). "Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions", Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol. 94 (SM3)
- Pickering, D. J. (1969). "A simple shear machine for soil", Tesis doctoral, University of British Columbia, Canada.
- Prevost, J. H. y Hoeg, K. (1976). "Reanalysis of simple shear soil testing", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13 (4)
- Pyke, R., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1975). "Settlement of sands under multidirectional shaking", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101 (GT4): 379-398
- Ramberg, W. y Osgood, W. R. (1943). "Description of stress-strain curves by three parameters" Technical note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D. C.
- Richart, F.E., Jr., Hall, J. R., Jr. and Woods, R.D. (1970). "Vibrations of soils and foundations", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 414
- Roscoe, K. H. (1953). "An apparatus for the application of simple shear to soil Samples", Proceedings, Third international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1: 186-191
- Seed, H. B. y Fead, J. W. N. (1959). "Apparatus for repeated load tests on soils", Special Technical Publication No. 204, ASTM
- Seed, H. B. (1960). "Soil strength during earthquake", Proc. Second World Conference Earthquake Engineering. Vol. 1: 183-194

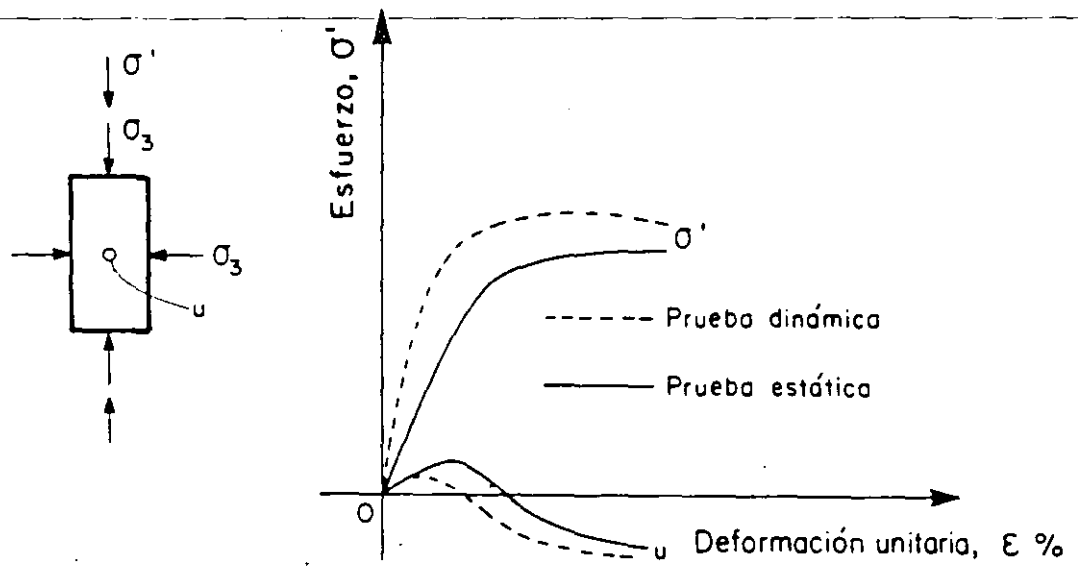
- Seed, H. B. and Lee, K.L. (1966). "Liquefaction of saturated sands during cyclic loading" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92 (SM6): 105-134
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, California
- Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C.K. (1977). "Influence of seismic history on liquefaction of sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103 (GT4): 257-270
- Seed, H.B., Pyke, R.M. and Martin, G.R. (1978). "Effect of multidirectional shaking on pore pressure development in sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 (GT1): 27-44
- Thiers, G.R. and Seed, H.B. (1968a). "Cyclic stress strain characteristics of clay", proc. ASCE, Vol. 94 (SM2): 555-569
- Whitman, R. V. (1970a). "The response of soils to dynamic loads", Mass. Inst. Tech. Rep. 26 to U.S. Army Eng. Wat. Exp. Sta., Vicksburg, Miss.
- Wilson, S.D. and Dietrich, R.J. (1960). "Effect of consolidation pressure on elastic and strength properties of clay", Proceedings ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colo., 419-435
- Zeevaert, L. (1967). "Free vibration torsion tests to determine the shear modulus of elasticity on soils", Proc., 3rd Panamerican Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Caracas, Vol. 1: 111-129

10. BIBLIOGRAFIA

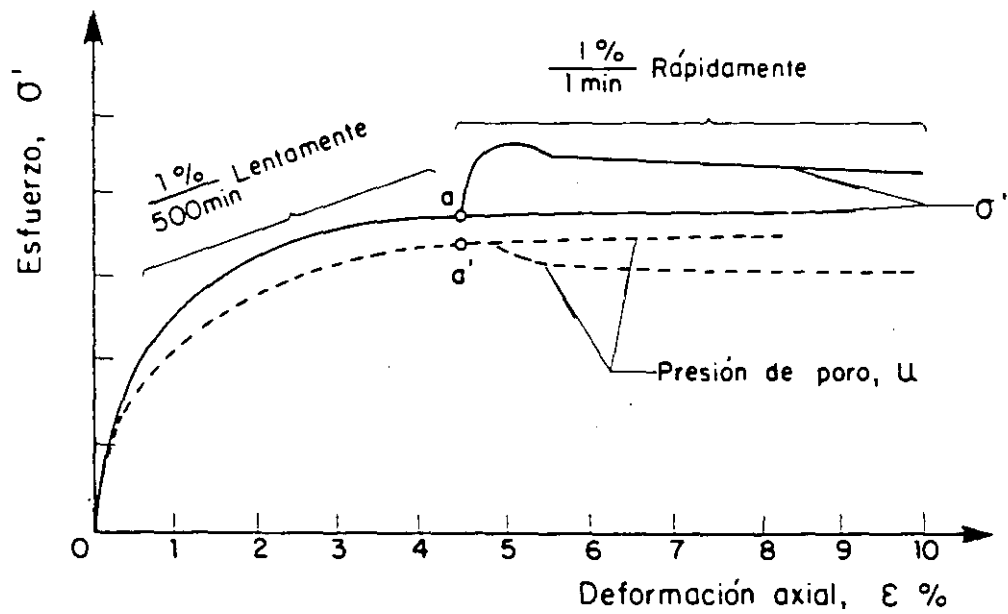
- Whitman, R. V. (1979). "Dynamic behavior of soils and its applications to civil engineering projects", VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú
- Woods, R. D. (1978). "Measurement of dynamic soil properties", Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE Specialty Conference, Pasadena, California

Yoshimi, Y. (1977). "Soil dynamic and its application to foundation engineering"

Zeevaert, L. (1989). "Sismo-geodinámica de la superficie del suelo y cimentación de edificios en la Ciudad de México"



(a)



(b)

FIG 5.1 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACION DE CARGA

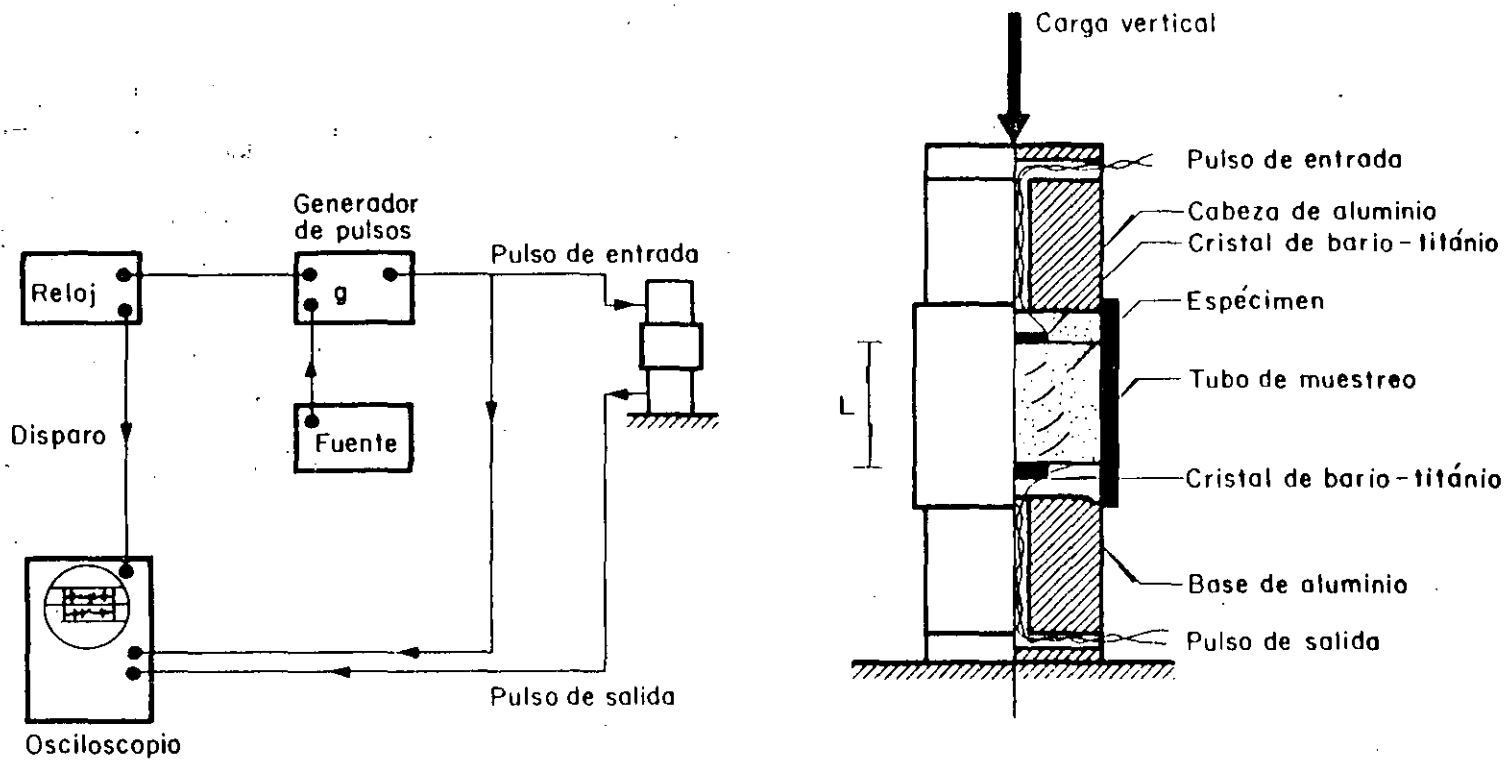


FIG 5.6 ESQUEMA DEL EQUIPO UTILIZADO EN EL ENSAYE DE PULSOS. (Whitman y Lawrence, 1963)

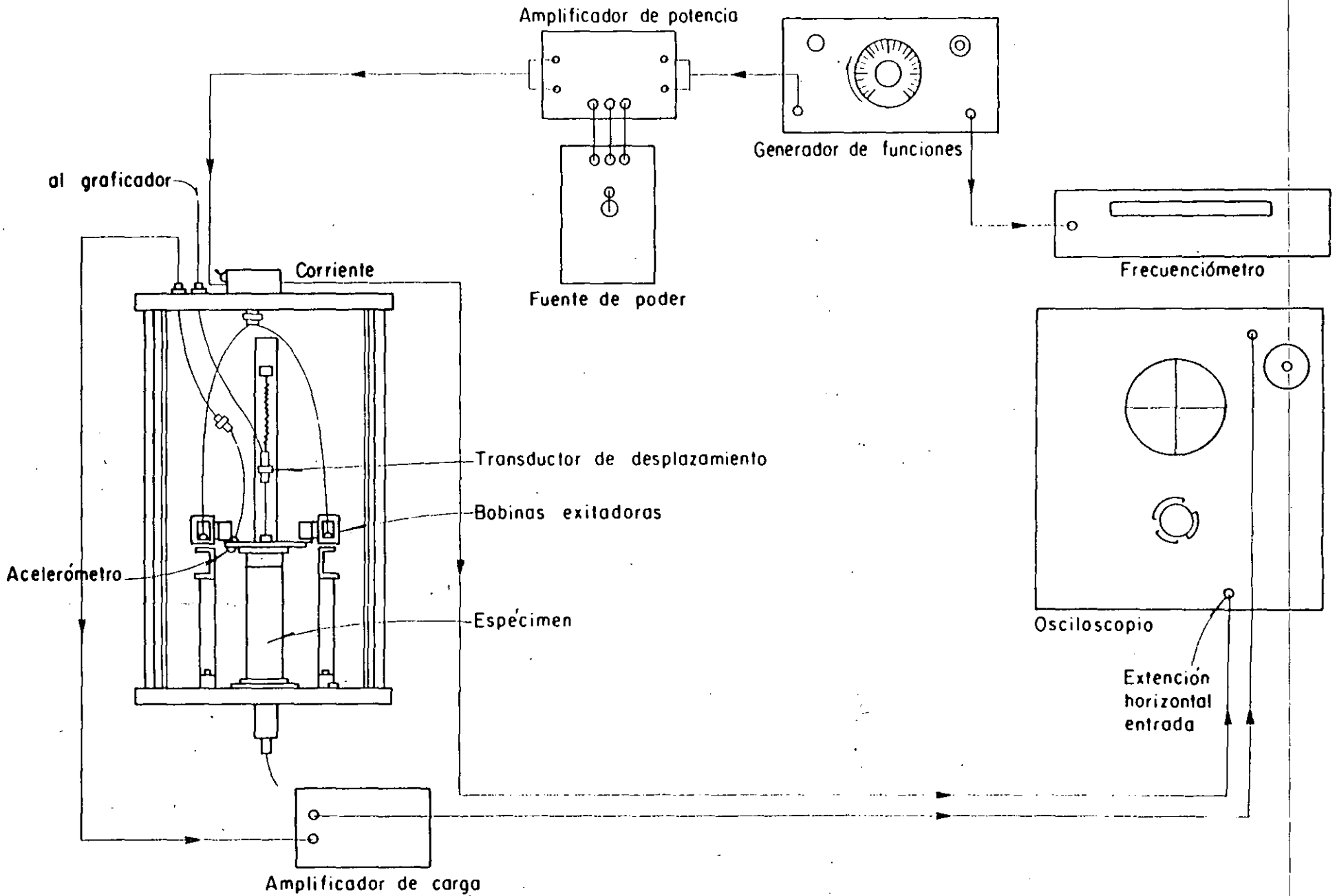


FIG 5.9 ESQUEMA DEL APARATO DE COLUMNA RESONANTE A TORSION

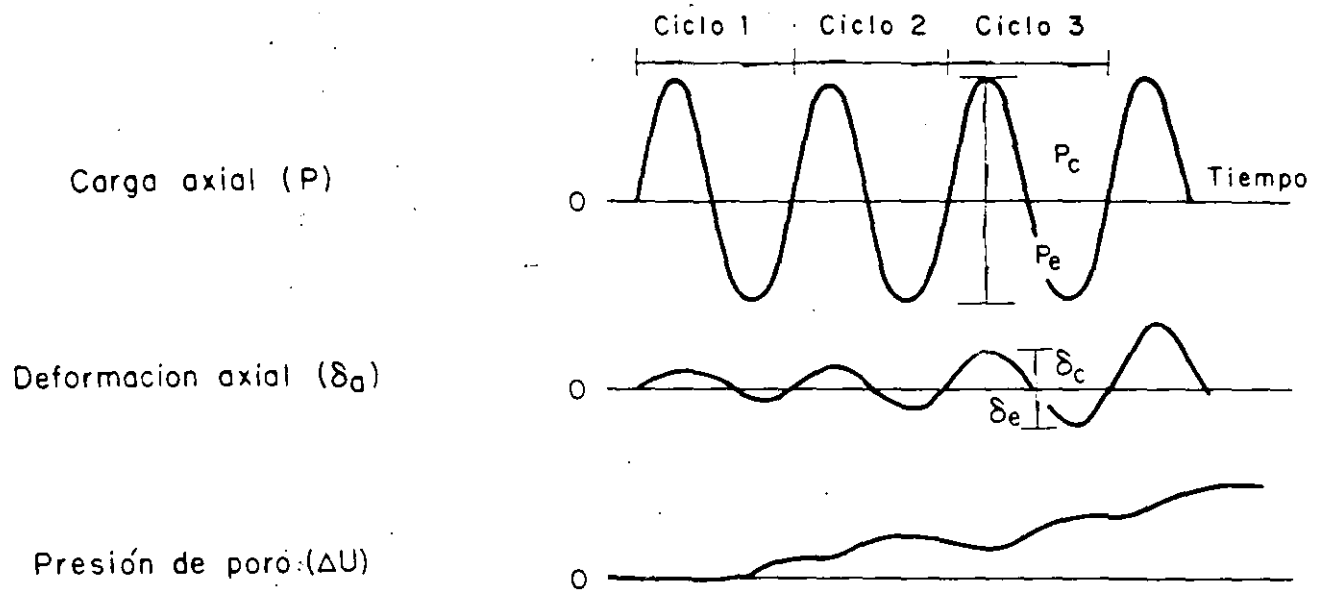
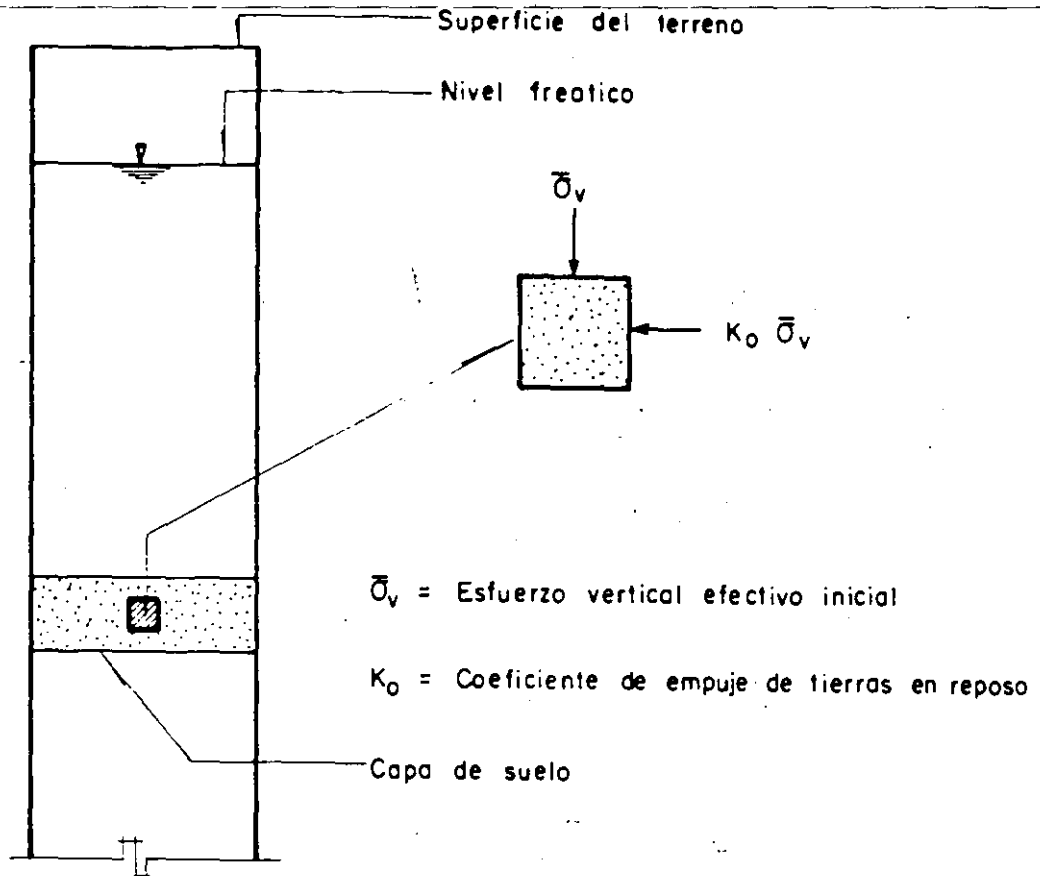
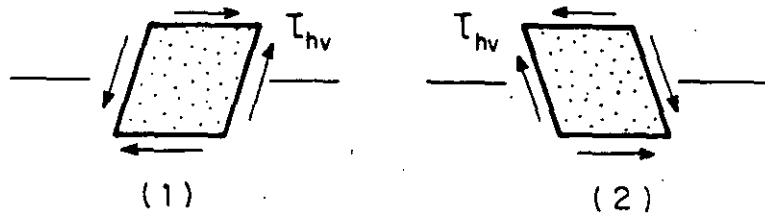


FIG 5.18 ESQUEMA DE REGISTRO Y CALCULO DE UN ENSAYE TRIAXIAL CICLICO



a) Localización del elemento y esfuerzos estáticos



b) Esfuerzos cíclicos inducidos en el elemento

FIG 5.22 CONDICION IDEALIZADA DE ESFUERZOS PARA UN ELEMENTO DE SUELO SUJETO A UN SISMO

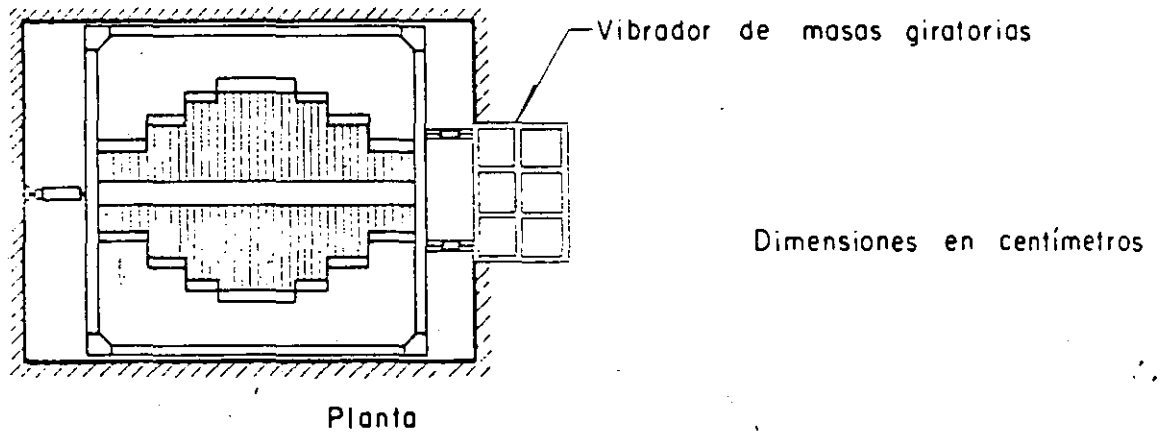
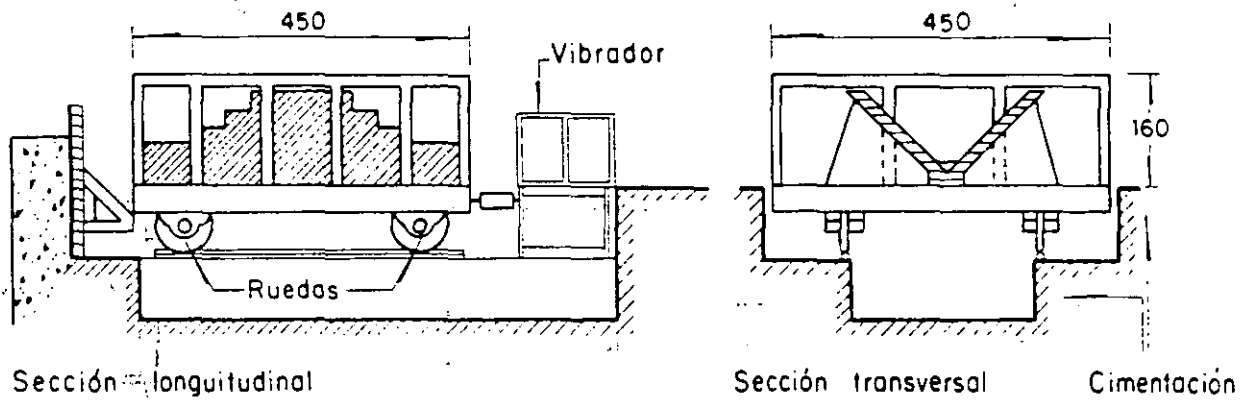
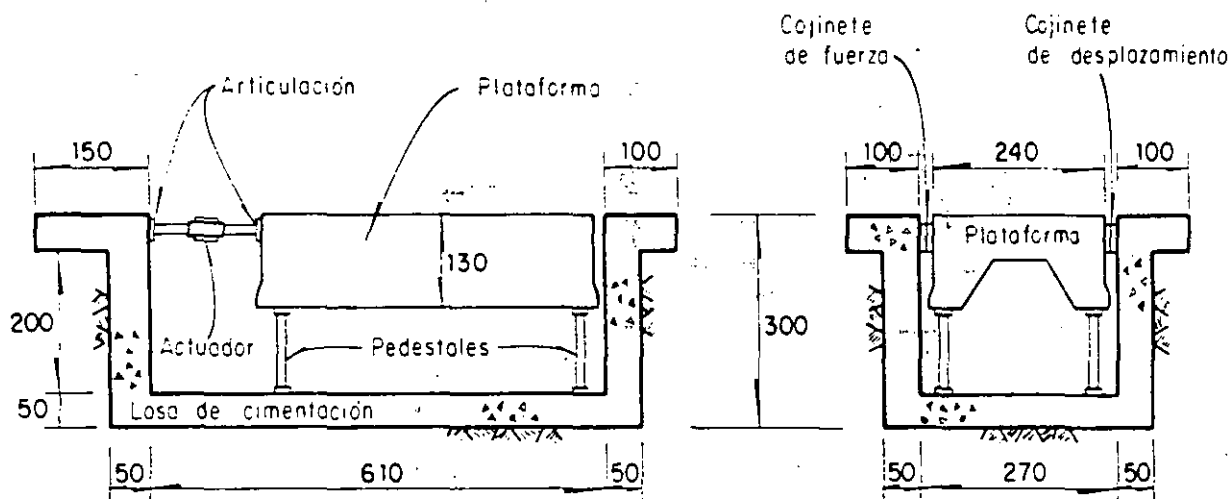


FIG 5.28. CARACTERISTICAS DE UNA MESA VIBRADORA (Díaz Rodríguez, 1971)



Dimensiones en cm

Vista longitudinal

Vista transversal

FIG 5.29 MESA VIBRADORA (Díaz Rodríguez y Del Valle, 1977)

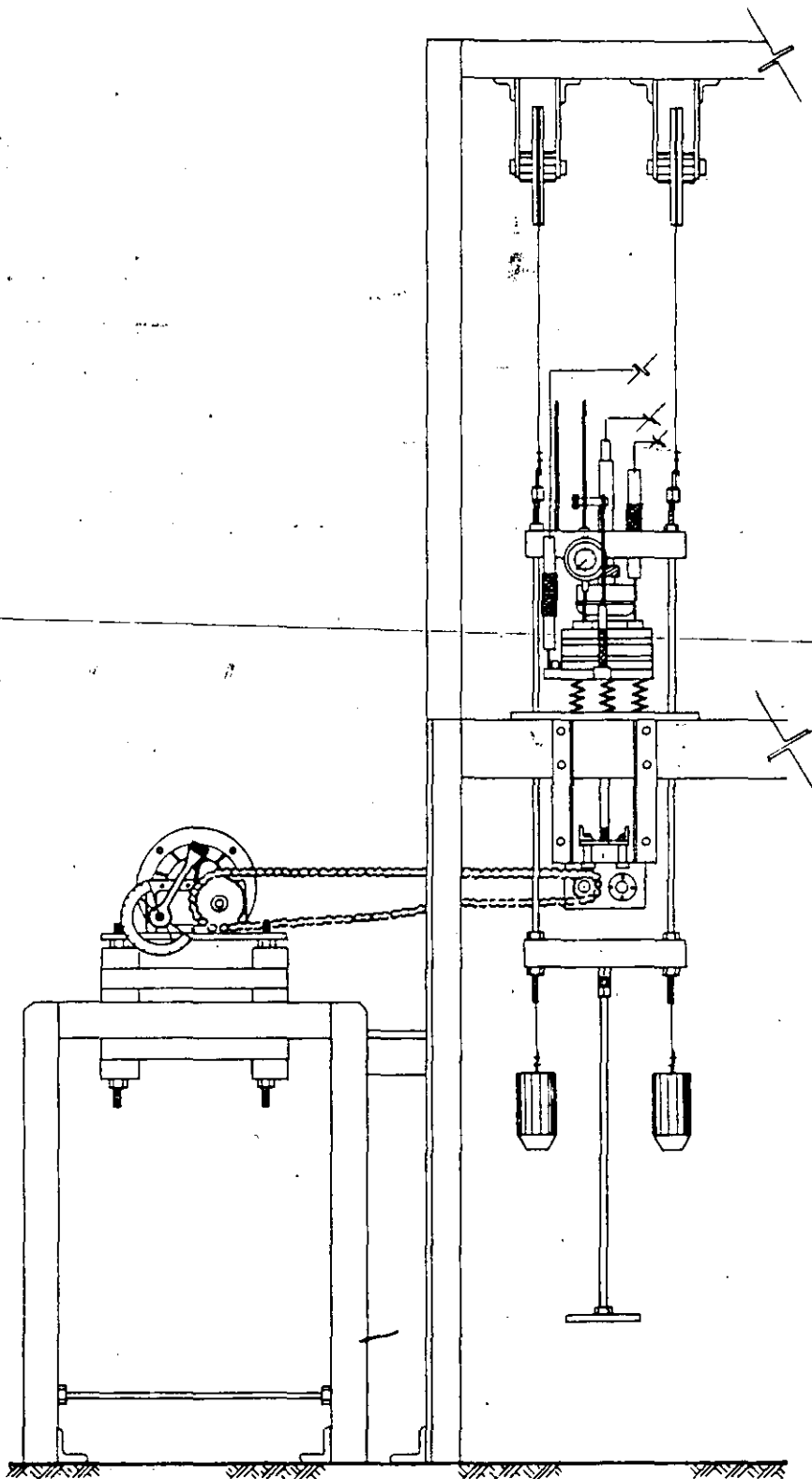


FIG 5.31 CONSOLIDOMETRO PARA ENSAYES DINAMICOS
(Díaz Rodríguez y Casales, 1986)

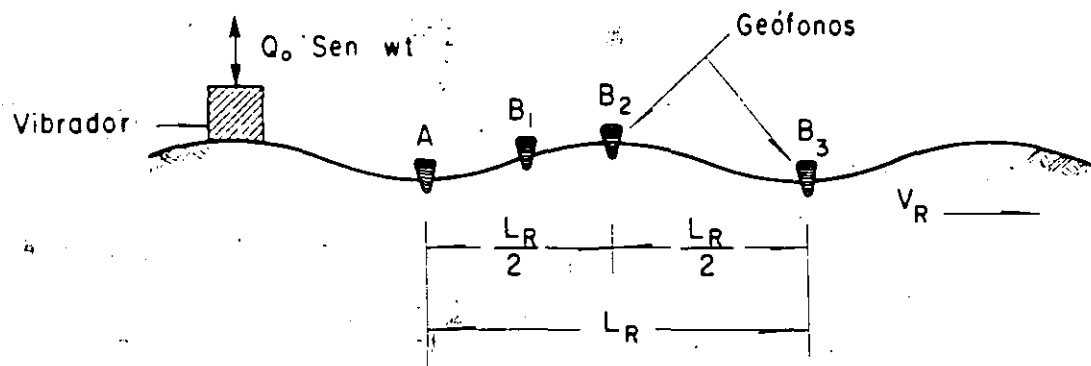
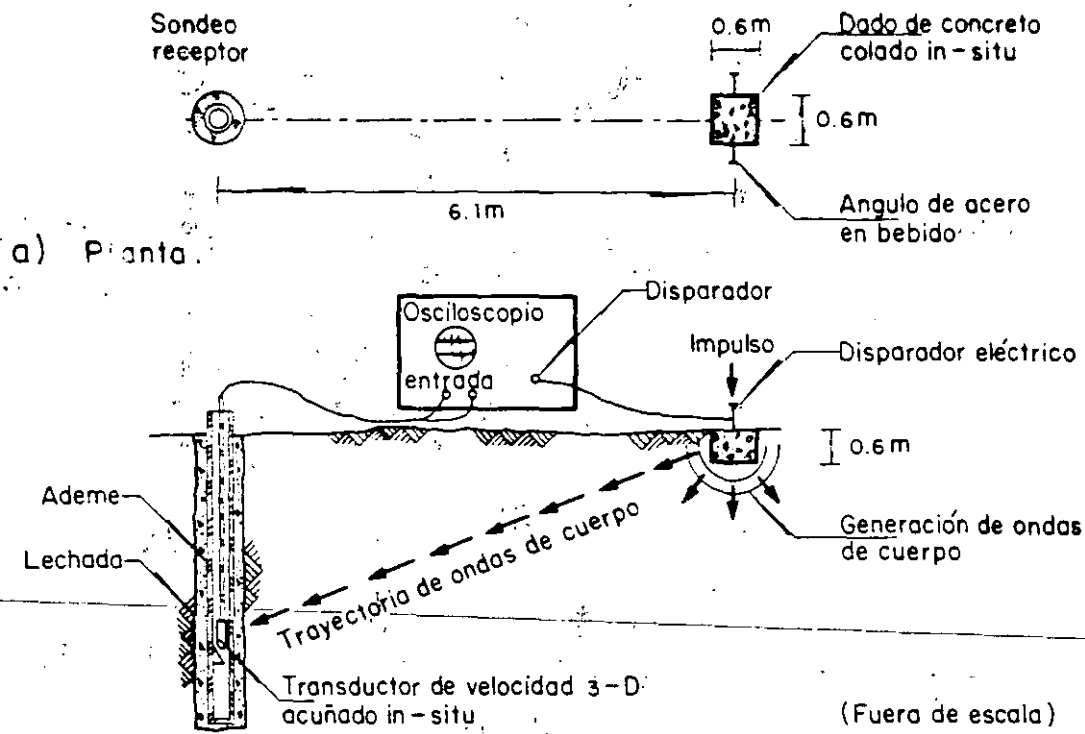
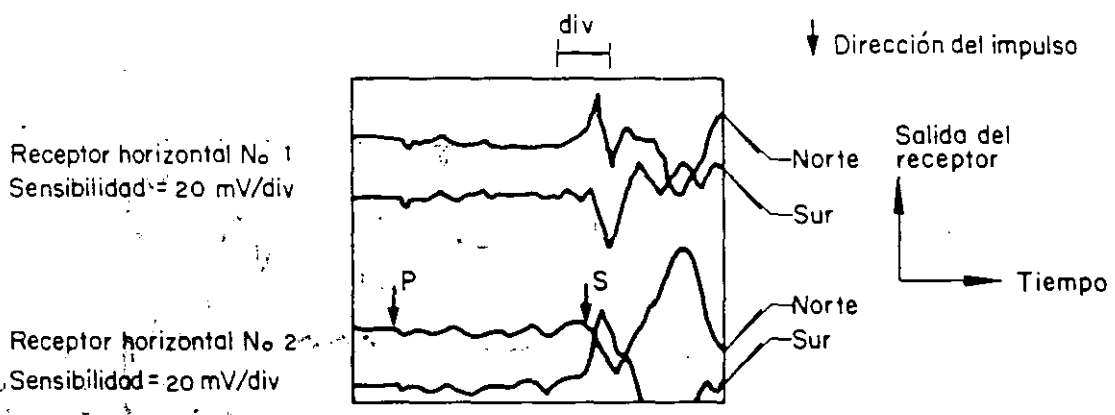


FIG 5.33 ENSAYE DE VIBRACION DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO

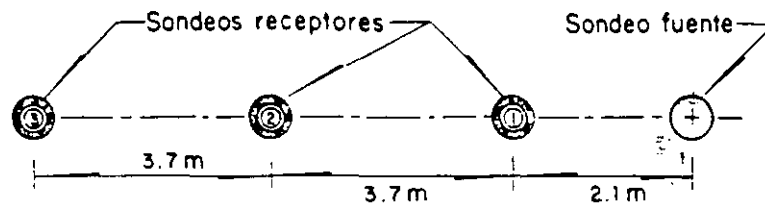


b) Sección transversal

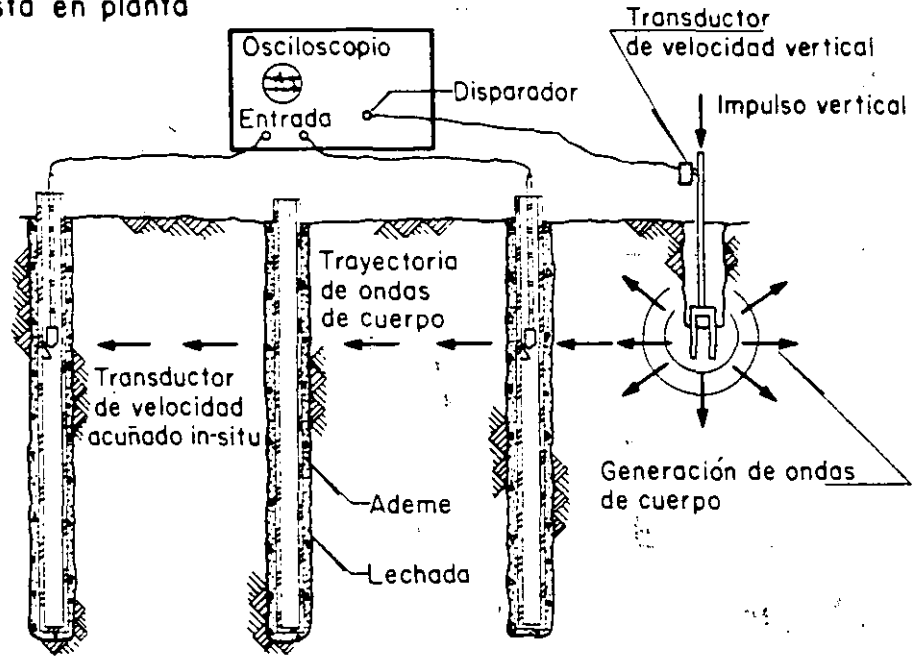


c) Registro de llegada usando dos receptores orientados perpendicularmente uno del otro

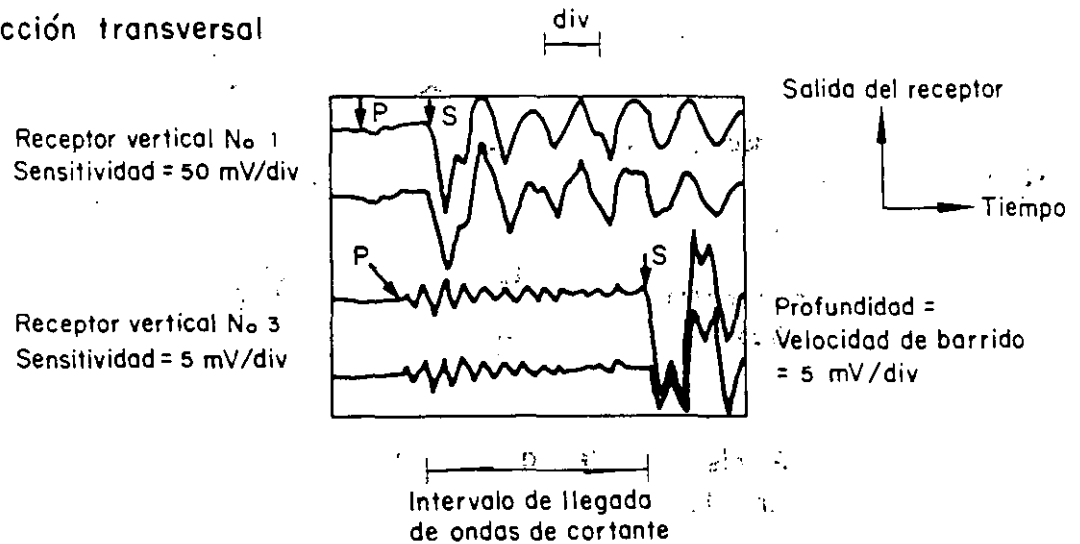
FIG 5.40 ENSAYE SISMICO DOWNHOLE (Hoar y Stokoe, 1978)



a) Vista en planta



b) Sección transversal



c) Registro de llegada usando dos receptores

FIG 5.41 ENSAYE SISMICO CROSS-HOLE (Hoar y Stokoe, 1978)