



FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



Determinación de las propiedades dinámicas de los suelos

D 104

Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez

DIVISION DE ESTUDIOS E POSGRADO



DEPEI

F-DEPEI

D-104

1995

Ej-4

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería
División de Estudios de Posgrado
México, D.F. C.P. 04510
Enero, 1995

ISBN968-36-4050-8

Tiraje: 150 ejemplares

Supervisión editorial: Lic. Guadalupe Castro Díaz

El contenido de esta obra es responsabilidad del autor.

CONTENIDO

	Pag.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA	3
3. EFECTO DE LA CARGA REPETIDA	4
4. PROCEDIMIENTOS DE LABORATORIO	5
4.1 Ensayes de pulsos ultrasónicos	
4.2 Ensaye de columna resonante	
4.3 Ensaye de péndulo de torsión	
4.4 Ensaye triaxial cíclico	
4.5 Ensaye de corte simple cíclico	
4.6 Ensaye de torsión cíclica	
4.7 Ensaye en mesa vibradora	
4.8 Ensayes especiales	
5. MÉTODOS DE CAMPO	19
5.1 Ensayes de ondas de superficie	
5.2 Ensaye de refracción sísmica	
5.3 Ensaye de resonancia vertical	
5.4 Ensaye de resonancia horizontal	
5.5 Ensayes up-hole y down-hole	
5.6 Ensaye cross-hole	
6. CORRELACIONES CON EL MÓDULO G	28
7. CORRELACIONES CON EL AMORTIGUAMIENTO	31
8. MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LOS SUELOS	32
9. REFERENCIAS	36
10. BIBLIOGRAFIA	40
TABLAS Y FIGURAS	42

DETERMINACION DE LA PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS

1. INTRODUCCION

En las últimas décadas, se han realizado grandes avances en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta del terreno sujeto a la acción de cargas dinámicas, sin embargo, el uso de tales procedimientos requiere el conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo para llegar a soluciones satisfactorias.

El diseño de la cimentación de una máquina y el comportamiento de un depósito de suelo durante la ocurrencia de un sismo intenso son dos problemas típicos de la dinámica de suelos, que requieren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos para rangos de deformación diferente.

A la fecha se han desarrollado varias técnicas para medir las propiedades dinámicas de los suelos teniendo en cuenta el rango de deformaciones características de cada aplicación; mientras que un sismo intenso puede desarrollar deformaciones de 10%, la cimentación de un microscopio electrónico es sensible a deformación de $10^{-4}\%$.

Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica profesional son:

- . Módulo dinámico equivalente de Young E
- . Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G
- . Módulo dinámico de deformación volumétrica, K
- . Relación de Poisson, ν
- . Amortiguamiento, ζ
- . Propiedades esfuerzo-deformación
- . Parámetros de licuación

- . Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.

Debe tenerse en cuenta que no existe un ensaye único que cubra todo el intervalo de deformaciones requerido en la solución de los problemas de la dinámica de suelos.

El ensaye de los suelos sometidos a carga dinámica puede realizarse mediante técnicas de laboratorio o mediante técnicas de campo, ambos enfoques tienen ventajas y desventajas, las cuales discutiremos a continuación.

Las ventajas de las técnicas de laboratorio radican en su economía, la relativa facilidad con la que las variables de ensaye se pueden variar, así como la definición de las condiciones de frontera; su principal desventaja radica en la alteración provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye.

Las ventajas de las técnicas de campo radican en el ensaye de un mayor volumen de suelo y que en algunos casos la alteración del suelo puede ser minimizada; su principal desventaja consiste en la dificultad para controlar las condiciones de frontera y los bajos niveles de deformación que se pueden alcanzar.

El ensaye de los suelos tiene dos objetivos:

- a) Proporcionar información básica para el análisis y diseño.
- b) Obtener la base experimental que permita el desarrollo de ecuaciones constitutivas.

Con relación al primer objetivo debe reconocerse que las técnicas de ensaye reproducen sólo en forma aproximada las condiciones reales de trabajo que se pueden presentar en el sitio, sin embargo, a partir de resultados de laboratorio (Díaz-Rodríguez, 1989) y combinados con la experiencia se pueden proporcionar valores muy útiles para análisis y diseño. El segundo objetivo pretende entender, explicar y predecir el comportamiento de los suelos ante condiciones generales.

En relación con los procedimientos de laboratorio para determinar las propiedades esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos, bajo cargas dinámicas, las variables importantes son la medición precisa de: la carga, la deformación y la presión de poro. En lo que se refiere a medición de las dos primeras puede decirse que no existe problema al

respecto, con excepción de la cuantificación de las deformaciones laterales. En relación con la medición de la presión de poro, conviene aclarar que dicha medición se realiza en las fronteras del espécimen (cabeza y/o base) por lo tanto, si la permeabilidad del espécimen permite la homogeneización instantánea de la presión de poro la medición es confiable, como sucede en los materiales granulares permeables, sin embargo, en materiales de baja permeabilidad, como la arcilla, en donde la homogeneización instantánea es imposible, la medición de la presión de poro en las fronteras, cabezal o base de la muestra, no representa la presión de poro promedio en el espécimen. Además, debe tenerse presente que la presión de poro generada por la aplicación de carga cíclica depende entre otros factores: del tipo de suelo, de la magnitud de la carga o de la velocidad de deformación, de la permeabilidad del suelo, y de las condiciones de drenaje del ensaye.

2. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA

La evidencia experimental indica que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se incrementa con el aumento de la velocidad de aplicación de la carga, con relación a la resistencia determinada por los procedimientos normales de la mecánica de suelos estática (Fig. 1). Los resultados se pueden expresar mediante la siguiente ecuación

$$[\tau_{\text{máx}}]_{\text{dinámica}} = [\tau_{\text{máx}}]_{\text{estática}} \cdot (\text{FVC}) \quad [1]$$

en donde (FVC) es un factor de velocidad de aplicación de carga.

Los resultados experimentales (Whitman, 1970a y Richart, et al 1970) indican que:

- a) Para arenas secas el FVC puede estar comprendido entre 1.10 y 1.15 para velocidades de deformación comprendidas entre 0.02 % por segundo y 1000 % por segundo, respectivamente.
- b) Para suelos cohesivos saturados el FVC está comprendido entre 1.5 y 3.
- c) Para suelos parcialmente saturados el factor está comprendido entre 1.5 y 2.

Según Lee et al (1969) los resultados obtenidos al utilizar cámara triaxial

cíclica sobre arena seca mostró para velocidades de deformación comprendidos entre 0.1 % y 10000 % por minuto, los siguientes FVC:

- a) Para arena suelta y presiones de confinamiento hasta de 15 kg/cm², un factor de 1.07
- b) Para arena en estado denso y elevados esfuerzos de confinamiento el factor resultó ser de 1.2

Las posibles explicaciones al aumento de la resistencia con el aumento de la velocidad de deformación o de carga son:

El aumento de velocidad de carga afecta el movimiento de las partículas de suelo durante la deformación, impidiendo que las partículas sigan trayectoria de mínima resistencia y obligándolas a moverse unas por encima de otras provocando dilatación y la correspondiente reducción de la presión de poro y por consiguiente un aumento de su resistencia.

Cuando la velocidad de aplicación de carga aumenta, se debe proporcionar una mayor energía a la muestra debido a la resistencia del agua de los poros a fluir fuera del espécimen; por lo tanto el esfuerzo necesario para hacer fallar un espécimen de suelo saturado aumenta al incrementar la velocidad de aplicación de la carga.

Existe también un efecto de inercia en la deformación tanto vertical como lateral; cuando un espécimen de suelo es sometido a una carga o deformación rápida, la inercia retrasa el desarrollo de las deformaciones laterales que se podrían presentar ante cargas de tipo estático.

3. EFECTO DE LA CARGA REPETIDA

Cuando se induce una carga cíclica bien se trate de sismos, tránsito de vehículos, vibración de maquinaria, etc., a una masa de suelo, se provocan cambios en el estado de esfuerzos de dicha masa, lo cual puede causar un incremento tanto de la deformación como de la presión de poro. La disipación del incremento de la presión de poro puede dar origen a una deformación volumétrica y, por tanto, al asentamiento correspondiente. Otros efectos son el ablandamiento y la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante.

La figura 2a ilustra un ensaye típico de carga repetida. El espécimen de suelo se sujeta a un esfuerzo σ'_0 bajo condiciones estáticas. Posteriormente, se somete a un esfuerzo cíclico de magnitud, σ_p , y

periodo, T . La evolución de la deformación se presenta en la figura 2b en la que se aprecia que la deformación se incrementa con el número de ciclos de aplicación de carga.

El resultado final del ensaye dependerá del tipo de suelo, de la magnitud del esfuerzo estático, σ'_0 , de la magnitud del esfuerzo cíclico, σ_p , y del número de ciclos. En general, si la suma de $\sigma'_0 + \sigma_p$ es muy pequeña comparada con la resistencia estática, la deformación del suelo, después de un cierto número de ciclos, se aproximará a un estado de equilibrio y la deformación no se incrementará más, (Fig. 3a). Por otro lado, si la suma de esfuerzos es cercana a la resistencia estática, la deformación se incrementará ciclo a ciclo y ocurrirá la falla por carga cíclica (Fig. 3c).

Las figuras 4 y 5 ilustran los resultados obtenidos por Seed y Chan (1966), al utilizar cámara triaxial cíclica, las variables estudiadas fueron: la magnitud del esfuerzo inicial estático, σ'_0 , la magnitud del esfuerzo cíclico, σ_d y el número de ciclos, N .

4. PROCEDIMIENTOS DE LABORATORIO

La investigación experimental de las propiedades dinámicas de los suelos es un tema de gran interés, ya que puede afirmarse que las características esfuerzo-deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas son diferentes de aquellas obtenidas bajo cargas estáticas, por tanto, ha sido necesario desarrollar equipo, técnicas y procedimientos que nos permitan medir el comportamiento de los suelos en condiciones lo más cercanas posibles a las que estarán sometidos en una obra de ingeniería.

Sin embargo, debe reconocerse que la determinación de la respuesta dinámica de los suelos está dominada por las vicisitudes de los procedimientos de medición y/o de ensaye.

Por tanto, cualquier consideración de la investigación de laboratorio del comportamiento de los especímenes de suelo sujeto a carga dinámica debe empezar por tomar en cuenta el equipo utilizado y los procedimientos de ensaye.

Puede afirmarse que no existe un aparato, procedimiento o técnica única que cubra todo el rango de deformación de interés de la dinámica de suelos, por tanto para cada aplicación deberá escogerse el tipo de ensaye más apropiado.

En la Tabla 1, se muestra en forma aproximada los rangos y características de los distintos ensayos de laboratorio.

A continuación se escribirán las principales características de los equipos de laboratorio más usuales en dinámica de suelos, su fundamentación, su teoría y sus ventajas y limitaciones, así como algunos de los resultados generales que se pueden obtener a través de ellos.

4.1 Ensaye de pulsos ultrasónicos

Este ensaye consiste en generar mediante cristales piezoeléctricos ondas ultrasónicas ya sea longitudinales o de torsión y medir el tiempo, t , necesario para la propagación del pulso elástico generado, a través del espécimen de suelo de longitud, L . Lo anterior permite conocer la velocidad de propagación del pulso generado en el espécimen en estudio.

Conviene recordar que la piezoelectricidad es un fenómeno que se presenta en cristales tales como el cuarzo, la turmalina, el bario-titanio, el fosfato amónico, etc. cuando se ejerce una presión sobre ellos. La deformación producida por una presión conduce a un desplazamiento del centro de aplicación de las cargas negativas respecto al de las positivas, produciendo así en el cristal una polarización que depende de la presión aplicada (efecto piezoeléctrico directo).

Recíprocamente, si se aplica un campo eléctrico al cristal, se producen deformaciones que dependen de la intensidad del campo aplicado (efecto piezoeléctrico inverso).

Por tanto, el método consiste en aplicar un pulso de carga repentinamente en un extremo del espécimen de suelo mediante un cristal piezoeléctrico, la deformación del espécimen debido a la carga se propaga a través de él mediante ondas de esfuerzo. La llegada del pulso de carga al extremo opuesto del espécimen al igual que la aplicación del pulso se registra en un osciloscopio, como se muestra en la figura 6.

Si el pulso aplicado es de compresión, la velocidad, v_c , se obtiene mediante

$$v_c = L/t \quad [2]$$

El módulo equivalente de Young, E_{eq} , se obtiene mediante

$$E_{eq} = \rho v_c^2 = \rho L^2/t_c^2 \quad [3]$$

Si el pulso aplicado es de torsión, la velocidad, v_s , se obtiene mediante:

$$v_s = L/t_s \quad [4]$$

El módulo al esfuerzo cortante, G , se obtiene mediante:

$$G = \rho v_s^2 = \rho L^2/t_s^2 \quad [5]$$

El ensaye de pulsos se considera un ensaye no destructivo ya que impone deformaciones unitarias del orden de 10^{-4} a 10^{-3} , en por ciento.

Otros detalles son descritos por Lawrence (1963).

4.2 Ensayo de columna resonante

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen.

El módulo correspondiente se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia, f_n , la geometría del espécimen (Fig. 7) y las características del equipo.

Los antecedentes del equipo resonante se remontan a 1937 (Ishimoto, M. y Iida, K.), posteriormente Bishopp (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante. En la figura 8, se muestra el equipo utilizado por Wilson y Dietrich (1960) para ensayos de vibración longitudinal en el que se emplea una bocina para fonógrafo como actuador y dos agujas también de fonógrafo como captadores de la respuesta del espécimen.

En la figura 9, se muestra en forma esquemática una versión moderna de la columna resonante.

En general, el procedimiento de ensaye se puede resumir como sigue:

Un espécimen cilíndrico se coloca sobre una base rígida. El espécimen puede ser un cilindro sólido o hueco, en su parte superior se coloca el dispositivo que comunica la excitación torsional y/o longitudinal. En esta forma se tiene un espécimen de suelo fijo en su extremo inferior y libre en su parte superior.

Mediante un generador de funciones se produce la forma de la onda con la amplitud y frecuencia requeridas, estas características se observan en la pantalla de un osciloscopio.

La respuesta del suelo se mide mediante un acelerómetro, cuya salida se observa en el eje Y del osciloscopio.

La frecuencia de vibración se controla a voluntad, lo cual permite realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia, f_n , esta frecuencia depende tanto de las características del aparato utilizado como del espécimen mismo.

También, mediante la Figura X-Y observada en el osciloscopio se puede conocer cuando el sistema está en resonancia.

Para medir la deformación axial, se emplea un transductor de desplazamiento (LVDT).

La presión de confinamiento se aplica mediante aire comprimido.

Los principales factores que afectan los resultados de la prueba son: la amplitud de deformación angular, γ , la presión de confinamiento, σ_c y la relación de vacíos, e . Otros factores tales como: la temperatura y el tiempo afectan los resultados de la prueba pero de una manera menos importante.

El módulo G se calcula a partir de la frecuencia de resonancia f_n , utilizando las expresiones obtenidas por Hardin (1965) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico.

La ecuación que relaciona la velocidad de propagación de ondas de esfuerzo cortante, V_s , con la f_n , está expresada por:

$$V_s = 2\pi f_n L / \psi_s \quad [6]$$

en donde, L, es la longitud del espécimen y, ψ_s , es la raíz de la ecuación de frecuencias.

$$\psi_s \tan \psi_s = J/J_o \quad [7]$$

en donde: J, es el momento de inercia del espécimen y, J_o , es el momento de inercia de la cabeza del sistema

Finalmente:

$$G = V_s^2 \rho \quad [8]$$

en donde: ρ es la densidad de masa del espécimen

El módulo E_{eq} se calcula de una forma semejante.

La fracción del amortiguamiento se calcula a partir del registro de vibración libre, obtenido al suspender la corriente de excitación y aplicando la expresión del decremento logarítmico.

La información detallada del equipo, el procedimiento de calibración, el ensaye de especímenes y el procesamiento de los datos son descritos por Drnevich, Hardin y Shippy (1978).

4.3 Ensaye del péndulo de torsión

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un impulso que le provoque una vibración torsional libre.

La figura 10 ilustra el aparato desarrollado por Zeevaert (1967), que consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter la muestra a diferentes presiones de confinamiento, σ_c , esto lleva al conocimiento de la variación del módulo G , con la presión de confinamiento.

Un vástago, unido firmemente a un brazo horizontal, atraviesa la tapa de la cámara y transmite la vibración torsional libre a la cabeza de la muestra.

El 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 y esto hace que el sistema vibre libremente. La vibración como respuesta de los elementos elásticos del suelo es registrada por un pequeño graficador dotado de dos plumillas; una registra la vibración libre del sistema y la otra las marcas de tiempo. De los registros típicos para diferentes suelos (Fig. 11) se obtiene la amplitud, periodo y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo; de esta información se calcula el módulo G de acuerdo con la expresión:

$$G = \frac{\omega_{sd}^2 \cdot C}{(1 - \zeta_s^2) - (1 - \zeta_a^2) (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad [9]$$

donde:

- $C = J_a h / I_p$
- J momento de inercia de las masas
- h altura del espécimen
- $I_p = \pi D^4 / 32$
- D es el diámetro del espécimen
- ψ_{sd} es la frecuencia circular amortiguada del sistema
- ψ_{ad} es la frecuencia circular amortiguada de calibración
- ζ_s y ζ_a representa las relaciones de amortiguamiento del sistema y del instrumento respectivamente

Zeevaert (1984) describe con detalle las consideraciones del funcionamiento del aparato, su uso, detalles de calibración e interpretación de resultados.

4.4 Ensaye triaxial cíclico

El ensaye triaxial cíclico tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo, sometido a cargas axiales cíclicas.

Los antecedentes del ensaye pueden ubicarse en las investigaciones realizadas para la construcción del Canal de Panamá. La figura 12 muestra un equipo para aplicar cargas dinámicas desarrollado por Casagrande y Shannon (1948), este equipo utilizaba la energía de un péndulo el cual golpeaba un resorte conectado a un pistón hidráulico que a su vez transmitía la energía a otro pistón hidráulico que finalmente la aplicaba a un espécimen de suelo.

Seed y Fead (1959) y Seed (1960) describen un equipo que usa un pistón neumático para la aplicación de la carga dinámica, el dispositivo permite someter los especímenes de ensaye a una presión de confinamiento.

La figura 13 muestra un esquema de una cámara triaxial cíclica moderna. El ensaye triaxial cíclico consiste en someter un espécimen de suelo a un

esfuerzo de confinamiento, σ_{3c} , hasta lograr su consolidación, y posteriormente aplicarle un esfuerzo axial cíclico de magnitud conocida, σ_d , a una frecuencia determinada.

En la figura 14a, se representa el estado de esfuerzos de un espécimen sometido a consolidación isotrópica de magnitud, σ_{3c} . Si posteriormente en condiciones no drenadas, se cambia el estado de esfuerzos, de tal forma que el esfuerzo axial se incremente en una cantidad igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$, y el esfuerzo radial se decremente en una cantidad igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$, el estado de esfuerzos resultante se muestra en la figura 14b. Este mismo estado de esfuerzos se logra si se incrementa el esfuerzo axial en una cantidad igual a σ_d y simultáneamente se decrementa la presión confinante en una cantidad igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$ (Fig. 14c). En la figura 14b, se puede apreciar que la condición antes descrita produce esfuerzos cortantes, τ , de magnitud $\frac{1}{2}\sigma_d$ en planos con una inclinación de 45 grados con respecto a la horizontal.

Si a partir de la condición de consolidación isotrópica (Fig. 15a), y en condiciones no drenadas, se decrementa el esfuerzo axial en una cantidad igual a σ_d , y simultáneamente se incrementa la presión confinante en una cantidad igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$ (Fig. 15b) el estado de esfuerzos correspondiente produce esfuerzos cortantes de una magnitud igual a $\frac{1}{2}\sigma_d$ en planos con una inclinación de 45 grados con respecto a la horizontal, en este caso el sentido de los esfuerzos cortantes resulta ser contrario al sentido de los generados en la condición mostrada en la figura 14b.

Si las condiciones de esfuerzos descritas en los dos párrafos anteriores se repiten cíclicamente, se producen esfuerzos cortantes que cambian de sentido pero mantienen los esfuerzos normales constantes.

El ensaye triaxial cíclico descrito en los párrafos anteriores es la condición deseable, puesto que mantiene el esfuerzo normal medio constante, sin embargo es difícil de realizar, ya que requiere que tanto la carga axial como la presión de confinamiento varíen en forma cíclica y sincronizada. Debido a lo anterior, el ensaye triaxial cíclico se realiza en forma diferente: manteniendo la presión de confinamiento, σ_{3c} , constante y aplicando el esfuerzo axial cíclicamente, con magnitud de $\pm\sigma_d$ como se indica en la figura 16a. Según Seed y Lee (1966) esta última condición descrita produce resultados semejantes a los obtenidos por las condiciones indicadas en las figuras 14 y 15, siempre y cuando los especímenes ensayados estén completamente saturados, ya que la única diferencia entre ambos procedimientos radica en la variación cíclica de la presión confinante en una cantidad de $\pm \frac{1}{2}\sigma_d$, la deformación axial no requiere ninguna

corrección.

La figura 17 muestra las condiciones de esfuerzo de un ensaye triaxial cíclico para un espécimen anisotrópicamente consolidado (TC-AC). En este ensaye el espécimen se consolida primeramente a una presión isotrópica, σ_{3c} , y posteriormente se aplica un esfuerzo axial estático adicional bajo condiciones drenadas para lograr el estado de esfuerzos de consolidación anisotrópica (punto A en la figura 17b). La condición descrita tiene por objeto simular el estado de esfuerzos cortantes *in situ* a los que estaba sometido el elemento de suelo antes de extraerse mediante muestreo. A partir de la consolidación anisotrópica se aplica al espécimen de suelo un esfuerzo axial cíclico, $\pm \sigma_d$, y se obtiene un registro continuo de las variables en estudio.

En general, se obtienen las trazas o registros continuos de la variación de: la carga axial aplicada, p , la deformación axial producida, δ_c , y la presión de poro, Δu , generada durante la aplicación de carga cíclica (Fig. 18).

La figura 19 muestra un lazo de histéresis típico de un ensaye triaxial cíclico, en la figura se presenta el estado inicial de consolidación del espécimen la variación del esfuerzo axial cíclico, q_c , y la variación de la deformación axial cíclica, ϵ_c .

El módulo equivalente de Young, E_{eq} , se determina a partir de la pendiente de la línea que une los puntos extremos del lazo de histéresis. La relación de amortiguamiento equivalente, λ , se calcula usando la expresión:

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Area del lazo de histéresis}}{\text{Area del triángulo BCD}} \quad [10]$$

A partir de los datos del ensaye también se puede obtener, entre otros, los parámetros de licuación de un suelo granular y los parámetros para los modelos de degradación de suelos cohesivos. La gran cantidad de información proveniente de una serie de ensayos triaxiales cíclicos requiere el uso de un mayor número de aparatos de registro o captura de datos.

La figura 20 muestra un esquema de un equipo moderno para el ensaye triaxial cíclico.

Castro (1969) al realizar ensayos con cámara triaxial cíclica observó que durante los ensayos se pueden desarrollar heterogeneidades en las muestras, de manera especial en la zona superior.

Otros investigadores, Seed y Lee (1966), Castro y Poulos (1977), Annaki y Lee (1977) señalan otras limitaciones del ensaye.

4.5 Ensaye de corte simple cíclico

El ensaye de corte simple cíclico tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometido a una condición de esfuerzos de corte simple (Fig. 21).

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la finalidad de conseguir una mayor aproximación a las condiciones de campo en las que se encuentra un elemento de suelo al ser sometido a la propagación vertical de las ondas esfuerzo cortante (Fig. 22) que aquella lograda con la cámara triaxial cíclica.

Las condiciones de corte simple teóricas que debe cumplir un elemento de suelo en un equipo de corte simple son ilustradas en la figura 23 y se resumen en:

- a) Estático: simular el estado de esfuerzos iniciales (Fig. 23a).
- b) Cíclico: imponer condiciones de corte simple (Fig. 23b).

En el plano xy esta condición queda definida por:

$$\frac{\delta u}{\delta x} - \frac{\delta v}{\delta y} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\delta u}{\delta y} \neq 0 \quad [11]$$

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

Debido a las condiciones no drenadas, el cambio de volumen de la muestra tendrá que ser nulo; por tanto, al ocurrir deformaciones angulares, ω , no deberán producirse deformaciones verticales, es decir, cada punto de las fronteras inferior y superior, deberá moverse una cantidad de $\pm \omega \cdot h$. Para conseguir esto último, dichas fronteras deberán ser rugosas para evitar deslizamientos, que darían origen a zonas muertas.

Pickering (1969) realizó ensayos con placas de diferente rugosidad, obtuvo resultados satisfactorios cuando las placas proporcionaban la fricción necesaria para transmitir los esfuerzos cortantes τ_{xy} .

Uno de los primeros aparatos de corte simple fue el desarrollado por el Swedish and Norwegian Geotechnical Institute (Kjellman, 1951); sin embargo, este aparato tiene el inconveniente de utilizar muestras cilíndricas y dificultades para lograr que existan los esfuerzos cortantes en una sección horizontal que sean uniformes.

Roscoe (1953) modificó el aparato, utilizó 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 emplearon para examinar la tendencia a licuarse de muestras de arena sometida a este tipo de esfuerzo. También en la Universidad de British Columbia, Pickering (1969), Finn, Pickering y Bransby (1971) diseñaron y utilizaron corte simple para el estudio de licuación.

Al ensaye de corte simple cíclico se le han señalado limitaciones tales como la generación de condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras (Figura 24) lo cual causa la falla de los especímenes para esfuerzos menores que aquellos requeridos en el sitio de estudio. La figura 24b ilustra la distribución no-uniforme de los esfuerzos normales en las fronteras, lo que da lugar a una excentricidad en los esfuerzos normales.

Díaz Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) presentan un análisis matemático de la influencia de las dimensiones del espécimen sobre la distribución de los esfuerzos. Otros análisis son descritos por Prévost y Hoeg (1976) y Lucks et al. (1972).

En la actualidad, se pueden encontrar dos tipos de aparatos de corte simple; uno de paredes rígidas y forma prismática de aproximadamente 5 x 5 x 2.9 cm (Fig. 25a); otro de forma cilíndrica, con dimensiones de 71 mm de diámetro y 20 mm de altura, en este caso los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral (Fig. 25b), esto último tiene como finalidad lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de la muestra defina una línea recta.

Finn y Vaid (1977) desarrollaron un aparato de corte simple cíclico para ensayos a volumen constante (Fig. 26), este aparato tiene el propósito de reducir los efectos del cambio de volumen de la muestra debido a la deformación del equipo. Los errores debidos a la deformación del equipo

son comunes en los ensayos no drenados para estudiar el potencial de licuación de los suelos. La magnitud de la deformación es en primer término en función del tipo de equipo utilizado y de la granulometría del suelo bajo ensaye. En los equipos de corte simple de paredes rígidas, la deformación puede presentarse en las esquinas de la muestra.

El procedimiento que proponen Finn y Vaid (1977) consiste en determinar el comportamiento no drenado de la muestra de ensaye utilizando arena seca y midiendo el cambio de la presión vertical para mantener el volumen de la muestra constante, el cambio de la presión vertical se interpreta como el cambio de presión de poro equivalente.

Con objeto de superar algunas de las dificultades de los especímenes de tamaño pequeño, Díaz-Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) diseñaron un aparato de corte simple de paredes rígidas para muestras de gran tamaño (30 x 60 x 90 cm). El equipo está diseñado para usarse sobre una mesa vibradora (Fig. 27) y ofrece las siguientes características:

- a. Simular el efecto de la presión de sobrecarga y de fuerzas de inercia.
- b. Imponer a la muestra condiciones de deformación de corte simple.
- c. Medir la presión de poro generada en diferentes puntos de la muestra y de esta forma conocer la distribución de la presión de poro que da origen a la licuación.

4.6 Ensayo de torsión cíclica

Este ensayo se desarrolló con la finalidad de superar algunas de las limitaciones asociadas al ensayo de corte simple.

Iwasaki, Tatsuoka y Takagi (1978), desarrollaron un aparato para el ensayo de cilindros huecos sometidos a torsión cíclica.

4.7 Ensayo en mesa vibradora

Una mesa vibradora es un dispositivo que permite efectuar ensayos dinámicos de sistemas o componentes, ya sea a escala natural o a escala reducida.

Una mesa vibradora consta principalmente de:

- a. Una plataforma rígida sobre la cual se fija o se construye el espécimen a ensayar. Sus dimensiones varían desde unos centímetros hasta varios metros.
- b. Un sistema de soporte de la plataforma, que puede ser a base de ruedas metálicas (Fig. 28), pedestales doblemente articulados (Fig. 29), rodamientos de agujas o aire comprimido.
- c. Un sistema excitador o actuador, encargado de aplicar a la plataforma el tipo de excitación, (impacto, periódica o aleatoria) que el ensaye requiera. Díaz-Rodríguez (1971) utilizó un actuador de masas giratorias excéntricas para la generación de vibraciones armónicas en un rango de frecuencias hasta de 20 Hz y una fuerza máxima de 5 ton, en tanto que Díaz Rodríguez y Del Valle (1977) describen un moderno laboratorio con una mesa vibradora equipada con un actuador electrohidráulico, doblemente articulado en sus extremos, controlado electrónicamente y capaz de simular diferentes tipos de vibración (por ejemplo un acelerograma). El rango de frecuencia de vibración abarca hasta 100 Hz, con una fuerza de 75 ton., capaz de provocar una aceleración hasta de 3 g.
- d. Un sistema de control electrónico equipado con: un controlador, un selector de programas, un acondicionador de programas y un servocontrolador. La función principal de este último es comparar una señal de entrada con una de retroalimentación y generar una señal de error que tiene la magnitud y la polaridad requeridas para corregir la señal deseada.
- e. Un sistema de captura de datos, compuesto básicamente de: un transductor, un acondicionador de señal y dispositivos de registro (en papel o en forma magnética).
- f. Sistemas auxiliares

La figura 30 muestra un esquema de conjunto de una mesa vibradora moderna. Son muchas las aplicaciones que se pueden dar al uso de mesas vibradoras en la investigación del comportamiento dinámico de los suelos y estructuras construidas de suelo. Díaz-Rodríguez (1971, 1984) utilizó mesa vibradora para investigar las características dinámicas de modelos a escala reducida de cortinas de enrocamiento, y obtuvo excelentes resultados en la determinación de las frecuencias naturales de vibración y la fracción del amortiguamiento crítico asociado a dichas frecuencias.

Finn et al (1970 y 1971) han utilizado recipientes con paredes rígidas colocadas sobre mesa vibradora para estudiar el fenómeno de licuación de arenas. Es claro que en un recipiente con paredes rígidas es difícil conocer qué condición de campo representa. Es por esto que Díaz-Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) desarrollaron un aparato de corte simple gigante para la investigación de las características de licuación de suelos granulares finos. En este aparato las fuerzas cortantes se generan mediante la fuerzas de inercia del sistema.

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

Para estudiar los efectos de movimientos multidireccionales, Pyke, Seed y Chan (1975) y Seed, Pyke y Martin (1978) realizaron ensayos de especímenes excitados en dos direcciones (horizontales y perpendiculares) en los cuales encontraron que los asentamientos provocados por movimientos multidirecciones eran mayores que los provocados por movimientos en una sola dirección.

4.8 Ensayes especiales

Para iniciar una línea de investigación o durante el desarrollo de la misma, se requiere diseñar dispositivos experimentales (que no existen en el mercado), con los cuales el investigador debe guiarse no sólo por su conocimiento de los aspectos básicos del fenómeno en estudio, sino también por una intuición muy particular de la realidad física.

Los aparatos que se diseñen y construyan requerirán ser previstos y calculados hasta en sus mas pequeños detalles, tomando en consideración los complejos elementos que en ellos intervengan, ya que no obstante las precauciones que se tomen, frecuentemente surgen sorpresas desagradables que obligan a modificar o, inclusive, a cambiar totalmente dispositivos pacientemente estructurados.

Con el propósito de responder al reto de crear nuevos aparatos o dispositivos para el avance de la experimentación en dinámica de suelos, se han diseñado dos versiones de un consolidómetro para ensayos dinámicos. La primera (Fig. 31) se realizó para estudiar el efecto de la carga repetida, de bajo nivel de esfuerzos, sobre el proceso de consolidación de un suelo compresible; el dispositivo desarrollado (Díaz-Rodríguez y Casales, 1983; Díaz-Rodríguez y Casales 1986) consta

básicamente de:

- a. Una mesa vibradora miniatura con un grado de libertad en la dirección vertical; la plataforma de la mesa es circular, de 14 cm de diámetro, y va unida mediante una barra de sección transversal circular, a un pequeño vibrador de masas excéntricas capaz de generar aceleraciones hasta de 0.3 g. Sobre la mesa vibradora se coloca un consolidómetro de anillo flotante.
- b. Un sistema de carga, constituido por un marco de acero que sostiene un portapesas que permite la aplicación de esfuerzo normal de hasta 1.5 kg/cm .
- c. Un sistema de excitación constituido por un vibrador de cuatro masas excéntricas impulsado por un motor de 1/3 de HP, y 1 725 rpm unido a un reductor de velocidad (cero-máx). La transmisión del movimiento se realiza mediante una cadena y catarinas con relación 2:1.
- d. Un sistema de registro, que está integrado por:
 - . Una fuente de poder de 6 y 10 voltios de corriente continua.
 - . Dos transductores de deformación (LVDT); uno dedicado a medir el desplazamiento relativo entre la base de la mesa vibradora y la muestra de suelo; y el otro, el movimiento absoluto de la mesa.
 - . Una celda de carga para medir la variación de la carga normal aplicada durante la vibración.
 - . Un acelerómetro para medir la aceleración absoluta de la mesa.
 - . Acondicionadores de señales para atenuar, amplificar y filtrar las señales de los transductores.
 - . Un graficador térmico de cuatro canales.

Con objeto de aplicar cargas repetidas en un mayor intervalo de intensidades, se desarrolló (Díaz-Rodríguez y Leyte Guerrero, 1989), la segunda versión del consolidómetro dinámico (Fig. 32), que consta de un sistema de carga estática, un actuador neumático, un sistema de control de la carga que permite aplicar carga repetida de amplitud y frecuencia constantes y prefijadas, y un sistema de registro.

El dispositivo permite aplicar carga estática y carga repetida, actuando por

separado o simultáneamente, esto le da una gran versatilidad, no obstante, su diseño es de gran sencillez.

Los consolidómetros para ensayos dinámicos permiten estudiar el efecto que produce la aplicación de cargas repetidas sobre las propiedades de compresibilidad y consolidación de suelos blandos.

5. MÉTODOS DE CAMPO

El ensaye de muestras de suelo representativas de las condiciones *in situ* adolece de los efectos que sobre la muestra tiene la alteración causada por la extracción, transporte, almacenamiento y preparación para ensaye.

Con el propósito de evitar dicha alteración se han desarrollado un conjunto de métodos de campo para la obtención de las propiedades dinámicas de los suelos.

A continuación se describirán las principales características de las técnicas y procedimientos de campo más usuales en dinámica de suelos, su fundamentación, aspectos teóricos y sus ventajas y limitaciones.

5.1 Ensayes de ondas de superficie

Este ensaye consiste en generar un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia conocida, y medir la longitud de las ondas generadas.

El esquema general del ensaye se muestra en la figura 33 y consiste en colocar un vibrador (mecánico o electromagnético) sobre una placa de acero. Con el vibrador se produce un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia, f , conocida y mediante la colocación de geófonos en la superficie del terreno, medir la longitud de onda, L , de la vibración provocada. Para la medición de la longitud de ondas se utiliza un mínimo de dos geófonos. La figura 34 ilustra de manera esquemática cómo se realiza tal determinación. Se coloca un geófono en el punto (A), figura 33, cercano al vibrador y otro en (B), a una cierta distancia; se obtienen los registros correspondientes, trazas 1 y 2 respectivamente, como puede apreciarse los registros muestran un desfaseamiento, θ . Se mueve el geófono del punto (B₁) hasta la posición (B₂), de tal forma que los registros muestren un desfaseamiento de 180° (trazas 1 y 3 respectivamente), la distancia entre (A) y (B) es $L/2$. Para verificar la determinación se coloca un tercer geófono a una distancia L del punto (A), los registros deberán estar en fase como lo muestran las trazas 1 y 4.

Con lo anterior queda determinada la longitud de onda, L_r .

La velocidad de onda Rayleigh, V_r , se puede calcular mediante la expresión:

$$V_r = L_r \cdot f \quad [12]$$

La velocidad de la onda Rayleigh es aproximadamente igual a la velocidad de la onda de esfuerzo cortante, V_s , por lo tanto se puede escribir:

$$V_s \doteq V_r \doteq \sqrt{G/\rho} \quad [13]$$

De la ecuación [13] se despeja el valor del módulo de rigidez, G .

La profundidad efectiva de la onda Rayleigh se ha estimado empíricamente por Ballard (1964) y resulta ser de 1/2 de L_r . Esta profundidad constituye la principal desventaja del uso de esta técnica, además se pueden presentar errores provocados por refracciones si se trata de un depósito estratificado.

5.2 Ensaye de refracción sísmica

Este ensaye consiste en la medición de la velocidad de propagación de las ondas elásticas generadas en un foco de perturbación, por un impacto o explosión en la superficie del terreno.

La perturbación se puede provocar mediante explosivos (normalmente dinámitas gelatinosas) o mediante golpes con un martillo sobre una placa de acero que se coloca sobre la superficie del terreno.

El esquema general del ensaye se muestra en la figura 35 y consiste en colocar en la superficie del terreno una línea de geófonos, separados entre sí por una longitud media de 1 a 18 m. El punto de la perturbación se sitúa a una distancia igual a la escogida como la separación entre geófonos del primero de ellos.

El impacto genera ondas que se propagan en el terreno, el tiempo de llegada de estas ondas a los distintos geófonos se amplifica y se registra en un oscilógrafo. El registro obtenido (Fig. 35b) consiste en varias líneas o trazos, una por cada geófono. El instante de impacto se registra mediante una marca en el canal del oscilógrafo, y el instante de llegada a cada uno de los geófonos queda igualmente registrado. Algunas ondas se propagan

próximas a la superficie del terreno a una velocidad V_1 ; otras cruzan la capa superior tanto hacia abajo como hacia arriba bajo cierto ángulo crítico denominado ángulo de refracción (Fig. 36). Debido a que las leyes de refracción de las ondas elásticas son semejantes a las de la refracción de la luz, existe semejanza en su terminología.

Para obtener la curva distancia versus tiempo de llegada, se dibujan en el eje de las abscisas las distancias entre los geófonos; sobre ellas se dibuja verticalmente, como ordenadas, el tiempo transcurrido entre el instante del impacto y el instante de llegada al geófono correspondiente. Al unir los puntos se obtendrá un conjunto de líneas rectas que se cortan. Los puntos de intersección indican diferencia de velocidad de propagación de ondas elásticas, cuya magnitud se obtiene de la pendiente del tramo recto correspondiente. Las abscisas de los puntos de intersección están relacionadas directamente con el espesor de las distintas capas de suelo. La profundidad de exploración con este método es aproximadamente 10 veces la longitud del tendido total de geófonos.

Para obtener buenos resultados de la aplicación de este ensaye es necesario que exista contraste entre las propiedades de las capas de suelo investigadas, el contraste básico consiste en que las velocidades de propagación de las distintas capas aumenten con la profundidad. Con este ensaye se puede perder la detección de una capa de suelo blando, si ésta se encuentra entre dos capas de mayor velocidad de propagación.

Para el caso de tres capas de suelo, cada una con propiedades elásticas uniformes, la primera con un espesor, d_2 , y una velocidad, V_1 , la segunda y tercera con (d_2, V_2) y (d_3, V_3) respectivamente y además si se cumple la condición $V_3 > V_2 > V_1$, al producirse el impacto en el punto A de la superficie del terreno, la energía se transmite a partir de ese punto al primer geófono, colocado a una distancia x , siguiendo una trayectoria directa, (Fig. 36b). Cuando el frente de ondas choca contra la frontera de las dos capas, donde cambia la velocidad, la energía se refracta en la capa inferior de acuerdo con la ley de Snell.

La onda directa que se propaga desde el punto del impacto o explosión hasta el primer geófono tardará en llegar $T_1 = x/V_1$, dicho tiempo asociado a la distancia correspondiente están representados en la gráfica distancia-tiempo, por una línea recta que pasa por el origen y tiene una

pendiente igual a $1/V_1$. Para una onda refractada, como la ABCD en la figura 36, puede demostrarse que tardará en llegar:

$$T_2 = \frac{x}{V_2} + \frac{2d_1 \sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_1 V_2} \quad [14]$$

En la gráfica distancia tiempo esta expresión es la ecuación de una recta con pendiente igual a $1/V_2$ que corta el eje de las ordenadas en, T_1 , denominado tiempo de intercepción, cuya expresión es:

$$T_1 = 2d_1 \sqrt{\frac{V_2^2 - V_1^2}{V_1 V_2}} \quad [15]$$

Sustituyendo $T_1 = T_2 - x/V_2$ y despejando la profundidad d_1 :

$$d_1 = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad [16]$$

Ballard y McLean, (1975), nos proporcionan las expresiones para

$$d_2 = \frac{5}{6} d_1 + \frac{x_2}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}} \quad [17]$$

$$d_3 = \frac{1}{6} d_1 + \frac{3}{4} d_2 + \frac{x_3}{2} \sqrt{\frac{V_4 - V_3}{V_4 + V_3}} \quad [18]$$

donde

$d_{1,2,3}$ son los espesores de las capas

$x_{1,2,3}$ son las distancias de la fuente a los puntos de cambio de pendiente.

$V_{1,2,3}$ son las velocidades de propagación de las capas

5.3 Ensaye de resonancia vertical

El fundamento teórico de este tipo de ensaye está ubicado en el campo de la interacción suelo-estructura. Consiste en colocar, a una profundidad, z , sobre una base de concreto de las dimensiones indicadas en la figura 37, un vibrador mecánico o electromagnético y realizar un barrido de frecuencias para obtener la curva frecuencia versus amplitud del movimiento (Fig. 38), con objeto de determinar la frecuencia de resonancia, f_R , vertical, del sistema vibrador-cimentación-suelo.

La base de concreto se instrumenta con acelerómetros que permitan medir la aceleración vertical producida por un estado estacionario de vibración.

De la teoría del semiespacio elástico se obtiene la expresión de la amplitud de vibración, A_z del sistema vibrador-bloque-suelo.

$$A_z = \frac{a_z}{4\pi^2 f^2} \quad [19]$$

en donde:

a_z es la aceleración de vibración en mm/seg^2
 f es la frecuencia de vibración en Hertz

Barkan (1962) definió el coeficiente de compresión elástica C_u , según la expresión:

$$C_u = \frac{4\pi^2 f_R^2 M}{A_b} \quad [20]$$

donde:

f_R frecuencia de resonancia en Hertz
 M masa del bloque y vibrador
 A_b área de contacto del bloque

El coeficiente, C_u , está relacionado con el módulo equivalente de Young, E_{eq} , mediante la expresión:

$$C_u = \frac{E_{eq}}{(1 - \nu^2)} \frac{C_s}{\sqrt{B \cdot L}} \quad [21]$$

donde:

- ν es la relación de Poisson
- B es el ancho del área de contacto
- L es la longitud del área de contacto
- C_s es un coeficiente en función de la relación L/B

TABLA 2 Valores de C_s (Barkan, 1962)

L/B	C_s
0.1	1.06
1.5	1.07
2.0	1.09
3.0	1.13
5.0	1.22
10.0	1.41

El amortiguamiento efectivo se puede determinar de la forma de la curva amplitud de desplazamiento versus frecuencia (Fig. 38). Δf define el ancho de la curva de respuesta para una amplitud igual a $A_{m\acute{a}x} / \sqrt{2}$. La fracción del amortiguamiento queda expresada por:

$$\zeta = \frac{\Delta f}{2f_R}$$

La mayor desventaja del ensaye de resonancia es la zona reducida de suelo que participa en el ensaye.

5.4 Ensaye de resonancia horizontal

Este ensaye es similar al de resonancia vertical y consiste en colocar a una profundidad, z , sobre una base de concreto de las dimensiones indicadas en la figura 37, un vibrador mecánico o electromagnético y realizar un barrido de frecuencias para obtener la curva frecuencia versus amplitud del movimiento (Fig. 38), con objeto de determinar la frecuencia de resonancia horizontal del sistema vibrador-cimentación-suelo.

La base de concreto se instrumenta con acelerómetros, con sus ejes sensibles orientados en dirección horizontal, que produce un estado establecido de vibración horizontal.

La amplitud del movimiento horizontal, A_h , está expresada por:

$$A_h = \frac{a_h}{4\pi^2 F^2} \quad [23]$$

donde:

a_h es la aceleración horizontal en mm/seg²
 f es la frecuencia de vibración en Hertz

El coeficiente de cortante elástico, C_τ , se expresa por:

$$C_\tau = \frac{8\pi^2 \gamma f_R^2}{(A_o + I_o) \pm \sqrt{(A_o + I_o)^2 - 4\gamma A_o I_o}} \quad [24]$$

donde:

$\gamma = Mm/Mm_o$
 f_R es la frecuencia de resonancia en Hertz
 $A_o = A/M$
 $I_o = 3.46 (I/Mm_o)$

- Mm Momento de inercia del bloque y vibrador alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad del bloque y perpendicular a la dirección de vibración.
- Mm₀ Momento de inercia del bloque y vibrador alrededor del eje que pasa por el centro del área de contacto y perpendicular a la dirección del movimiento.
- I Momento de inercia del área de contacto alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad del área de contacto y perpendicular a la dirección de vibración.

A partir del coeficiente, C_r , se puede obtener el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G . Asimismo, el amortiguamiento efectivo se determina a partir de la curva de respuesta a la frecuencia (Fig. 38) como se explicó para el ensaye de resonancia vertical.

5.5 Ensayes up-hole y down-hole

Estos ensayos están basados en la medición de la propagación de ondas sísmicas en los suelos, provocadas por una fuente de perturbación, F , y registradas en un punto, R , denominado receptor.

Para llevar a cabo los ensayos es necesario la realización de un sondeo.

En la figura 39, se muestra esquemáticamente la colocación de la fuente y el receptor. Si la fuente se coloca en la superficie y el receptor en el interior del sondeo, a la profundidad de exploración, las ondas generadas viajan hacia abajo y el ensaye recibe el nombre de down-hole (Fig. 39a). Si por el contrario la fuente se coloca en el interior del sondeo y el receptor en la superficie, el ensaye se conoce como up-hole (Fig. 39b).

El procedimiento down-hole consiste en perforar un sondeo de 7.6 cm de diámetro hasta la profundidad de exploración requerida y proceder a colocar un ademe poco rígido. Se cuela un pequeño bloque de concreto de aproximadamente 0.6 m de lado, como se muestra en la Figura 40.

Se coloca a la profundidad, z , un geófono de tres componentes dentro del sondeo y se acuña contra el ademe. El impulso se logra mediante el golpe, con un martillo de 4.5 Kg de peso al bloque de concreto. El impacto genera ondas de cuerpo. En un osciloscopio con memoria se registra la

traza del impacto y las trazas de llegada de las ondas del geófono. El procedimiento se repite de cada 1.5 a 3 m, hasta la profundidad final.

Si se conoce el tiempo requerido para que la onda viaje desde el punto de la perturbación al receptor y la distancia entre ambos, se determina la velocidad de propagación de las ondas compresionales, V_c , o de las ondas de esfuerzo cortante V_s . Debe tenerse presente que el ensaye mide la velocidad de propagación promedio.

La interpretación de los registros obtenidos requiere experiencia ya que desafortunadamente se generan dos tipos de ondas (compresionales y de esfuerzo cortante) lo que hace difícil la interpretación de los registros. Sin embargo, debido a que las ondas compresionales llegan primero a la estación de registro y que es posible cambiar el sentido de las ondas de cortante, también es posible realizar dos ensayes en los cuales el arribo de la onda compresional permanezca sin cambio en tanto que la llegada de la onda de cortante se encuentre desfasada 180° , y esto lleva a su identificación; Hoar y Stokoe (1978) describen con detalle la forma de interpretación de los registros.

El rango de deformaciones de este tipo de ensayes está comprendido entre $10^{-1}\%$ y $10^{-3}\%$.

La principal desventaja de los ensayes down-holes y up-hole es la rápida atenuación de la energía con la profundidad.

5.6 Ensaye cross-hole

El ensaye sísmico cross-hole o de sondeos en paralelo, es útil para la medición de la variación del módulo al esfuerzo cortante, G , con la profundidad.

Mediante este ensaye se mide la velocidad de propagación de ondas de cuerpo (P o S) para puntos colocados a la misma profundidad (Fig. 41).

Para llevar a cabo el ensaye es necesario la realización de un mínimo de dos sondeos, uno de los cuales se utiliza como sondeo fuente y el otro como sondeo receptor.

Los sondeos se deben ademar varios días antes de la realización del ensaye con objeto de lograr un buen contacto entre la pared exterior del ademe y el suelo. El material del ademe puede ser aluminio o plástico. El diámetro

del ademe no debe ser menor de 7.6 cm para permitir la colocación de geófonos, los cuales deberán acuñarse contra el ademe.

La perturbación en el sondeo fuente se puede realizar mediante el penetrómetro del ensaye de penetración estándar (SPT). Un transductor de velocidad vertical se coloca en la barra de perforación. Cada vez que el martillo de 63.5 kg. de peso golpea el penetrómetro, produce una señal eléctrica que dispara el osciloscopio, al mismo tiempo se dispara el registro de las trazas de los geófonos receptores que se encuentran colocados a la misma profundidad de la perturbación.

La figura 42 ilustra un ensaye cross-hole en el que se puede variar el nivel de deformación variando la energía que se aplica mediante el impacto de un martillo de 68 kg de peso, en un anclaje expandible fijo a las paredes del sondeo fuente. Este tipo de ensaye tiene la ventaja de generar predominantemente ondas de cortante.

6. CORRELACIONES CON EL MÓDULO G

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ se puede medir en ensayos de laboratorio o de campo, sin embargo, en ocasiones es necesario disponer de ecuaciones empíricas con objeto de efectuar estimaciones, no obstante, debe tenerse presente que es mejor una medición que una estimación.

Hardin y Black (1966) proponen para deformaciones angulares inferiores a 10^{-4} las siguientes expresiones:

- Para arenas con granos redondeados ($e < 0.8$)

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{697.35 (2.17 - e)^2}{(1 + e)} (\bar{\sigma}_v)^{0.5} \quad [25]$$

- Para arenas con granos angulosos

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{326.14 (2.97 - e)^2}{1 + e} (\bar{\sigma}_v)^{0.5} \quad [26]$$

en las que:

G es el módulo de rigidez al cortante en kg/cm^2
 e es la relación de vacíos

$\bar{\sigma}_o$ es el esfuerzo octaédrico efectivo - $(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3)/3$

Con base en los resultados experimentales y teóricos publicados por diversos investigadores, Seed e Idriss (1970) proponen el cálculo del módulo de rigidez al cortante, mediante:

$$G = 22k_2(\bar{\sigma}_o)^{0.5} \quad [27]$$

Para arenas, k_2 , depende de la relación de vacíos y de la amplitud de las deformaciones. La figura 43 muestra los valores de k_2 obtenidos experimentalmente para una compacidad relativa, $C_r = 75$ por ciento, para diversas muestras de arena. En la misma figura se muestra la curva media que representa los datos empíricos. En la figura 44 se muestran las curvas empíricas correspondientes a varias compacidades relativas. Como el parámetro, K_2 , se correlaciona con la prueba de penetración estándar, en muchos problemas prácticos el procedimiento consiste en efectuar una prueba de penetración estándar, usar los datos de campo para estimar la compacidad relativa, y a partir de ella, el módulo de elasticidad secante, empleando la figura 44 y la ec. [27].

Los datos de la figura 44 se muestran también en la figura 45, en donde aparecen los valores de G , normalizados respecto al valor de G para una deformación angular $\gamma = 10^{-4}\%$, versus la deformación angular. Se considera que cuando se aplican los métodos geosísmicos, las deformaciones angulares que se generan tienen valores del orden de las que sirvieron de base para la normalización citada, y que por tanto, el valor de G que corresponde a cualquier deformación angular, γ , se puede estimar a partir de lo expresado en la figura 45.

Seed e Idriss (1970) señalan 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 más conveniente utilizar los resultados de Hardin y Drnevich (1972).

Ohsaki e Iwasaki (1973) proponen la ecuación [28] que expresa una correlación entre el módulo G obtenido mediante el ensaye cross-hole y la prueba de penetración estándar

$$G_{m\acute{a}x} = 12,000 \cdot N^{0.8} \quad [28]$$

donde $G_{m\acute{a}x}$ está en kPa

Hardin y Drnevich (1972) proponen para el caso de arcillas:

$$G = \frac{G_{m\acute{a}x}}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad [29]$$

$$G_{m\acute{a}x} = 326 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR) K(\bar{\sigma}_o)^{0.5} \quad [30]$$

en donde:

G es el módulo de rigidez al cortante en kg/cm^2
 OCR es la relación de preconsolidación

El valor de K depende del índice de plasticidad, PI , según la tabla 3.

TABLA 3 Valores de k (Hardin y Drnevich, 1972)

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

Además, γ_r , es la deformación de referencia definido como:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad [31]$$

la expresión para $\tau_{m\acute{a}x}$ queda expresada mediante:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \left\{ \left[\frac{(1+k_o)}{2} \bar{\sigma}_v \text{sen} \bar{\phi} + \bar{C} \cos \bar{\phi} \right]^2 - \left[\frac{(1+k_o)}{2} \bar{\sigma}_v \right]^2 \right\}^{0.5} \quad [32]$$

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
- σ_m esfuerzo efectivo principal medio, en kg/cm²
- σ_v esfuerzo vertical efectivo en kg/cm²
- k_o coeficiente de esfuerzo lateral en reposo
- C cohesión, en términos de esfuerzos efectivos, en kg/cm²
- ϕ ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos.

7. CORRELACIONES CON EL AMORTIGUAMIENTO

Hardin y Drnevich (1972) propone

a) Para arenas

$$\zeta_{m\acute{a}x} = D - 1.5 \log N \quad [33]$$

b) Para arcillas saturadas

$$\zeta_{m\acute{a}x} = 31 - (3 + 0.3f) (\bar{\sigma}_m)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5(\log N) \quad [34]$$

en donde:

- ζ fracción del amortiguamiento crítico
- N número de ciclos
- f frecuencia de la carga aplicada en Hz
- D en arenas limpias se especifican valores de 33 y 28 para estados secos y saturados respectivamente.

Seed y Lee (1970) proponen:

a) Para arenas

Utilizar la curva llena de la figura 46 ya que proporciona buenos resultados para efectos prácticos. Además, recomiendan que en caso de obtener 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 figura 46 para obtener la variación completa del amortiguamiento con la deformación angular.

b) Para arcillas saturadas

Los datos experimentales disponibles para calcular este parámetro son muy escasos y se muestran en la figura 47. Debido a su gran dispersión es difícil determinar los factores principales que intervienen en su cuantificación. Según Seed e Idriss, el valor medio representado por la curva llena de la figura 47 proporciona valores del amortiguamiento con suficiente aproximación para problemas prácticos. Esta curva también sirve de base para cuantificar la variación del amortiguamiento respecto a la deformación angular cuando sólo se conocen dos valores del amortiguamiento para determinadas deformaciones, si se hace pasar por dichos valores una curva paralela a la curva llena (promedio).

8. MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LOS SUELOS

Con objeto de caracterizar el comportamiento de una masa de suelo sometida a carga dinámica, se han realizado intentos por establecer expresiones analíticas que permitan la representación del comportamiento esfuerzo-deformación y amortiguamiento de los suelos.

Los modelos más comúnmente utilizados son el modelo bilineal (Thiers y Seed, 1968), el modelo Ramberg-Osgood (1943) y el modelo Hardin-Drnevich (1972).

Para propósitos de análisis del comportamiento de masas de suelo se utilizan representaciones de las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos que proporcionen la aproximación necesaria para diseño en ingeniería.

La figura 48 muestra curvas esfuerzo-deformación típicas de especímenes cilíndricos de suelo cuando se les somete a un incremento del esfuerzo axial. La curva A representa un comportamiento con endurecimiento debido a la deformación. En tanto que la curva B representa un comportamiento elástico lineal. La curva C representa un comportamiento con ablandamiento a la deformación.

Las diferentes curvas esfuerzo-deformación se producen debido a la diferente magnitud de las deformaciones volumétricas y de cortante. Jackson (1969) propone para describir el comportamiento dinámico la ecuación:

$$\sigma_{ij} = k\bar{e}\delta_{ij} + 2G\left(\epsilon_{ij} - \frac{1}{3}\bar{e}\delta_{ij}\right) \quad [35]$$

y una condición de flujo:

$$\sqrt{J_2''} = f(\bar{\sigma}_o) \quad [36]$$

en donde:

σ_{ij}	tensor de esfuerzos totales
ϵ_{ij}	tensor de deformaciones totales
k	módulo de compresibilidad volumétrica
$\bar{e} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$	deformación volumétrica
G_x	módulo de rigidez al cortante
δ_{ij}	función delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$ para $i=j$ y $\delta_{ij} = 0$ para $i \neq j$)
J_2''	segundo invariante de esfuerzos
σ_o'	esfuerzo normal octaédrico

Teóricamente, si $\bar{\epsilon} = 0$ la ecuación [35] se reduce a

$$\tau_{xz} = G\gamma_{yz} \quad [37]$$

Esta ecuación se puede utilizar para representar la curva esfuerzo-deformación mostrada en la figura 49. Esta curva puede representarse adecuadamente mediante una curva hiperbólica (Kondner, 1963; Hardin y Drnevich, 1972). La curva queda definida mediante

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_o} + \frac{\gamma}{\tau_{máx}}} = \frac{\gamma G_o}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad [38]$$

en donde:

$$\gamma_r = \tau_{máx}/G_o \quad \text{denominada deformación de referencia}$$

Hardin y Drnevich (1972) encontraron que los datos de ensayos se pueden presentar en una forma normalizada ($\tau/\tau_{máx}$ versus γ/γ_r).

Para representar el comportamiento carga-descarga-recarga que se presenta al aplicar esfuerzos repetidos, se tienen diferentes modelos.

El denominado modelo bilineal (Thiers y Seed, 1968) considera que la trayectoria esfuerzo-deformación (Fig. 50) está representada por una recta con pendiente, G_1 , hasta un valor límite de deformación, γ_y ; para deformaciones mayores la trayectoria está representada por otra recta con pendiente, G ; cuando la dirección de la deformación se invierte, el comportamiento está representado por una recta con pendiente G_2 , hasta una deformación de $2\gamma_y$, a partir de esta deformación la trayectoria está representada por la recta con pendiente G . Este patrón se repite para el siguiente ciclo.

Otros modelos requieren como primer paso la definición de la curva esfuerzo-deformación para primera carga, denominada "curva esqueleto", una de las representaciones del comportamiento no-lineal esfuerzo-deformación de la curva esqueleto es utilizar expresiones de tipo hiperbólico tal como la descrita por Kondner y Zelasko (1963).

Uno de los modelos de descarga y recarga más ampliamente aceptado es el debido a Masing (1926).

Las reglas Masing establecen que:

1. El módulo al esfuerzo cortante, G , para el inicio de cada inversión de carga es igual al módulo tangente inicial G .
2. La forma de la curva de descarga y de recarga es igual a la curva inicial de carga (esqueleto) excepto que la escala es amplificada por un factor de 2.
3. Las curvas de descarga y de recarga deben continuar la curva esqueleto, si la deformación cortante máxima previa se excede.

La figura 51 muestra el modelo Masing, la curva esqueleto queda definida por la expresión [39]

$$\tau = f(\gamma) \quad [39]$$

Si la descarga ocurre en el punto A para $\gamma = \gamma_0$ y $\tau = \tau_a$ entonces la ecuación de la curva será:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_0}{2}\right) \quad [40]$$

Si la curva definida por la ecuación [40] alcanza el punto D, sobre la suma esqueletos en el lado opuesto de la curva, seguirá la curva esqueleto. Si la recarga se realiza a partir del punto D, la curva esfuerzo-deformación tendrá la expresión

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_0}{2}\right) \quad [41]$$

El modelo Ramberg-Osgood (1943) ampliamente utilizado para el comportamiento esfuerzo deformación de suelos, está basado en las reglas Masing.

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 stiffnes 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 bum 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"

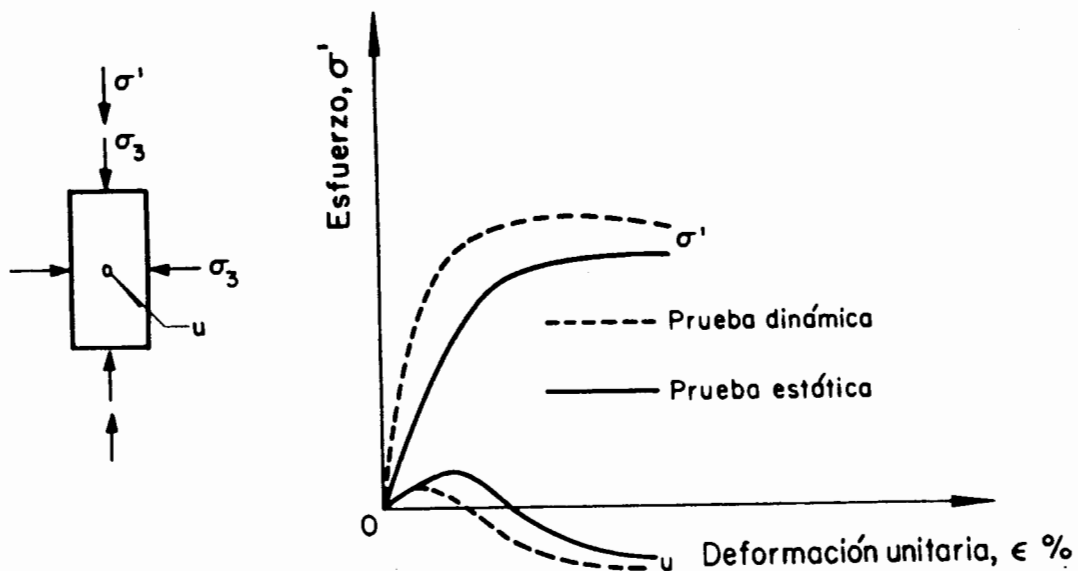
TABLA 1

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

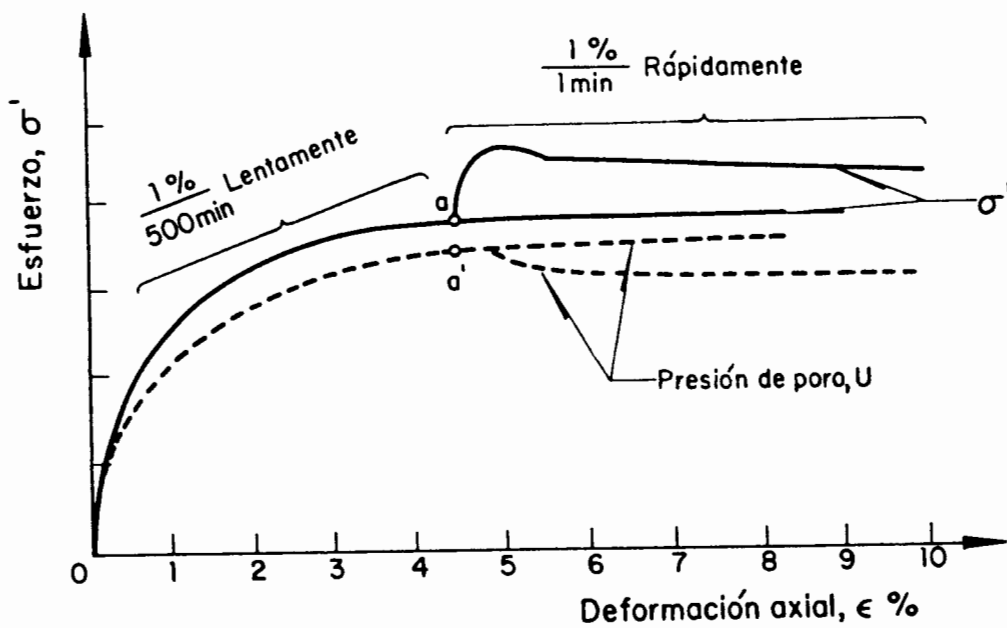
Ensayo	Rango de frecuencia f (Hertz)	Rango de deformación angular γ (%)	Rango de velocidad de deformación angular $\dot{\gamma}$ (1/seg)
Triaxial cíclico (L)	0.2 - 5	10^{-2} - 5	0.8×10^{-4} - 1
Corte simple cíclico (L)	0.2 - 5	10^2 - 5	0.8×10^{-4} - 1
Torsión cíclica (L)	0.2 - 5	10^2 - 5	0.8×10^{-4} - 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}	$< 2 \times 10^{-3}$ - $< 2 \times 10^{-1}$
	< 0.1	10^{-2} - 5	$< 0.4 \times 10^{-4}$ - $< 2 \times 10^{-2}$
Ensayo de placa cíclico (T)			
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		
Sismos con foco subductivo	10 - 15	Depende del suelo, solicitaciones de interacción suelo- estructura, degradación por licuación, etc.	
Olas	< 0.2		

Los rangos expuestos en la tabla corresponden a valores típicos pudiendo variar según sean las modificaciones 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; $\gamma \approx 4 f \dot{\gamma}$



(a)



(b)

FIG. 1 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA

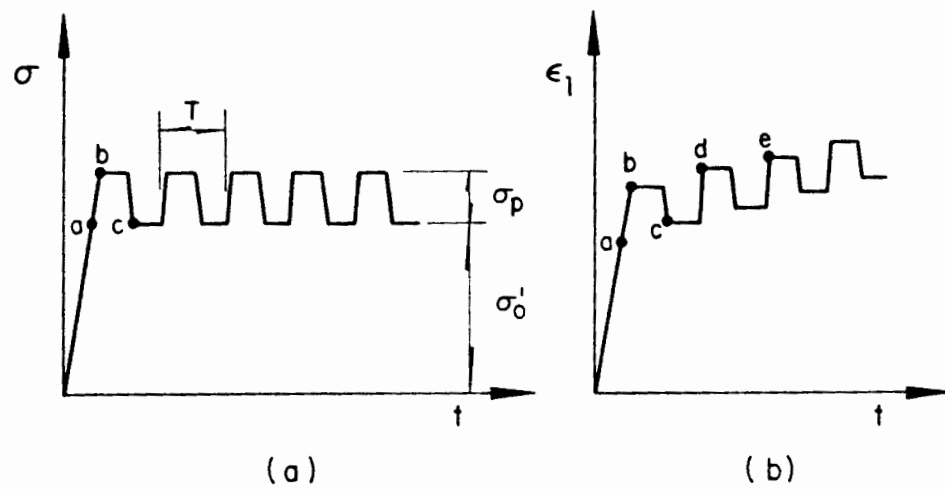


FIG. 2 EFECTO DE LA CARGA REPETIDA

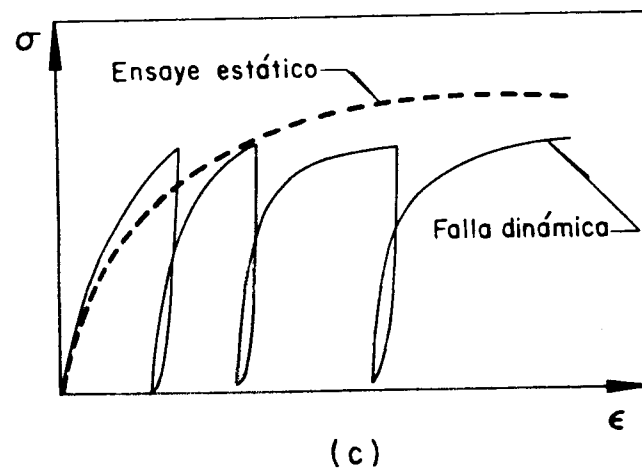
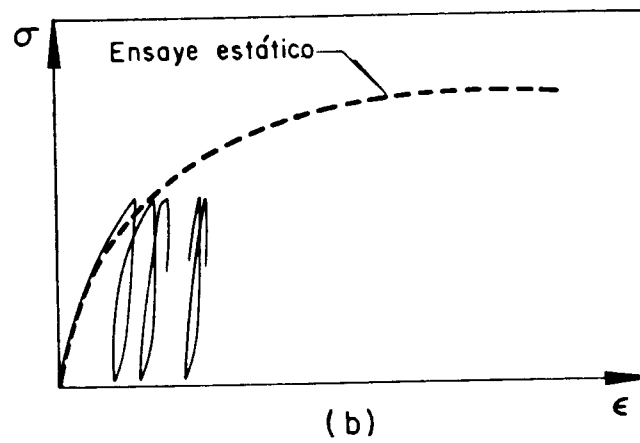
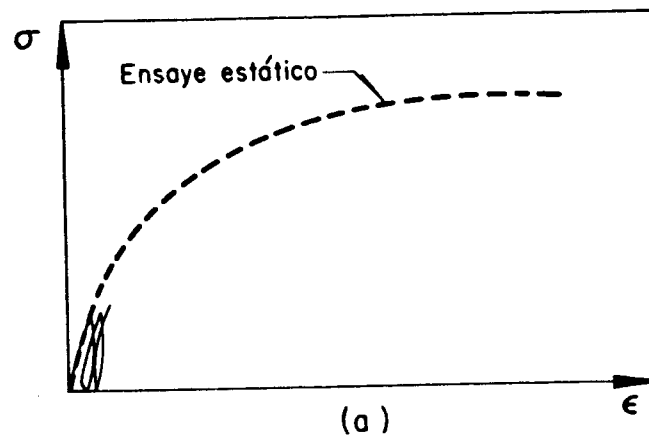
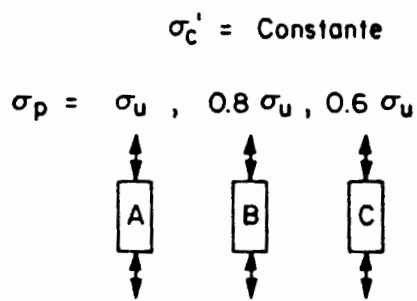
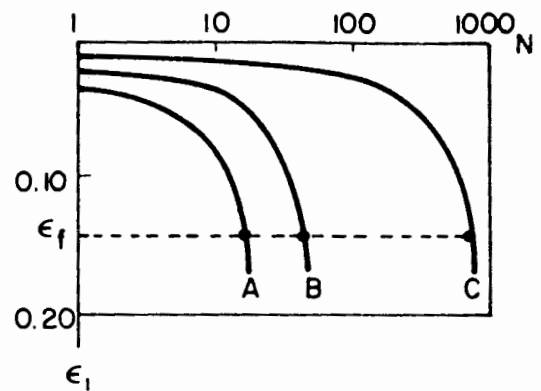


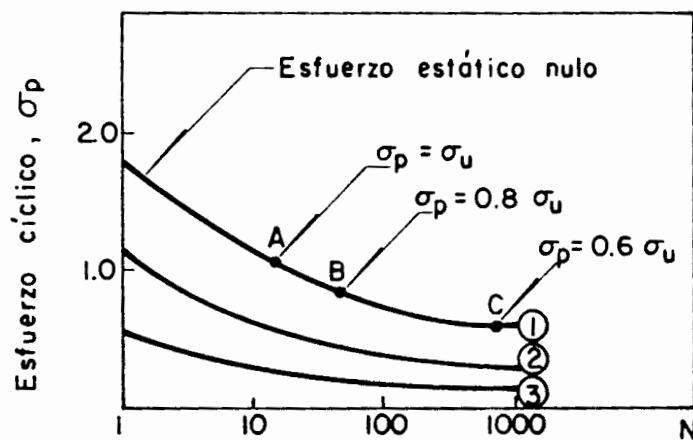
FIG. 3 EFECTO DE LA AMPLITUD DEL ESFUERZO CÍCLICO



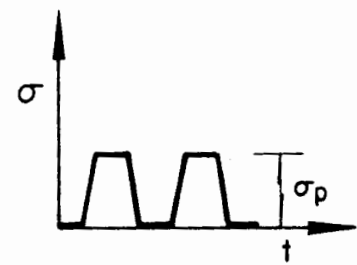
(a)



(b)

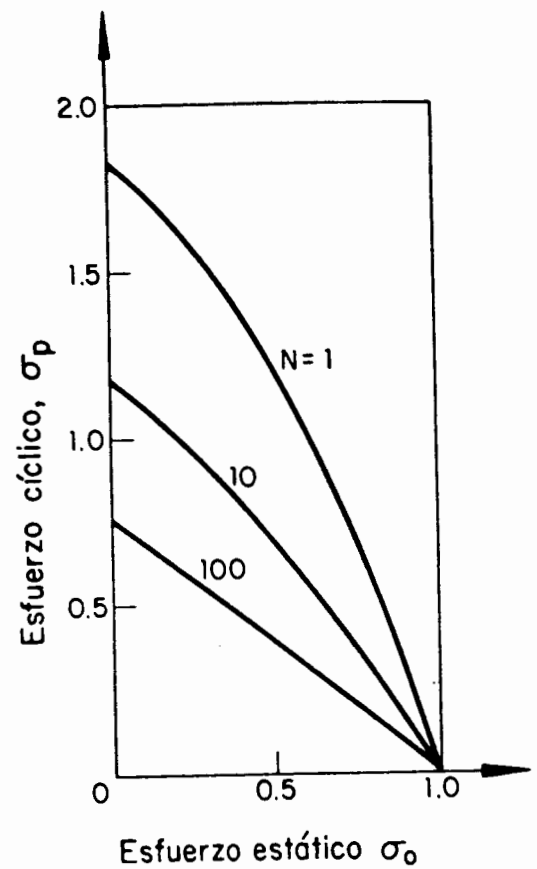
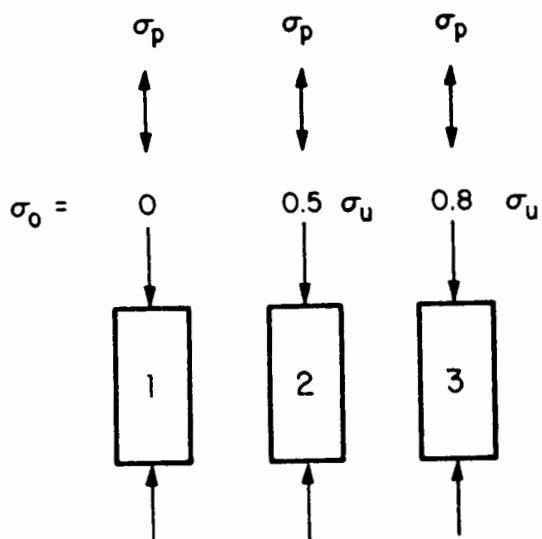


(c)



(d)

FIG. 4 RESISTENCIA BAJO CARGA CÍCLICA
(Seed y Chan, 1966)



(b)

FIG. 5 COMBINACIÓN DE ESFUERZOS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS
(Seed y Chan, 1966)

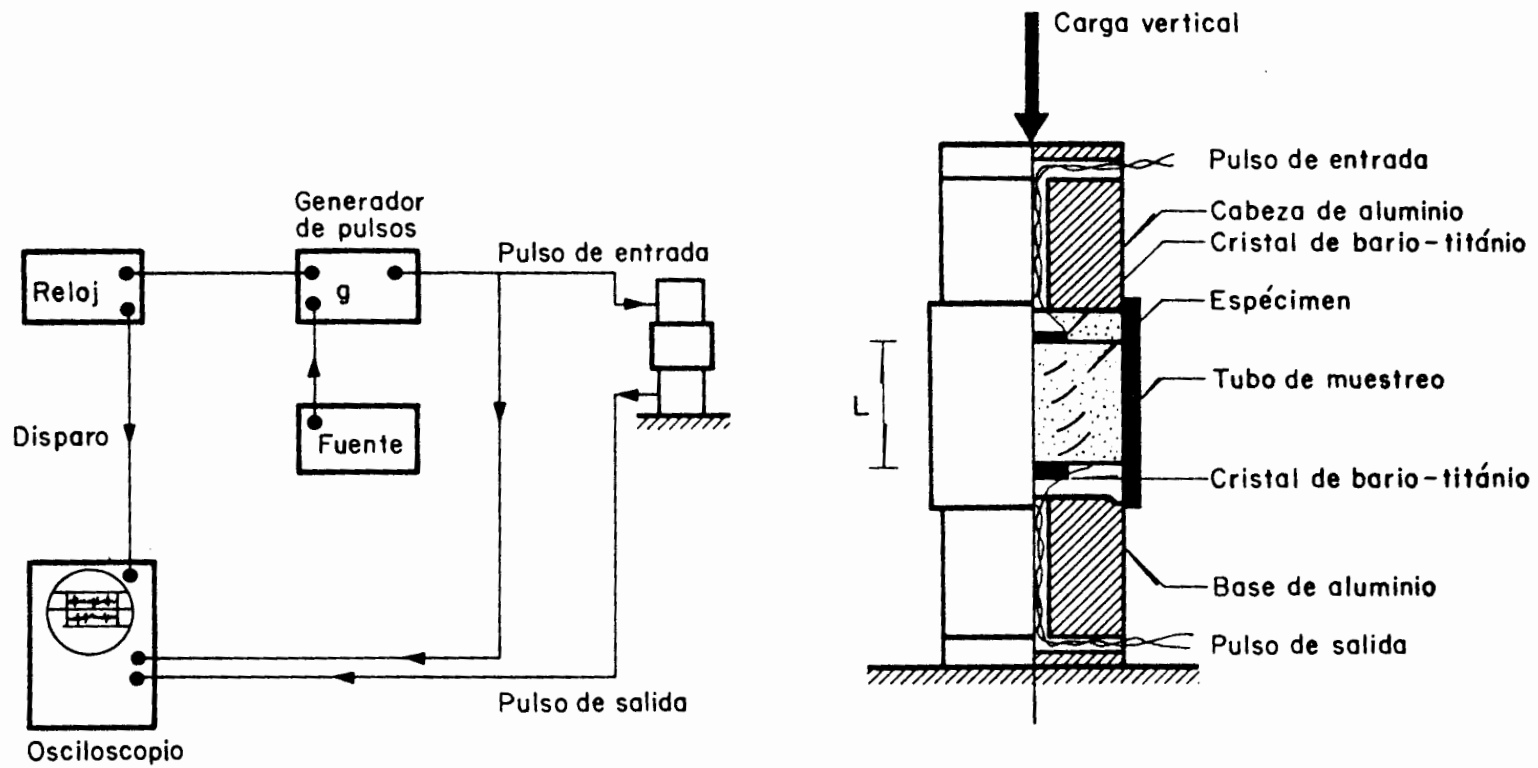


FIG. 6 ESQUEMA DEL EQUIPO UTILIZADO EN EL ENSAYE DE PULSOS. (Whitman y Lawrence, 1963)

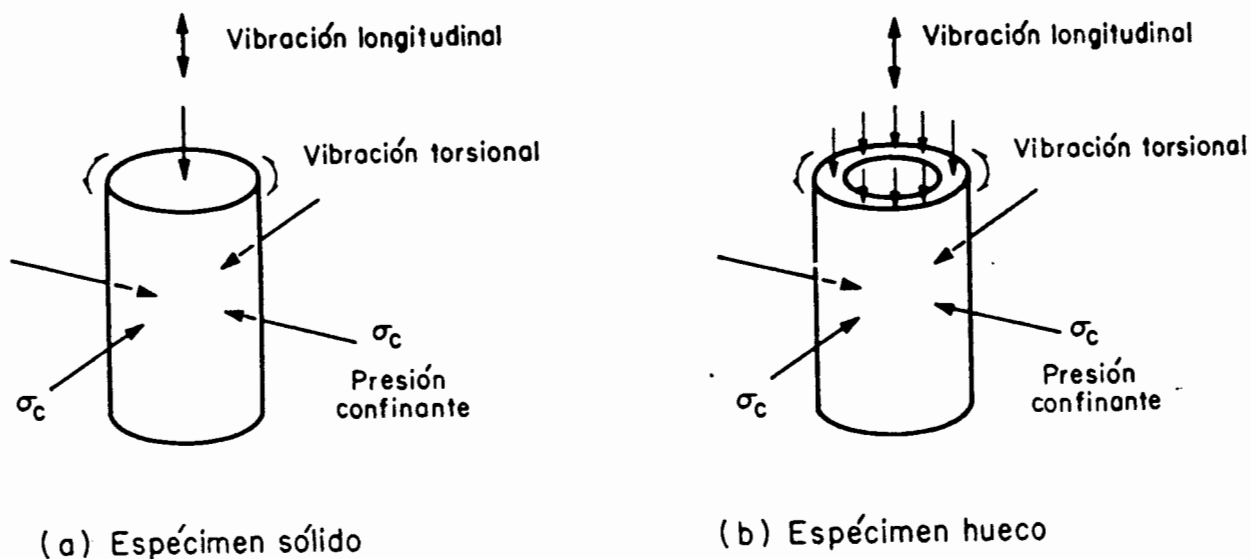


FIG. 7 ENSAYE DE COLUMNA RESONANTE

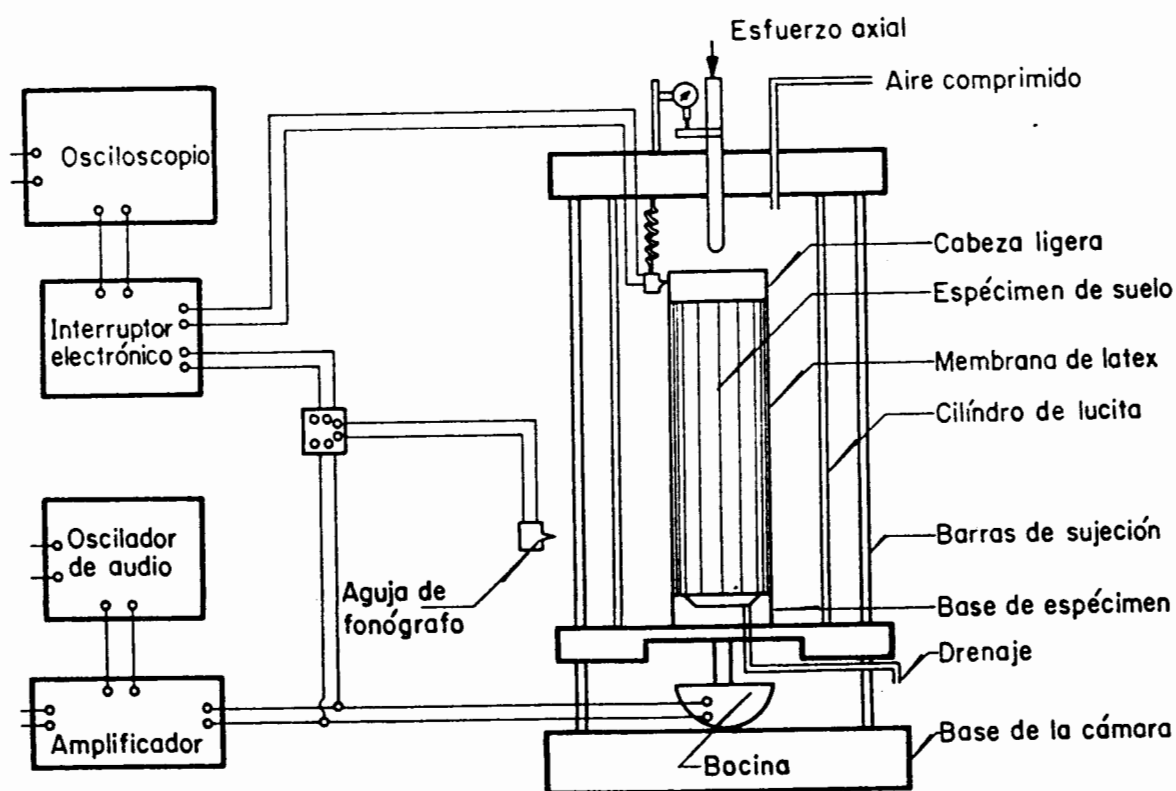


FIG. 8 DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DEL APARATO DE COLUMNA RESONANTE (Wilson y Dietrich, 1960)

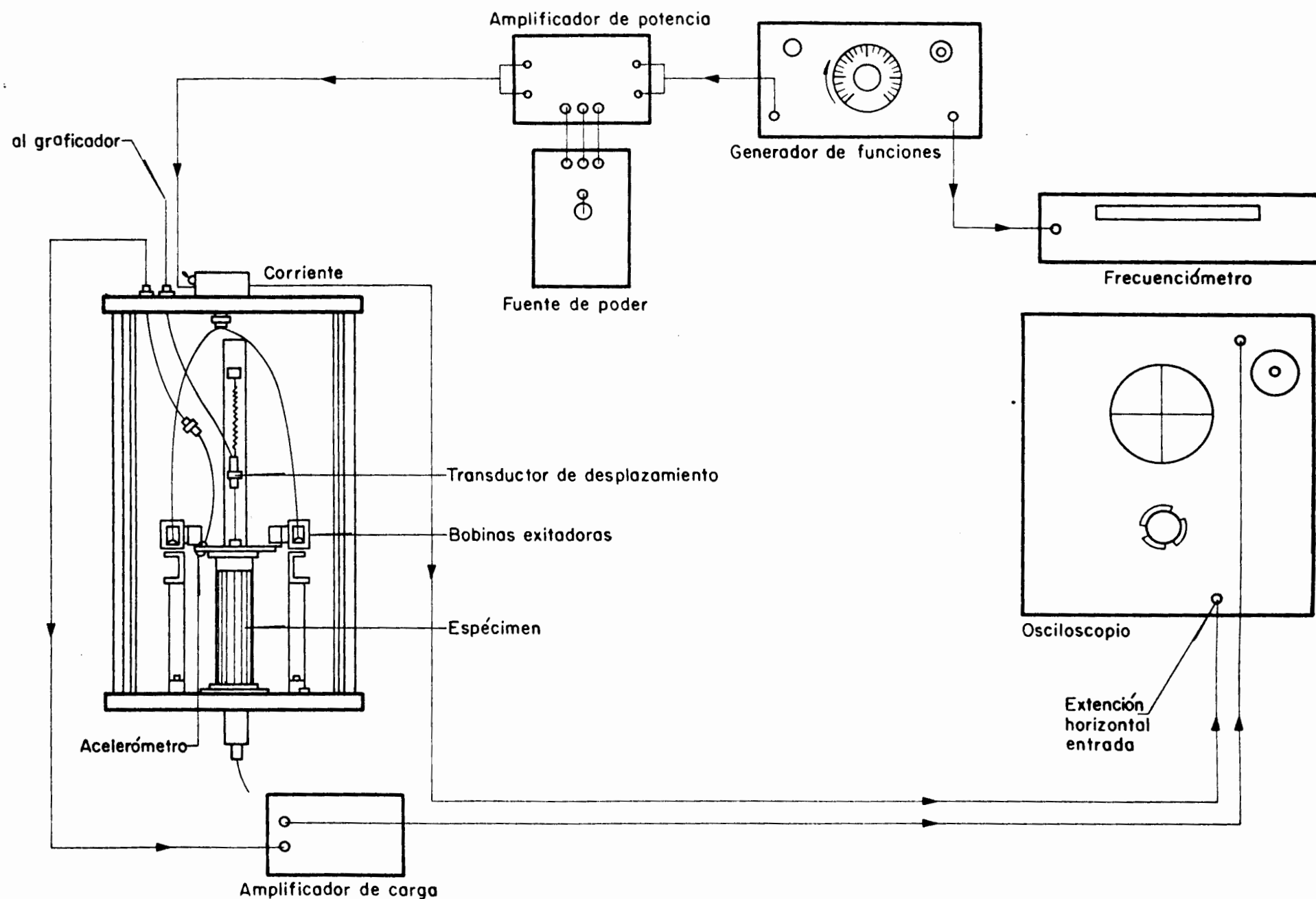


FIG. 9 ESQUEMA DEL APARATO DE COLUMNA RESONANTE A TORSIÓN

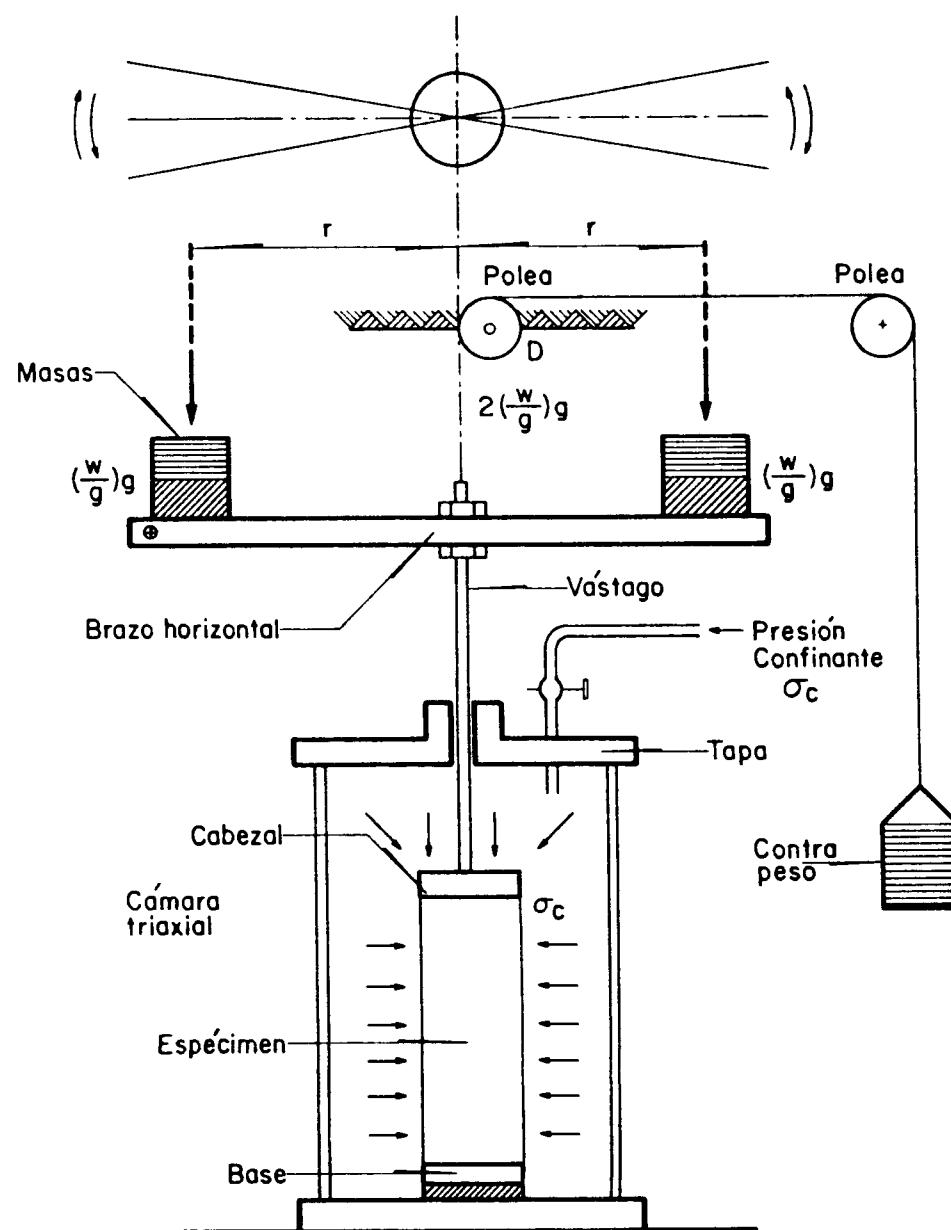


FIG. 10 PÉNDULO DE TORSIÓN DE VIBRACIÓN LIBRE
(Zeevaert, 1967)

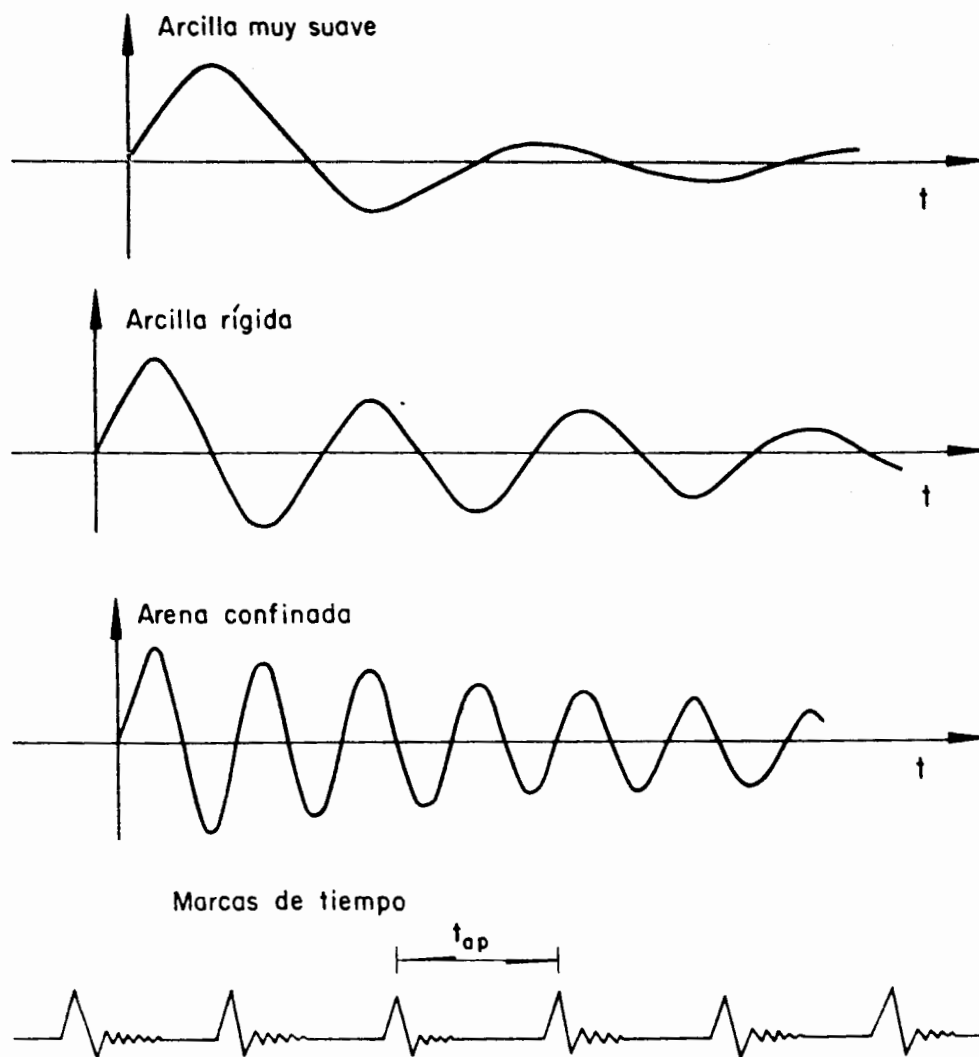


FIG. 11 REGISTROS TÍPICOS OBTENIDOS CON EL PÉNDULO DE TORSIÓN

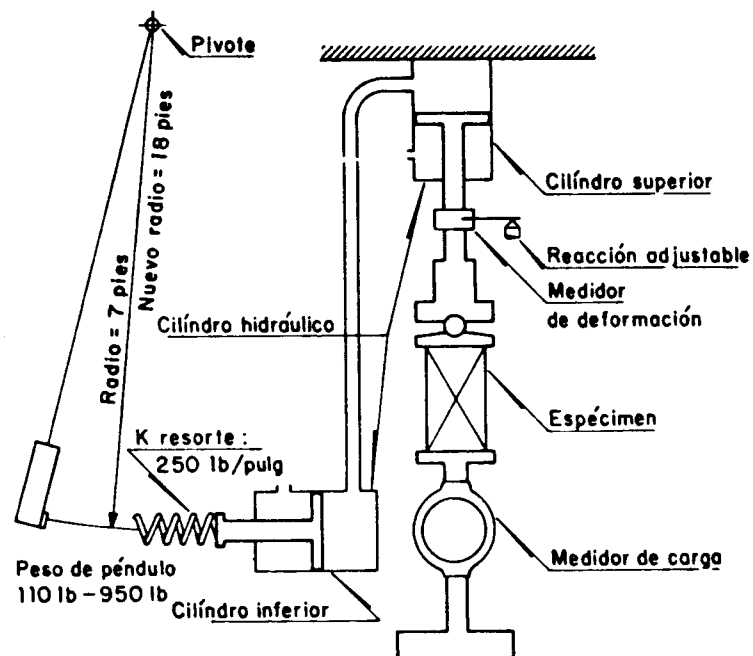


FIG. 12 EQUIPO DE CARGA DE PÉNDULO (Casagrande y Shannon, 1948)

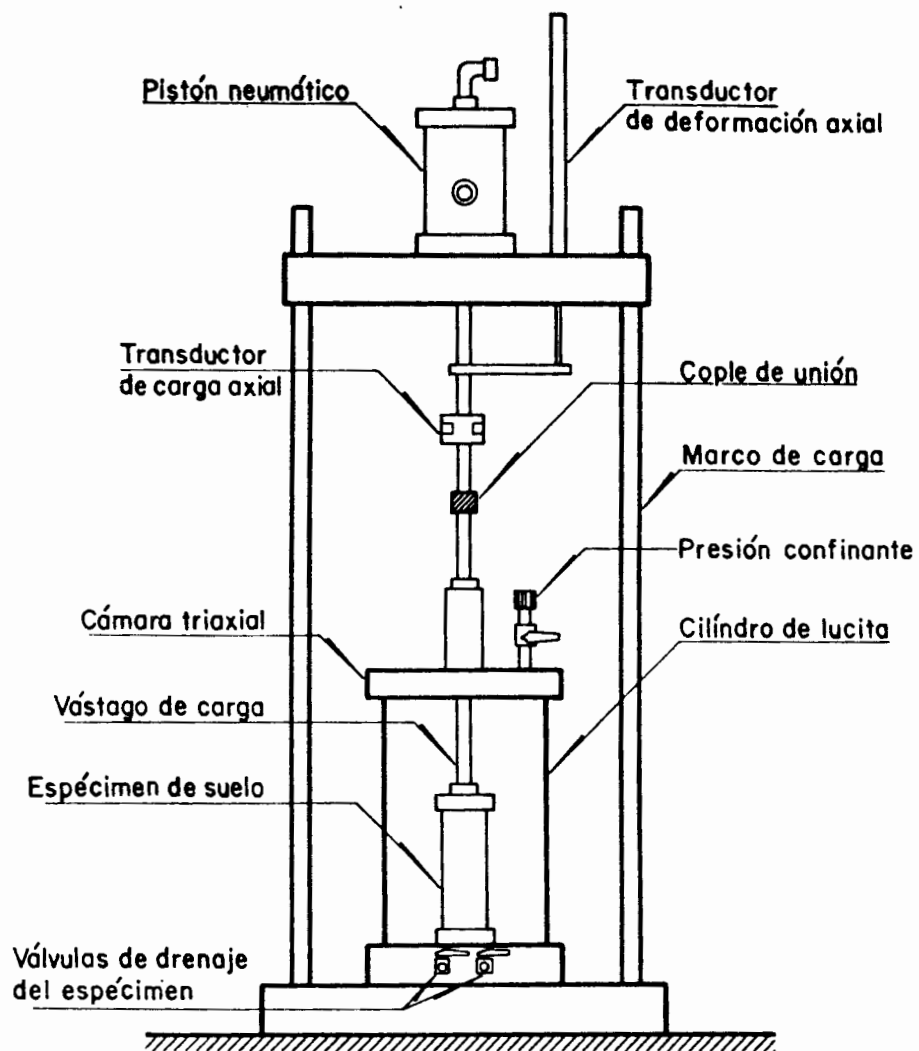
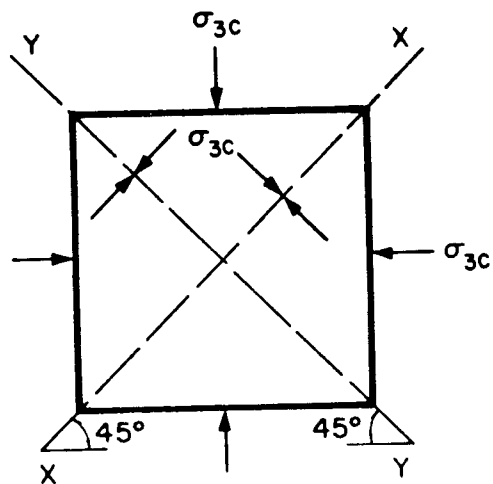
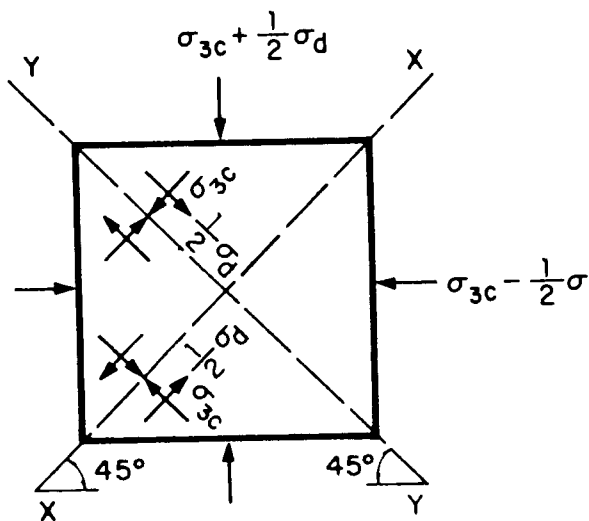
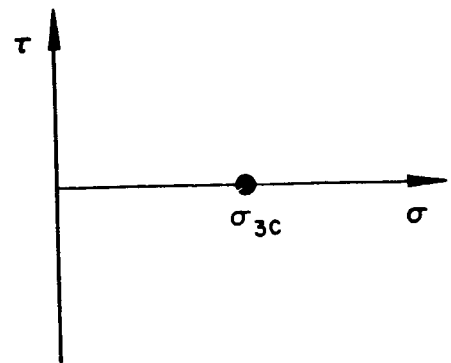


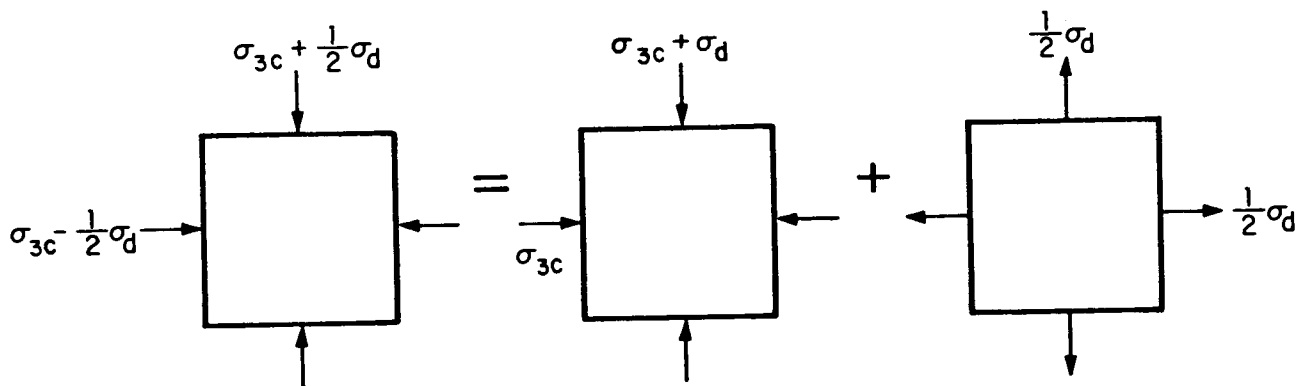
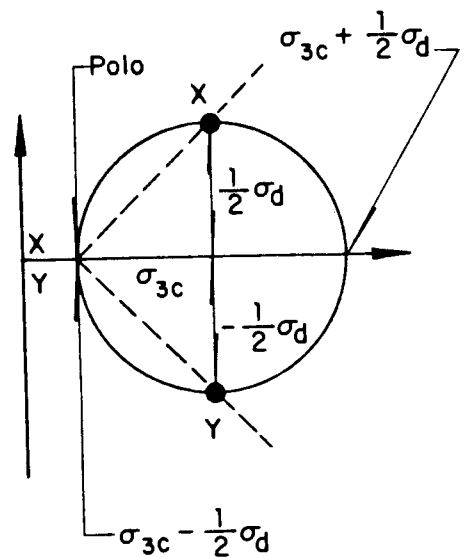
FIG. 13 CAMARA TRIAXIAL CÍCLICA



(a)



(b)



(c)

FIG. 14 ESQUEMA DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN UN ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO

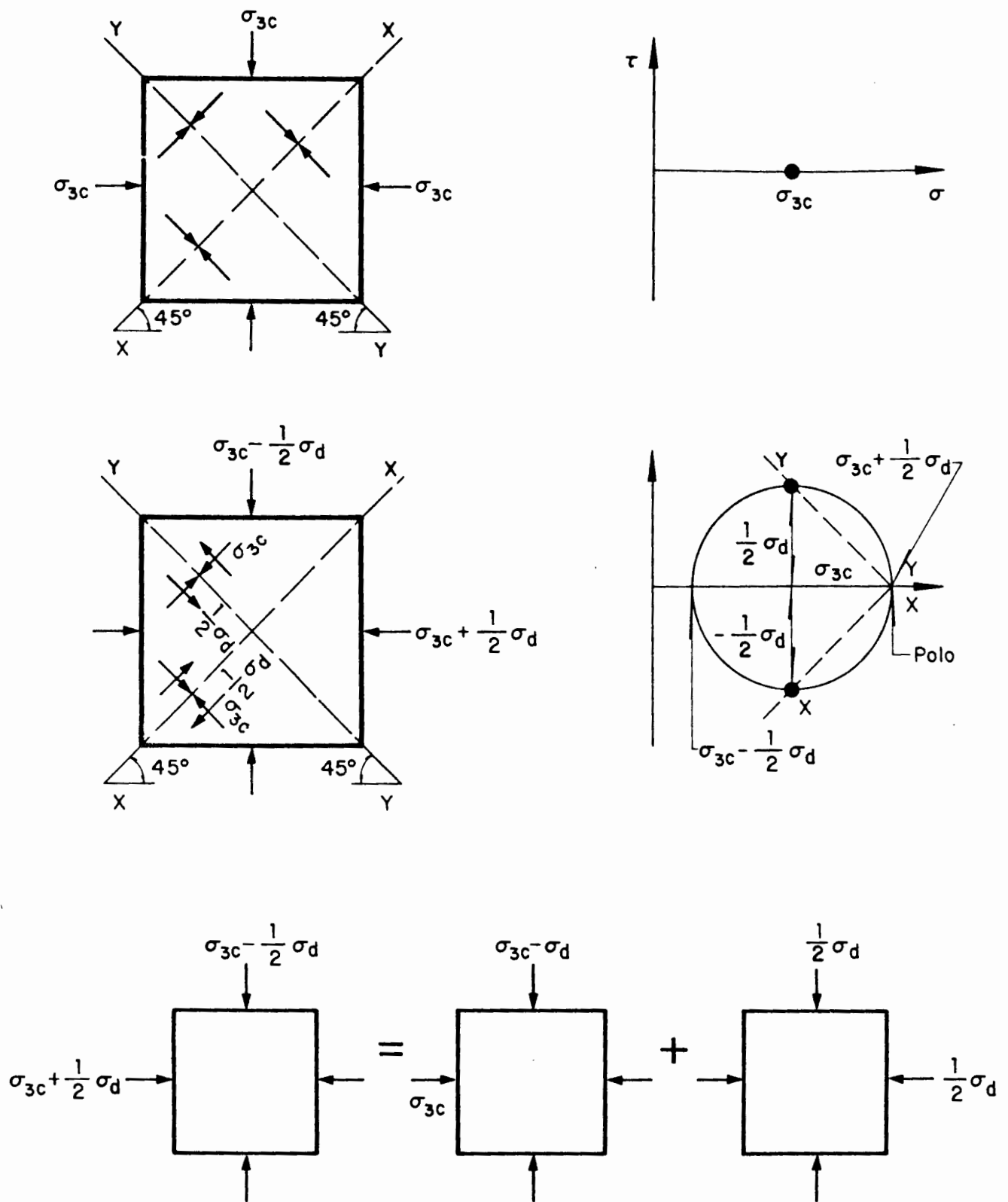


FIG. 15 ESQUEMA DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN UN ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO

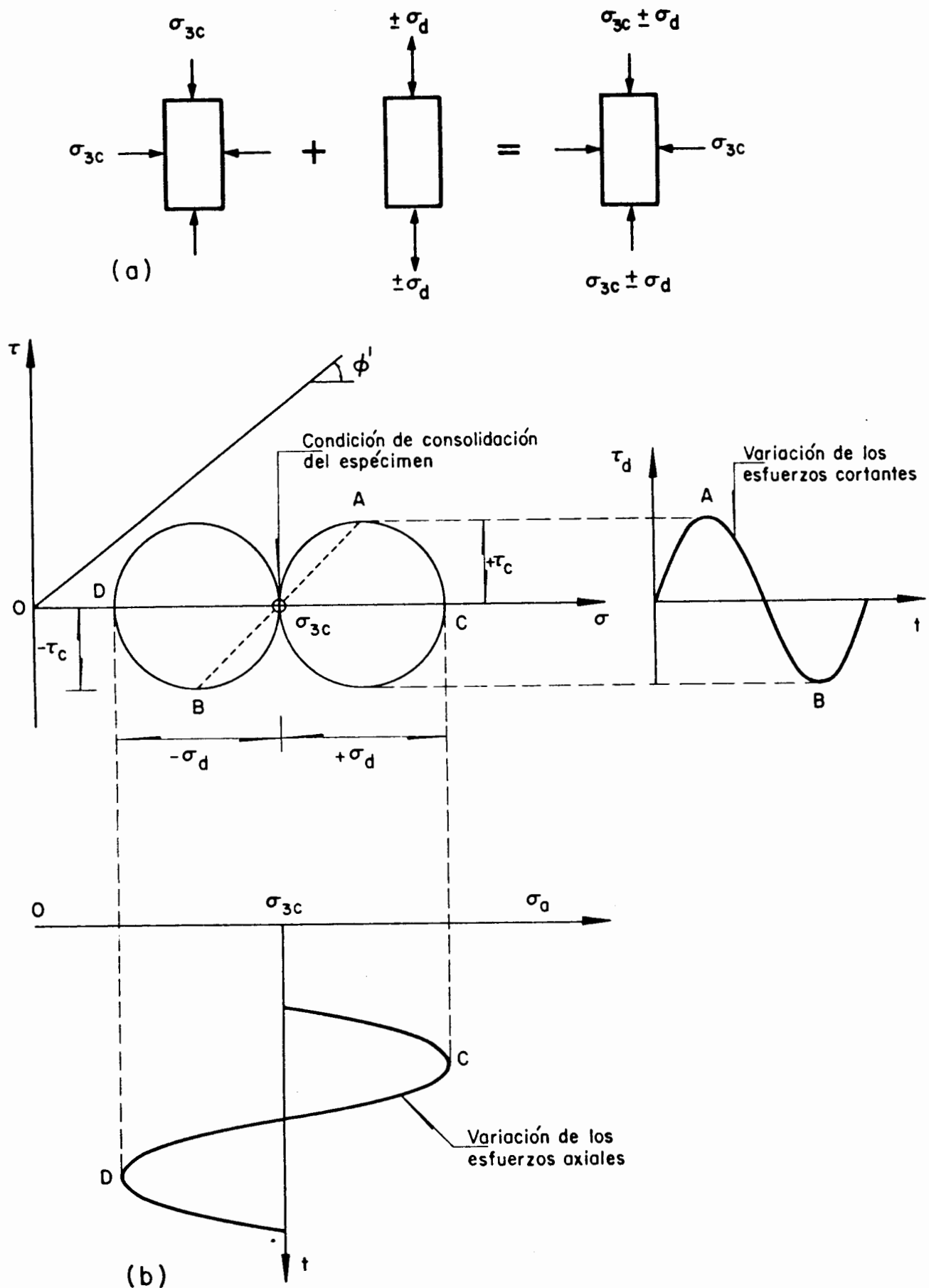
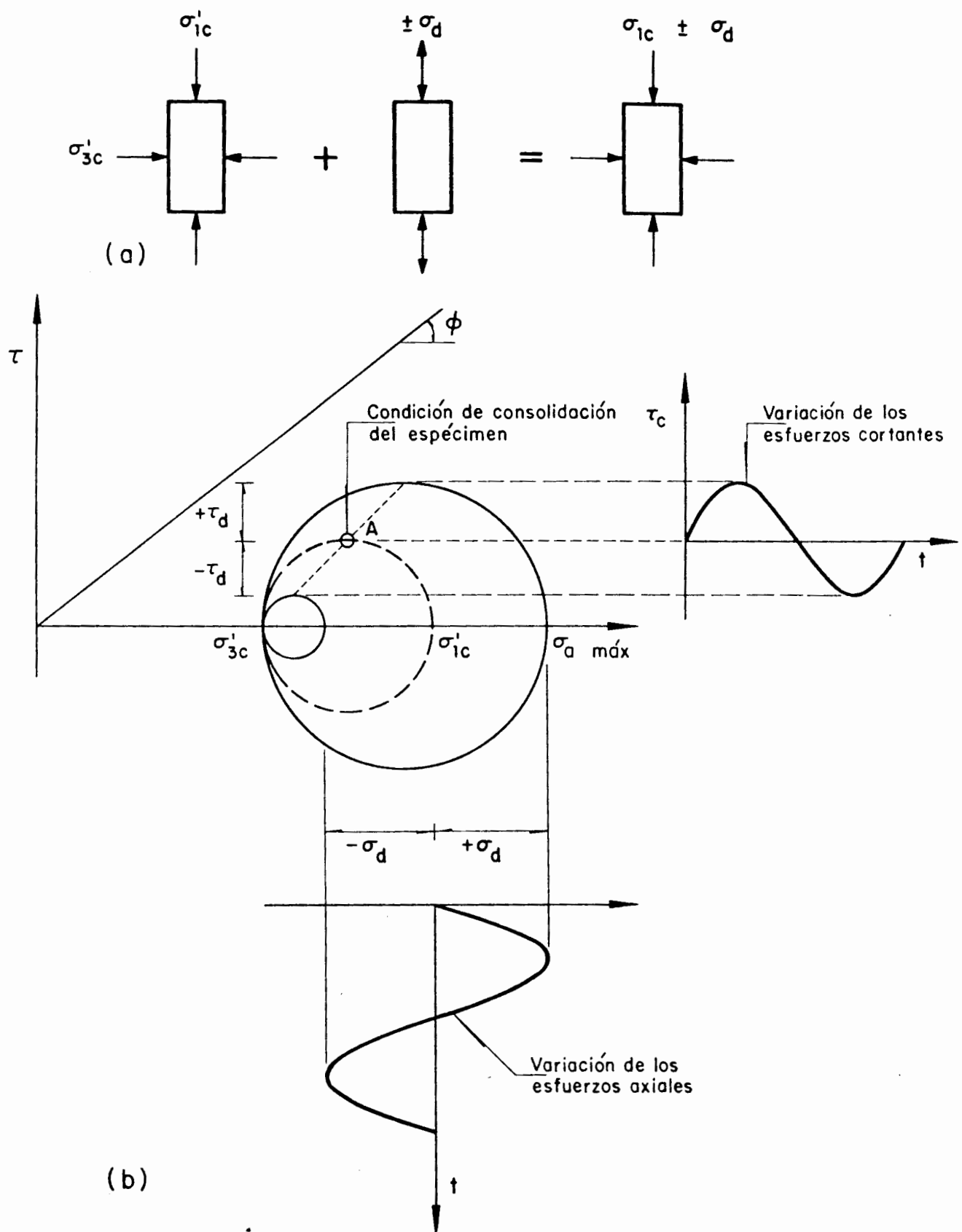


FIG. 16 ESQUEMA DEL ENSAYE TRIAXIAL CICLICO CONVENCIONAL PARA ESPÉCIMEN ISOTRÓPICAMENTE CONSOLIDADO (TC-IC)



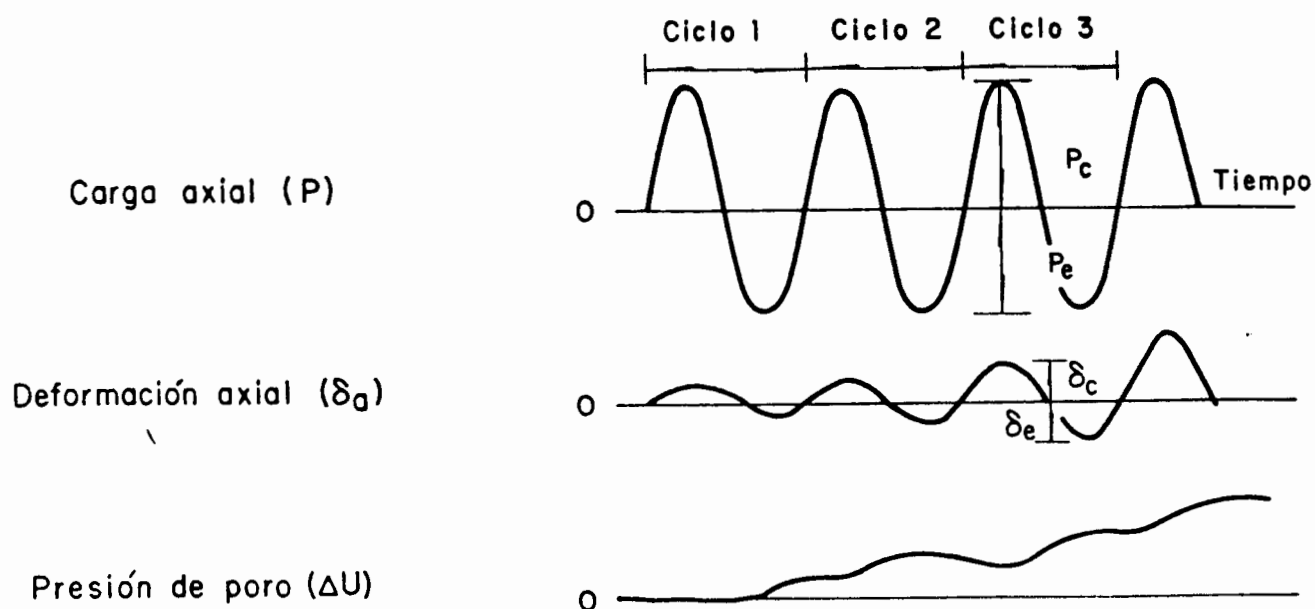


FIG. 18 ESQUEMA DE REGISTRO Y CÁLCULO DE UN ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO

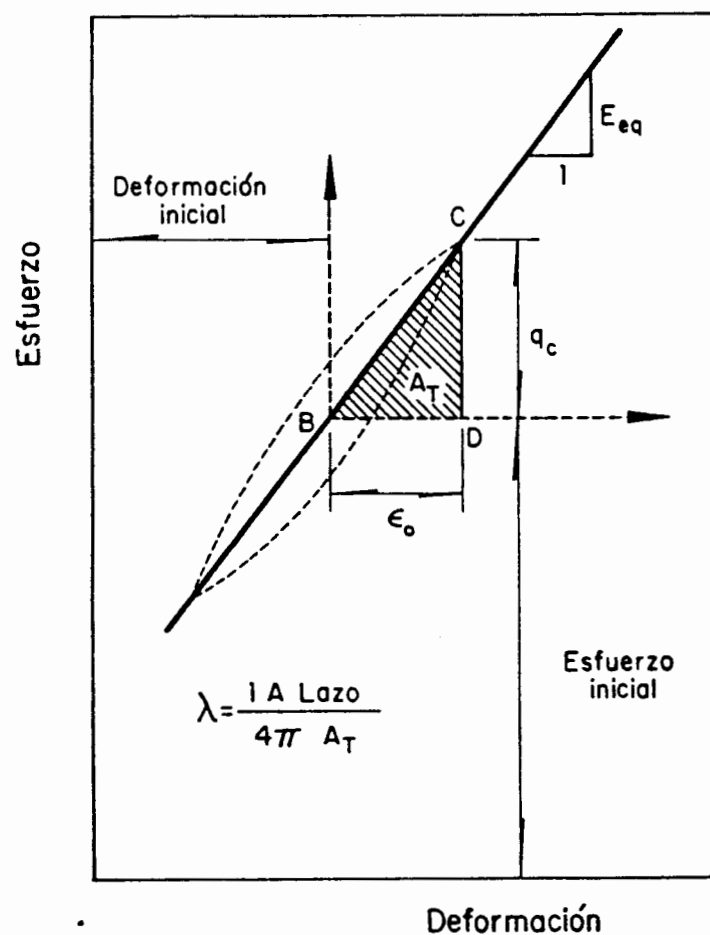


FIG 19. LAZO DE HISTÉRESIS Y DEFINICIONES

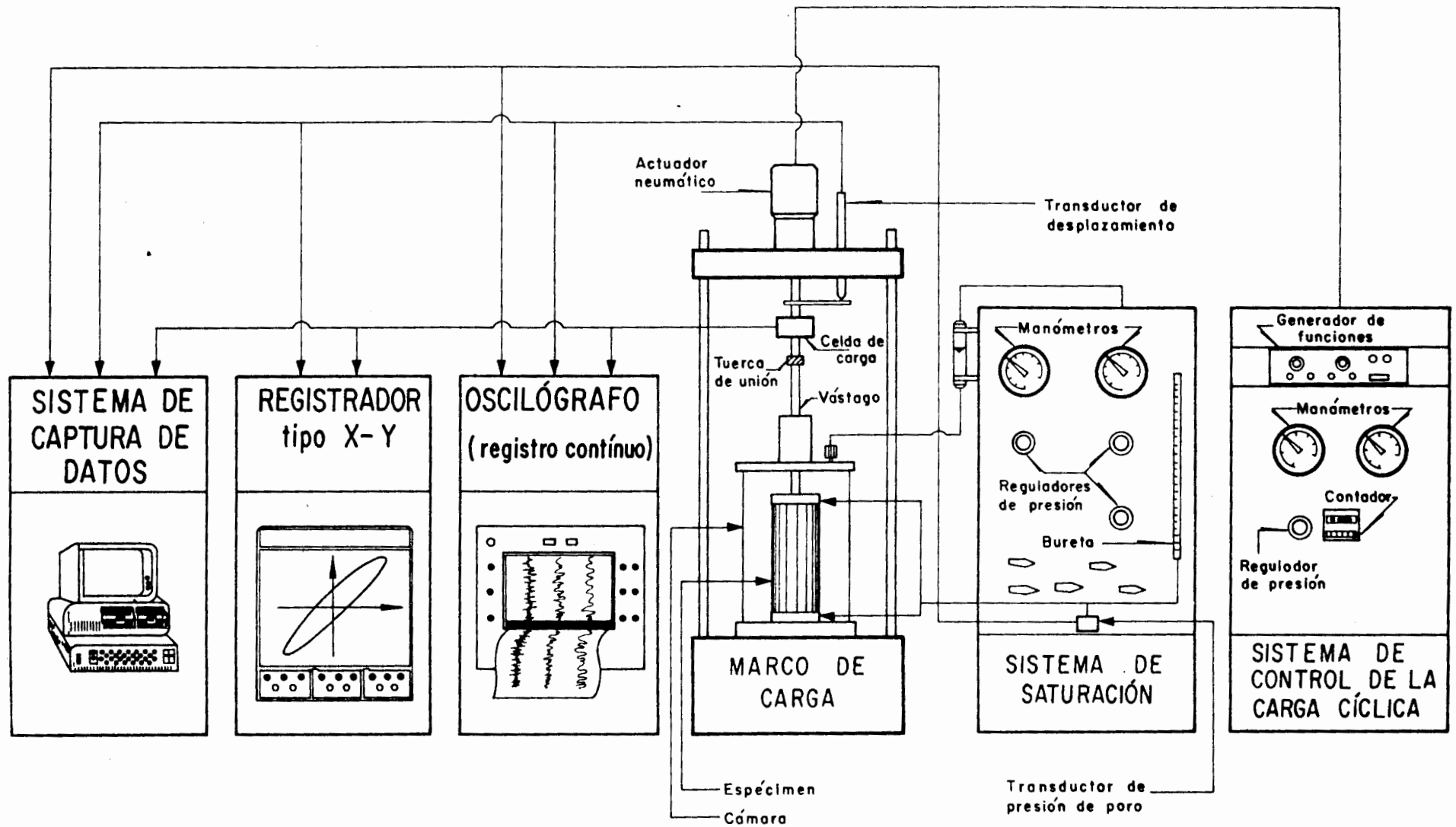


FIG. 20 ESQUEMA DE UN EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO

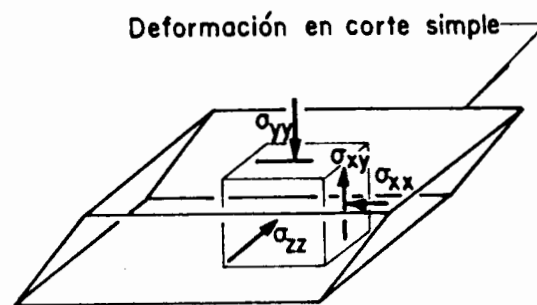
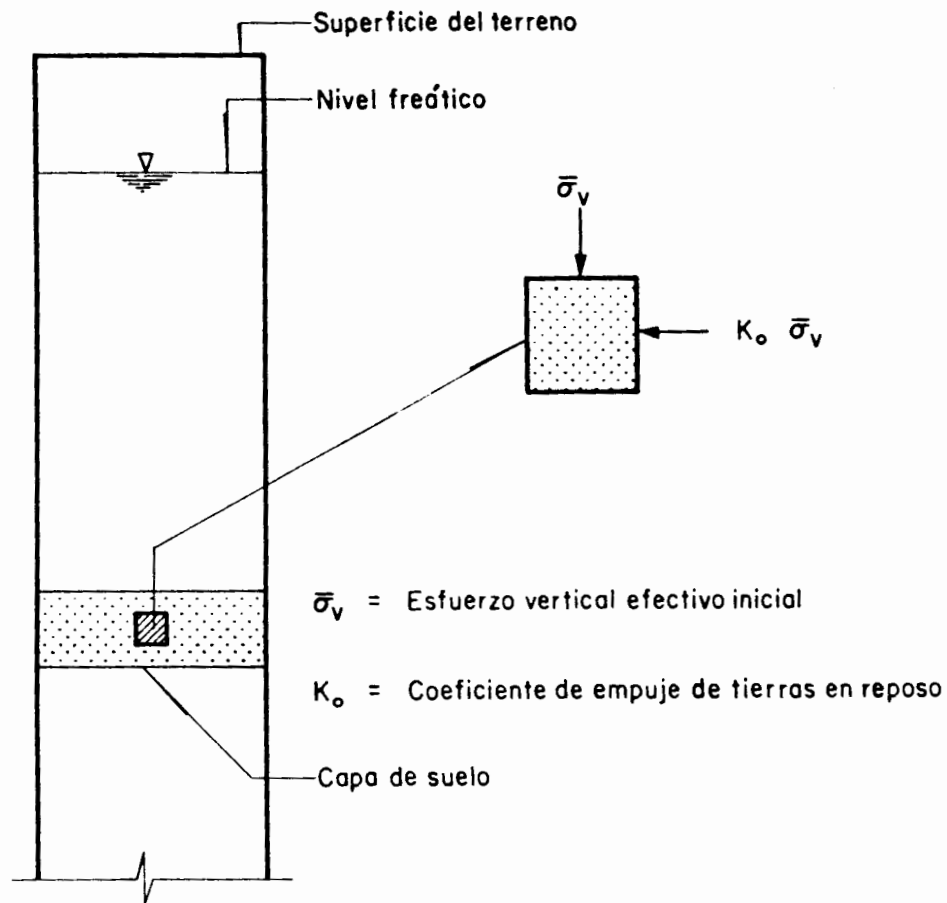
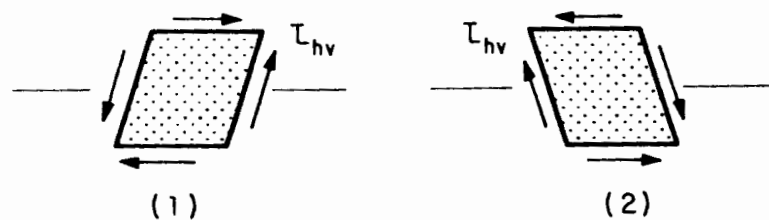


FIG. 21 DEFORMACIÓN EN CORTE SIMPLE DE UN ELEMENTO PRISMÁTICO

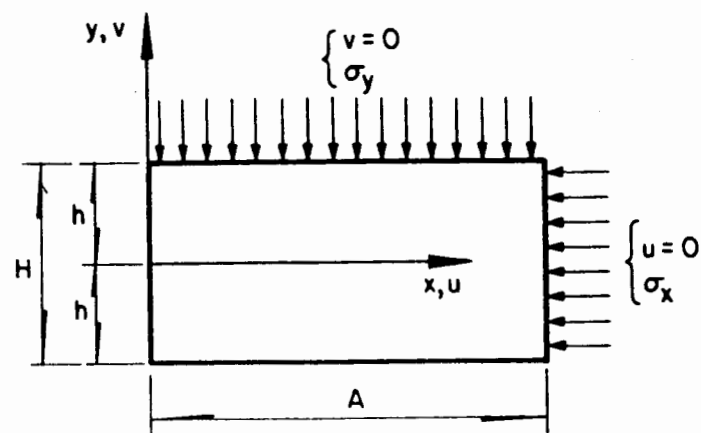


a) Localización del elemento y esfuerzos estáticos

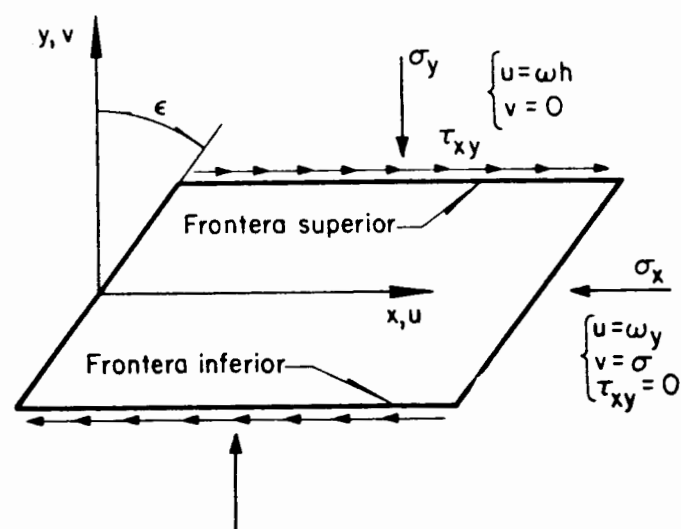


b) Esfuerzos cíclicos inducidos en el elemento

FIG. 22 CONDICIÓN IDEALIZADA DE ESFUERZOS PARA UN
ELEMENTO DE SUELO SUJETO A UN SISMO



(a) Condiciones iniciales de la muestra



(b) Deformación de corte simple de la muestra

FIG. 23 CONDICIONES TEÓRICAS DE CORTE SIMPLE

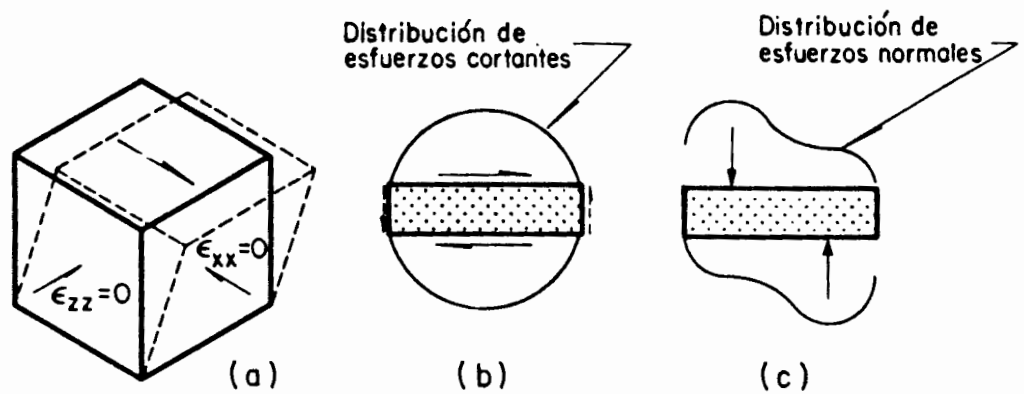


FIG 5.24 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA CONDICIONES DE DEFORMACIÓN EN CORTE SIMPLE

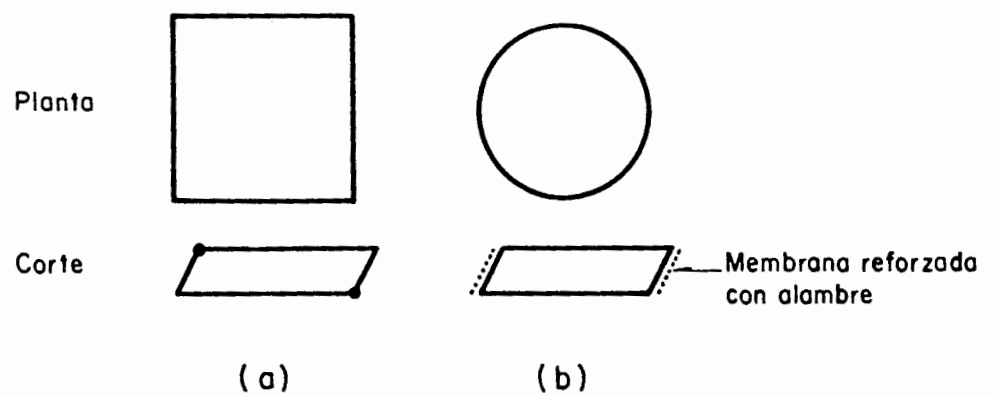


FIG 25 TIPOS DE APARATOS DE CORTE SIMPLE

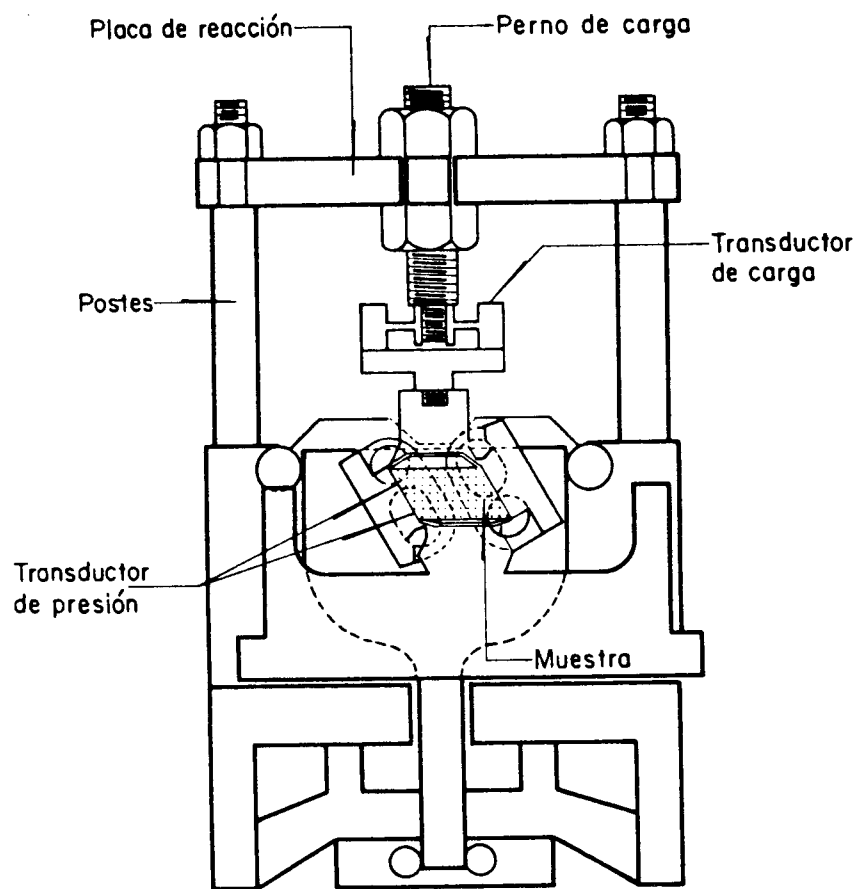
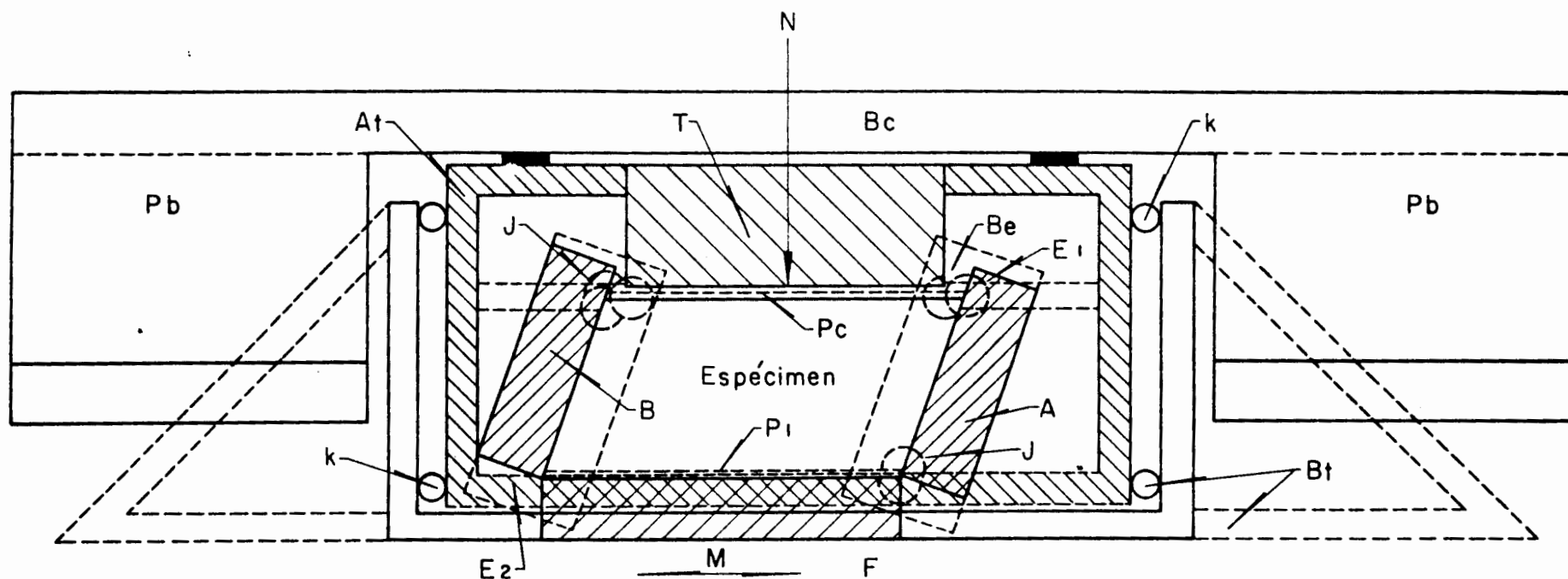


FIG. 26 APARATO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO DE VOLUMEN CONSTANTE (Finn y Vaid, 1977)



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. 27 APARATO GIGANTE DE CORTE SIMPLE CÍCLICO (Díaz Rodríguez, Weckmann e Iturbe, 1973)

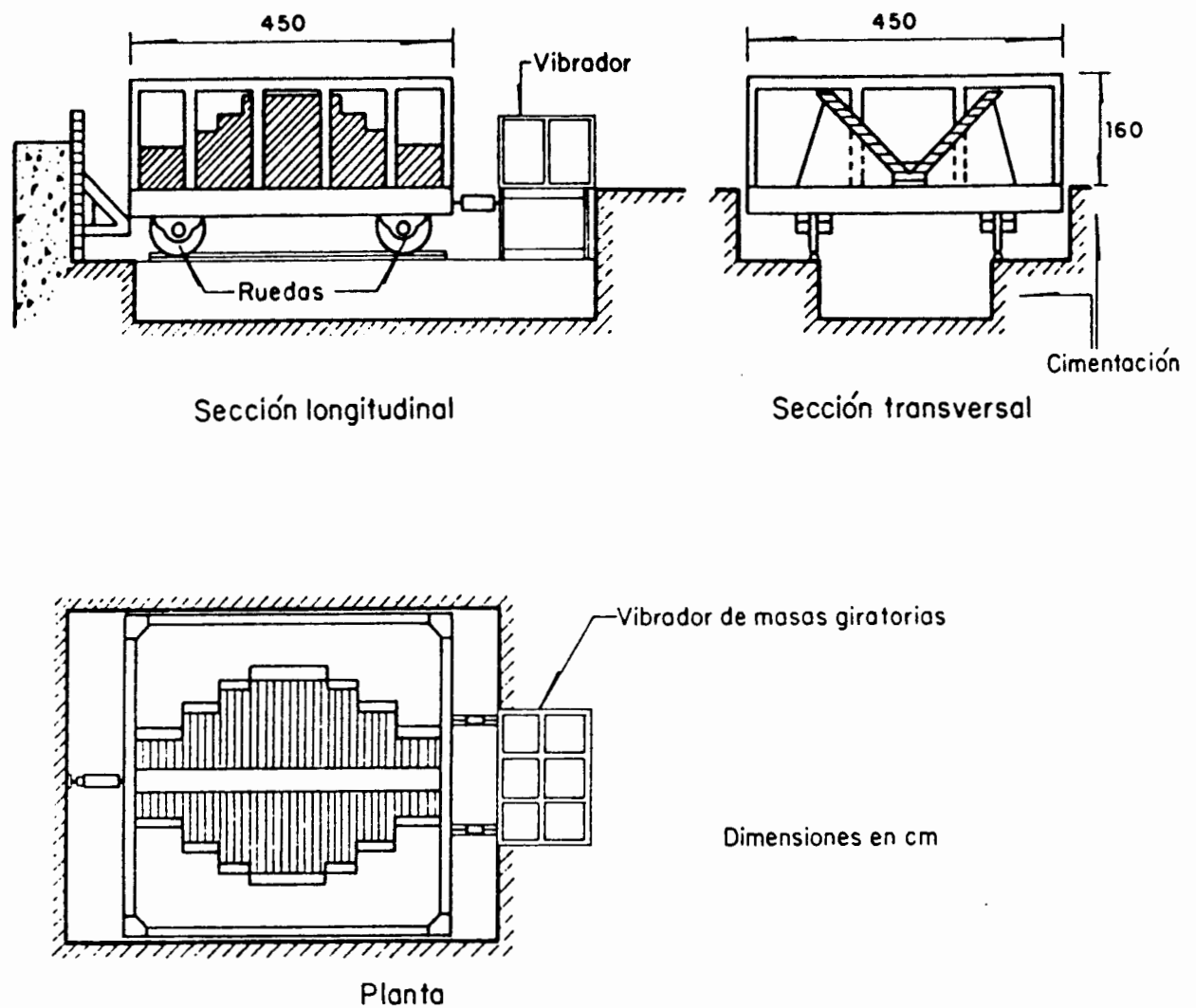


FIG 28 CARACTERÍSTICAS DE UNA MESA VIBRADORA
(Díaz Rodríguez, 1971)

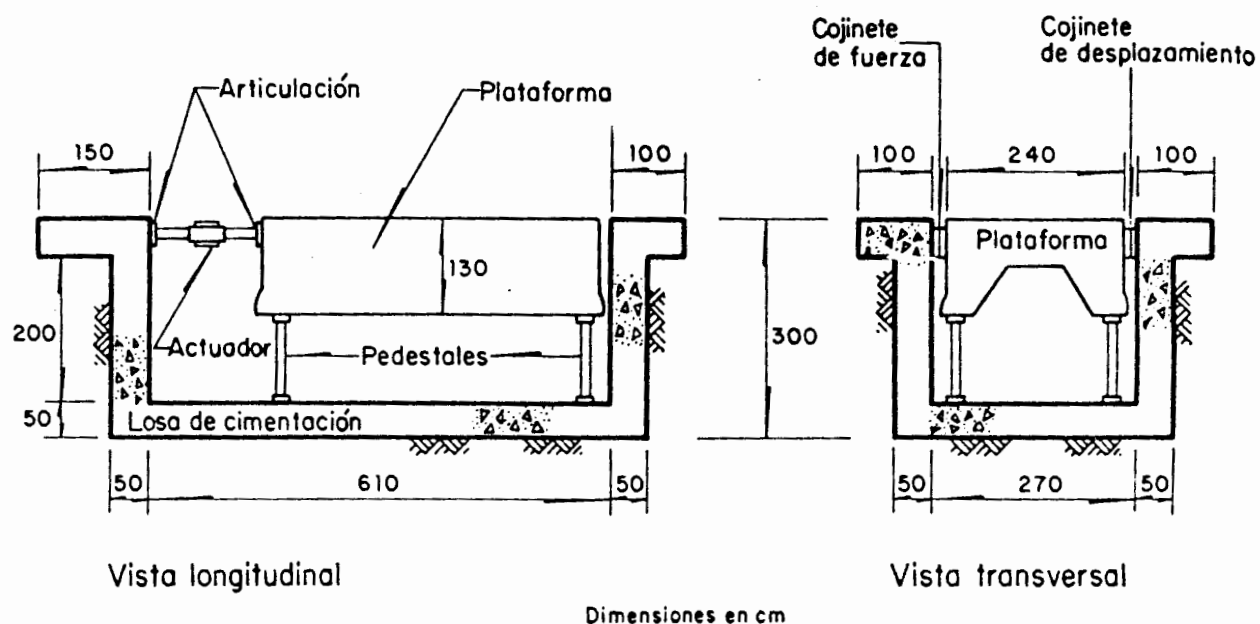


FIG. 29 MESA VIBRADORA (Díaz Rodríguez y Del Valle, 1977)

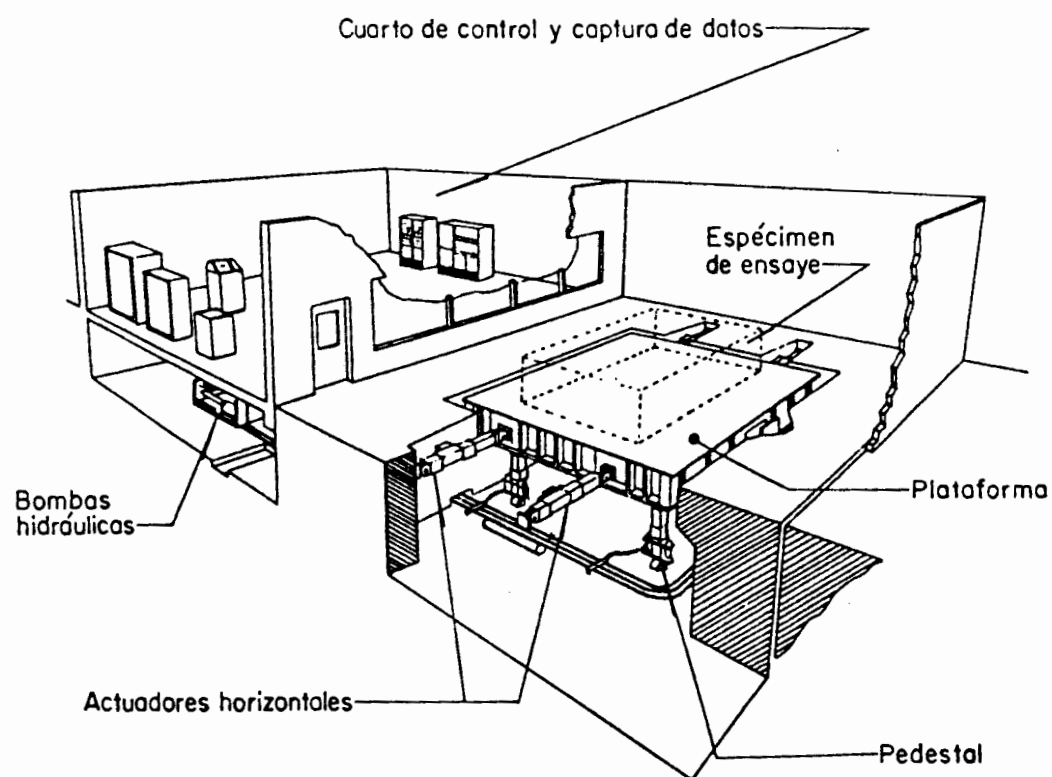


FIG. 30 ESQUEMA DE CONJUNTO DE UNA MESA VIBRADORA

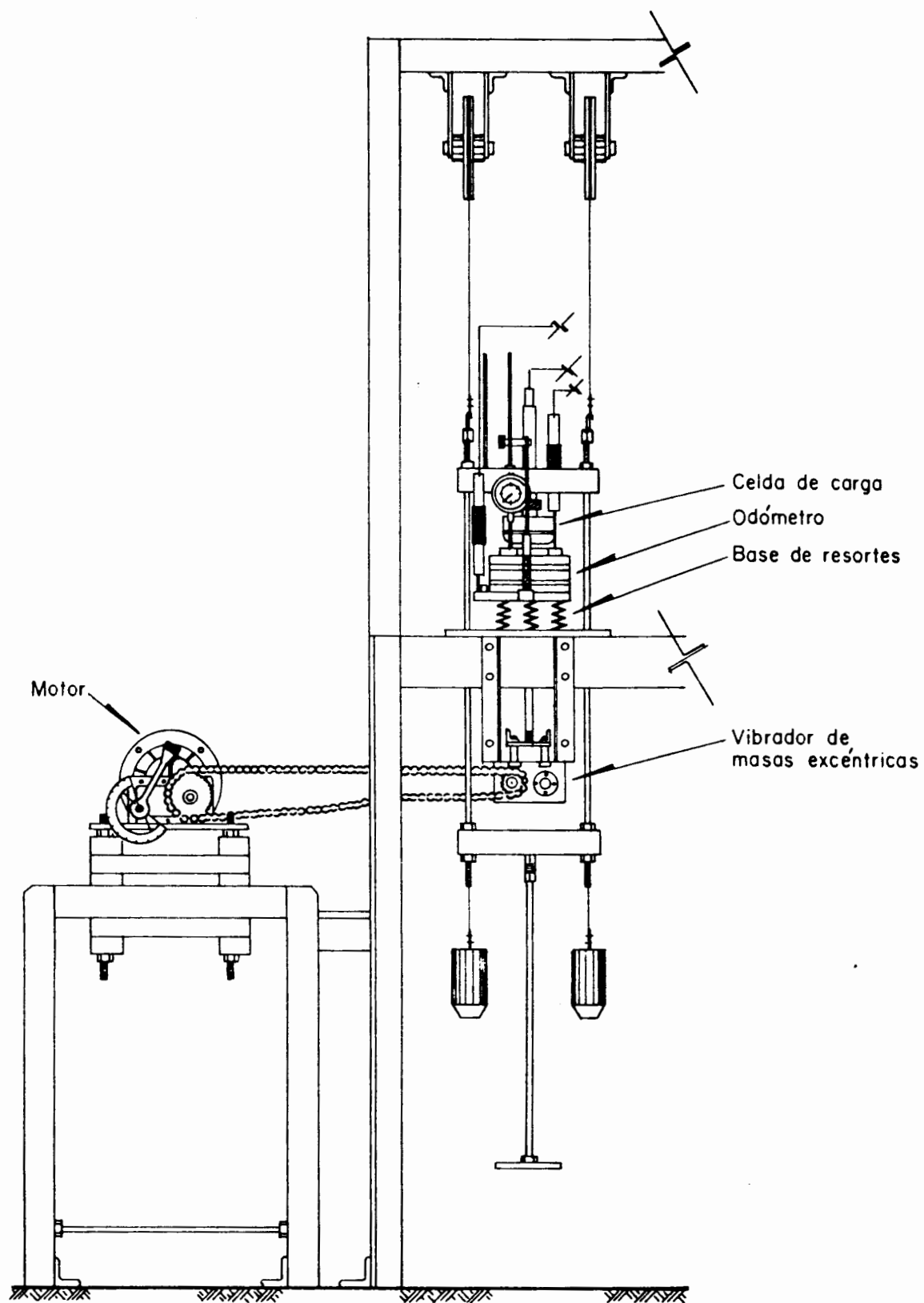


FIG. 31 CONSOLIDÓMETRO PARA ENSAYES DINÁMICOS
(Díaz Rodríguez y Casales, 1986)

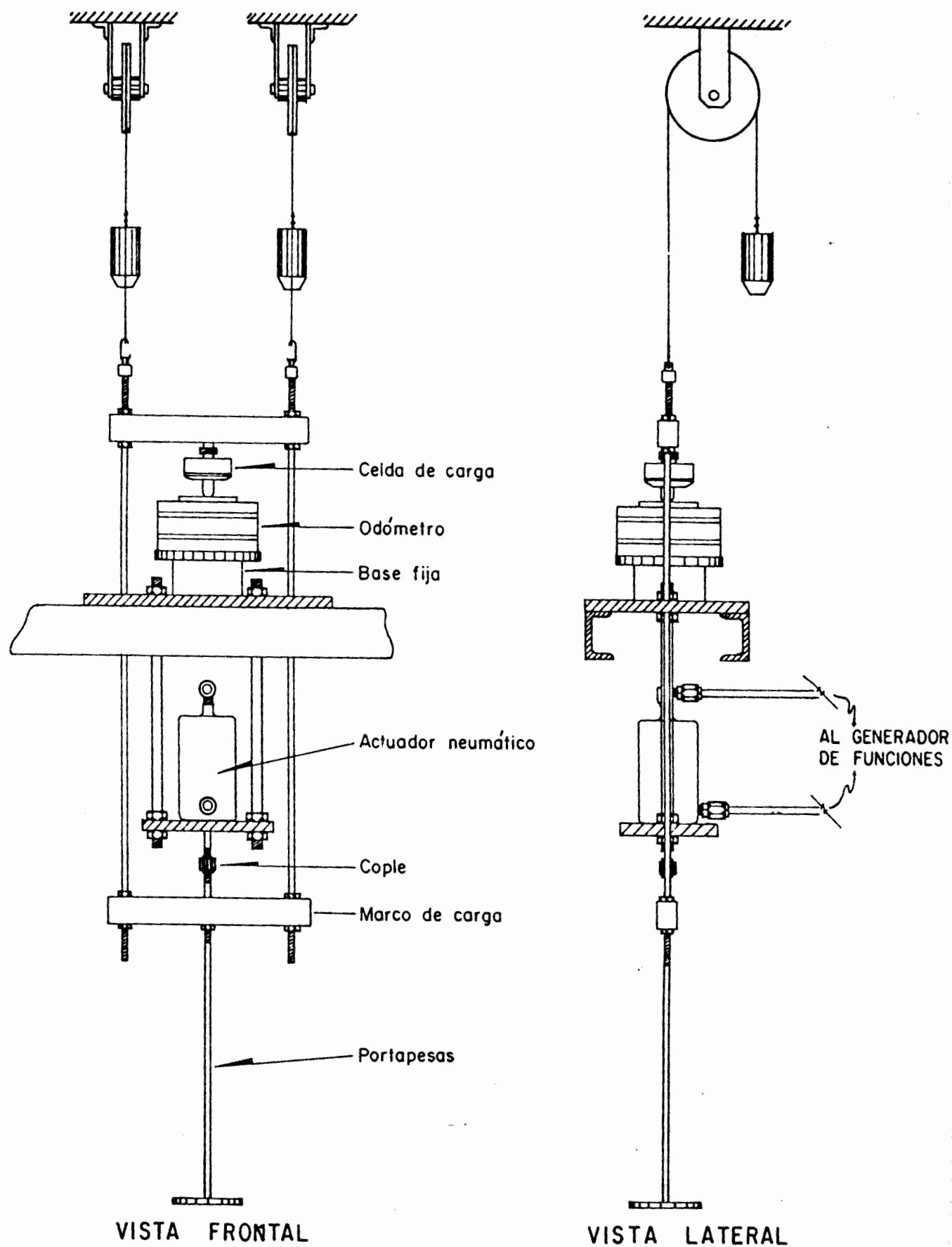


FIG.32 CONSOLIDÓMETRO PARA ENSAYES DINÁMICOS
(Díaz Rodríguez y Leite-Guerrero, 1989)

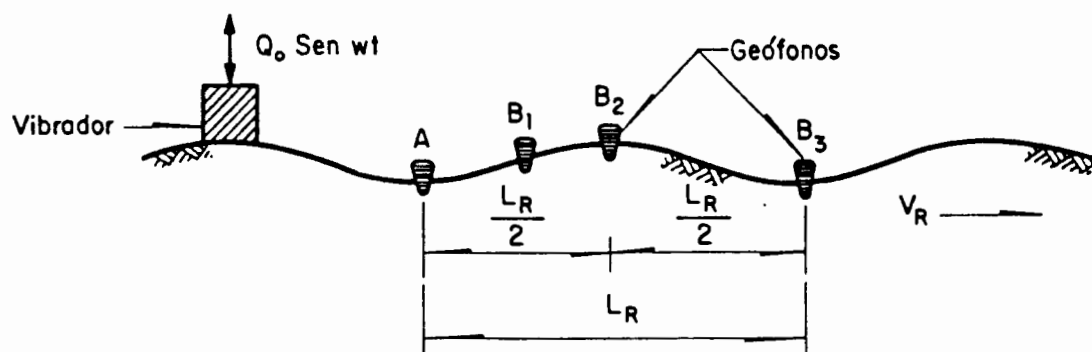


FIG. 33 ENSAYE DE VIBRACIÓN DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO

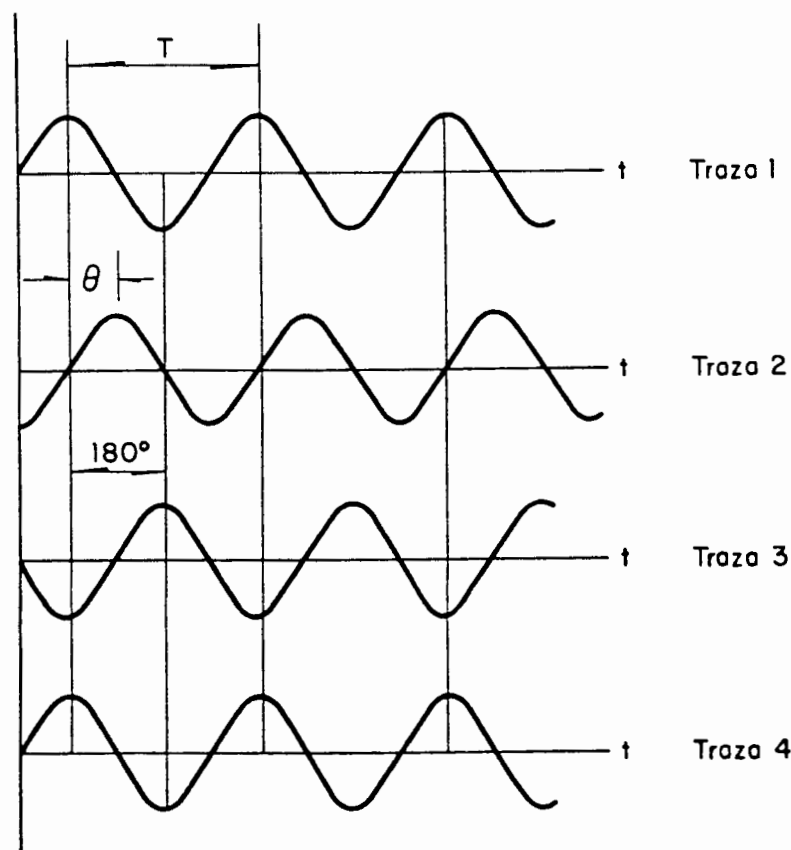
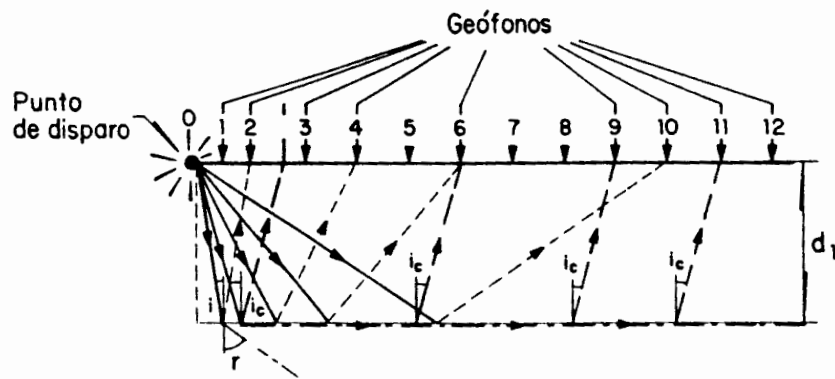
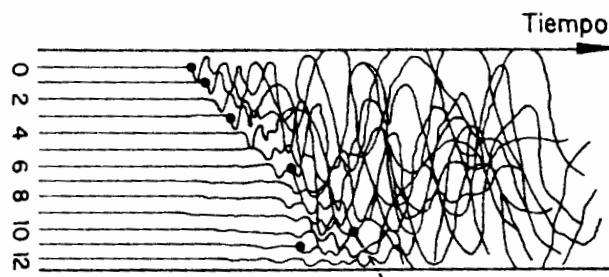


FIG. 34 ESQUEMA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA LONGITUD DE ONDA



a) Colocación de geófonos



b) Registro sísmico

FIG. 35 ESQUEMA DEL ENSAYE DE REFRACCIÓN SÍSMICA

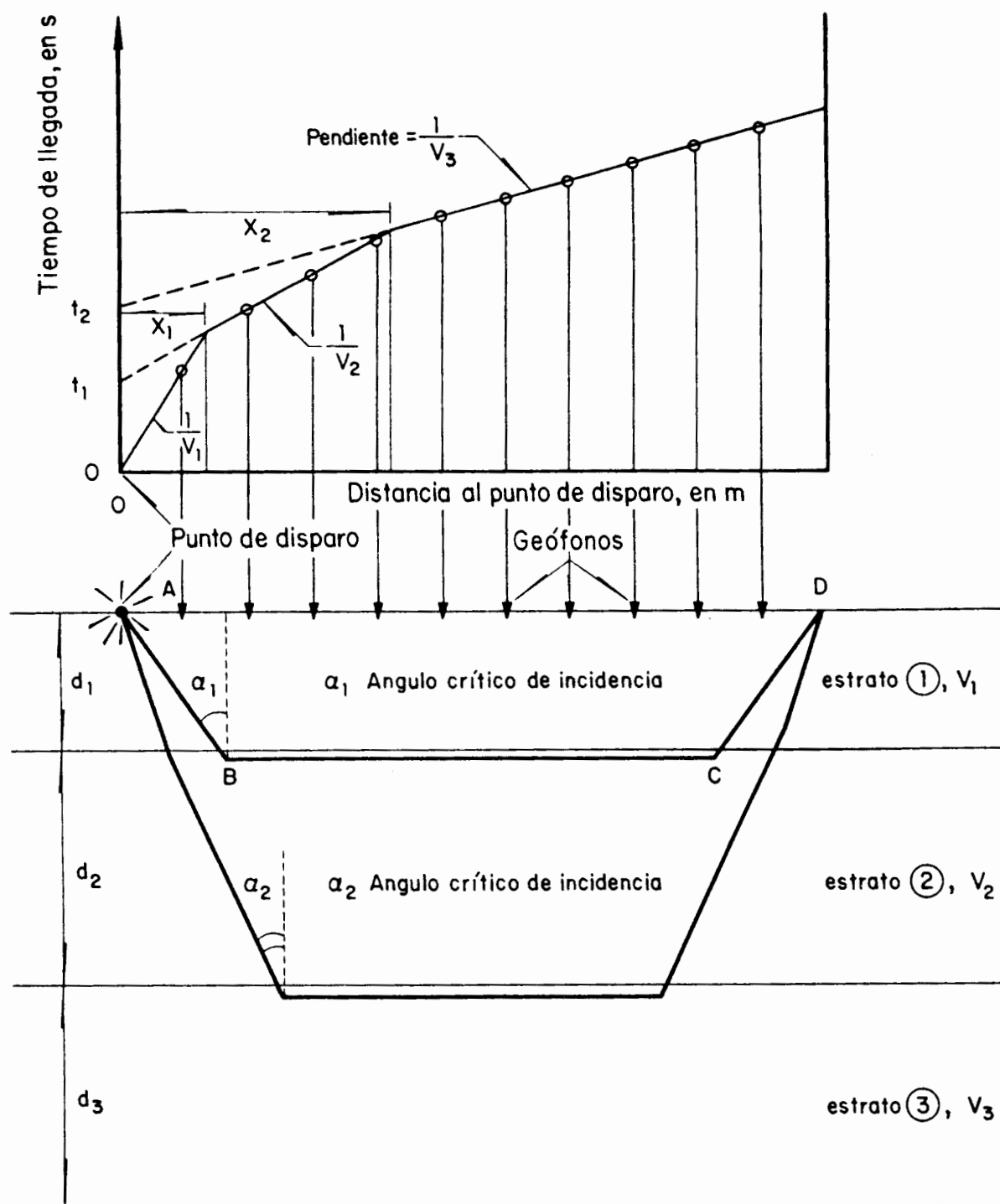


FIG. 36 ESQUEMA DE INTERPRETACIÓN DEL ENSAYE DE REFRACCIÓN SÍSMICA

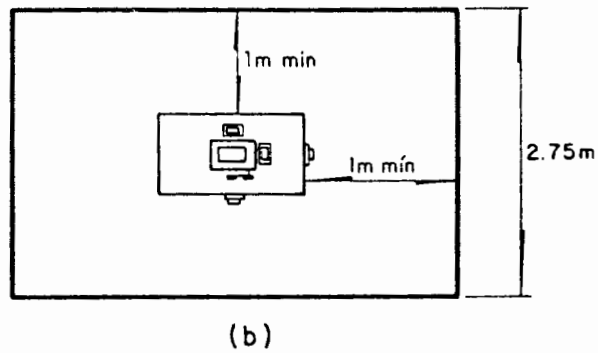
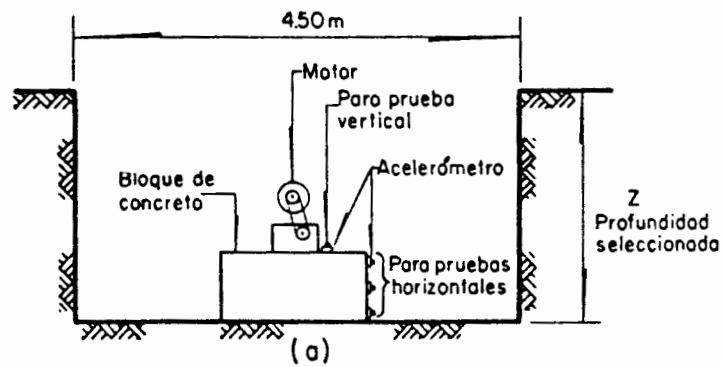


FIG. 37 ESQUEMA PARA ENSAYE DE RESONANCIA

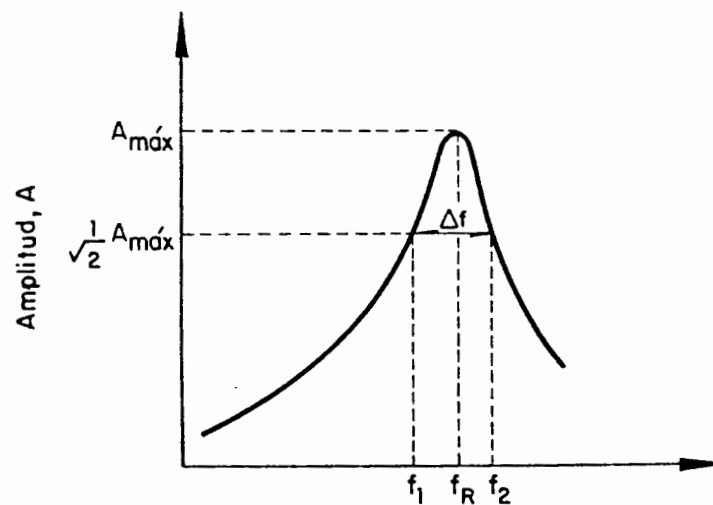


FIG. 38 CURVA DE RESPUESTA A LA FRECUENCIA

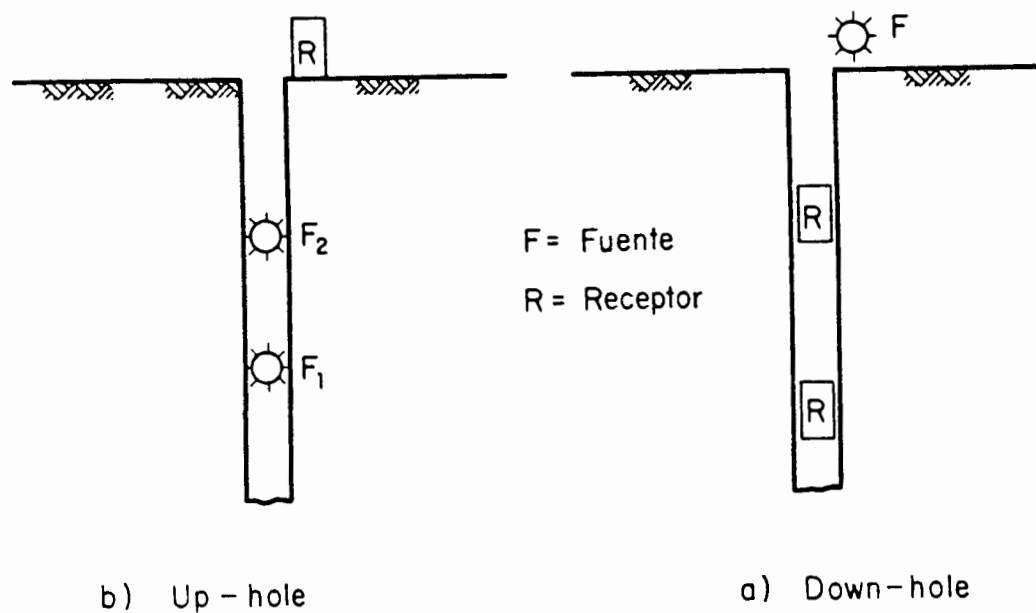
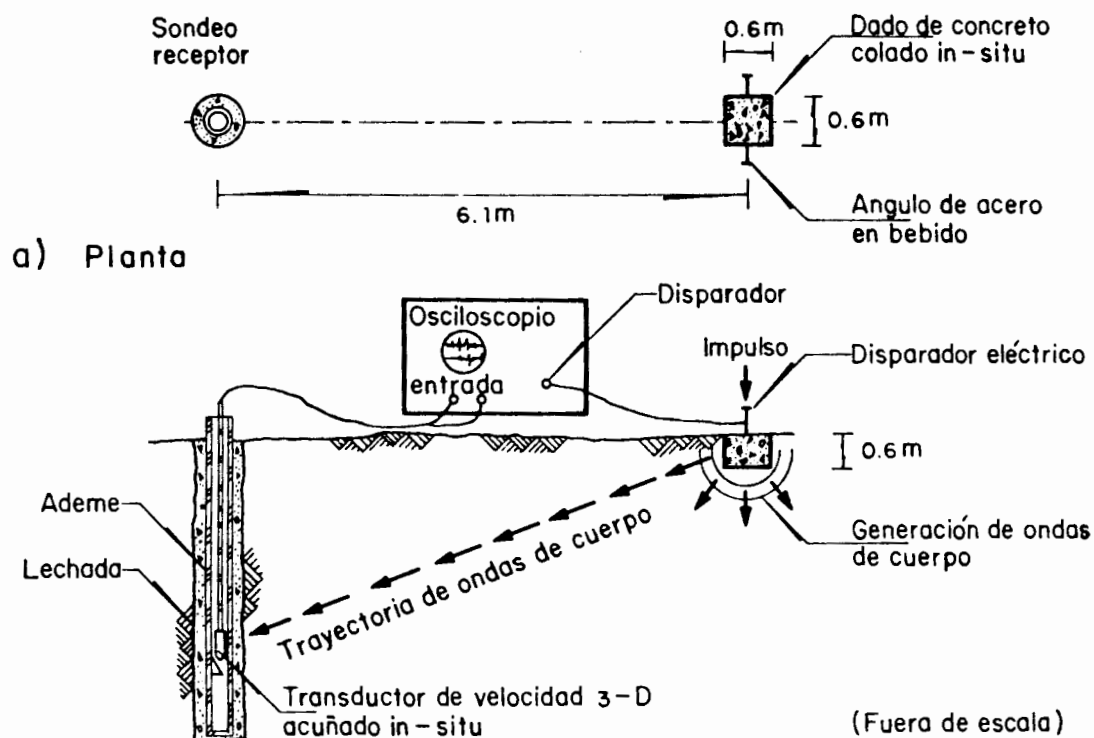
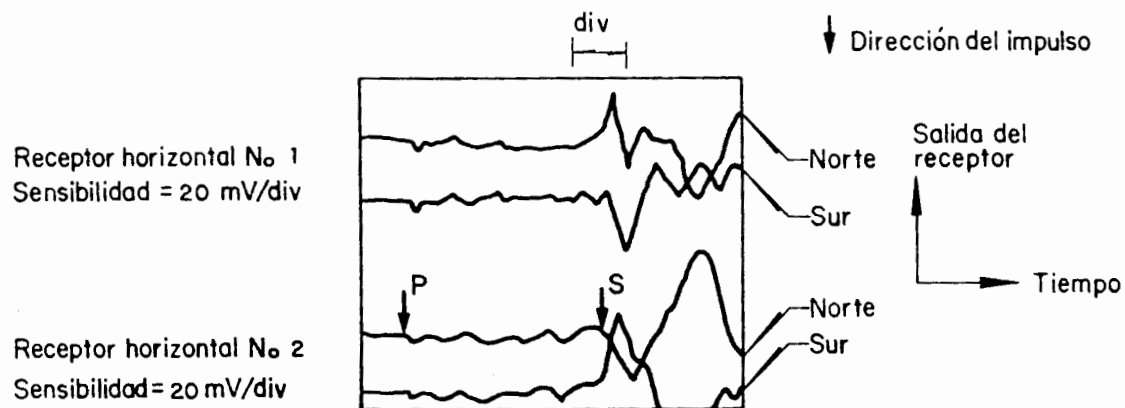


FIG. 39 ENSAYES DOWN-HOLE Y UP-HOLE



b) Sección transversal



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

FIG. 40 ENSAYE SÍSMICO DOWNHOLE (Hoar y Stokoe, 1978)

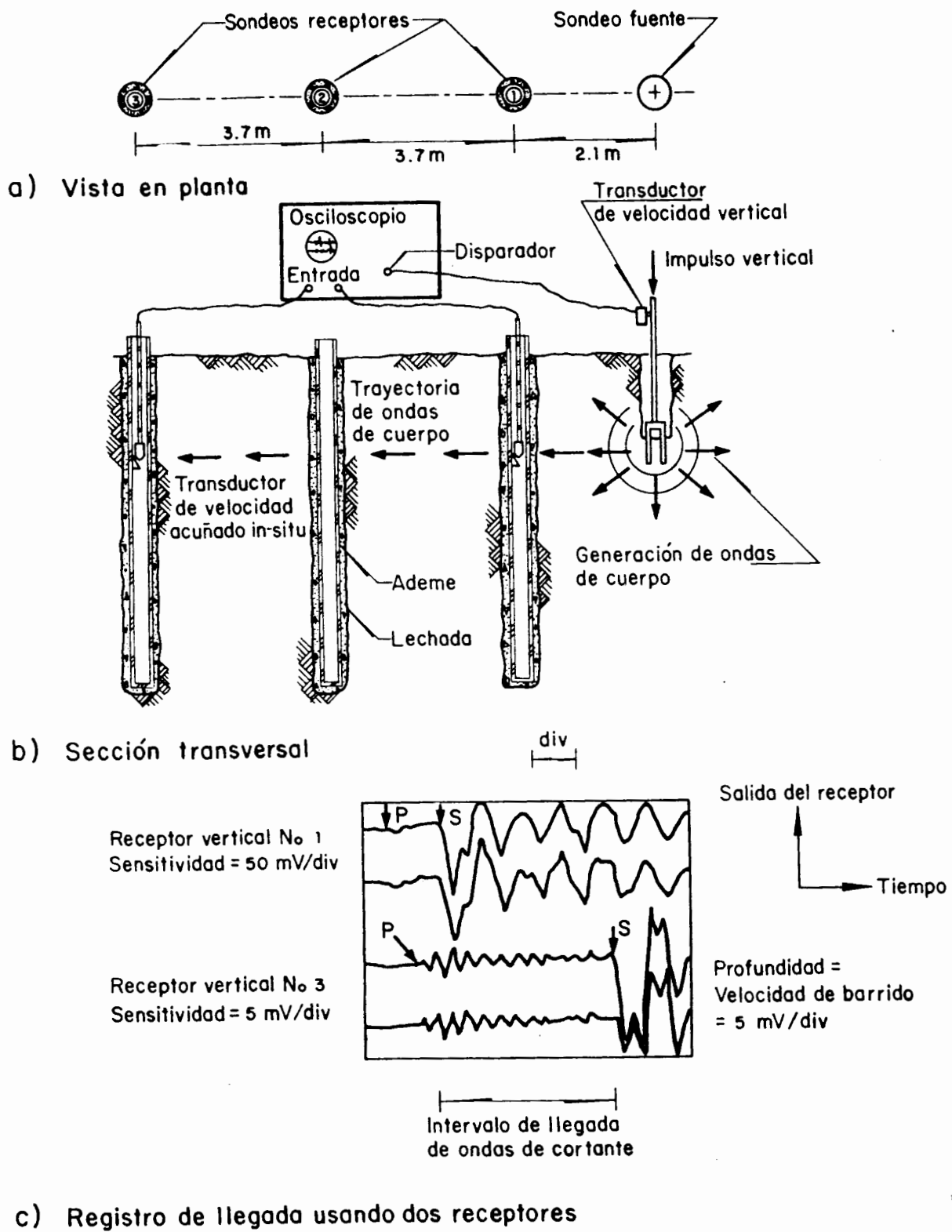


FIG. 41 ENSAYE SÍSMICO CROSS-HOLE (Hoar y Stokoe, 1978)

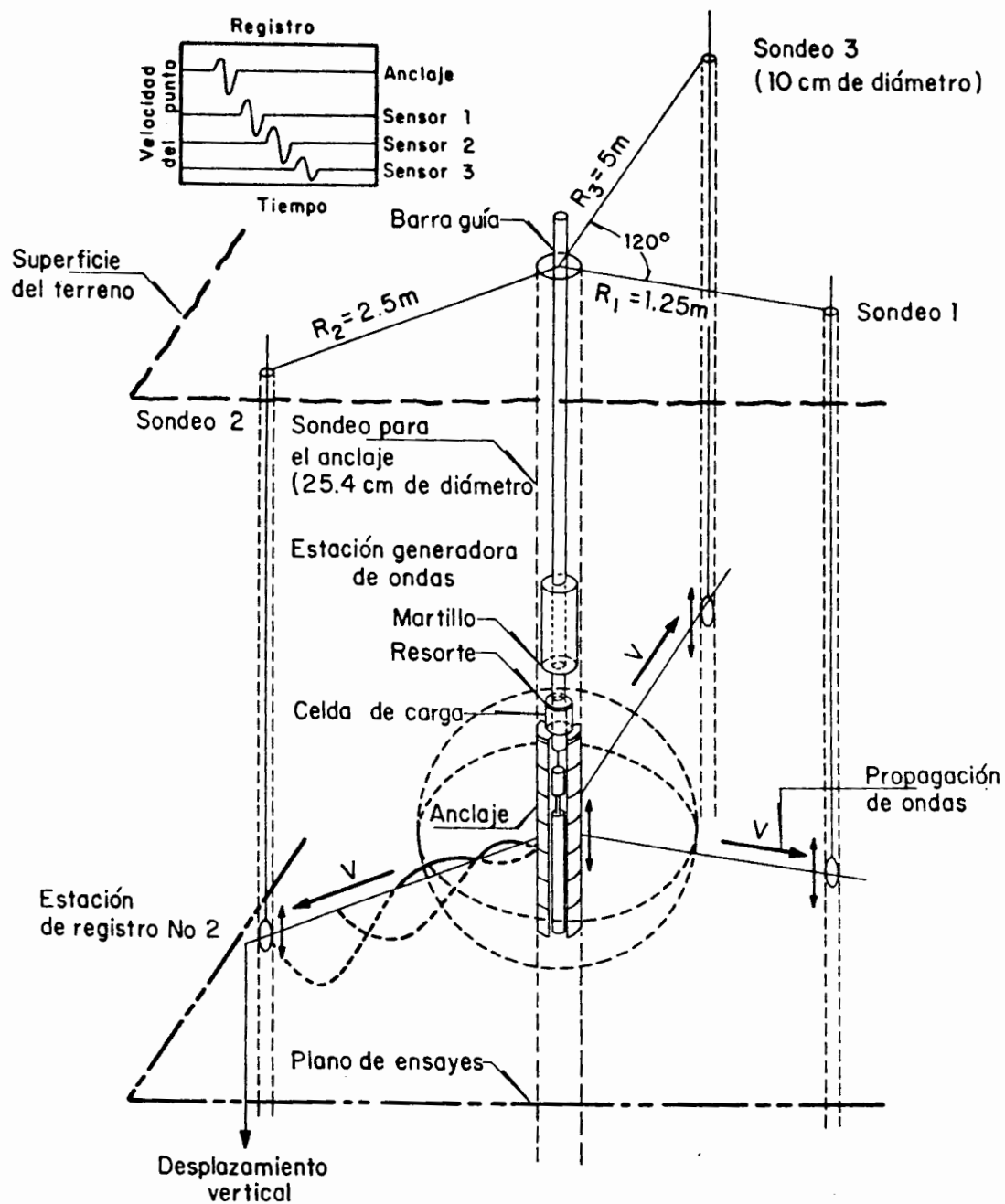


FIG. 42 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UN ENSAYO DE IMPULSO IN-SITU (Miller et al, 1975)

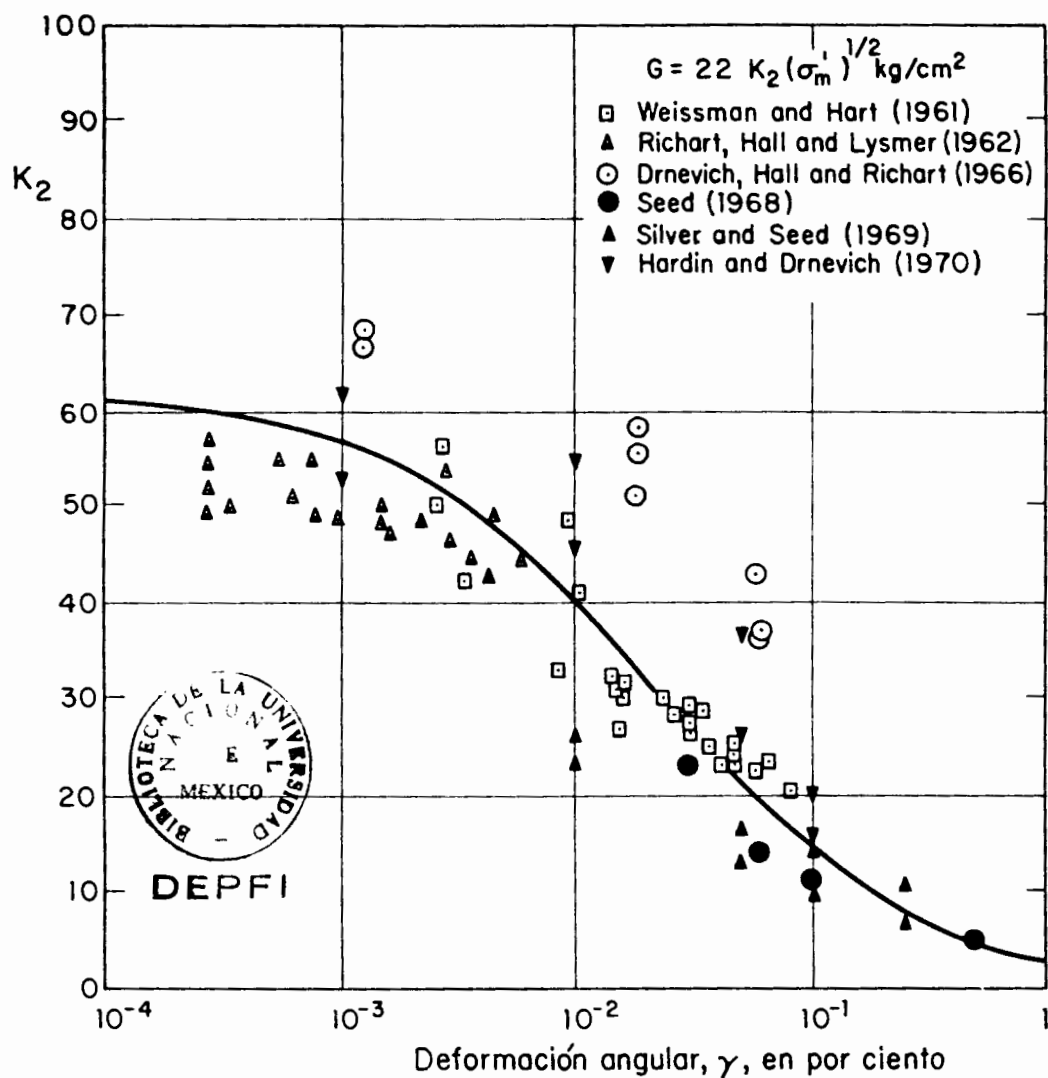


FIG. 43 MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS, $C_r = 75\%$ (Seed e Idriss, 1970)

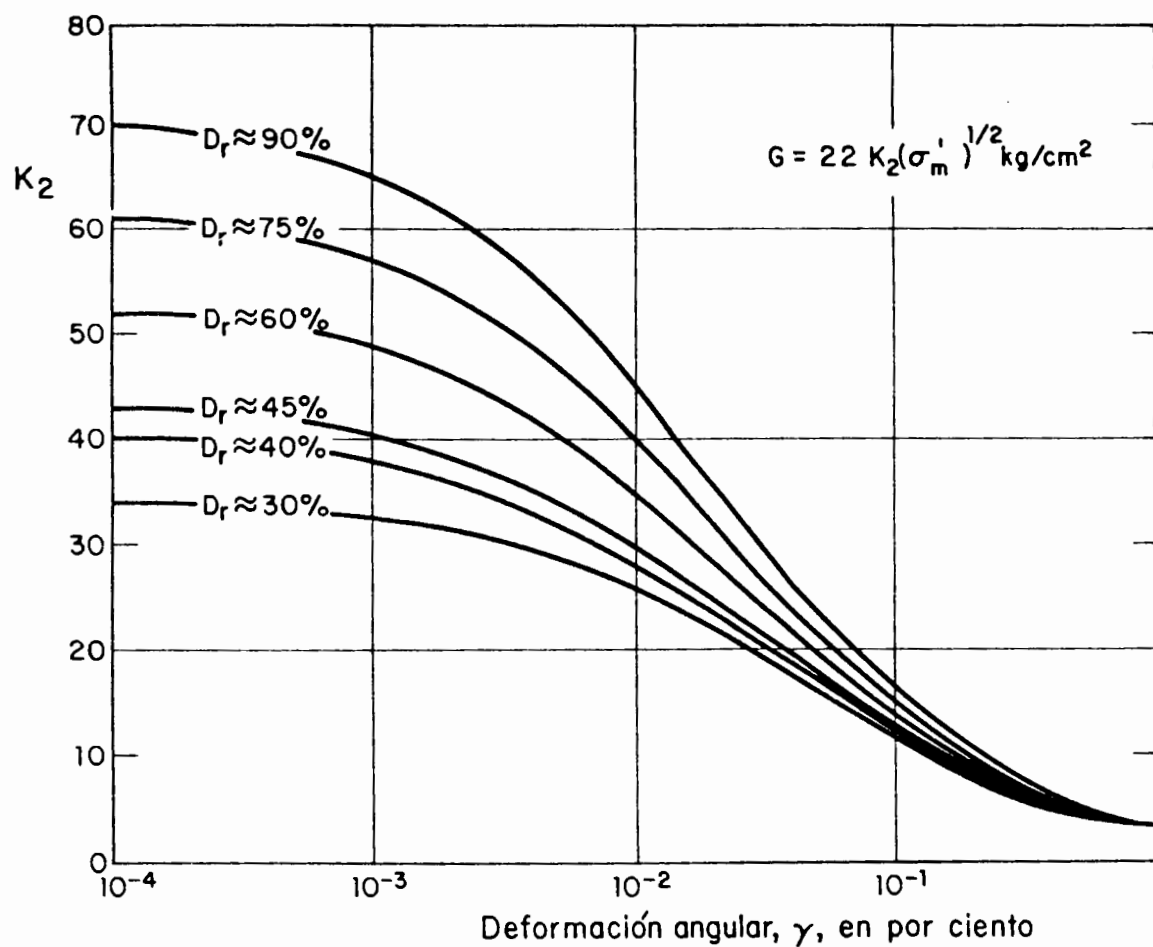


FIG. 44 MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE PARA ARENAS (Seed e Idriss, 1970)

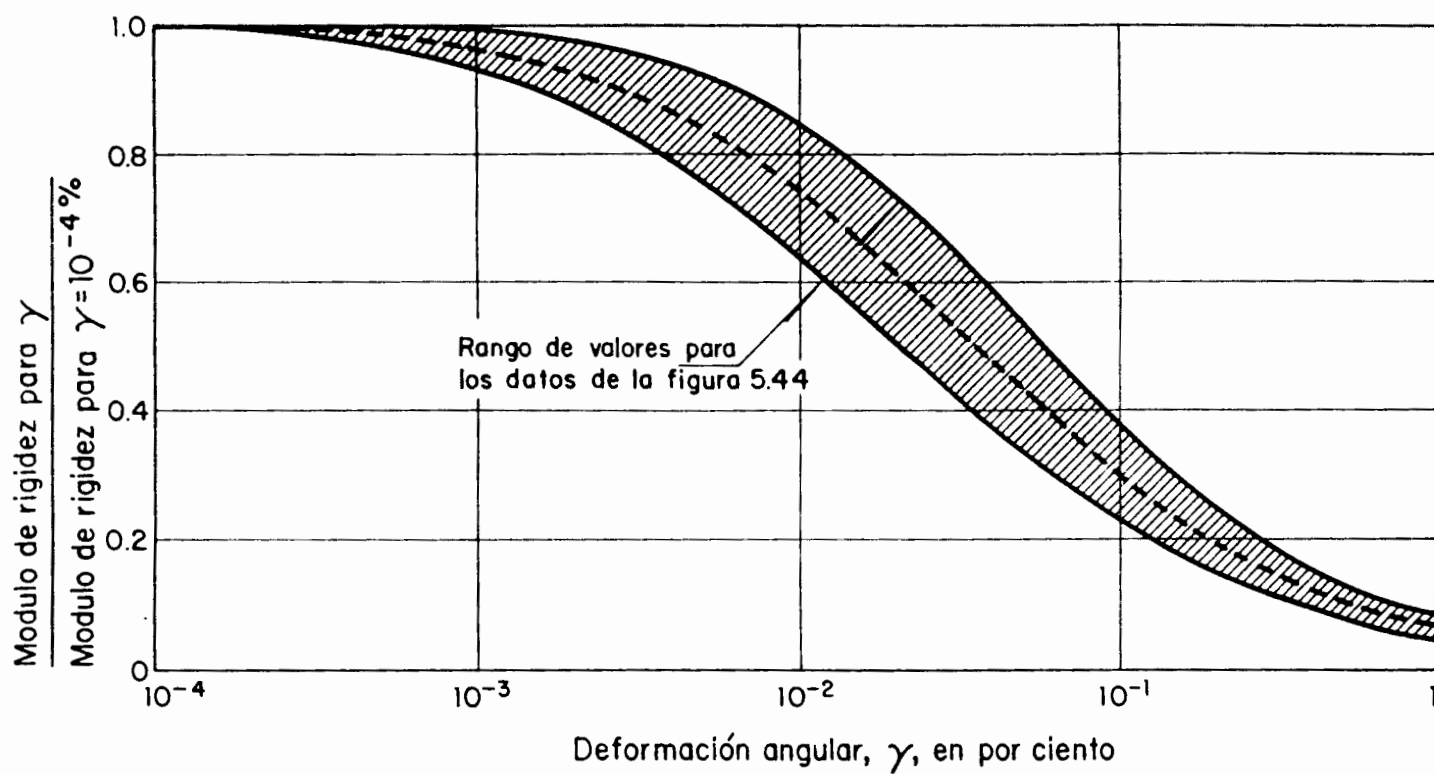


FIG. 45 MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE NORMALIZADO PARA ARENAS (Seed e Idriss, 1970)

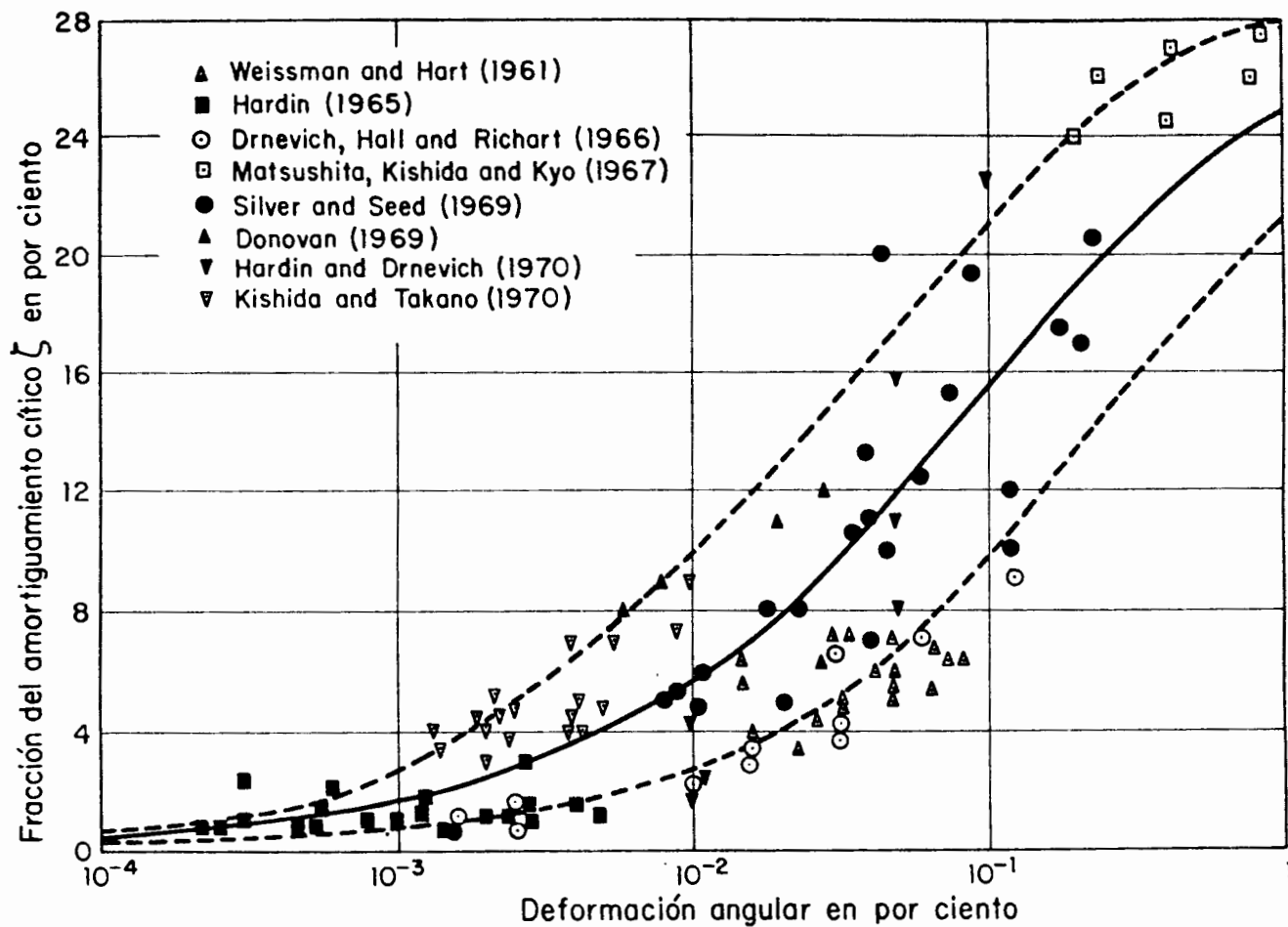


FIG. 46 AMORTIGUAMIENTO PARA ARENAS (Seed e Idriss, 1970)

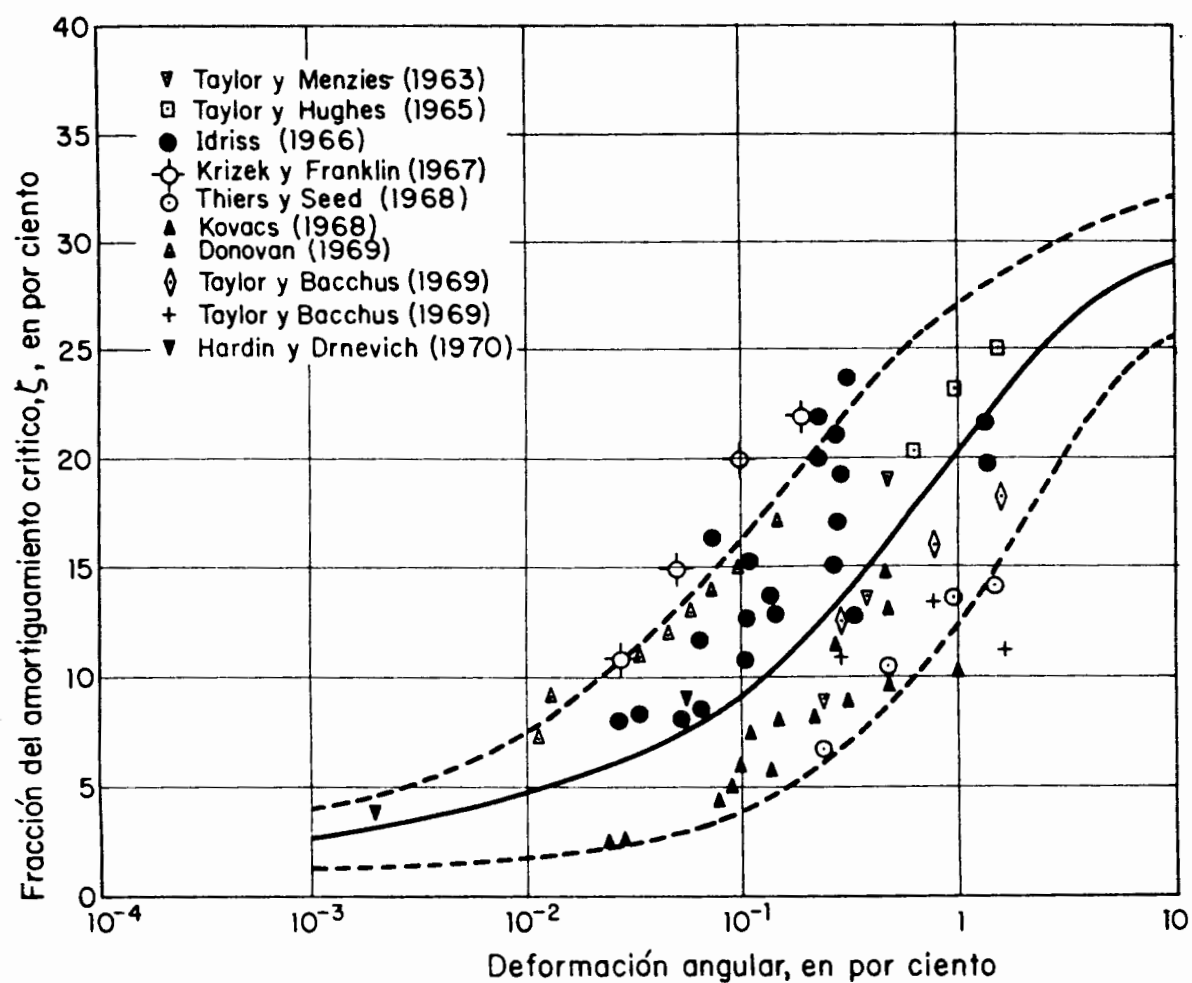


FIG. 47 AMORTIGUAMIENTO PARA ARCILLAS SATURADAS

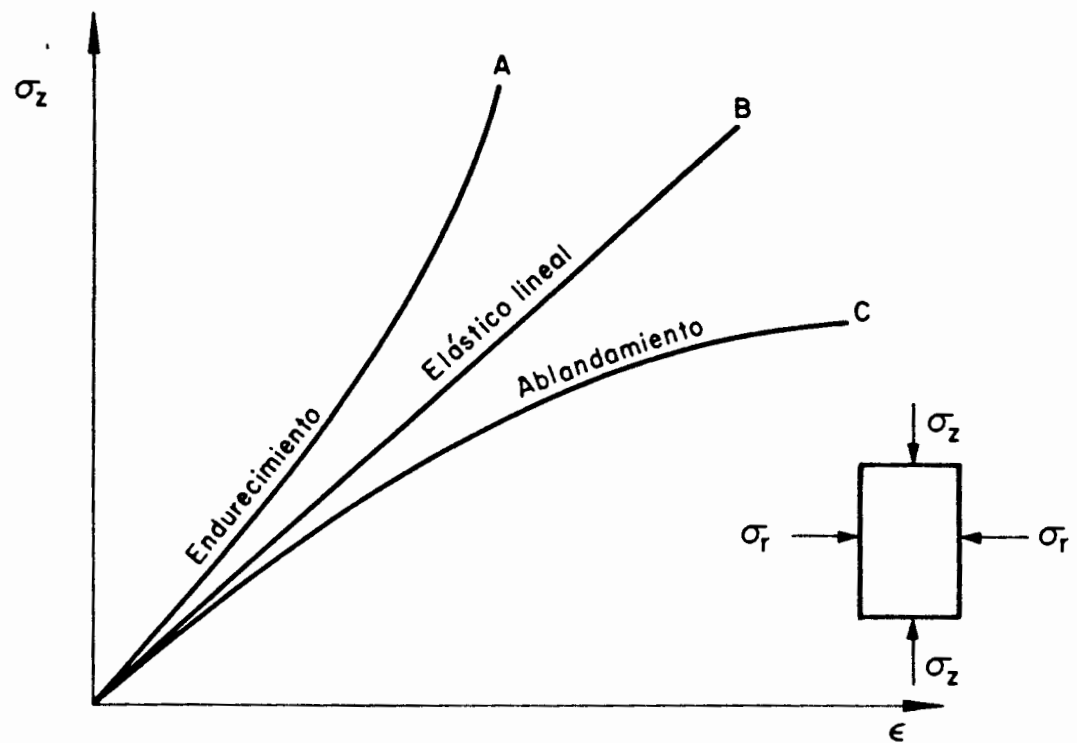


FIG. 48 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN OBTENIDA EN CAMARA TRIAXIAL

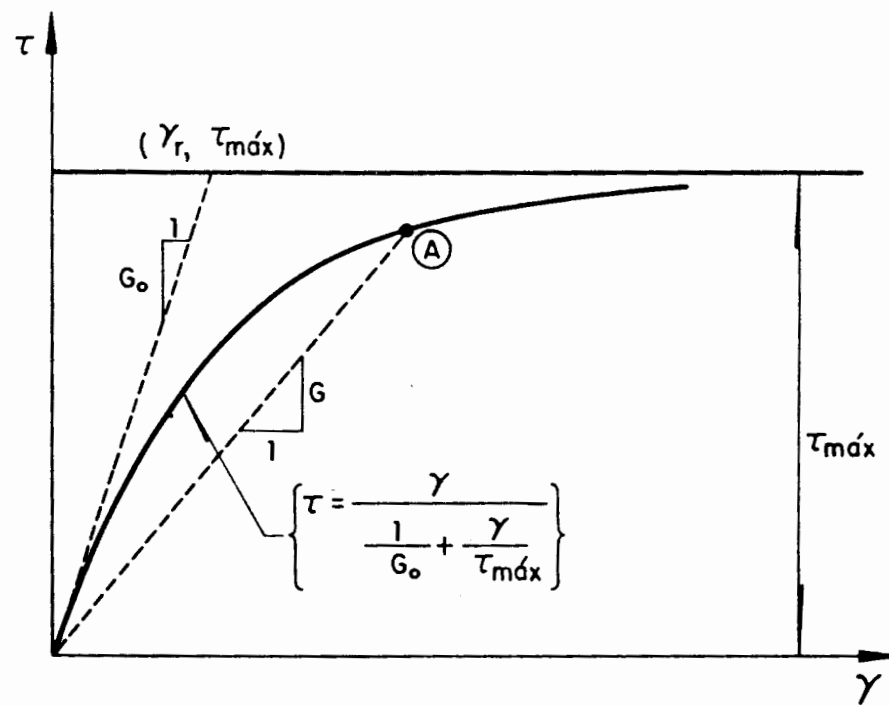


FIG. 49 PARÁMETROS BÁSICOS DE CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN HIPERBÓLICAS

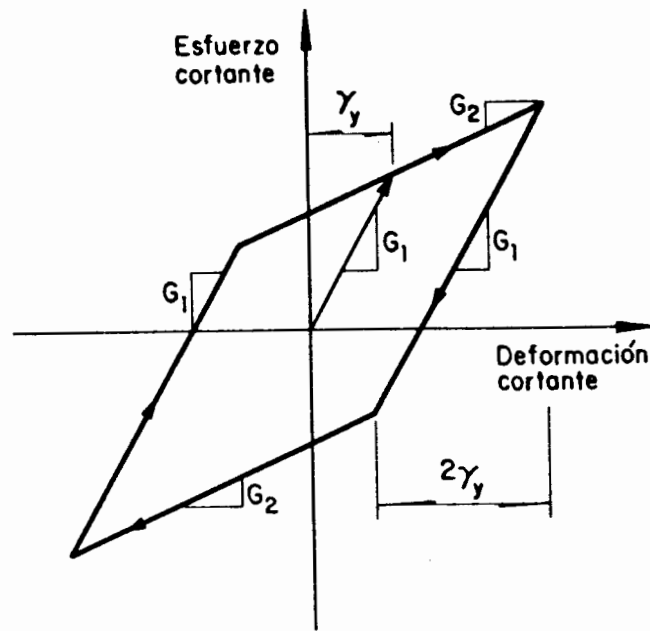


FIG. 50 MODELO BILINIAL (Thiers y Seed, 1968)

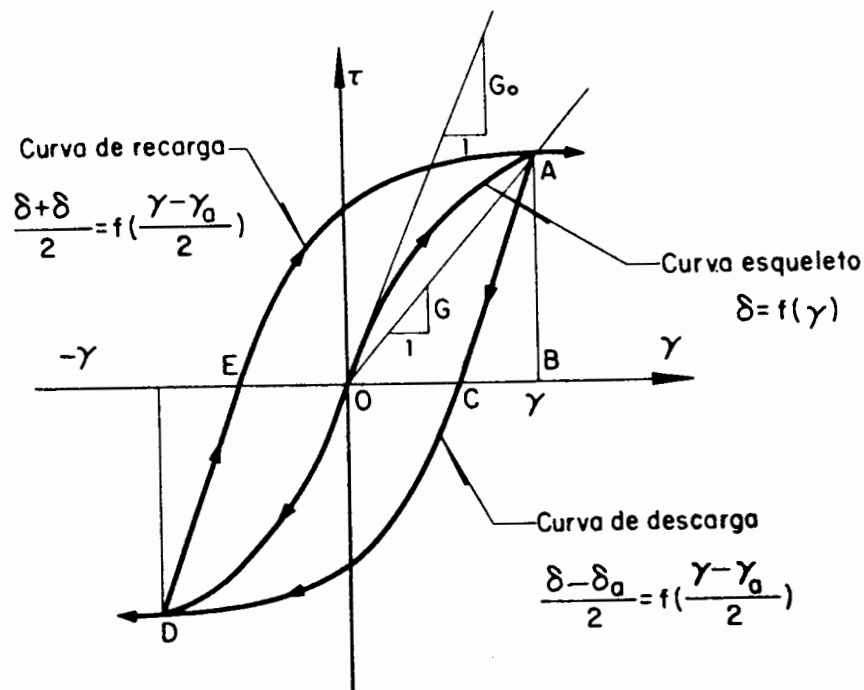


FIG. 51 MODELO MASING

F/DEPFI/D-104/1995/EJ.4



719137

