

**CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE LOS SUELOS – ENSAYOS DE CAMPO Y  
LABORATORIO.**

*Profesor Jorge Abraham Díaz-Rodríguez  
Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional Autónoma de México*

## **1. INTRODUCCIÓN**

Los retos que enfrenta la ingeniería civil son cada vez más importantes, el diseño y construcción de grandes obras hidráulicas, edificios de gran altura, hospitales, escuelas, puentes y centrales nucleares. La meta de la ingeniería civil es que toda obra sea segura y confiable.

En los últimos años, se han realizado grandes avances en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta dinámica de estructuras geotécnicas, sin embargo, el uso de tales procedimientos requiere de la medición de las propiedades dinámicas de los suelos.

El comportamiento de una obra hidráulica durante la ocurrencia de un sismo intenso y el diseño de la cimentación de una máquina, 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 varios procedimientos 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  $10^{-4}\%$ .

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

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

- Módulo dinámico equivalente de Young,  $E_{eq}$
- Módulo dinámico al esfuerzo cortante,  $G$
- Módulo dinámico de deformación volumétrica,  $K$
- Relación de Poisson,  $\nu$
- Amortiguamiento,  $\zeta$
- Propiedades esfuerzo-deformación
- Parámetros de licuación
- Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.
- Otros

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 procedimientos de laboratorio o mediante procedimientos de campo, ambos enfoques tienen ventajas y desventajas, las cuales se discuten a continuación.

Las ventajas de los procedimientos 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 los procedimientos 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.

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 los limos y las arcillas, 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. 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  $15 \text{ kg/cm}^2$ , un factor de 1.07
- b) Para arena en estado denso y elevados esfuerzos de confinamiento el factor resultó ser de 1.2

Graham et al. (1983) demostraron la influencia de la velocidad de deformación sobre la curvas de fluencia de la arcilla de Belfast (Figura 1). En tanto que Díaz-Rodríguez et al. (2009) estudiaron el efecto de la velocidad de deformación en los suelos volcánico-lacustres de la ciudad de México (CM). Investigaron velocidades de deformación  $\dot{\epsilon} = 1, 5, 100$  y  $800 \text{ \%}/\text{h}$ , tanto en la rama estructurada (OC) como en la rama normalmente consolidada (NC). Concluyeron que los suelos de la CM exhiben grandes efectos de la velocidad de deformación, del orden de 214% en la rama OC y del 40% en la rama NC (Figura 2).

### 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 3a ilustra un ensaye típico de carga repetida. El espécimen de suelo se sujeta a un esfuerzo,  $\sigma'_0$ , bajo condiciones estáticas. Posteriormente, se somete a un esfuerzo cíclico de magnitud,  $\sigma_p$ , y periodo, T. La evolución de la deformación se presenta en la Figura 3b 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,  $\sigma'_0$ , de la magnitud del esfuerzo cíclico,  $\sigma_p$ , 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, (Figura 4a). 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 (Figura 4c).

Las Figuras 5 y 6 ilustran los resultados obtenidos por Seed and Chan (1966), al utilizar una cámara triaxial cíclica, las variables estudiadas fueron: la magnitud del esfuerzo inicial estático,  $\sigma'_0$ , la magnitud del esfuerzo cíclico,  $\sigma_p$  y el número de ciclos, N.

#### 4. ENSAYOS 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, conceptos 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 mediante el uso de ellos.

#### 4.1 Ensayo 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 de un 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, se produce 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 7.

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

$$V_c = L/t_c \text{ y } V_c^2 = E/\rho \quad [2]$$

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:

$$V_t = L/t_t \quad [4]$$

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

$$G = \rho V_t^2 = \rho L^2 / t_t^2 \quad [5]$$

El ensaye de pulsos se considera un ensaye no destructivo ya que impone deformaciones unitarias del orden de  $10^{-4}$  a  $10^{-3}$ , en porcentaje. Más detalles en Lawrence (1963).

#### 4.2 Ensayo con elementos *bender*

Los elementos *bender* (EB), desarrollados por Shirley and Hampton (1977), consisten de dos placas de piezocerámica, colocados entre electrodos, como se indica en la Figura 8. Si la polarización de las dos placas se realiza en la dirección del campo eléctrico, causará que una placa se expanda y la otra se contraiga, lo anterior ocasionará un movimiento de flexión. Si la polarización se invierte se producirá un flexión del elemento en la dirección opuesta.

Las dimensiones de los EB varían: la longitud entre 12 a 20 mm, el ancho entre 10 a 12 mm y el espesor de 0.5 a 1 mm. La Figura 9 muestra algunos detalles de la preparación y colocación de los EB.

El ensaye consiste en insertar un EB en el extremo del espécimen de suelo (Figura 10) como emisor y otro EB en el otro extremo del espécimen, como receptor. Con un generador de pulsos, se envía un pulso al elemento emisor, lo cual genera una onda de cortante, que se propaga a través del espécimen hasta el otro EB, el cual detecta la llegada del pulso. Se mide 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.

El valor de  $G_{m\acute{a}x}$  se obtiene mediante la expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad [6]$$

Con objeto de realizar comparaciones, Dyvik and Madshus (1985), instalaron BE en una columna resonante y efectuaron mediciones simultaneas de  $G_{m\acute{a}x}$  para cinco arcillas con diferentes presiones de confinamiento (10 a 150 MPa). Sus resultados mostraron una excelente concordancia entre ambas técnicas.

Díaz-Rodríguez et al. (2001) usaron BE para propagar ondas de cortante en especímenes del suelo de la ciudad de México, durante la fase de consolidación y

falla. Los resultados mostraron el efecto del estado de esfuerzos sobre la velocidad de propagación.

### 4.3 Ensayo de columna resonante

Este ensayo consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional, al variar la frecuencia de excitación se logra conocer la frecuencia de resonancia del espécimen.

El módulo correspondiente ( $E_{eq}$  o  $G$ ) se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia,  $f_n$ , la geometría del espécimen y las características del equipo.

Los antecedentes del equipo resonante se remontan a Ishimoto and Iida (1937), posteriormente Bishop (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall and Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo de columna resonante.

En la Figura 11, se muestra en forma esquemática una versión moderna de la columna resonante. En general, el procedimiento de ensayo 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.

Para medir la deformación axial, se emplea un transductor de desplazamiento (LVDT). La presión de confinamiento se aplica mediante aire comprimido.

La respuesta del suelo se mide mediante un acelerómetro. La frecuencia de vibración se controla a voluntad, lo cual permite realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia  $f_r = \frac{\omega_r}{2\pi}$ , esta frecuencia depende tanto de las características del aparato utilizado como del espécimen mismo.

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

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_r h}{V_s} \tan \frac{\omega_r h}{V_s} \quad [7]$$

J. Abraham Díaz-Rodríguez

En donde  $I$  es el momento polar de inercia del espécimen,  $I_0$  es el momento polar de inercia de la cabeza, y  $h$  es la altura del espécimen. Se despeja  $V_s$  y se sustituye en:

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

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

Los principales factores que afectan los resultados de la prueba son: la amplitud de deformación angular,  $\gamma$ , la presión de confinamiento,  $\sigma'_c$  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.

La información detallada del equipo, el procedimiento de calibración, el ensaye de especímenes y el procesamiento de los datos, se describen en Drnevich, Hardin and Shippy (1978).

La Figura 12 muestra los resultados obtenidos por Anderson and Richard (1976), la Figura 13 enseña el efecto del índice de plasticidad sobre el módulo  $G$  normalizado (Zen et al., 1984). El efecto de la relación de vacíos sobre  $G/G_{m\acute{a}x}$  se muestra en la Figura 14 (Sun et al., 1988). Díaz-Rodríguez (1992) estudió el suelo de la ciudad de México en un amplio rango de deformaciones. La curva de reducción del módulo  $G$  con la amplitud de deformación,  $\gamma$ , normalizada respecto al módulo  $G_{m\acute{a}x}$  para pequeñas deformaciones y la variación del amortiguamiento se presenta en la Figura 15. En dicha figura se observa que el módulo  $G$  es aproximadamente constante para deformaciones hasta de 0.1%, lo cual implica un comportamiento lineal bastante grande en comparación con los resultados publicados en la literatura especializada para otros suelos arcillosos.

Díaz-Rodríguez y López-Flores (1999) realizaron un extenso programa de ensayes utilizando columna resonante. Los esfuerzos de consolidación isotrópica ( $\sigma'_c$ ) cubrieron un amplio rango, desde esfuerzos muy pequeños ( $\sigma'_c < \sigma'_y$ ) hasta esfuerzos que superaron el esfuerzo de fluencia ( $\sigma'_c > \sigma'_y$ ). La Figura 16 presenta la variación del módulo  $G_{m\acute{a}x}$  para una secuencia típica de ensaye. Los datos se ajustaron a una relación del tipo:

$$G_{m\acute{a}x} = \chi \sigma'^{\beta}_c \quad [9]$$

Donde  $\chi$  y  $\beta$  son constantes de regresión. Se identifican dos regiones:

J. Abraham Díaz-Rodríguez

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

- Para esfuerzos  $\sigma'_c < \sigma'_y$ ,  $\beta = 0.27$
- Para esfuerzos  $\sigma'_c > \sigma'_y$ ,  $\beta = 0.73$

Como referencia, se tienen los siguientes valores:

- Para arenas densas no cementadas  $\beta \approx 0.4$
- Para arenas sueltas no cementadas  $\beta \approx 0.5$
- Caolinita NC  $\beta \approx 0.6$
- Bentonita NC  $\beta \approx 0.85$

Estos datos muestran que:

- $\beta$  es mayor en suelos finos, donde los efectos de la doble capa son importantes
- $\beta$  es mayor para materiales sueltos
- $\beta$  es menor en suelos que han experimentado diagénesis, cementación o sobreconsolidación (Cascade and Santamarina 1996; Santamarina and Aloufi 1999).

Las primeras dos observaciones explican el valor de  $\beta = 0.73$  obtenido en la rama desestructurada donde  $\sigma'_c > \sigma'_y$ . La tercera observación explica el valor de  $\beta = 0.27$  en la zona estructurada donde  $\sigma'_c < \sigma'_y$ .

La Fig. 16b muestra la variación de la relación de amortiguamiento  $\zeta$ , con el esfuerzo isotrópico de consolidación, estos datos muestran que:

- $\zeta$  se incrementa con el valor de  $\sigma'_c$
- En la vecindad del esfuerzo de fluencia,  $\sigma'_y$  el valor de  $\zeta$  aumentan en forma importante, para después continuar con la tendencia señalada en la figura.

#### 4.4 Ensayo triaxial cíclico

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

Los antecedentes del ensayo pueden ubicarse en el equipo para aplicar cargas dinámicas desarrollado por Casagrande and Shannon (1948), este equipo utilizaba la energía de un péndulo el cual golpeaba un resorte conectado a un pistón

J. Abraham Díaz-Rodríguez

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

hidráulico que a su vez transmitía la energía a otro pistón hidráulico que finalmente la aplicaba a un espécimen de suelo.

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

La Figura 18 muestra un esquema de una cámara triaxial cíclica. Consiste de una cámara de confinamiento, un marco de carga con un pistón neumático para aplicar esfuerzos cíclicos, tres transductores, uno para medir el esfuerzo aplicado, otro para medir la deformación axial (LVDT) y un tercero para medir la presión de poro desarrollada durante el ensayo.

El ensayo triaxial cíclico consiste en someter un espécimen de suelo a un esfuerzo de confinamiento,  $\sigma'_c$ , hasta lograr su consolidación, y posteriormente aplicarle un esfuerzo axial cíclico de magnitud  $\pm \sigma_d$ , y frecuencia determinada. El ensayo TC se puede realizar con consolidación anisotrópica.

La Figura 19 exhibe los registros de la variación de: la carga axial aplicada,  $\sigma_d$ , la deformación axial producida,  $\varepsilon_a$ , y la presión de poro,  $\Delta u$ , generada durante la aplicación del esfuerzo cíclico.

La Figura 20 muestra un lazo de histéresis típico de un ensayo triaxial cíclico, en la figura se presenta el estado inicial de consolidación del espécimen la variación del esfuerzo axial cíclico,  $\pm \sigma_d$ , y la variación de la deformación axial cíclica,  $\varepsilon_a$ .

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 crítico  $\zeta$ , se calcula usando la expresión:

$$\zeta = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Área del lazo de histeresis}}{\text{Área del triangulo BCD}} \quad [10]$$

A partir de los datos del ensayo TC también se puede obtener, entre otros, los parámetros de licuación de un suelo granular y los parámetros para los modelos de degradación de suelos arcillosos.

Las Figuras 21 a la 23 ilustran algunos resultados obtenidos con cámara triaxial cíclica. La Figura 24 muestra los tipos más comunes de ensayos triaxiales cíclicos.

#### 4.5 Ensayo de corte simple cíclico

El ensayo 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 (Figura 25).

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 de esfuerzo cortante, que aquella lograda con la cámara triaxial cíclica.

Uno de los primeros aparatos de corte simple fue el desarrollado por el Swedish Geotechnical Institute (Kjellman, 1951), para el ensayo de muestras cilíndricas de 60 mm de diámetro y 20 mm de altura. Roscoe (1953) modificó el aparato, utilizó muestras de sección rectangular y paredes rígidas.

En la actualidad, se pueden encontrar versiones de aparatos de corte simple con muestra de forma cilíndrica, con 70 mm de diámetro y 20 mm de altura, como se ilustra en la Figura 26 (Airey and Wood 1987), en este caso, los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral, o con una membrana flexible y un confinamiento proporcionado por un conjunto de anillos planos de teflón (Figura 27), esto tiene como finalidad lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de la muestra defina una línea recta.

Finn and Vaid (1977) desarrollaron un aparato de corte simple cíclico para ensayos a volumen constante (Figura 28), manteniendo la altura del espécimen constante durante la aplicación del esfuerzo cíclico, este procedimiento se usa actualmente debido a las ventajas que ofrece, como la de no requerir el uso de contrapresión para la saturación del espécimen y la de medir la presión de poro en forma indirecta, ya que ésta se infiere con el cambio del esfuerzo vertical (Figura 29).

Díaz-Rodríguez (1993) estudio el comportamiento del suelo de la ciudad de México, mediante un aparato de corte simple cíclico tipo NGI. Los ensayos definieron dos patrones de comportamiento (Figura 30). La Figura 31 ilustra un forma de determinar la relación umbral de esfuerzos cíclicos,  $R_D = \tau/\tau_u$ , a través del trabajo histerético acumulado.

#### 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. Ishihara and Li (1972) desarrollaron un equipo para ensayar especímenes cilíndrico sólidos de suelos sometidos a torsión cíclica, en cambio Iwasaki, Tatsuoka and Takagi (1978) lo hicieron para el ensayo de cilindros huecos (Figura 32). Dobry et al. (1985) desarrollaron un equipo para efectuar ensayos de torsión con deformación controlada con gran efectividad para investigar las características de licuación de los suelos granulares.

#### 4.7 Ensayo en mesa vibradora

Una mesa vibradora es una instalación que permite efectuar ensayos dinámicos de modelos o componentes, ya sea a escala natural o a escala reducida.

Una mesa vibradora consta principalmente de (Figura 33):

- Una nave de grandes dimensiones con una grúa viajera
- Una plataforma rígida sobre la cual se fija o se construye el modelo o componente a ensayar. Sus dimensiones varían desde unos 40 cm hasta varios 20 m.
- Un sistema de soporte de la plataforma, que puede ser a base de ruedas metálicas, pedestales doblemente articulados, rodamientos de agujas o aire comprimido.
- Un sistema excitador o actuador, encargado de aplicar a la plataforma el tipo de excitación, (impacto, periódica o aleatoria) que el ensayo requiera.
- 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.
- Un sistema de captura de datos, compuesto básicamente de transductores, acondicionadores de señal y dispositivos de registro de datos.
- Sistemas auxiliares

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 una mesa vibradora (Figura 34) para investigar las características dinámicas de modelos a escala reducida de cortinas de enrocamiento de 100 cm de altura, y obtuvo excelentes resultados en la

J. Abraham Díaz-Rodríguez

determinación de las frecuencias naturales de vibración y la fracción del amortiguamiento crítico asociado a dichas frecuencias (Figura 35). Díaz Rodríguez y Del Valle (1977) describen 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 t, capaz de provocar una aceleración de hasta 3 g (Figura 36)

De Alba, Seed and Chan (1976) y Seed, Mori and Chan (1977) han estudiado el comportamiento de grandes muestras de arena, 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 and Chan (1975) y Seed, Pyke and Martin (1978) realizaron ensayos de especímenes excitados en dos direcciones horizontales en los cuales encontraron que los asentamientos provocados por movimientos multidireccionales eran mayores que los provocados por movimientos en una sola dirección.

El National Research Institute for Earth Science and Disaster Preventio (NIED) de Japón, cuenta con una de las grandes mesas vibradoras (20 m x 15 m) con una capacidad de carga de 12 MN (1,200 ton), la Figura 37 muestra un esquema de las instalaciones.

#### **4.8 Centrífuga**

Una centrífuga es una instalación que permite ensayar modelos a escala reducida y someterlos a condiciones de hasta 200 g, para reproducir los efectos de peso propio y relacionarlos con el prototipo a través de las leyes de similitud. Una revisión histórica del desarrollo de los ensayos en centrífuga se encuentra en Craig (1995).

Los ensayos de modelos en centrífuga tienen un amplio espectro de aplicaciones: estructuras de retención, estructuras subterráneas, cimentaciones, ingeniería sísmica geotécnica, entre otros.

Una instalación de centrífuga (Figura 38) consisten en: un foso circular en donde se cimenta un eje de rotación, que soporta un brazo giratorio, en un extremo del brazo se tiene una caja metálica (contenedor) con una plataforma donde se coloca el modelo, en el otro extremo de brazo se colocan contrapesos. Un motor eléctrico proporciona rotación al brazo giratorio. Los ensayos de modelos en centrífuga son monitoreados por una gran variedad de instrumentos.

## 5 ENSAYOS DE CAMPO

El ensayo 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 ensayos de campo para la obtención de las propiedades dinámicas de los suelos.

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

### 5.1 Ensayo de ondas de superficie

Este ensayo consiste en generar un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia conocida, y medir su longitud de onda  $\lambda$ .

El esquema del ensayo se muestra en la Figura 39 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, se mide la longitud de onda,  $\lambda$ , de la vibración provocada. Para la medición de la longitud de ondas se utiliza un mínimo de dos geófonos. La Figura 40 ilustra de manera esquemática cómo se realiza tal determinación. Se coloca un geófono en el punto (A), cercano al vibrador y otro en (B<sub>1</sub>), a una cierta distancia; se obtienen los registros correspondientes, trazas 1 y 2 respectivamente, como puede apreciarse los registros muestran un ángulo de fase  $\theta$ . Se mueve el geófono del punto (B<sub>1</sub>) hasta la posición (B<sub>2</sub>), de tal forma que los registros muestren un desfase de 180° (trazas 1 y 3 respectivamente), la distancia entre (A) y (B<sub>2</sub>) es  $\lambda/2$ . Para verificar la medición se coloca un tercer geófono a una distancia  $\lambda$  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,  $\lambda$ .

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

$$V_R = \lambda \cdot f \quad [11]$$

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:

$$V_s \cong V_R = \sqrt{G/\rho} \quad [12]$$

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

La profundidad efectiva de la onda Rayleigh se ha estimado empíricamente en  $\frac{1}{2}\lambda$  (Ballard, 1964). Esta profundidad constituye la principal limitación del uso de este procedimiento, además se pueden presentar errores provocados por refracciones si se trata de un depósito estratificado.

## 5.2 Ensayo de refracción sísmica

Este ensayo consiste en la medición de la velocidad de propagación de las ondas elásticas generadas en un punto de perturbación (foco), por un impacto o explosión en la superficie del terreno. La perturbación se puede provocar mediante explosivos (normalmente dinamitas gelatinosas) o mediante golpes con un martillo sobre una placa de acero que se coloca sobre la superficie del terreno.

El esquema general del ensayo se muestra en la Figura 41 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 una laptop. El registro obtenido (Figura 42) consiste en varias líneas o trazos, una por cada geófono. El instante de impacto se registra mediante una marca en el canal de la laptop, 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. 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

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

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,  $d_1$ , 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. 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, puede demostrarse que tardará en llegar:

$$t_2 = \frac{x}{V_2} + \frac{2d_1 \sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_1 V_2} \quad [13]$$

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:

$$t_1 = 2d_1 \sqrt{\frac{V_2^2 - V_1^2}{V_1 V_2}} \quad [14]$$

Sustituyendo  $t_1 = t_2 - x/V_2$  y despejando la profundidad  $d_1$ :

$$d_1 = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad [15]$$

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

$$d_2 = \frac{5}{6} d_1 + \frac{x_2}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}} \quad [16]$$

y

$$d_3 = \frac{1}{6} d_1 + \frac{3}{4} d_2 + \frac{x_3}{2} \sqrt{\frac{V_4 - V_3}{V_4 + V_3}} \quad [17]$$

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 Ensayos 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 necesaria la realización de un sondeo.

En la Figura 43, 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 viajarán hacia abajo y el ensayo recibe el nombre de down-hole (Figura 43a). Si por el contrario la fuente se coloca en el interior del sondeo y el receptor en la superficie, el ensayo se conoce como up-hole (Figura 43b).

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 44.

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  $180^\circ$ , y esto lleva a su identificación; Hoar and 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-hole y up-hole es la rápida atenuación de la energía con la profundidad.

#### **5.4 Ensayo 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 (Figura 45).

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 acunarse 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 46 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 (Miller et al. 1975). Este tipo de ensaye tiene la ventaja de generar predominantemente ondas de cortante.

### **5.5 EL ensayo de Análisis espectral de ondas de superficie (SASW)**

El método SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) se basa en la propagación de ondas de superficie (Rayleigh) para obtener las propiedades dinámicas de los suelos (Jones 1958). Es un método no destructivo, que no requiere la realización de sondeos, la fuente y los receptores se localizan en la superficie.

El método SASW usa las características dispersivas de las ondas Rayleigh para determinar las variaciones de la velocidad de la onda de cortante (rigidez) de los sistemas estratificados con la profundidad. La dispersión de ondas es el fenómeno de propagación de ondas de acuerdo con su longitud de onda, esto es, las ondas Rayleigh de diferentes frecuencias se propagan con diferentes velocidades.

Las ondas Rayleigh de baja frecuencia (longitud de onda larga) penetran más que las ondas Rayleigh de alta frecuencia (longitud de onda corta). La velocidad de las ondas aumenta con el esfuerzo de confinamiento, esto es, con la profundidad. Este método puede definir los módulos G y los espesores de un depósito estratificado.

El método SASW consiste básicamente de tres etapas: (1) generar ondas Rayleigh directamente en el sitio de estudio y capturar los datos en campo; (2) la obtención de la curva de dispersión de las ondas Rayleigh; y (3) realizar la inversión de la curva de dispersión, para obtener el perfil de velocidades del medio estratificado.

*Procedimiento:*

Etapa 1. El método SASW tradicional, usa una fuente impulsiva tal como un martillo o un vibrador mecánico o electromagnético que opere en un rango de frecuencias de 5 a 200 Hz. Las ondas Rayleigh se registran en dos receptores (geófonos) localizados a una distancia  $S$  y  $S + X$  de la fuente (Figura 47).

Se repite el proceso invirtiendo la posición de la fuente y variando la distancia  $S$  (Figura 48), el resultado de combinar varias mediciones proporciona la curva de dispersión del sitio. Las señales son digitalizadas y almacenadas en un analizador de señales (un analizador espectral).

Etapa 2. Para la obtención de la curva de dispersión, se utilizan las señales almacenadas, se obtiene la transformada de Fourier de cada señal y se obtiene el espectro de potencia cruzado (cross power spectrum, CPS).

$$G_{xy} = S_y(f) \cdot S_x(f) \quad [18]$$

La magnitud del CPS es una estimación de las frecuencias comunes en los dos registros. Se obtiene el promedio de múltiples ensayos para mejorar la estimación del CPS. El ángulo de fase del CPS se usa para determinar el tiempo de llegada entre los dos receptores.

$$t(f) = \phi(f)/2\pi f \quad [19]$$

donde  $\phi(f)$  es la diferencia de fase en radianes y  $f$  es la frecuencia en Hz. La velocidad de fase se calcula mediante:

$$V_R = S/t(f) \quad [20]$$

Las longitudes de onda de las velocidades de fase de la onda R se calculan mediante:

$$L_R = V_R/f \quad [21]$$

El resultado es una curva de dispersión experimental entre receptores, El procedimiento se repite para diferentes posiciones de la fuente y de la separación de receptores. El resultado es una curva de dispersión del sitio (Figura 49).

Etapa 3. A partir de la curva de dispersión del sitio, se obtiene el perfil de velocidad de onda mediante un proceso de inversión (Figura 50). Se recomienda al lector las siguientes referencias: Nazarian (1984); Rix, G.J. (1988); Stokoe et al. (1989).

## REFERENCIAS

- Airey, D.W. and Wood, D.M. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay. *Géotechnique* 37 (1): 25-35.
- Anderson, D.G. and Richart, F.E. (1976). Effects of shearing on shear modulus of clays. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division* 102 (GT9): 975-987.
- Annaki, M. y 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. y 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
- Craig, W. H. (1995). Geotechnical centrifuges: past, present and future, in *Geotechnical Centrifuge Technology* (ed. R.N. Taylor), pp 1-8.
- Casagrande, A. y 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*
- Cascante, G. and Santamarina, J. C. (1996). "Interparticle Contact Behavior and Wave Propagation." *ASCE Geotechnical Journal*, Vol. 122, No. 10, pp. 831-839.
- De Alba, P., Seed, H.B. y Chan, C.K. (1976). "Sand liquefaction in large-scale simple shear thesis", *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.

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

- Díaz-Rodríguez, J.A. y Del Valle, F. (1977). "Dynamics laboratory of the National University of Mexico" *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi
- Díaz-Rodríguez, J.A. (1984). Dynamic behavior of rockfill dam models. Proc. of International Workshop on Earthquake Engineering, Tonji University, Shanghai China, Vol. II: B-4-1, B-4-16.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil, S. and Alemán, J. D. (1992) On yielding of Mexico City clay and other natural clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117(7): 981-995
- Díaz-Rodríguez, J.A. (1993). Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México en corte simple cíclico. X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, 585-590.
- Díaz-Rodríguez, J.A. and López-Flores, L. (1999). A study of microstructure using resonant-column tests. Proc. of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal, 89-94.
- Díaz-Rodríguez, J.A, Moreno, P. and López-Flores, L. (2001). A study of soil microstructure using bender element tests. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CA.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Martínez-Vasques, J.J. and Santamarina, C. (2009). Strain rate in Mexico city soils – The role of structure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135(2): 300-305.
- Dobry, R., Vasquez\_Herrera, A., Mohammad, R. and Vucetic, M. (1985). Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests. *Advances in the art of testing soils under cyclic loading conditions*, ASCE, New York: 29-50.
- 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
- Dyvik, R. and Madhus, C. (1985). Laboratory measurement of  $G_{max}$  using bender elements. *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, V. Khosla, ed., 186-193.
- 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
- Graham, J., Crooks, J.H.A. and Bell, A.L. (1983). Time effects on the stress-strain behavior of natural soft clays. *Géotechnique* 33 (3): 327-340.

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

- Gucunski, N. and Woods, R.D. (1991). Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW tests. Proc. 2d Int. Conference on recent Advances in Geotechnical Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri,: 1399-1408.
- Hardin, B.O. (1965). "The nature of damping in sands", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 91 (SM1):63-97
- Hoar, R. J. y Stokoe, K. H. (1978). "Generation and measurement of shear waves in situ", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654*.
- Ishihara, K. y Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsión shear test. *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2: 19-39.
- Ishimoto, M. e 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).
- Jones, R.B. (1958). In-situ measurement of the dynamic properties of soil by vibration methods. *Géotechnique* 8 (1): 1-21
- Kjellman, W. (1951). "Testing of shear strength in Sweden", *Geotechnique*, Vol. 2: 225-232
- Lawrence, F.V., Jr. (1963). "Propagation velocity of ultrasonic waves through sand" *MIT Research Report R63-8*, March
- Lee, K.L., Seed, H.B. y 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
- Miller, R. P., Troncoso, J. H. and Brown, F.R. Jr. (1975). In situ impulse test for dynamic shear modulus of soils. *Proc. of the Conference on In situ Measurement of Soil Properties*, Geotechnical Engineering Division (ASCE) Special Conference , Raleigh, North Carolina, Vol 1: 319-335.
- Nazarian, S. (1984). In-situ determination of elastic moduli of soil deposits and pavement systems by Spectral-Analysis-of-Surface waves method, Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin.
- 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. y Chan, C.K. (1975). "Settlement of sands under multidirectional shaking", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101 (GT4): 379-398

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

- Richart, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr. y Woods, R. D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 414
- Rix, G.J. (1988). Experimental study of factors affecting the Spectral Analysis of Surface Waves Method. Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin, 315 p.
- 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
- Santamarina, J. C., and Aloufi, M. (1999). Small strain stiffness: A micromechanical experimental study. *Proc. Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, M. Jamiolkowski, R. Lancellota and D. Lo Presti, eds. Torino, Italy; 451-458.
- 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. y Chan, K. (1966). Clay strength under earthquake loading conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92 (SM2): 53-78.
- Seed, H.B., Mori, K. y 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. y 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
- Shirley, D.J. and Hampton, L.D. (1977). Shear wave measurements in laboratory sediments. *Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 63 (2): 607-613.
- Stokoe, K.H., Rix, G.J. and Nazariam, S. (1989). In situ seismic testing with surface waves. *Proc. XIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkena, Rotterdam: 331-334.
- Sun, J.I., Golezorkhi, R. and Seed, H.B. (1988). Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. Report UCB/EERC 88/15, College of Engineering, University of California at Berkeley.
- 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.*
- Zen, K. and Higuchi, Y. (1984). Prediction of vibratory shear modulus and damping ratio for cohesive soils. *Proc. Eighth International Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. 3: 23-30.

**COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS**  
**CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS**

---

**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

Tabla 1 Rango y características de ensayos de laboratorio

Ensayo	Rango de frecuencia	Rango de deformación angular	Rango de velocidad de deformación angular
	f(Hertz)	$\gamma$ (%)	$\dot{\gamma}$ (1/s)
Triaxial cíclico (L)	0.2 - 5	$10^{-2}$ - 5	$0.8 \times 10^{-4}$ - 1
Corte simple cíclico (L)	0.2 - 5	$10^{-2}$ - 5	$0.8 \times 10^{-4}$ - 1
Torsión cíclica (L)	0.2 - 5	$10^{-2}$ - 5	$0.8 \times 10^{-4}$ - 1
Columna resonante (L)	50 - 200	$10^{-4}$ - $10^{-2}$	$2 \times 10^{-4}$ - $8 \times 10^{-2}$
Refracción sísmica ( C )	20 - 100	$10^{-4}$ - $10^{-3}$	$0.8 \times 10^{-4}$ - $0.4 \times 10^{-2}$
Cross-hole, Down-hole y Up-hole ( C )	20 - 100	$10^{-4}$ - $10^{-3}$	$0.8 \times 10^{-4}$ - $0.4 \times 10^{-2}$
Vibración forzada en bloques o placas ( C )	<50	$10^{-4}$ - $10^{-1}$	$<2 \times 10^{-3}$ - $<2 \times 10^{-1}$
Ensayo de placa cíclico ( C )	<0.1	$10^{-2}$ - 5	$<0.4 \times 10^{-4}$ - $<2 \times 10^{-2}$
Vibración forzada en placa atornillada ( C )	<50	$10^{-2}$ - 5	$2 \times 10^{-3}$ - $2 \times 10^{-1}$
Solicitaciones en:			
Máquinas (buen diseño de cimentación)	3 - 50	$10^{-2}$ - $10^{-3}$	$1.2 \times 10^{-5}$ - $2 \times 10^{-3}$
Sismos con foco transcurso	3 - 5	Depende del suelo, solicitudes de interacción suelo-estructura, degradación por licuación, etc.	
Sismos con foco subductivo	10 - 15		
Olas	<0.2		
(L) = Laboratorio; ( C ) = Campo			

J. Abraham Díaz-Rodríguez

## Lista de Figuras

- Figura 1 Effect of strain rate on yield envelopes , Belfast clay (Graham et al., 1983)
- Figura 2 Relationship of normalized undrained shear strength versus strain rate (log-scale) for triaxial compression tests on Mexico City soil (Díaz-Rodríguez et al., 2009)
- Figura 3 Efecto de la carga repetida
- Figura 4 Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico
- Figura 5 Resistencia bajo carga cíclica (Adaptado de Seed y Chan, 1966)
- Figura 6 Combinación de esfuerzos estático y cíclicos (Adaptado de Seed y Chan, 1966)
- Figura 7 Esquema del equipo utilizado en el ensayo de pulsos ultrasónicos (Lawrence, 1963)
- Figura 8 Elementos *bender*
- Figura 9 Preparación y colocación de elementos *bender*
- Figura 10 Esquema del uso de elementos *bender*
- Figura 11 Esquema de una columna resonante
- Figura 12 Comparison of normalized modulus reduction relationships for clays (Anderson and Richart, 1976)
- Figura 13 Normalized modulus reduction relationship for laboratory prepared clay samples with different plasticity indices (Zen et al., 1984)
- Figura 14 Normalized modulus reduction relationship for clay with different void ratios (Sun et al., 1988)
- Figura 15 Strain dependent shear modulus and damping ratio (Díaz-Rodríguez, 1992)
- Figura 16 Low strain stiffness and damping Alameda Park (Depth 17.4 m), Mexico City (Díaz-Rodríguez and Santamarina, 2001)
- Figura 17 Representación del estado de esfuerzos para un elemento de suelo debajo de una cimentación.
- Figura 18 Esquema de una cámara triaxial cíclica
- Figura 19 Esquema de registro de un ensayo triaxial cíclico
- Figura 20 Lazo de histéresis y definiciones
- Figura 21 Summary curve showing stress ratio versus Number of cycles (Silver
- Figura 22 Testing program scheme and definitions (Díaz-Rodríguez 1989)
- Figura 23 Failure ratio vs. cyclic stress ratio (Díaz-Rodríguez 1989)
- Figura 24 Types of cyclic triaxial tests
- Figura 25 Condiciones de corte simple
- Figura 26 NGI circular simple shear apparatus. (Airey and Wood 1987)
- Figura 27 Tipos de soporte lateral del espécimen
- Figura 28 Aparato de corte simple cíclico de volumen constante (Finn and Vaid

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

1977).

- Figura 29 Data from a constant volume simple shear test on medium dense Ottawa sand (Finn and Vaid 1977).
- Figura 30 Cyclic shear strain vs load cycle (Díaz-Rodríguez 1993)
- Figura 31 Evolución del trabajo histerético (Díaz-Rodríguez 1993)
- Figura 32 Equipo de torsión cíclica (Iwasaki, Tatsuoka and Takagi 1978).
- Figura 33 Esquema de una mesa vibradora moderna
- Figura 34 Mesa vibradora básica (Díaz-Rodríguez 1971)
- Figura 35 Frequency response curves (Díaz-Rodríguez 1984)
- Figura 36 Mesa vibradora de la UNAM (Díaz-Rodríguez and Del Valle 1977)
- Figura 37 3-D Full-Scale Earthquake Testing Facility (NIED)
- Figura 38 Esquema de una centrifuga
- Figura 39 Ensayo de vibración vertical de la superficie del terreno
- Figura 40 Esquema para la medición de la longitud de onda
- Figura 41 Esquema del ensayo de refracción sísmica
- Figura 42 Registro de un ensayo de refracción sísmica
- Figura 43 Esquema de los ensayos de *up-hole* y *down hole*
- Figura 44 Esquema del ensayo de *down-hole* (Hoar and Stokoe 1978)
- Figura 45 Esquema del ensayo de *cross-hole* (Hoar and Stokoe 1978)
- Figura 46 Representación esquemática de un ensayo de impulso *in-situ* (Miller et al. 1975)
- Figura 47 Schematic of experimental arrangement for SASW test (Gucunski and Woods 1991).
- Figura 48 Arreglo de receptores para utilizarse en el método SASW
- Figura 49 Curva de dispersión del sitio
- Figura 50 Perfil de velocidades de onda de cortante

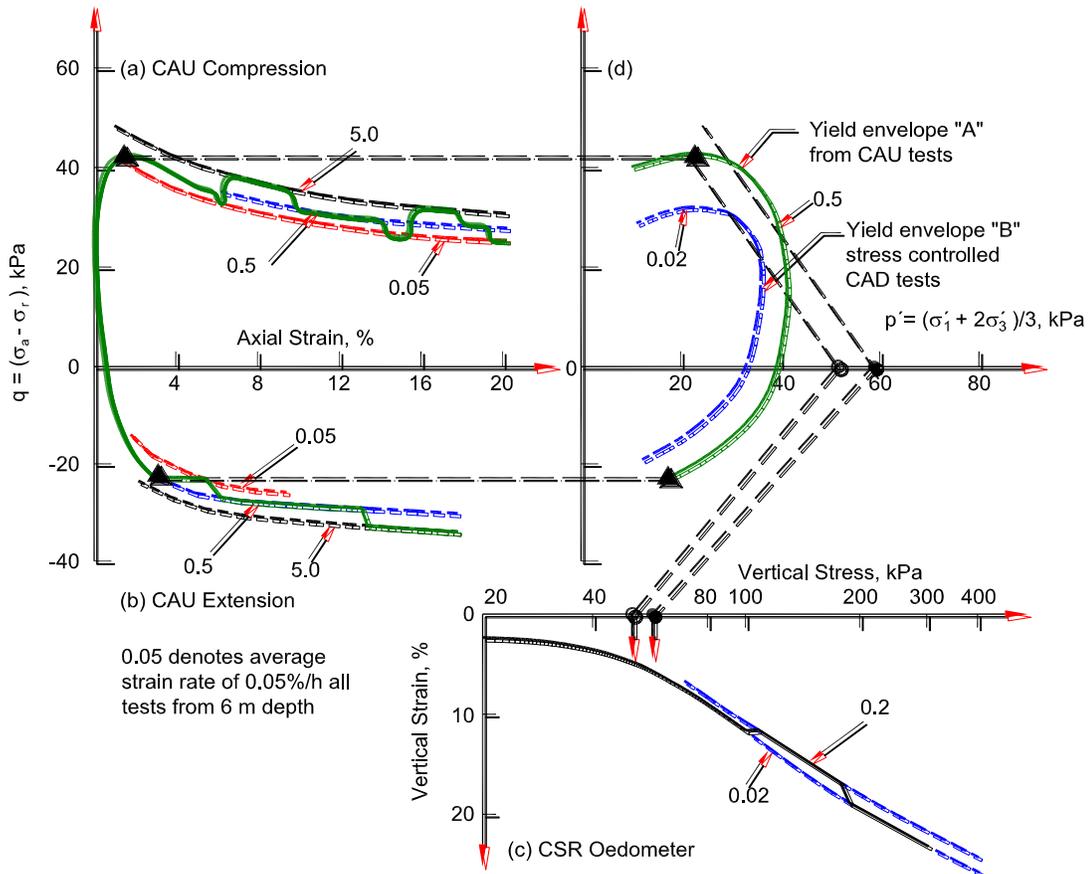


Figura 1 Effect of strain rate on yield envelopes, Belfast clay (Graham et al., 1983)

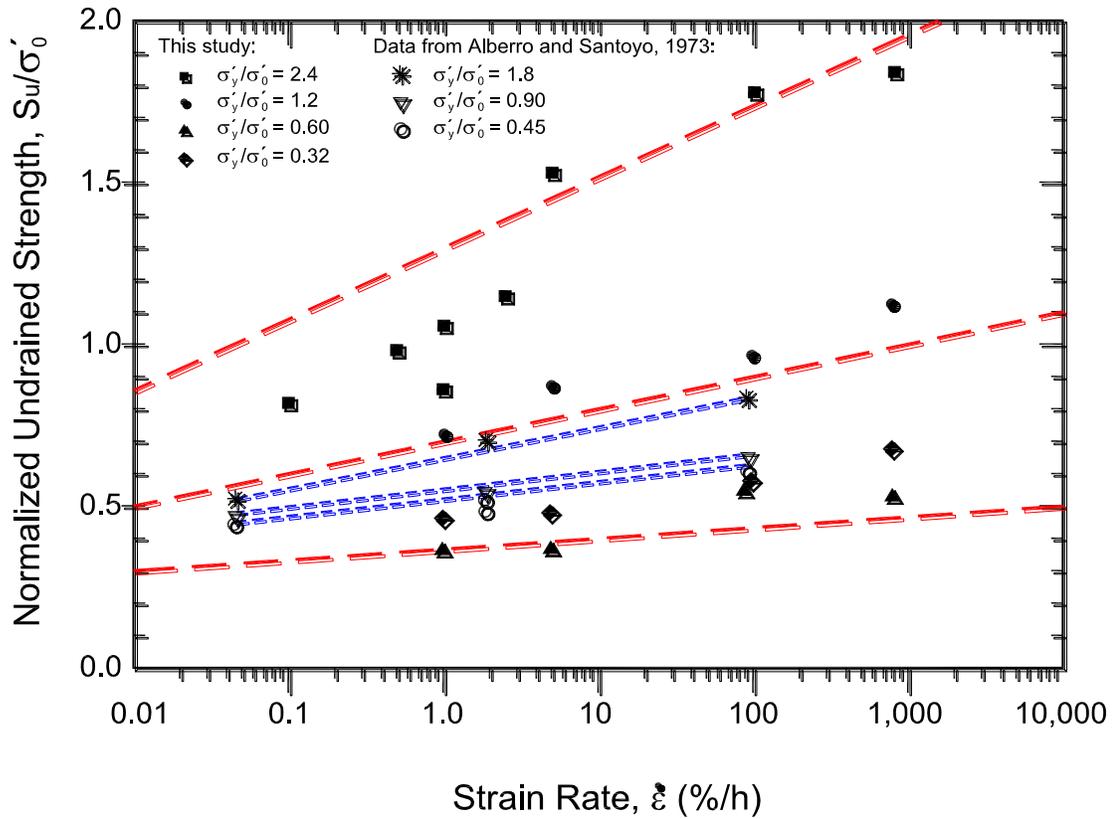


Figura 2 Relationship of normalized undrained shear strength versus strain rate (log-scale) for triaxial compression tests on Mexico City soil (Díaz-Rodríguez, et al., 2009)

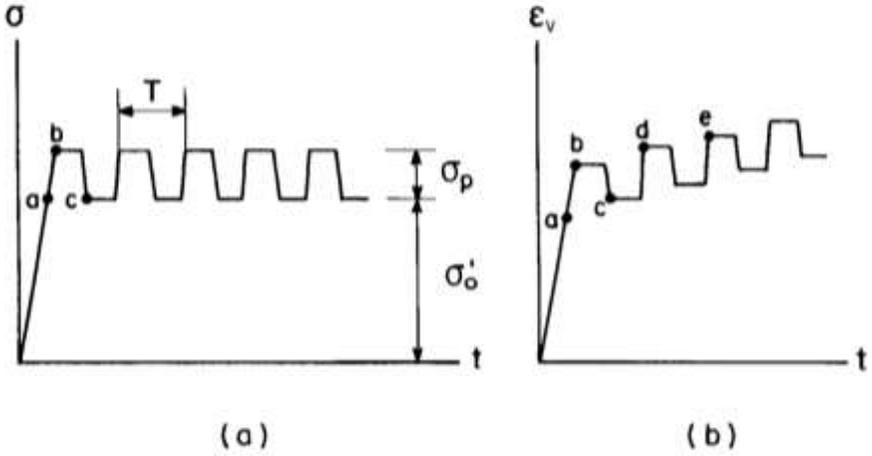


Figura 3 Efecto del esfuerzo repetido

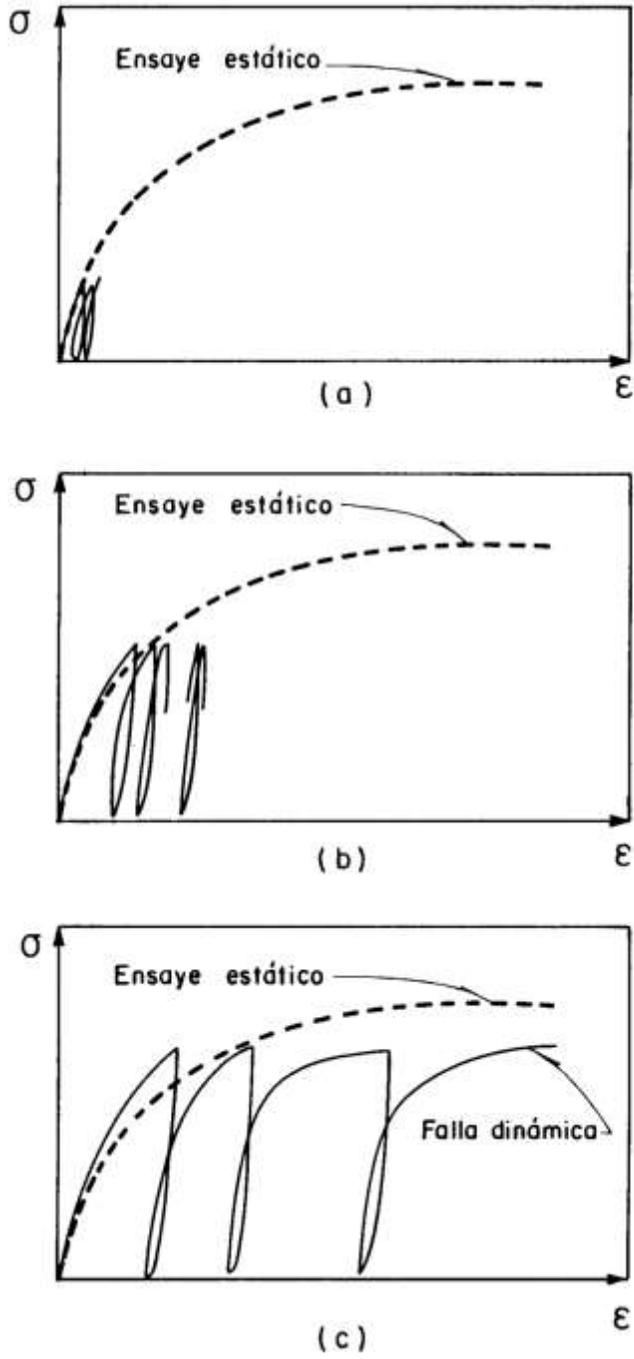


Figura 4 Efecto de la amplitud del esfuerzo cíclico

**COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS**  
**CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS**

---

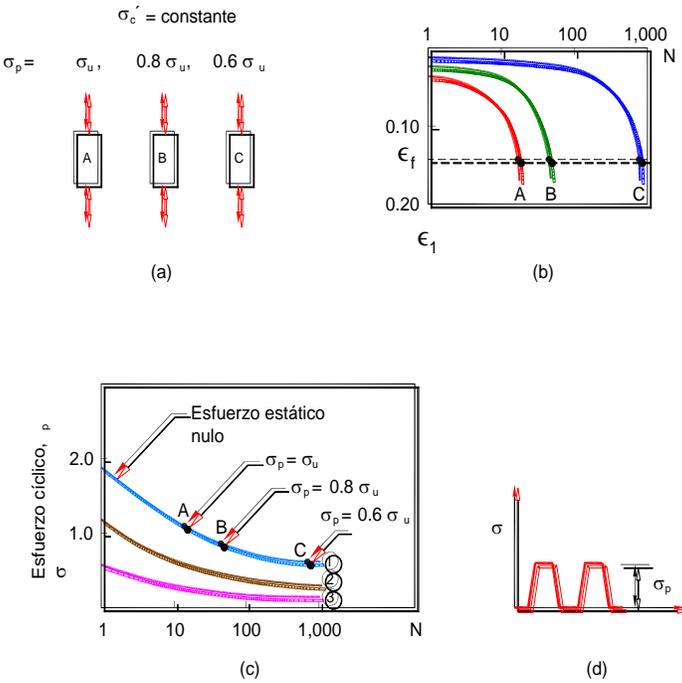


Figura 5 Resistencia bajo carga cíclica (Seed y Chan, 1966)

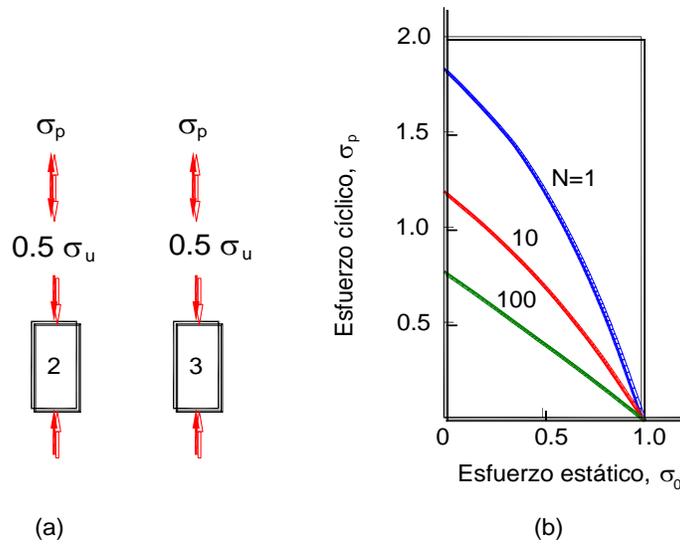


Figura 6 Combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos (Seed y Chan, 1966)

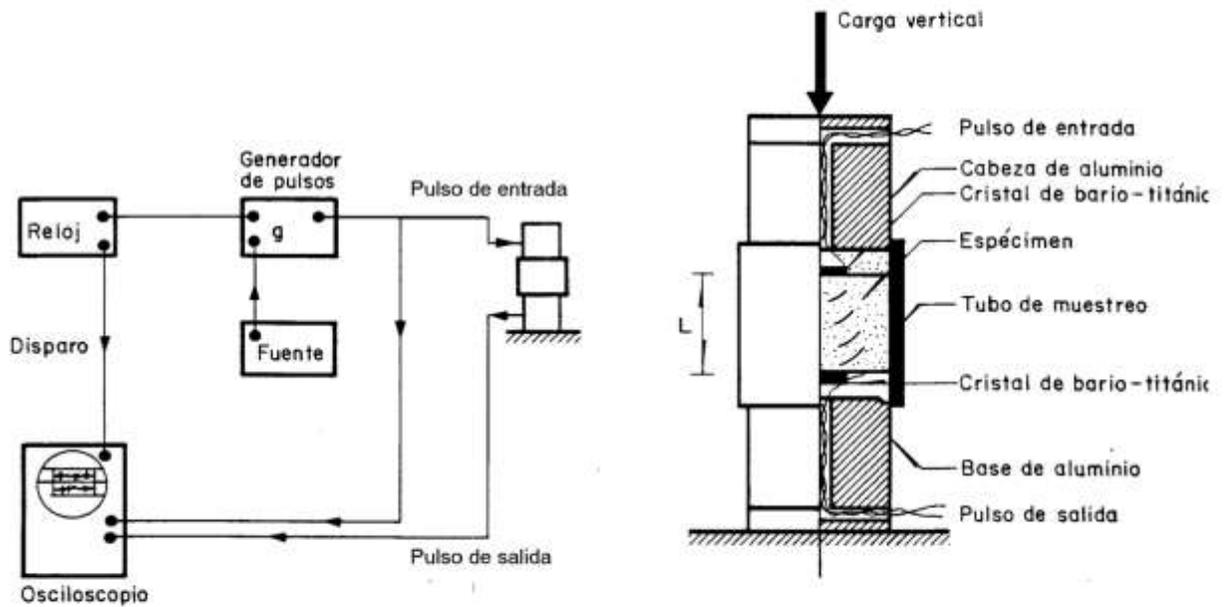


Figura 7 Esquema del equipo utilizado en el ensaye de pulsos ultrasónicos (Lawrence, 1963)

# Elementos Bender

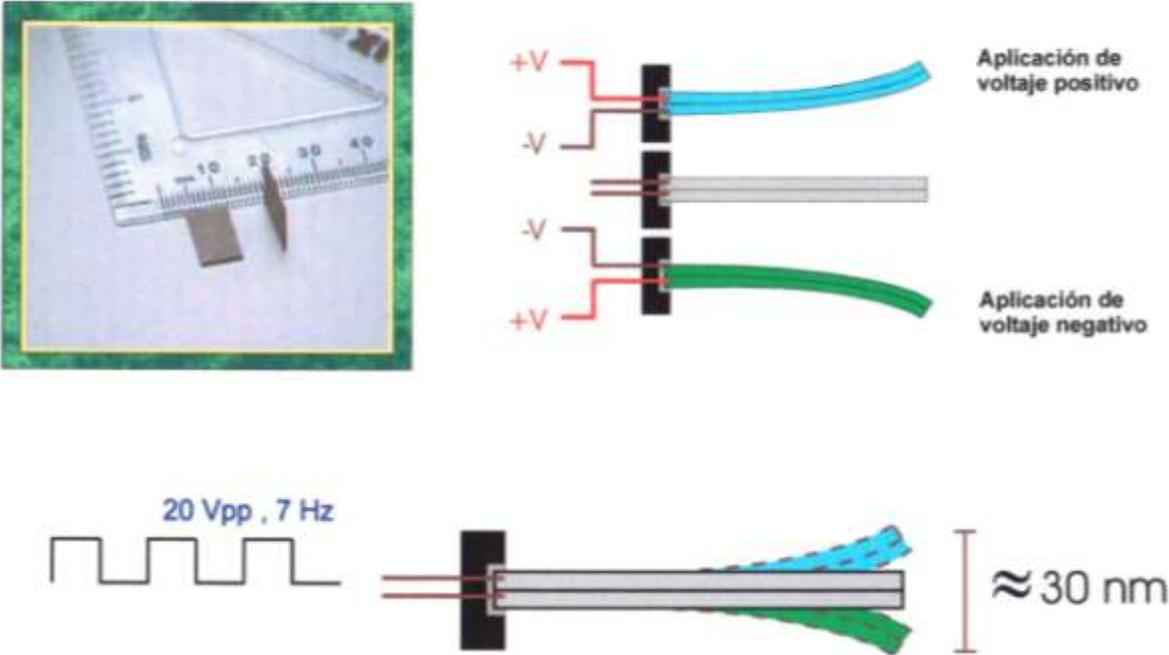


Figura 8 Elementos Bender

## Preparación de los elementos bender

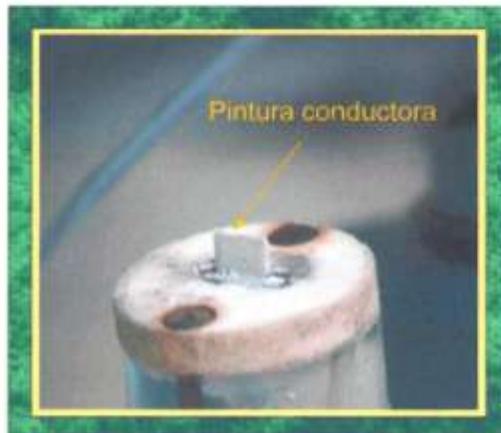
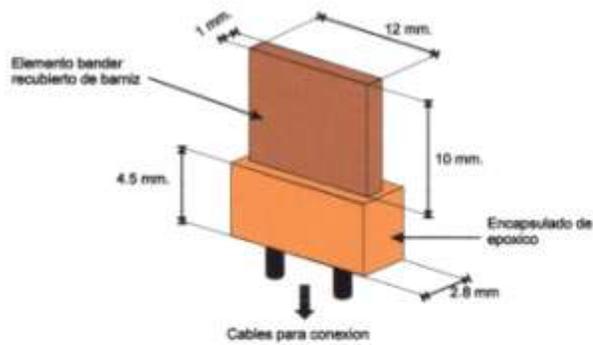


Figura 9 Preparación y colocación de elementos Bender

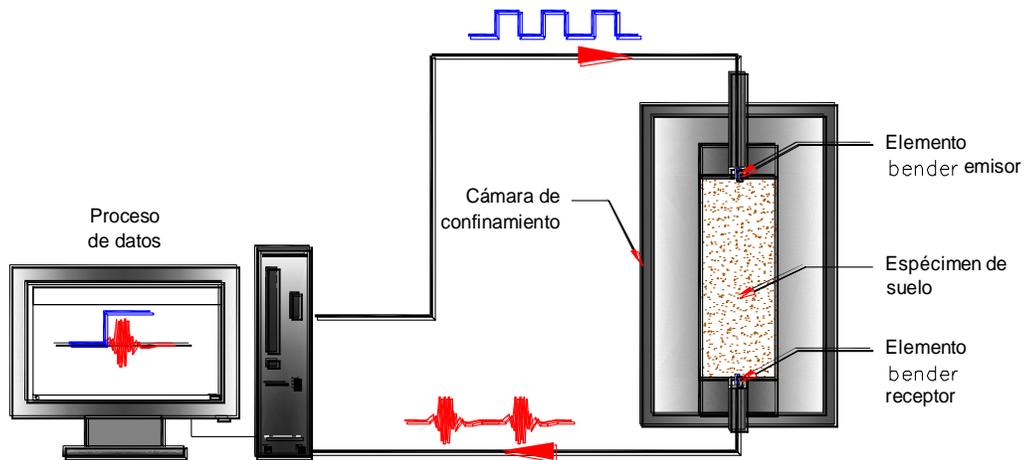


Figura 10 Esquema del uso de elementos Bender

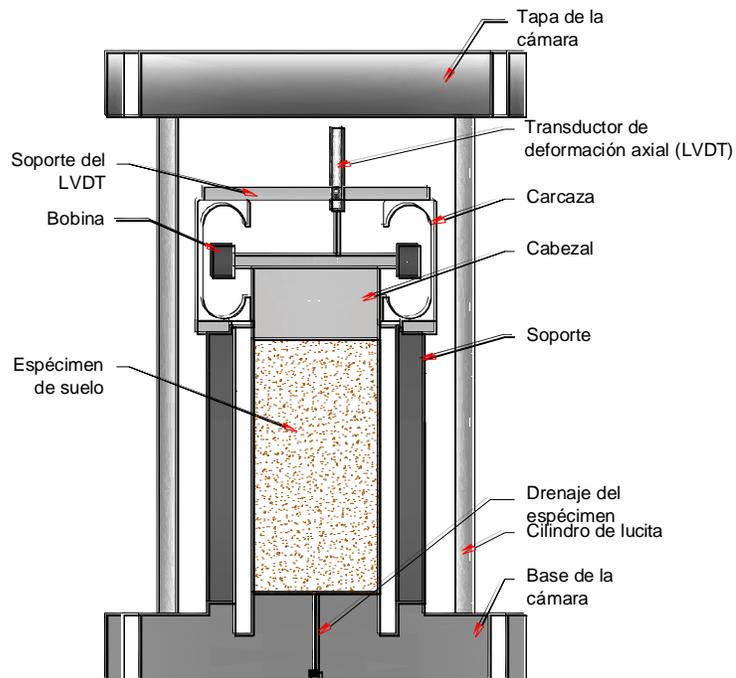


Figura 11 Esquema de una columna resonante

J. Abraham Díaz-Rodríguez

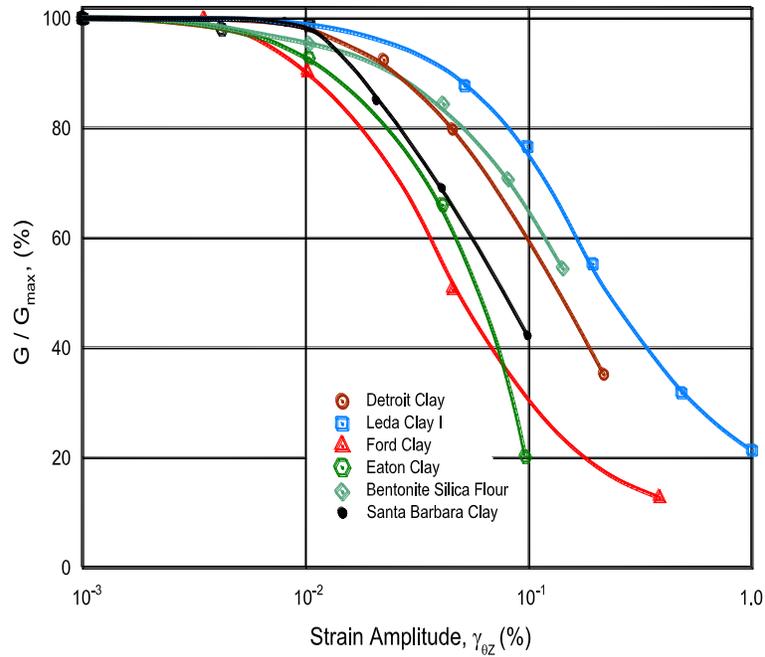


Figura 12 Comparison of normalized modulus reduction relationships for clays (Anderson and Richart, 1976)

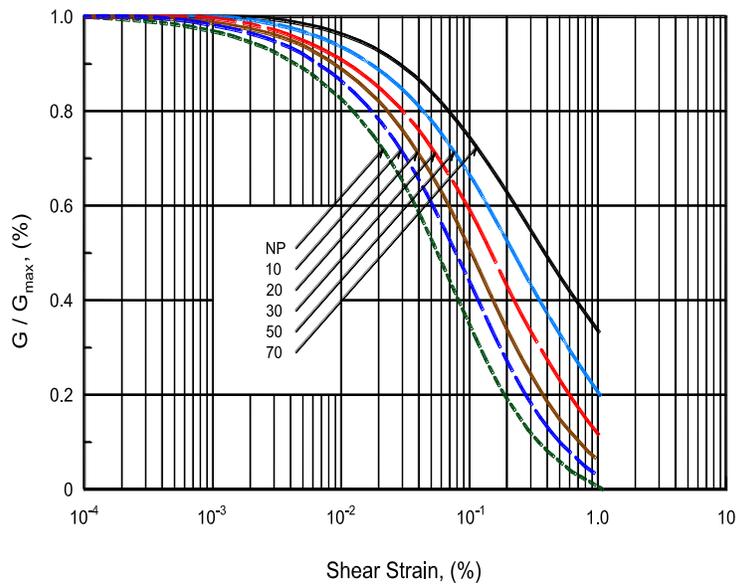


Figura 13 Normalized modulus reduction relationship for laboratory prepared clay samples with different plasticity index (Zen et al., 1984)

J. Abraham Díaz-Rodríguez

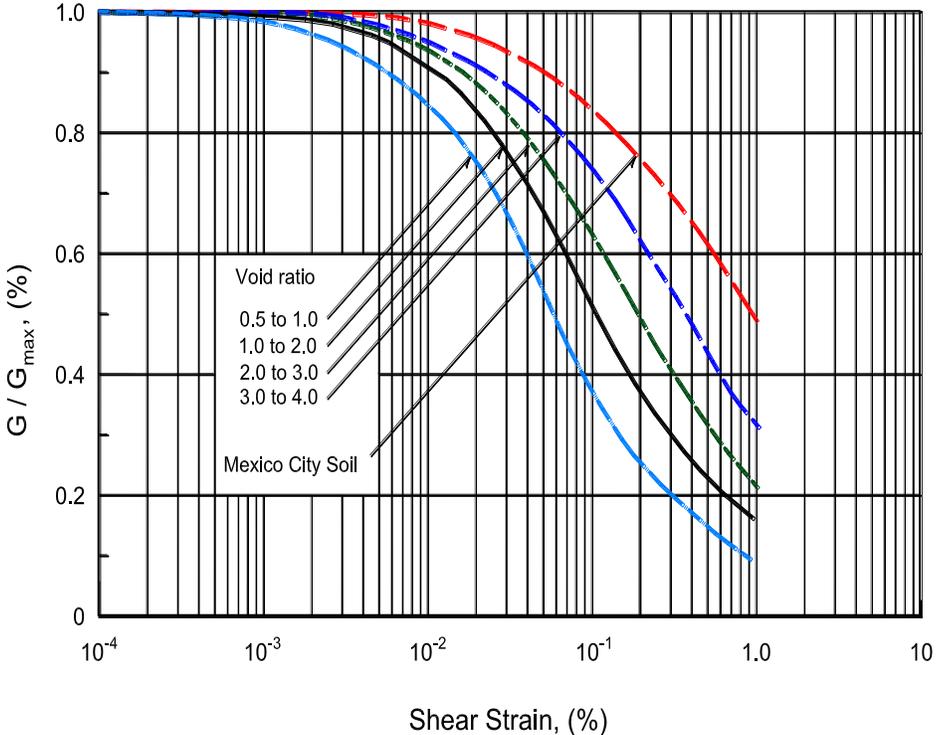


Figura 14 Normalized modulus reduction relationship for clays with different void ratios (Sun et al., 1988)

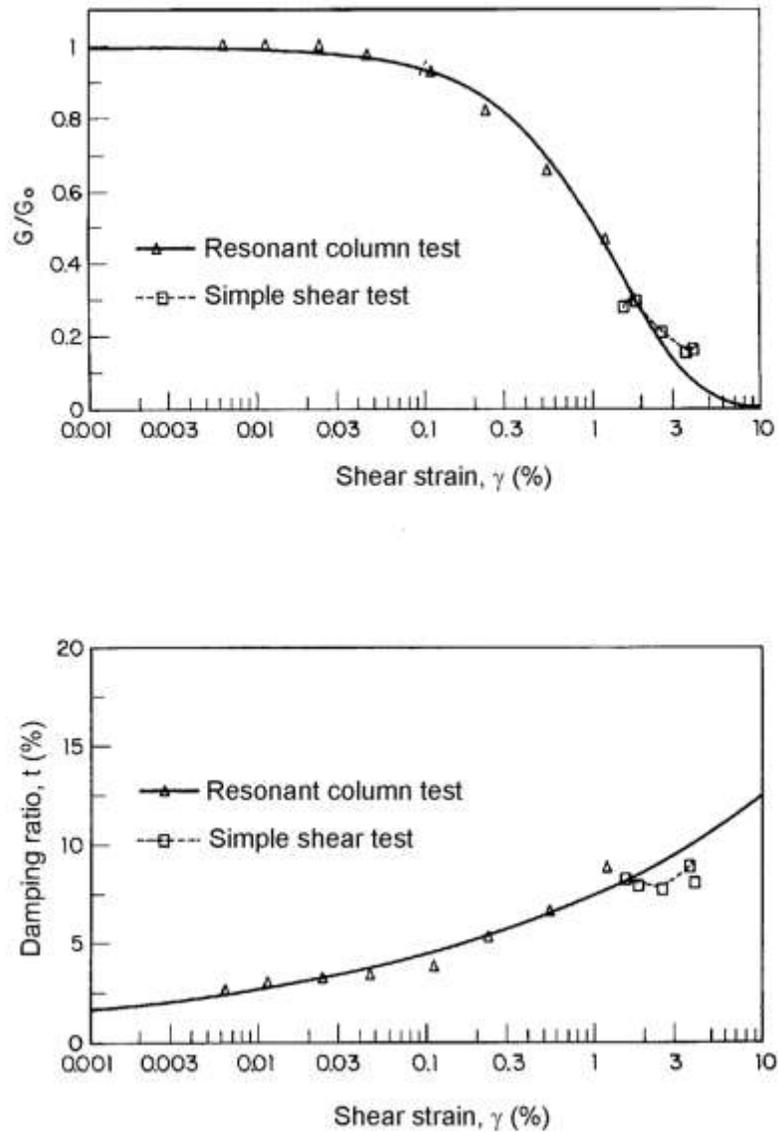


Figure 15 Strain dependent shear modulus and damping ratio  
(Díaz-Rodríguez, 1992)

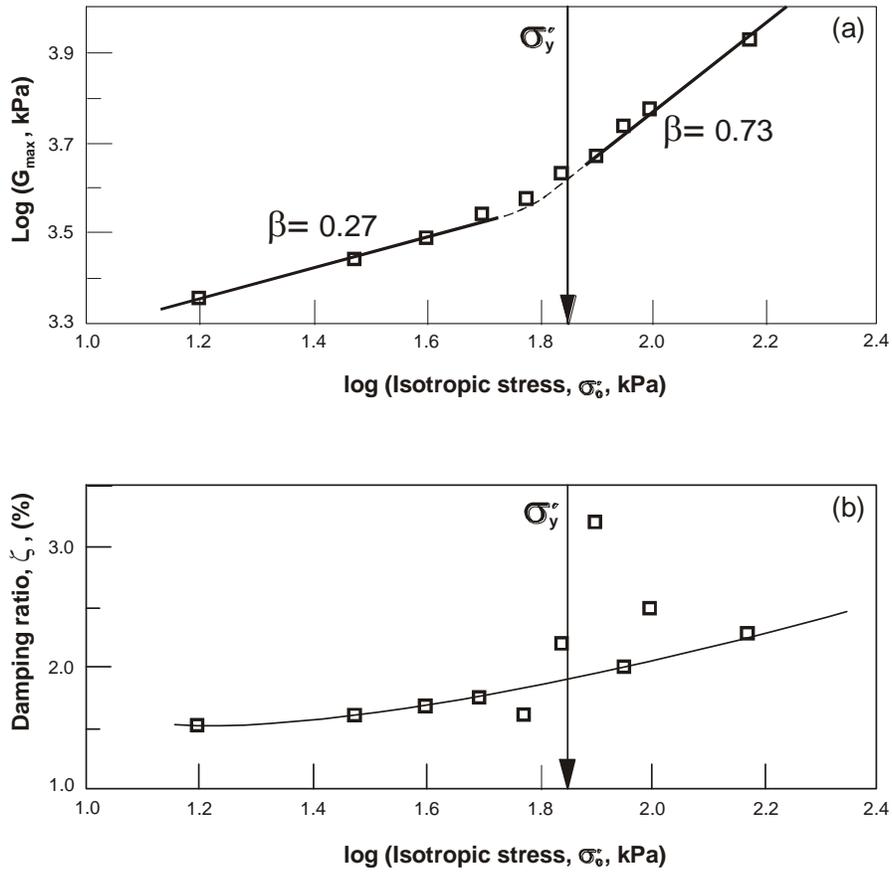


Figura 16 Low strain stiffness and damping Alameda Park (Depth 17.4 m) Mexico City (Diaz-Rodriguez and Santamarina, 2001).

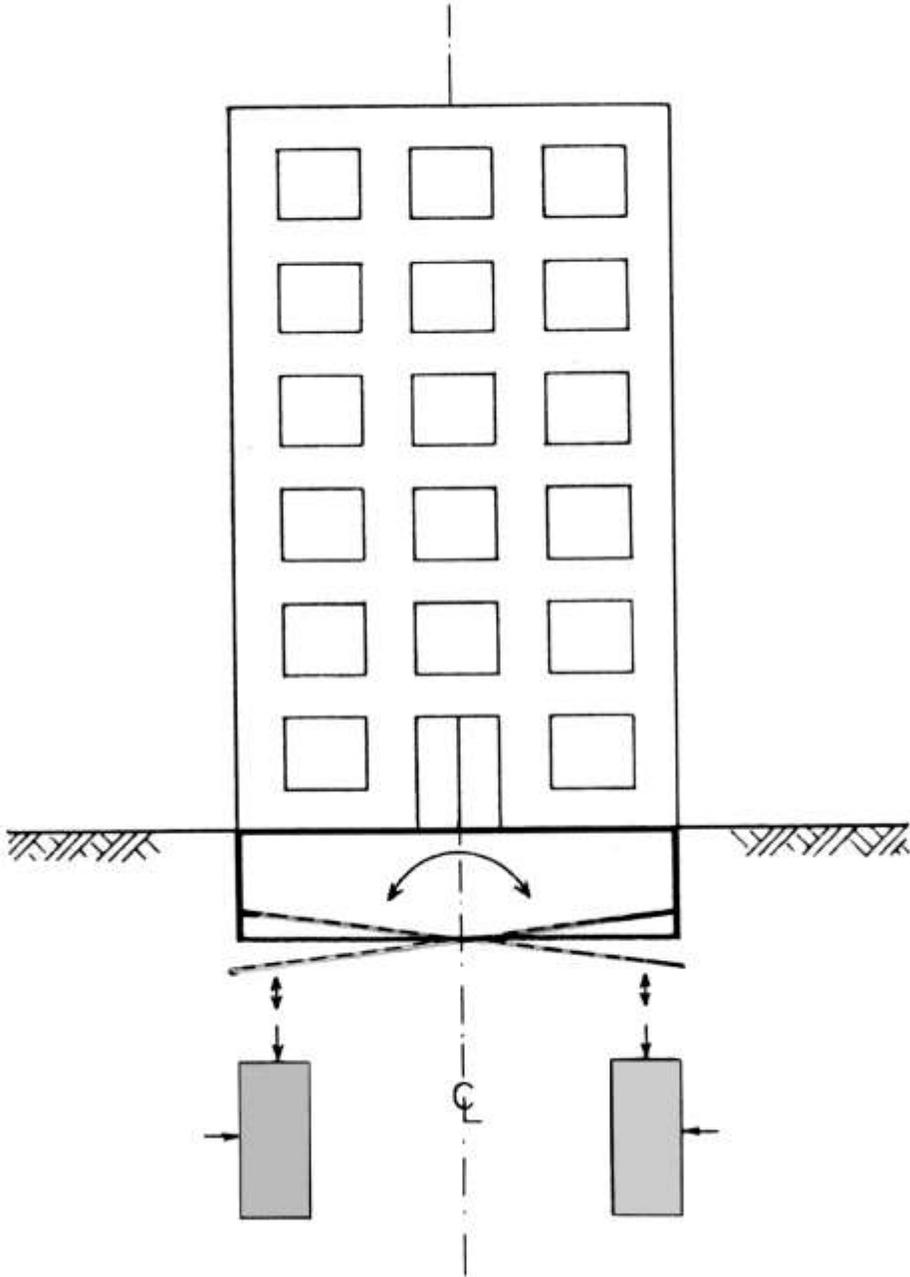


Figura 17 Representación del estado de esfuerzos para un elemento de suelo debajo de la cimentación

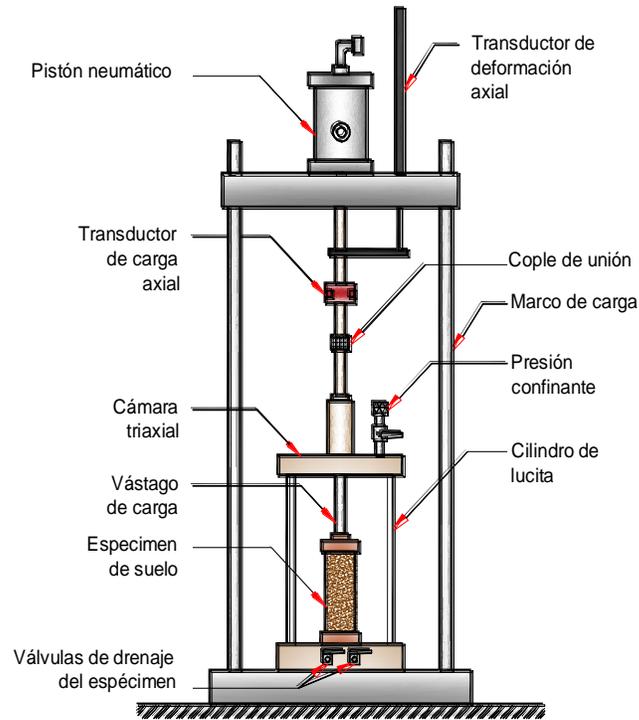


Figura 18 Esquema de una cámara triaxial cíclica

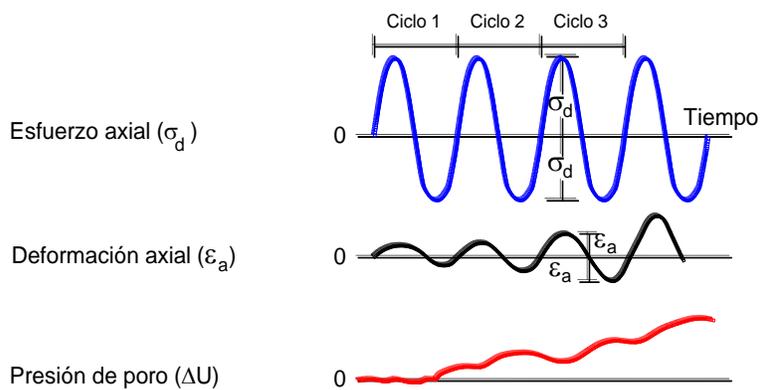


Figura 19 Esquema del registro de un ensaye triaxial cíclico

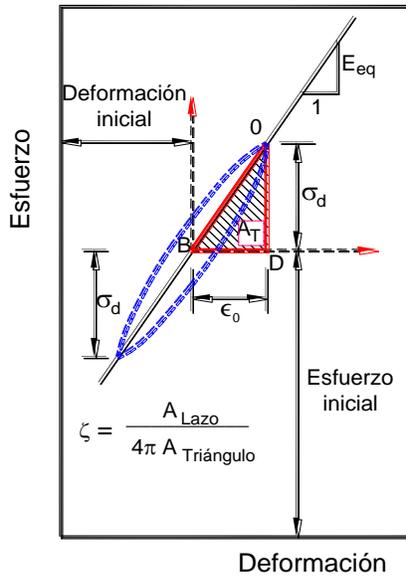


Figura 20 Lazo de histéresis y definiciones

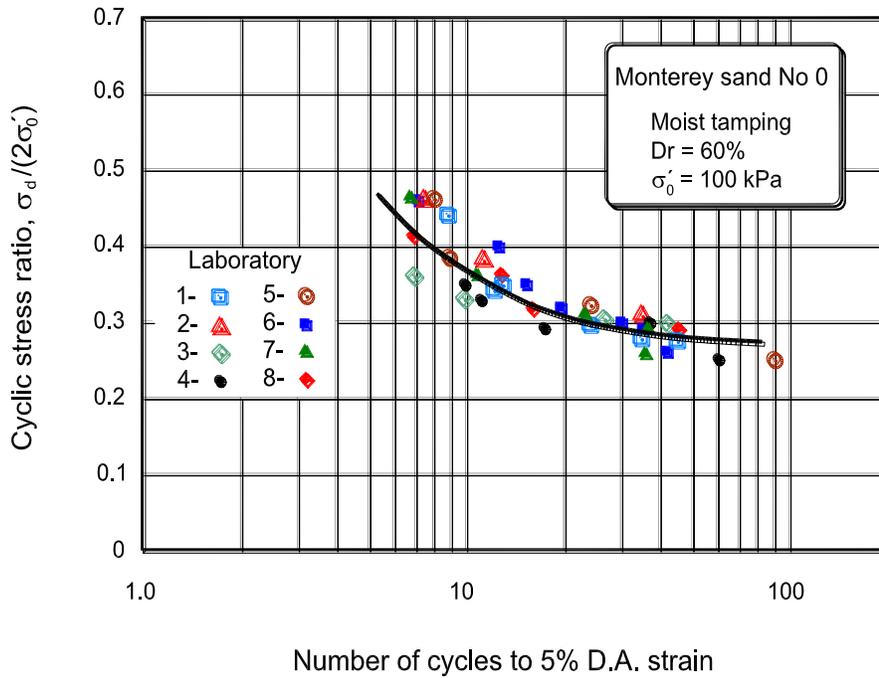


Figura 21 Results of the co-operative tests in the US on the cyclic strength of sand (Silver et al., 1976)

J. Abraham Díaz-Rodríguez

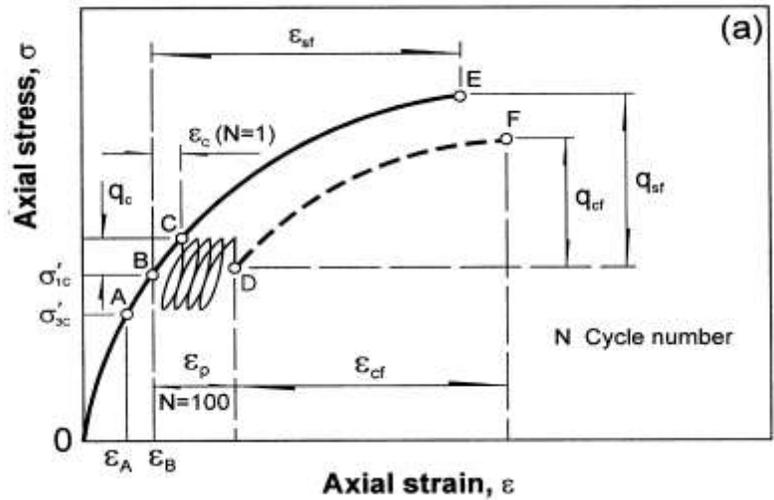


Figura 22 Testing program scheme and definitions (Díaz-Rodríguez, 1989)

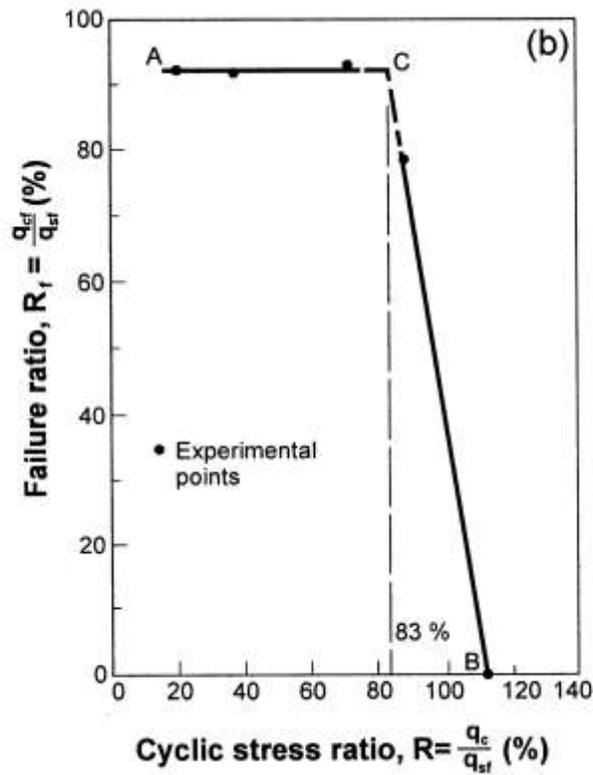
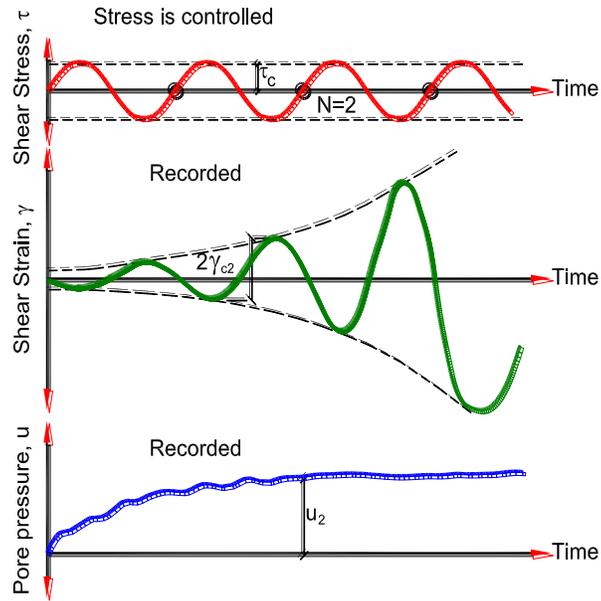
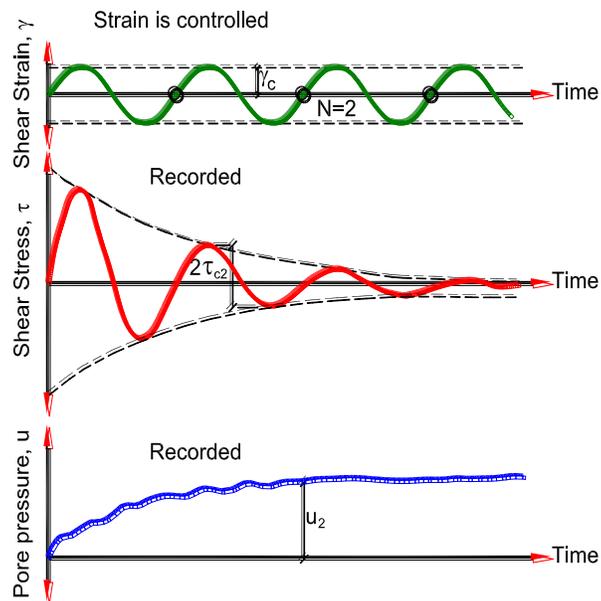


Figura 23 Failure ratio vs cyclic stress ratio (Díaz-Rodríguez, 1989)

J. Abraham Díaz-Rodríguez



a) Record of Cyclic Stress-controlled Test

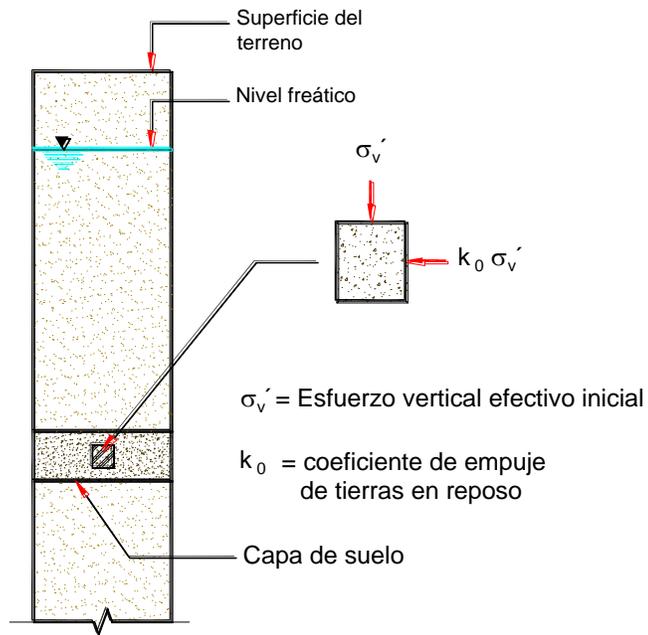


b) Record of Cyclic Strain-controlled Test

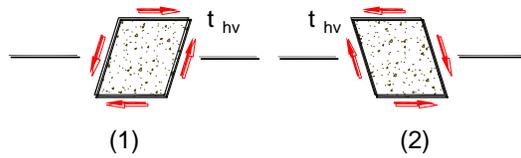
Figura 24 Schematic illustration of records of strain and stress controlled uniform cyclic loading tests

J. Abraham Díaz-Rodríguez

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS



a) Localización del elemento y esfuerzos estáticos



b) Esfuerzos cíclicos inducidos en el elemento

Figura 25 Condiciones de corte simple

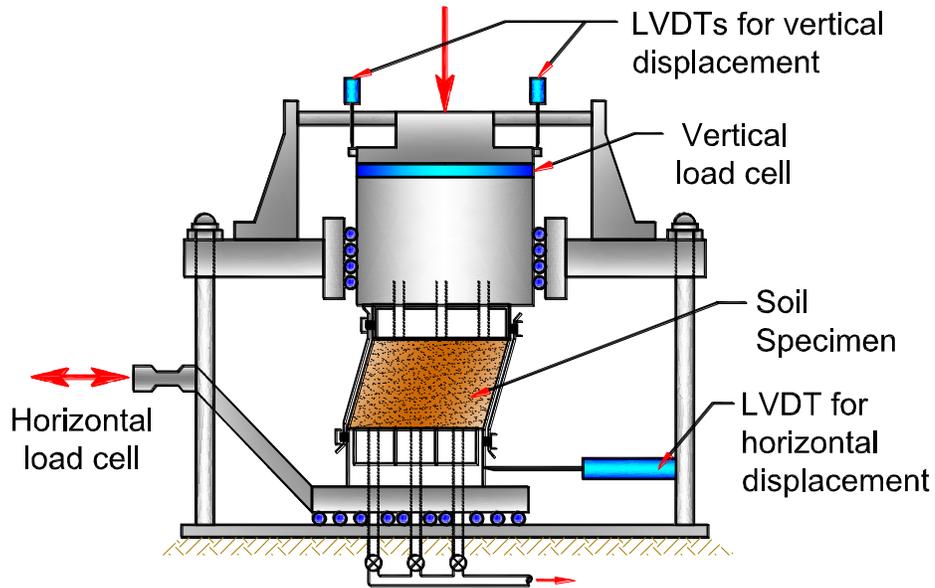


Figura 26 NGI circular simple shear apparatus (Airey and Wood, 1987)

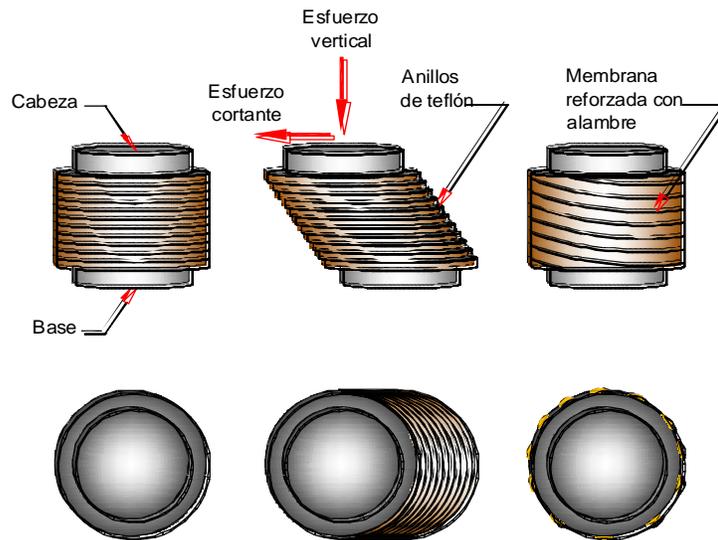


Figura 27 Tipos de soporte lateral del espécimen de suelo

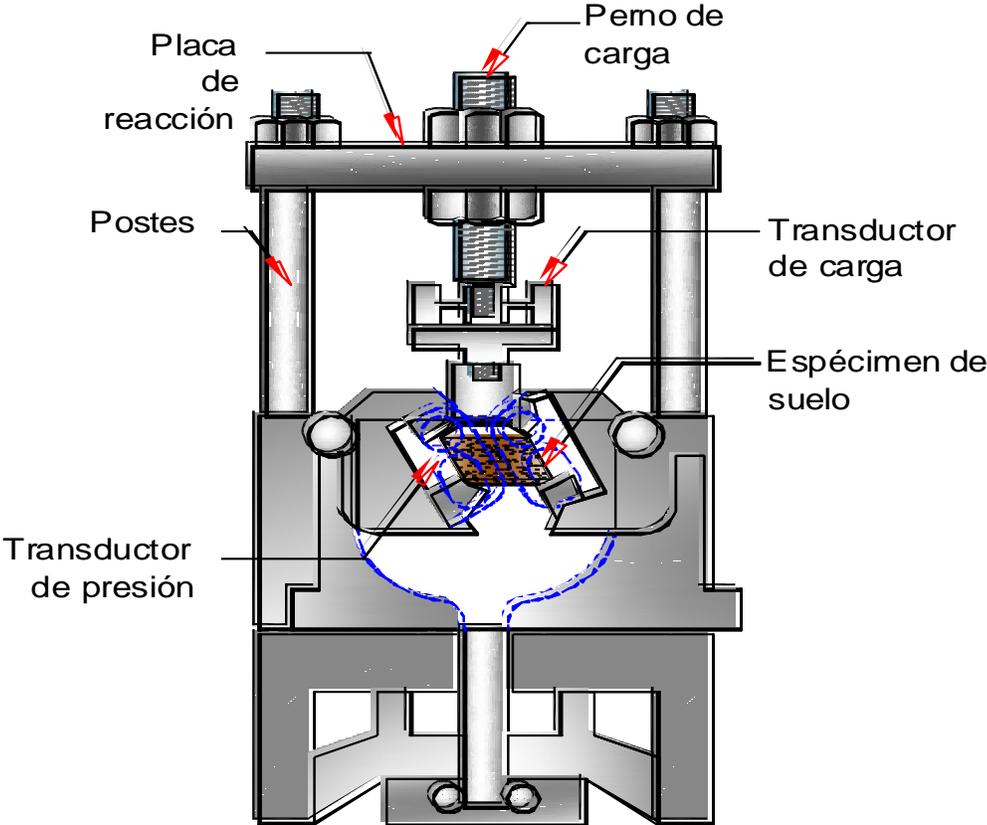


Figura 28 Aparato de corte simple cíclico de volumen constante

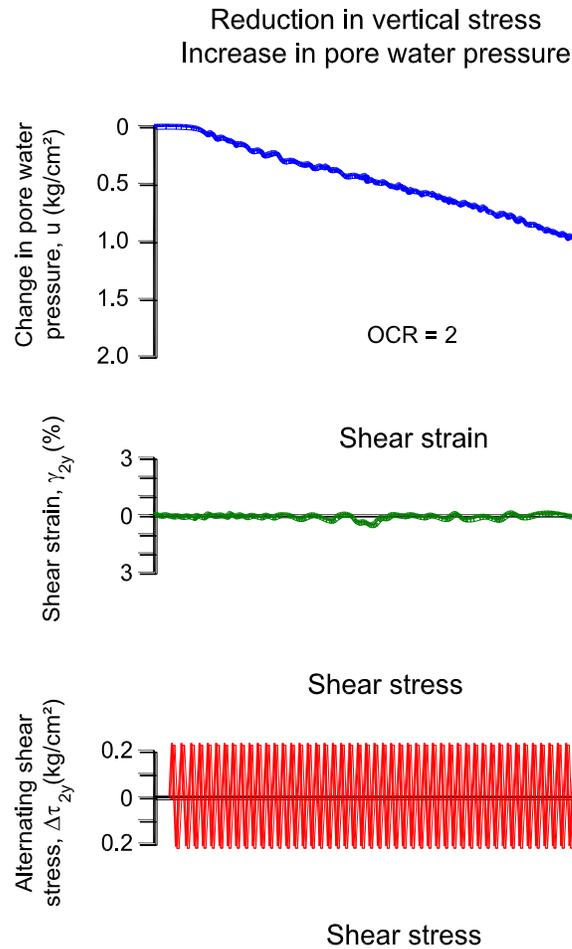


Figura 29 Data from a constant volumen simple shear test on medium dense of Ottawa sand

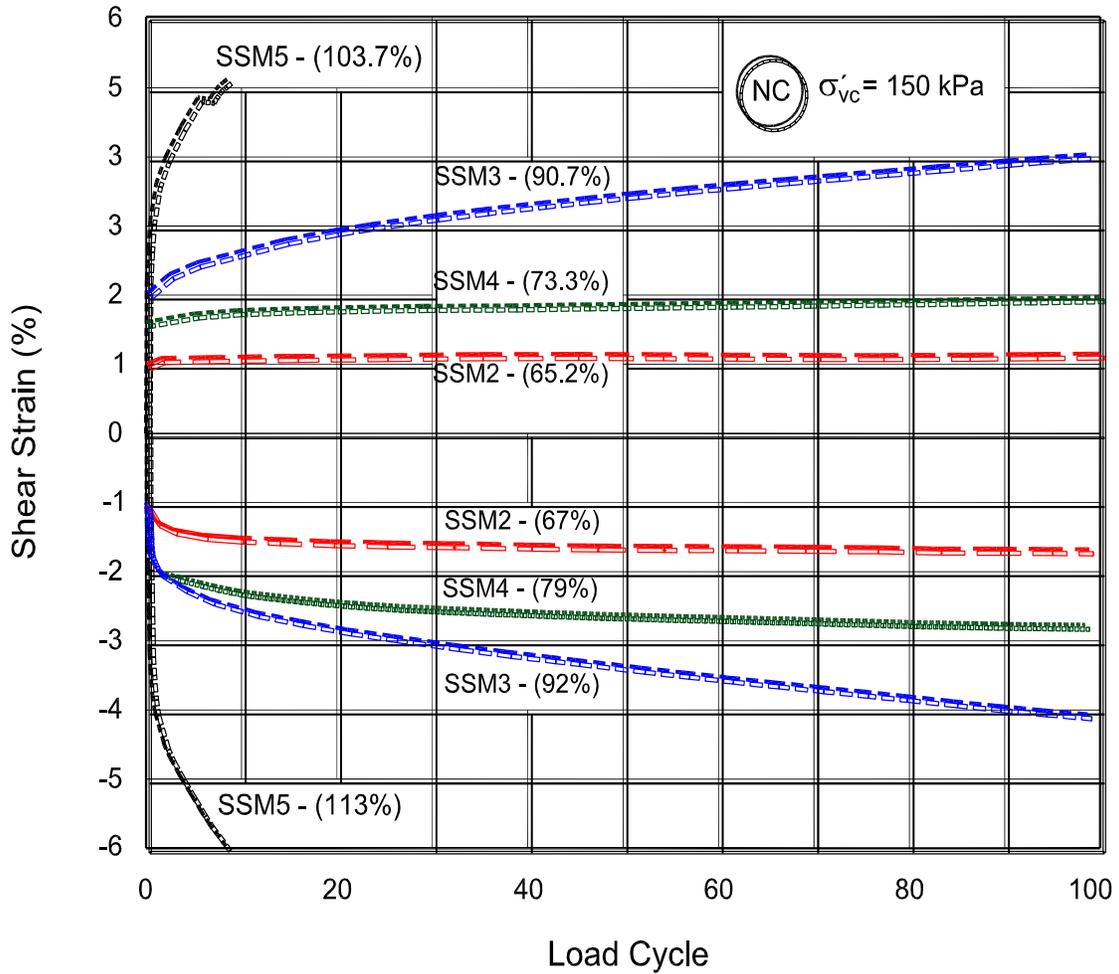


Figura 30 Cyclic shear strain vs load cycle (Díaz-Rodríguez, 1993)

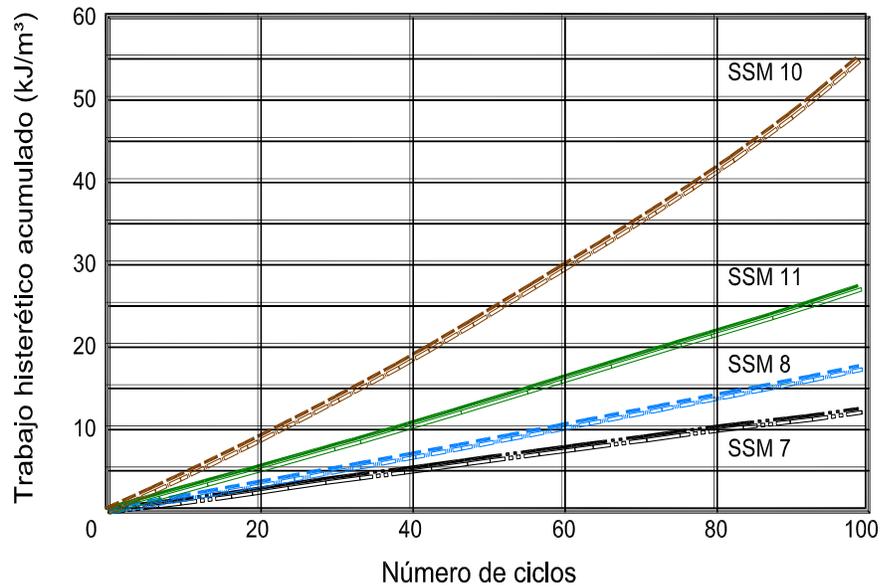
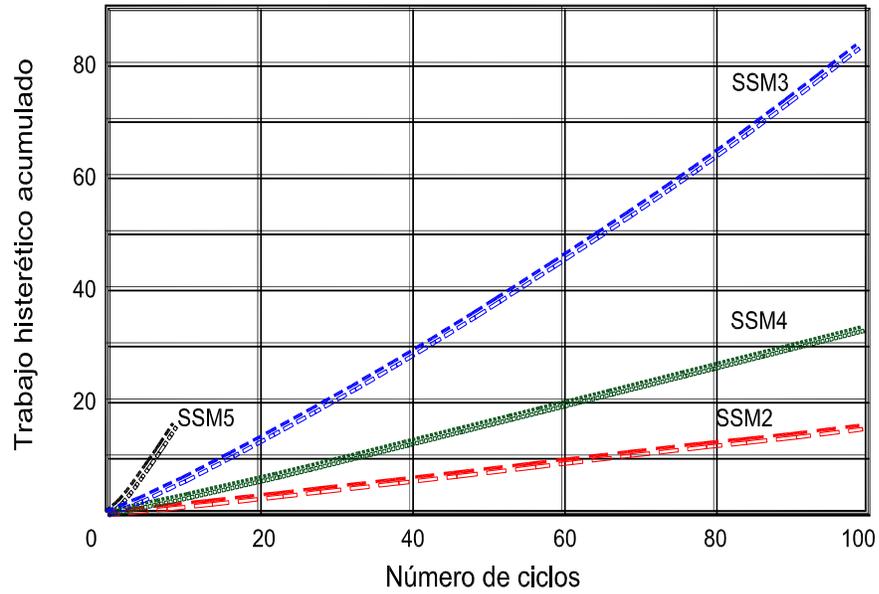


Figura 31 Evolución del trabajo histerético (Díaz-Rodríguez, 1993)

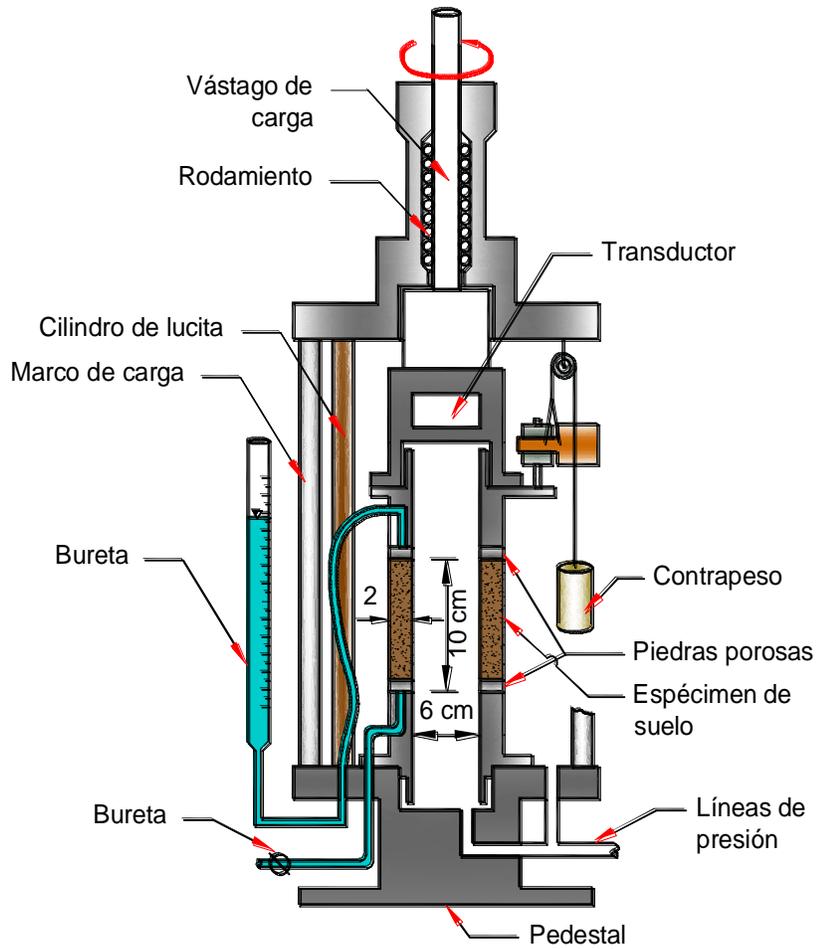


Figura 32 Equipo de torsión cíclica (Iwasaki, Tatsuoka y Takagi, 1978)

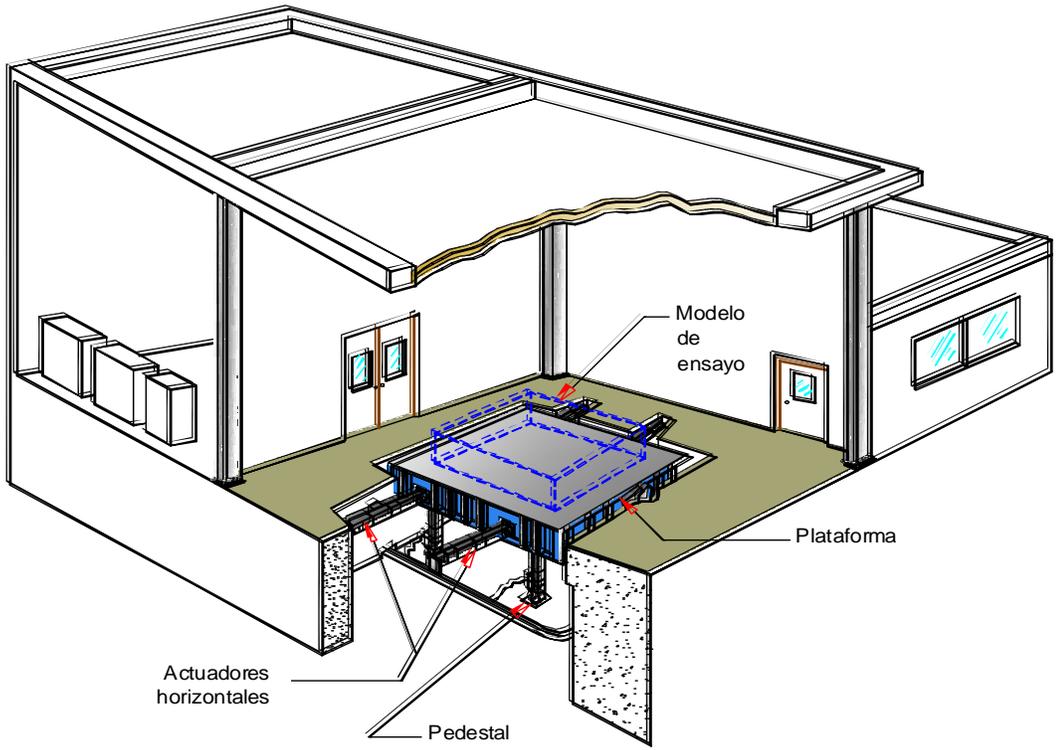


Figura 33 Esquema de una instalación para mesa vibratora

COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS  
CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

---

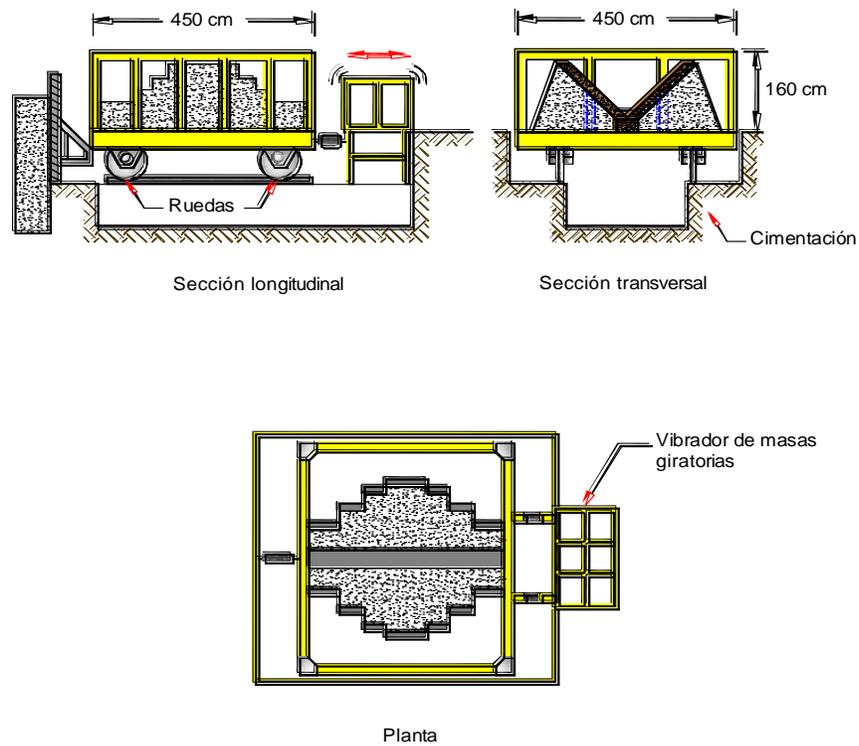


Figura 34 Ensayo de modelos de cortinas de enrocamiento en mesa vibradora (Díaz-Rodríguez, 1971)

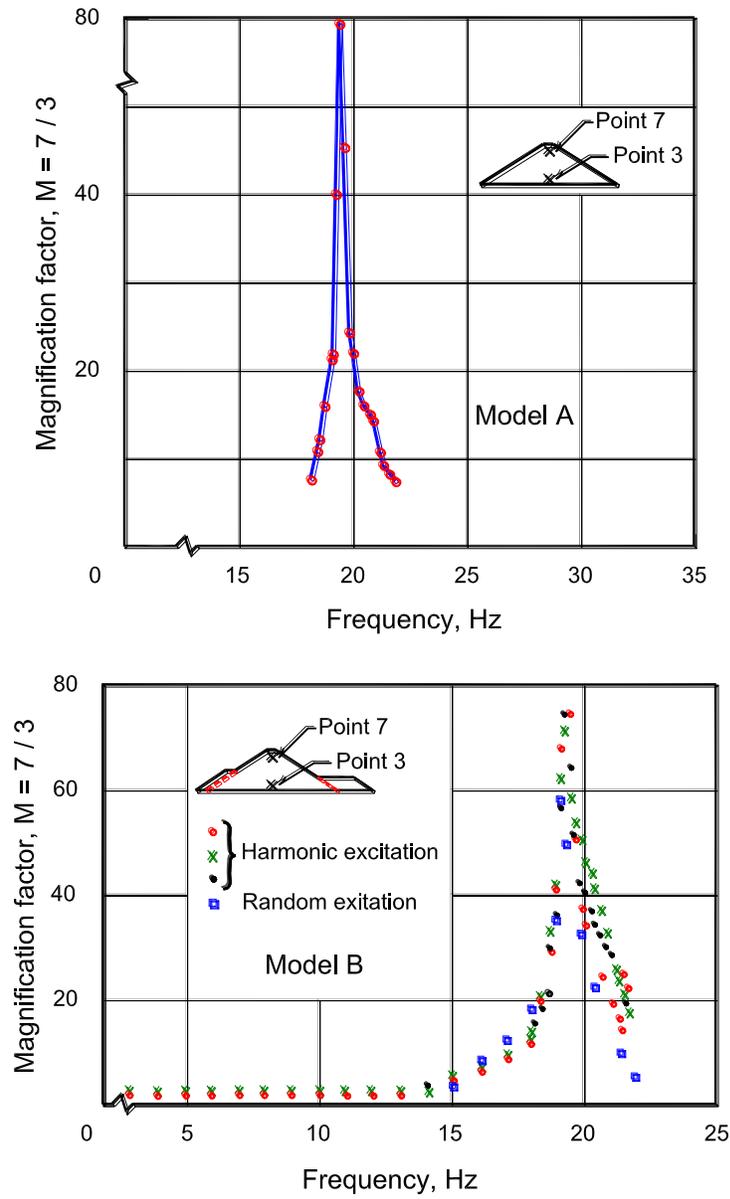
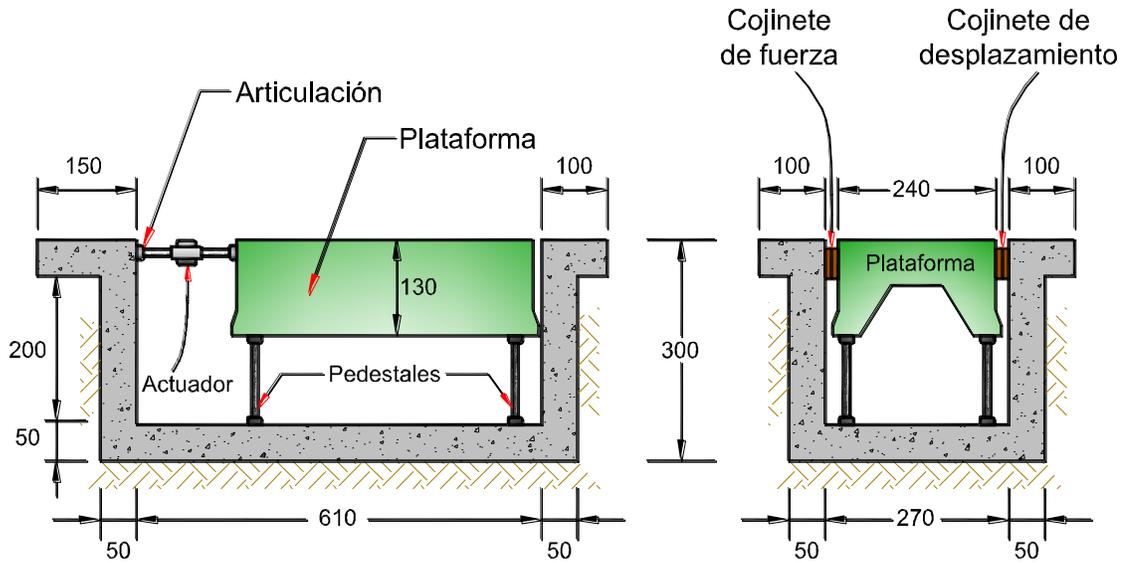


Figura 35 Frecuency response curves (Diaz-Rodriguez, 1984)



Vista longitudinal

Vista transversal

Dimensiones en cm

Figura 36 Mesa vibradora (Díaz-Rodríguez y Del Valle, 1977)

**COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS**  
**CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS**

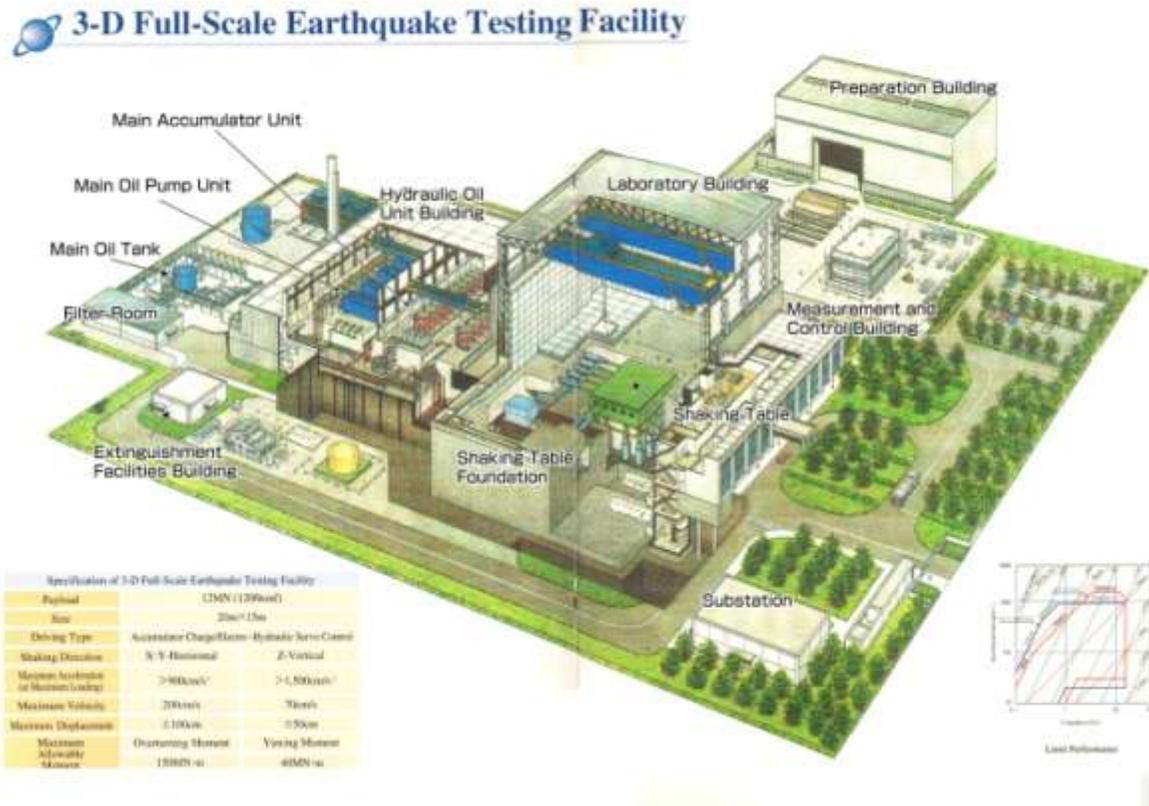


Figura 37 3D Full-Scale Earthquake Testing Facility (NIED)

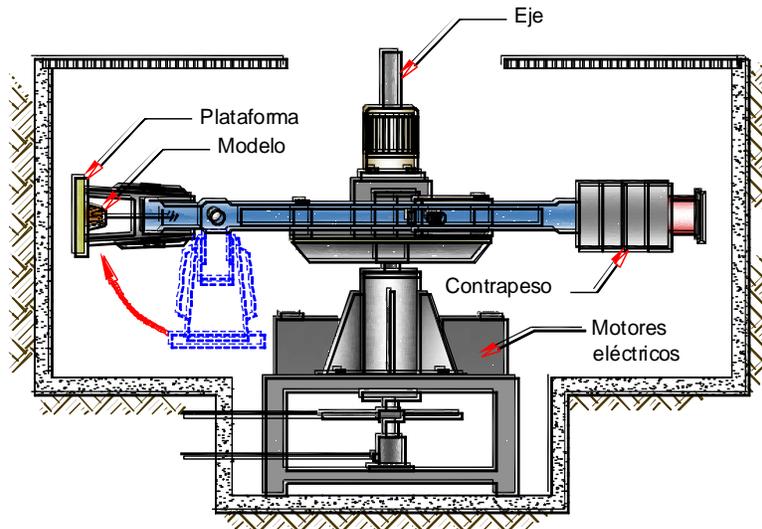


Figura 38 Esquema de una instalación centrífuga

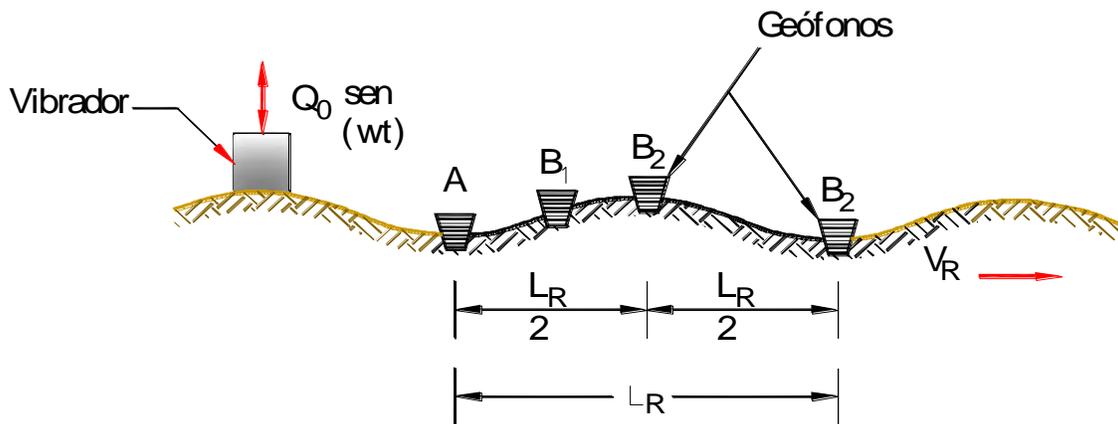


Figura 39 Ensayo de vibración vertical de la superficie del terreno

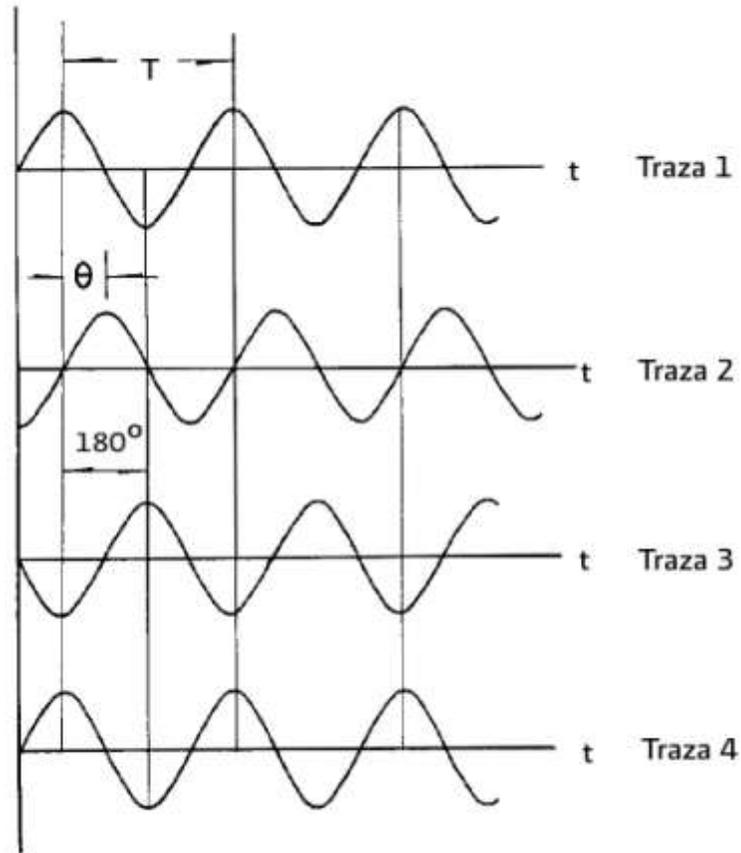


Figura 40 Esquema para la medición de la longitud de onda

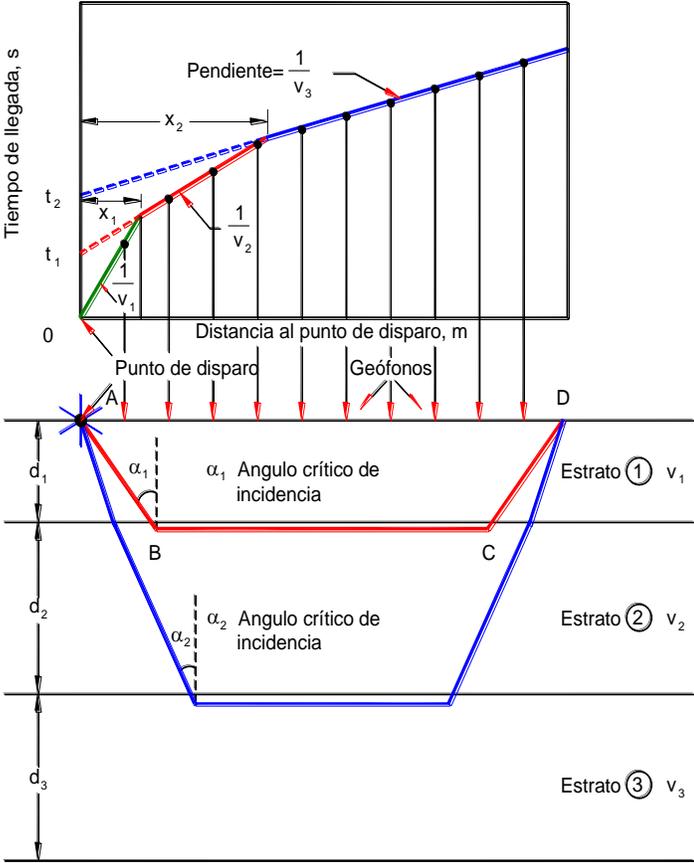
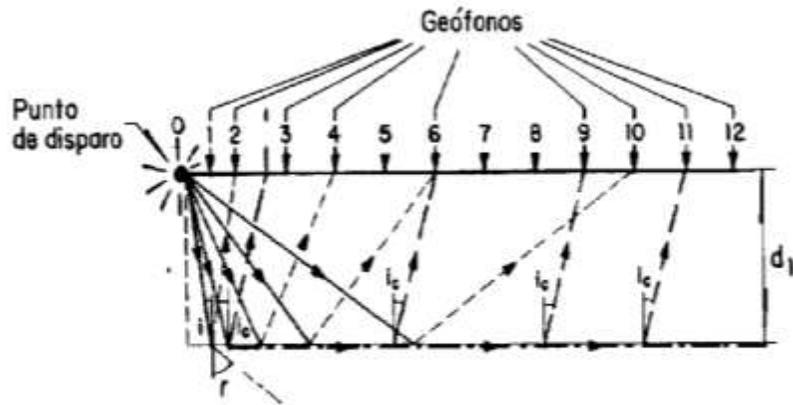
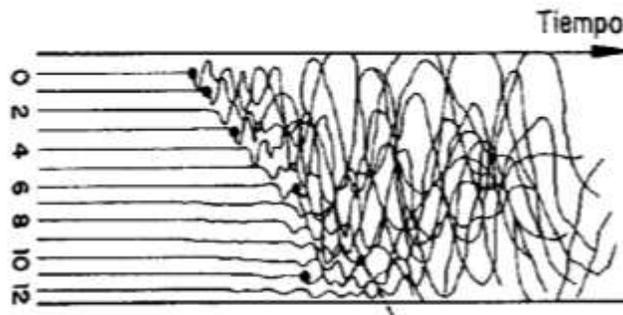


Figura 41 Esquema del ensayo de refracción sísmica



a) Colocación de geófonos



b) Registro sísmico

Figura 42 Registro de un ensayo de refracción sísmica

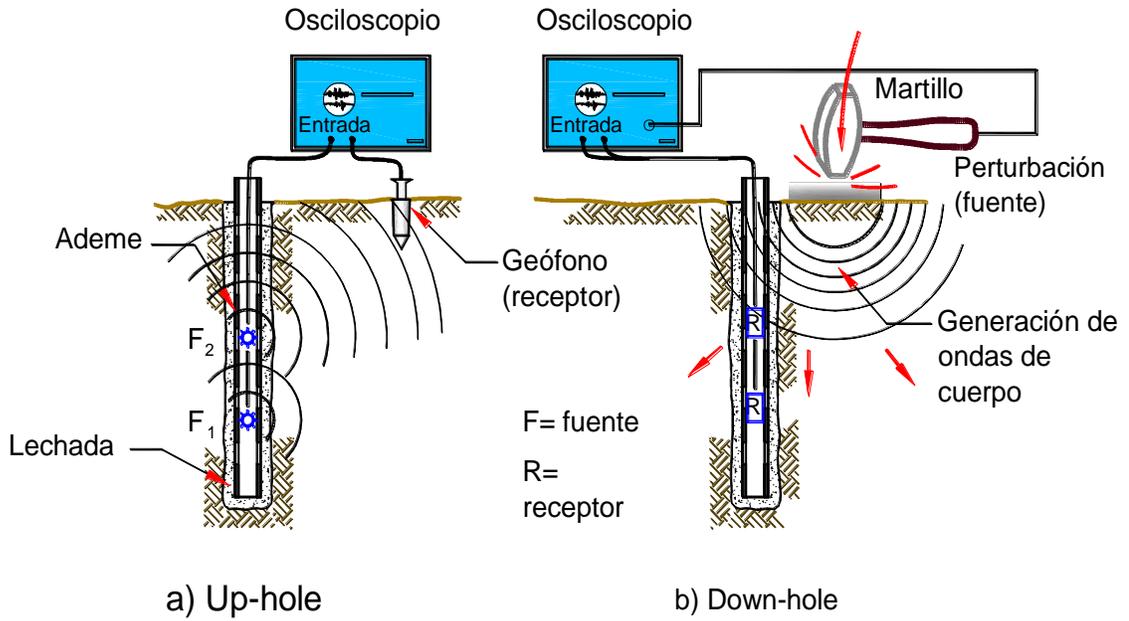


Figura 43 Esquema de los ensayos up-hole y down-hole

**COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS**  
**CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS**

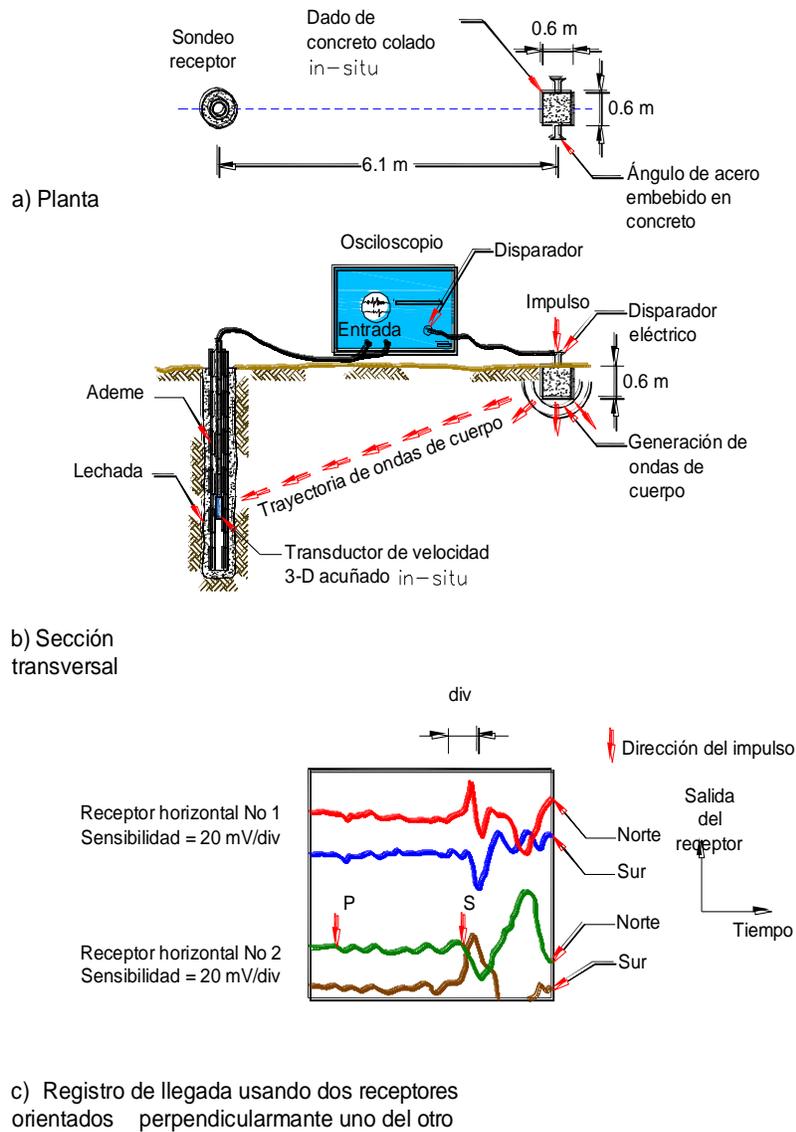


Figura 44 Esquema del ensayo down-hole (Hoar and Stokoe, 1978)

**COURSE ON SEISMIC ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS**  
**CURSO DE ACTUALIZACIÓN EN INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS**

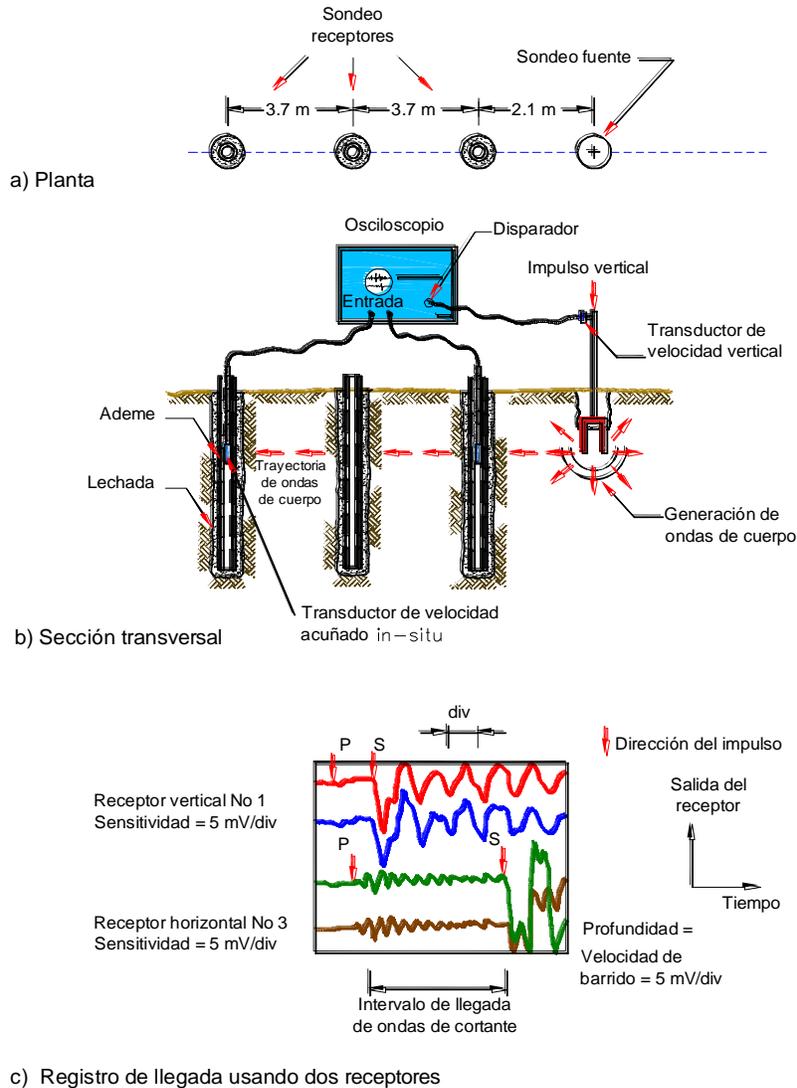


Figura 45 Esquema del ensayo cross-hole (Hoar and Stokoe, 1978)

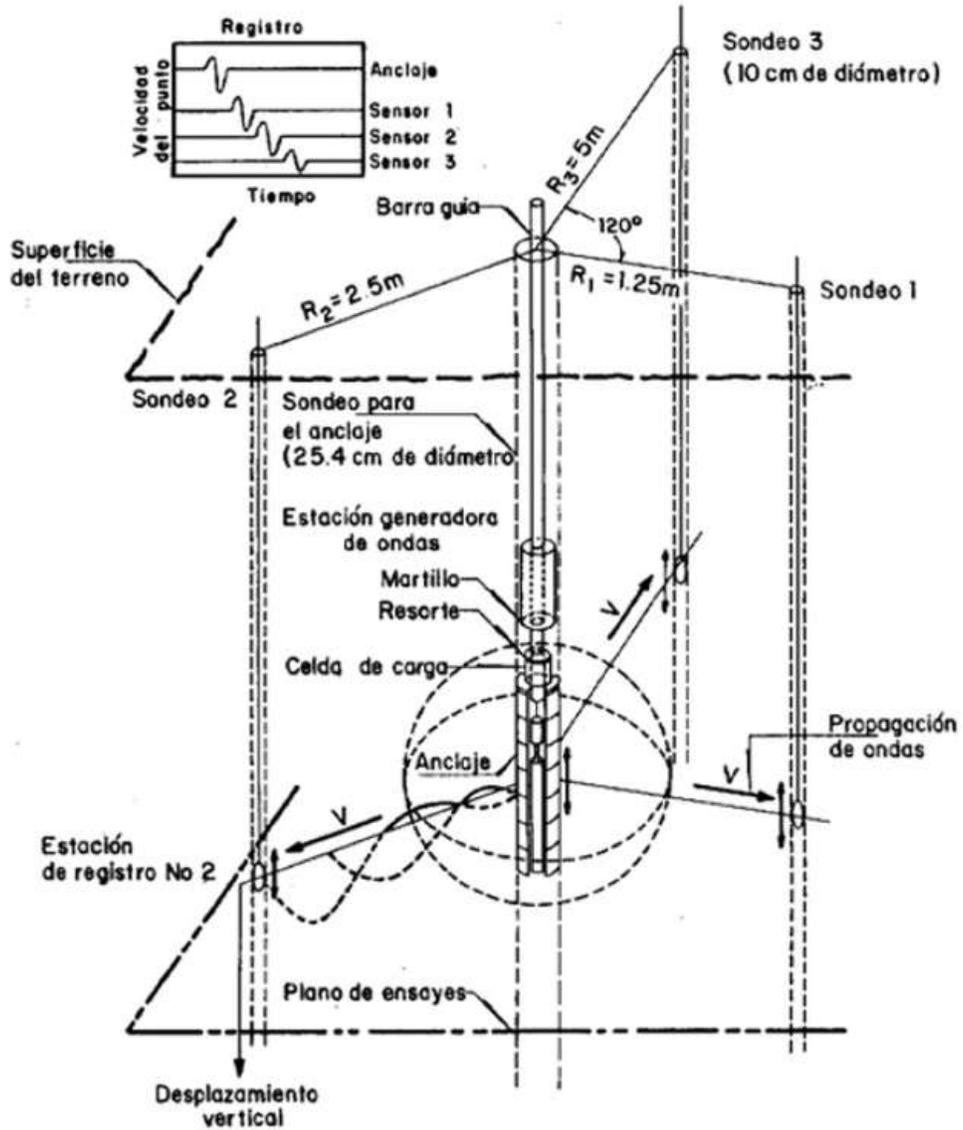


Figura 46 Representación esquemática de un ensayo de impulso *in-situ* (Miller et al., 1975)

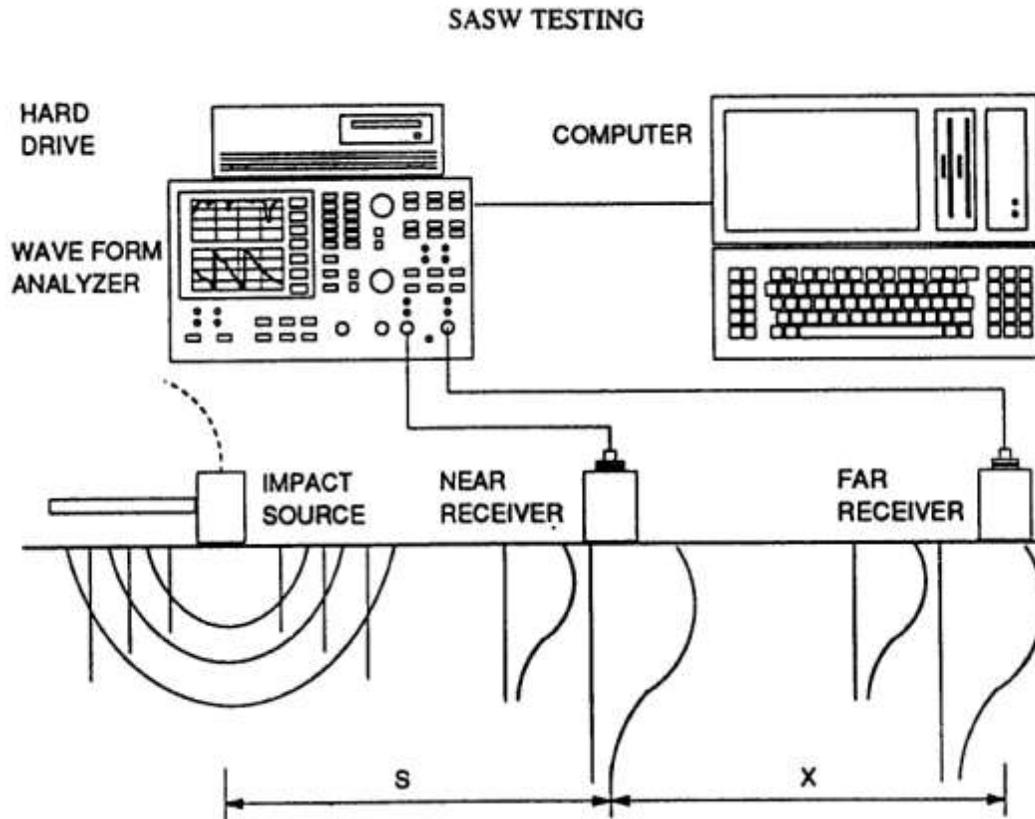


Figura 47 Scheme of experimental arrangement for SASW test  
(Gucunski and Woods, 1991)

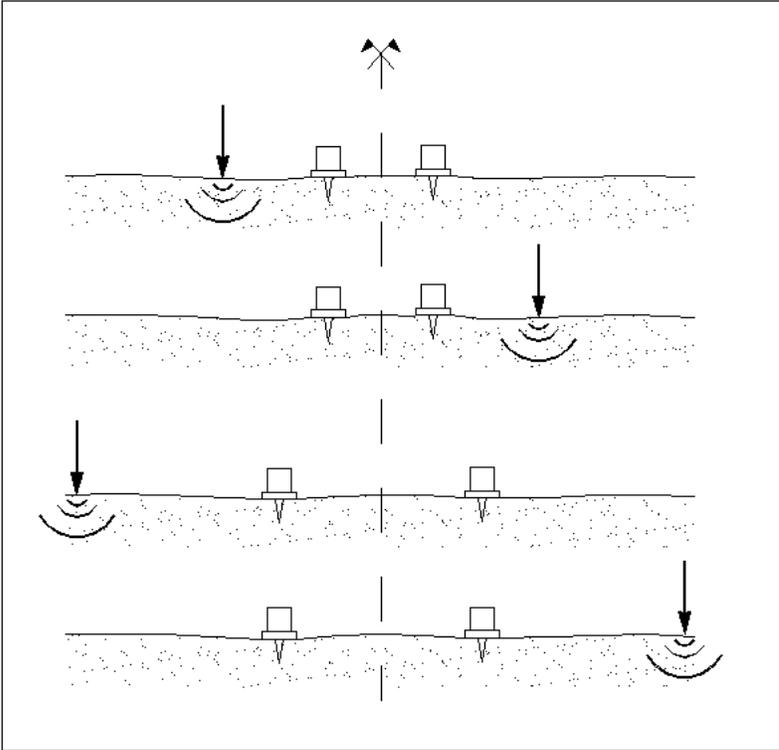


Figura 48 Outcomes array for use in the method SASW

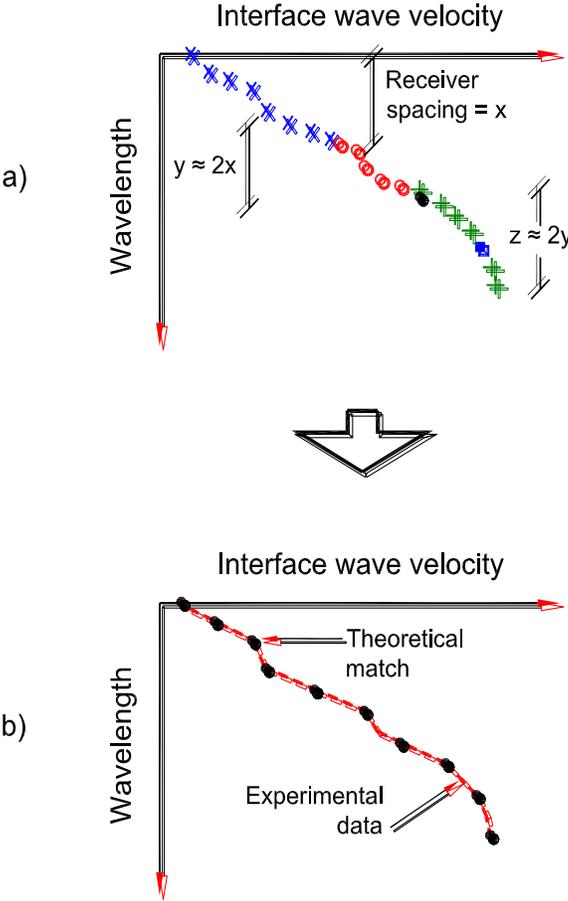


Figura 49 Curva de dispersión del sitio

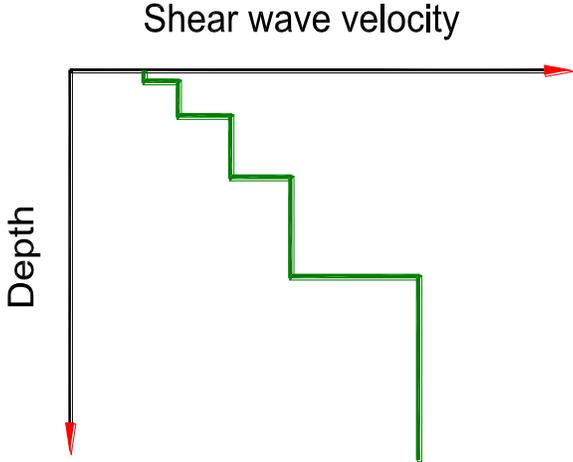


Figura 50 Perfil de velocidad de onda de cortante