

Comportamiento dinámico de residuos mineros

O. Flores, Asistente de investigador, Coordinación de Geotecnia, Instituto de Ingeniería, UNAM

M. P. Romo, Investigador y Coordinador de Geotecnia, Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. En este artículo se hace una breve descripción del comportamiento dinámico de arenas. Así mismo se presentan resultados de ensayos dinámicos de columna resonante que se efectuaron a probetas reconstituidas de residuos mineros (jales), haciendo énfasis en las variables que influyen en el comportamiento. Se hace la interpretación de los resultados usando el la herramienta de redes neuronales artificiales y el método de Davidenkov.

1 INTRODUCCIÓN

El primer estudio basado en pruebas de laboratorio para obtener la respuesta dinámica de suelos se llevó a cabo hace más de cincuenta años cuando Iida (1938-1940) realizó un tipo de prueba de columna resonante. En la década de los sesenta, dicha prueba fue utilizada por un gran número de investigadores como Hardin y Richart (1963), Hall y Richart (1963), Hardin (1965), Hardin y Black (1969) y Drnevich y Richart (1970), quienes hicieron posibles las mediciones de propiedades dinámicas para diferentes tipos de suelos.

Las características del suelo bajo cargas dinámicas pueden ser evaluadas mediante pruebas de laboratorio en las que generalmente se usa carga senoidal como fuerza de excitación y las pruebas se hacen a carga o deformación controlada. Los equipos que comúnmente se usan en laboratorio son la columna resonante, que permite niveles de deformación angular entre 10^{-5} y $10^2\%$ y la cámara triaxial cíclica, con niveles de deformación entre 10^{-4} y $10^{-1}\%$.

Por otro lado, el intervalo de deformación angular inducida en la superficie de un depósito de suelo durante un sismo está estimado entre 10^{-4} a $10^{-1}\%$; por tanto, es necesario evaluar la relación del módulo de rigidez y el amortiguamiento para este intervalo, los cuales pueden ser determinados mediante las pruebas de laboratorio mencionadas.

Los factores que influyen en la variación de los parámetros dinámicos son: la amplitud de la deformación angular, γ ; el esfuerzo de consolidación, σ_c ; la compacidad relativa, C_r y el número de ciclos de carga, N (Hardin y Drnevich ,1972a). A éstos pueden agregarse: el método para formar la muestra (Tatsuoka y Yoshiwara ,1979), la distribución granulométrica (Hardin y Richart ,1963), y el tiempo de

consolidación a que se somete el suelo (Mullis *et al*,1977 y Troncoso, 1995).

Se han realizado muchas investigaciones en las que se presenta una clara relación entre el módulo de rigidez al corte dinámico, G , y el amortiguamiento, λ , del suelo con la deformación angular (Hardin, 1965; Tatsuoka *et al*, 1978; Hardin y Drnevich, 1972a; Ishibashi *et al*, 1985; Takeji *et al*, 1980; Flores, 1997, Flores y Romo, 1997, entre otros). Se ha observado que para niveles de deformación angular de $10^{-4}\%$ o menores, G y λ permanecen prácticamente constantes ($G_{m\acute{a}x}$ y $\lambda_{m\acute{i}n}$). Arriba de este valor de deformación, G disminuye y λ se incrementa, hasta llegar a un valor máximo y mínimo, respectivamente ($G_{m\acute{i}n}$ y $\lambda_{m\acute{a}x}$).

Con respecto a la compacidad relativa, al aumentar ésta, el material tiene una estructura intergranular más compacta y por tanto, el módulo de rigidez se incrementa y disminuye el amortiguamiento. El efecto de la compacidad relativa es más evidente en el módulo de rigidez que en el amortiguamiento (Takeji y Kokusho ,1980).

2 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE PRUEBA

La columna resonante es uno de los dispositivos de laboratorio usado para estudiar el comportamiento de los suelos en condiciones dinámicas. La prueba consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un estado de vibración forzada torsional, variando la frecuencia de excitación hasta lograr su resonancia. El intervalo de deformación angular que se puede aplicar está entre 10^{-5} y $10^{-2}\%$.

La prueba se realiza aplicando a la probeta una deformación angular senoidal con amplitud constante, usando un generador de funciones. Esta señal se aplica a un juego de imanes y bobinas que al formar un campo eléctrico se mueven y aplican una deformación

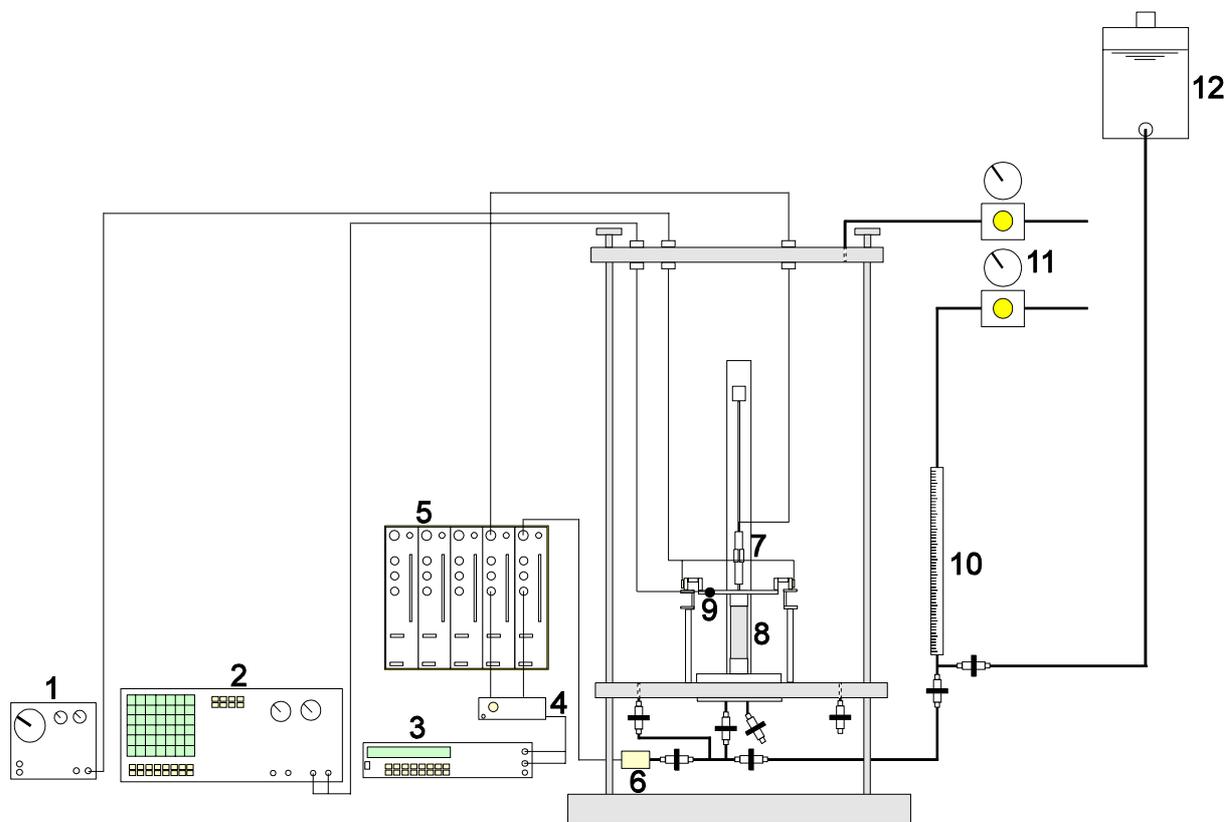
angular a la parte superior de la probeta, la cual está fija en la base, por lo cual se considera empotrada en ella (fig 1).

La respuesta de la muestra de suelo se obtiene por medio de un acelerómetro piezoeléctrico que está fijo en el cabezal superior, el cual manda una señal a un analizador de espectros, donde se registra la aceleración de respuesta y la frecuencia de vibración del suelo.

Se hace un barrido de frecuencias manteniendo constante la amplitud de deformación e incrementando la frecuencia. Con estos datos se construye la curva de aceleraciones totales, a partir de la cual se determina G y λ . Posteriormente se incrementa la

amplitud de deformación en el generador de funciones y se hace el barrido de frecuencias correspondiente.

La prueba puede ser drenada o no drenada, dependiendo de las características de la investigación: las lecturas de presión de poro acumulada, en caso de ser no drenada, se miden a través de un sensor de presión que está conectado al cabezal inferior. Esta presión pasa a través de un amplificador y posteriormente se lee en un voltímetro; mientras que los cambios volumétricos, cuando la prueba es drenada, se registran en una bureta graduada conectada al cabezal inferior.



- | | | | |
|---|------------------------------------------|----|----------------------------------------|
| 1 | Generador de funciones | 8 | Probeta |
| 2 | Analizador de espectros | 9 | Acelerómetro |
| 3 | Vóltmetro | 10 | Bureta para medir cambios volumétricos |
| 4 | Conector múltiple | 11 | Reguladores de presión |
| 5 | Amplificador de señal | 12 | Depósito de agua |
| 6 | Sensor para medir presión de poro | | |
| 7 | Sensor para medir desplazamientos (DCDT) | | |

Fig 1 Columna resonante del Instituto de Ingeniería, UNAM

Para medir la deformación axial de la probeta se usa un DCDT colocado sobre el cabezal superior y sostenido por un resorte, que, a su vez, carga el cabezal para que la probeta no esté sometida a carga axial. Las lecturas del DCDT se leen en el voltmetro

3 CÁLCULO DE PARÁMETROS DINÁMICOS

Con los valores de frecuencia y aceleración obtenidos para una amplitud de deformación dada, se construye la curva de aceleraciones totales (fig 2). De esta curva se determina la frecuencia natural del suelo (f_n) para esa amplitud, y la aceleración máxima de respuesta ($a_{m\acute{a}x}$) correspondiente.

Con los valores de f_n , la longitud de la probeta (L) y un valor β que depende del momento polar de inercia sistema, se calcula la velocidad de onda de corte del con la que se excita la muestra:

$$v_s = \frac{2\pi f_n L}{\beta} \quad (1)$$

Considerando que $v_s^2 = \frac{G}{\rho}$, entonces

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

donde ρ es la densidad de masa de la probeta, en kg/m^3 .

Cuando la aceleración corresponde la máxima ($a_{m\acute{a}x}$) en la curva de aceleraciones totales, la deformación angular (γ) queda definida con la siguiente expresión (p.e. Flores, 1997):

$$\gamma = \left[\frac{1}{3} \frac{1}{4\pi^2 r} \right] \frac{D}{L} \frac{a_{m\acute{a}x}}{f_n^2} \quad (3)$$

donde:

r , distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la probeta, en m

D , diámetro de la probeta, en m

Para el cálculo del amortiguamiento se usa el método de vibración forzada, a partir de la curva de aceleraciones totales. Se utiliza un ancho de la curva delimitada por las frecuencias f_1 y f_2 en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, las cuales corresponden a una abscisa de $a = a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (fig 2). El amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \left[\frac{f_2 - f_1}{2f_n} \right] \cdot 100 \quad (4)$$

donde λ se expresa en %.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Los materiales ensayados fueron residuos mineros provenientes de las minas La Caridad (Sonora, Méx.) y el Bastán (Michoacán, Méx.). Se formaron dos granulometrías, una con 30% de finos y la otra sin finos.

Para formar las probetas de 3.6 cm de diámetro y 8.8 cm de altura, se utilizó un método de compactación estática (Flores, 1997) con un diámetro de pisón de la mitad del diámetro de la probeta. Los pesos del pisón variaron entre 0.1 y 3 kg, mientras que los contenidos de agua con que se compactó estuvieron entre 5 y 16%. La muestra se formó en diez capas, con 10 apisonadas distribuidas en la sección del molde.

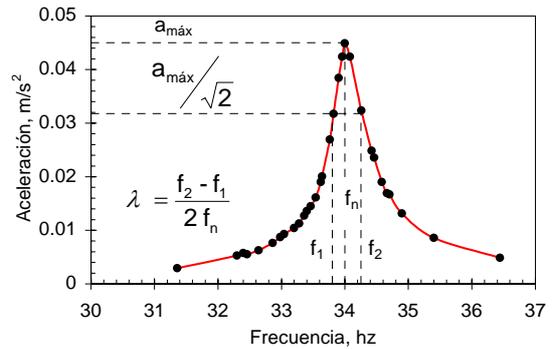


Fig 2 Curva de aceleraciones totales

Se obtuvieron las gráficas de compactación y se definieron, para cada material, las relaciones de vacíos máxima ($e_{m\acute{a}x}$) y mínima ($e_{m\acute{i}n}$). Partiendo de estas relaciones de vacíos y de las curvas de compactación, se formaron las probetas con compacidades relativas (C_r) entre 55 y 88% (tabla 1).

Las probetas se consolidaron isotrópicamente a esfuerzos que van de 0.25 a 2 kg/cm^2 . Como las pruebas de columna resonante son no destructivas, al terminar una serie de barridos de frecuencias, la muestras se consolidaron a esfuerzos mayores, pudiendo obtener más de una curva de degradación G para una misma probeta. En la tabla 1 se presentan los esfuerzos a los cuales se consolidaron las probetas.

Las pruebas fueron drenadas, por tanto se obtuvieron valores de variación de volumen en cada uno de los barridos de frecuencias.

Tabla 1 Características de los ensayos

MATERIAL	PORCENTAJE DE FINOS (%)	Cr (%)	PRUEBA	σ_c (kg/cm ²)	σ_{cp} (kg/cm ²)	σ' (kg/cm ²)
La Caridad	30	55	P2-b1	1.250	1.000	0.250
			P2-b2	2.750	1.750	1.000
El Bastán	0	64	P6-b1	1.553	0.534	1.019
			P6-b2	2.516	0.534	1.982
La Caridad	0	69	P9-b1	2.000	0.996	1.004
			P9-b2	2.494	1.246	1.248
			P9-b3	2.928	1.252	1.676
			P9-b4	3.250	1.250	2.000
El Bastán	0	71	P5-b1	1.250	0.750	0.500
			P5-b2	1.500	0.750	0.750
			P5-b3	1.750	0.750	1.000
			P5-b4	2.250	1.000	1.250
La Caridad	0	72.5	P8-b1	1.784	1.258	0.526
			P8-b2	2.040	1.239	0.801
			P8-b3	2.249	1.244	1.005
			P8-b4	2.500	1.252	1.248
			P8-b5	3.000	1.254	1.746
El Bastán	0	83.5	P4-b1	0.750	0.250	0.500
			P4-b2	1.000	0.250	0.750
			P4-b3	1.500	0.500	1.000
			P4-b4	2.000	0.500	1.500
			P4-b5	2.000	0.500	1.500
El Bastán	0	85.5	P3-b1	0.750	0.500	0.250
			P3-b2	1.241	0.500	0.741
			P3-b3	1.500	0.500	1.000
El Bastán	0	88	P7-b1	1.350	0.500	0.850
			P7-b2	1.624	0.500	1.124
			P7-b2	2.500	0.500	2.000

5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Influencia del esfuerzo de consolidación en los parámetros dinámicos

Investigaciones realizadas por Silver y Seed (1971), Hardin y Drnevich (1972a) y Tatsuoka et al (1978) indican que para un mismo nivel de deformación angular, al aumentar el esfuerzo de consolidación, aumenta el módulo de rigidez al cortante, G.

En la fig 3 se presenta la curva de degradación del módulo G con el aumento de la deformación angular, γ . Se observa que para valores de deformación entre 10^{-5} a 10^{-4} %, G y λ permanecen prácticamente constantes, mientras que para valores arriba de este intervalo, G se degrada y λ aumenta con el aumento de la deformación angular.

Es evidente que el módulo de rigidez se incrementa al crecer el esfuerzo de consolidación, mientras que el amortiguamiento, λ , disminuye. La influencia en el amortiguamiento es menos notoria que en el módulo de rigidez.

Se aprecia que conforme aumenta el esfuerzo de confinamiento, el quiebre de las curvas de degradación del módulo de rigidez y amortiguamiento se corre hacia deformaciones altas, debido a que la probeta es más rígida.

5.2 Influencia de la compacidad relativa en los parámetros dinámicos

Al aumentar la compacidad relativa en un suelo granular hay un incremento en su módulo de rigidez.

En el intervalo de deformación de 10^{-5} a $10^{-3}\%$, la influencia de la compacidad relativa es muy clara. Pasando este intervalo de deformación, se tiende a un

módulo de rigidez mínimo que lleva a que la separación entre las curvas se reduzca.

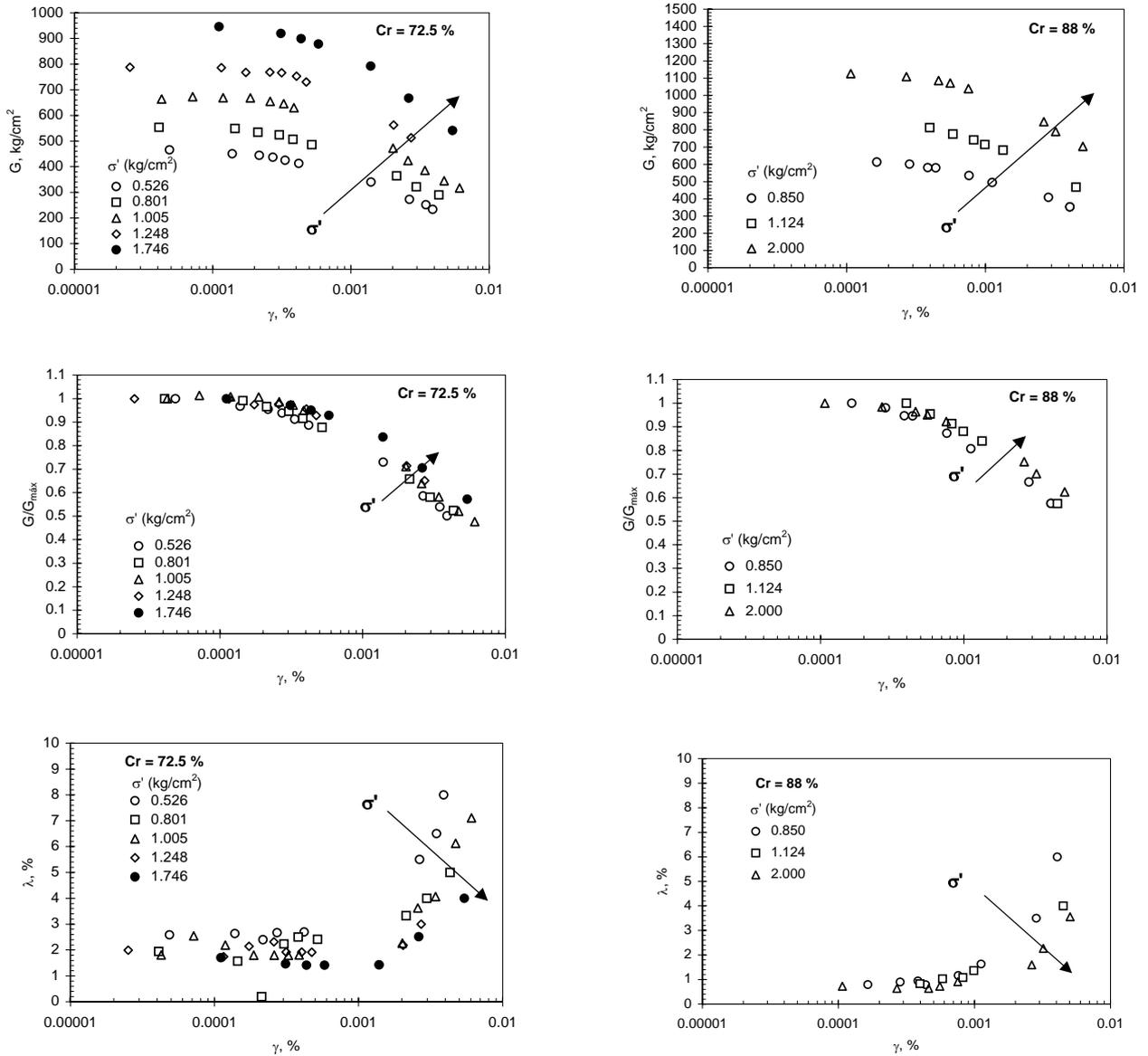


Fig 3 Influencia del esfuerzo de confinamiento en los parámetros dinámicos

La relación entre el esfuerzo efectivo al que se encuentra sometido el suelo, la compacidad relativa y el módulo de rigidez dinámico máximo se presentan en la fig 4. Se aprecia que al aumentar la compacidad relativa en el suelo, el módulo de rigidez se incrementa y el amortiguamiento disminuye.

Es clara la influencia de los dos parámetros en la variación de G , tal como se muestra en la fig 5. Esto tiene implicaciones prácticas ya que el uso de filtros horizontales en el talud de aguas arriba de una presa

de jales atenuaría la generación de presiones de poro con el consecuente beneficio que mayores esfuerzo efectivos.

5.3 Deformación axial y cambios volumétricos

Al final de cada barrido de frecuencias se tomaron lecturas de deformación axial y cambios de volumen en la probeta. En la fig 6 se observa que para cierto valor de deformación angular los valores de deformación axial y cambios volumétricos tienden a

incrementarse, este umbral de deformación coincide con la deformación en el que el módulo de rigidez se empieza a degradar y el amortiguamiento se incrementa. A esta deformación angular se le llamó deformación angular crítica (γ_{cr}) y se encuentra en el intervalo de 0.0007 a 0.003%. Esto indica que en condiciones dinámicas, si el suelo tiene oportunidad de expulsar agua y densificarse, esto se presentará

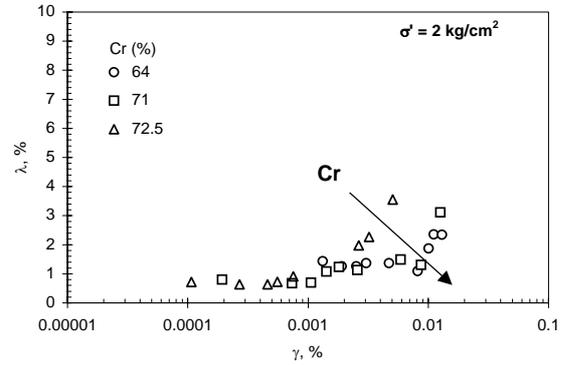
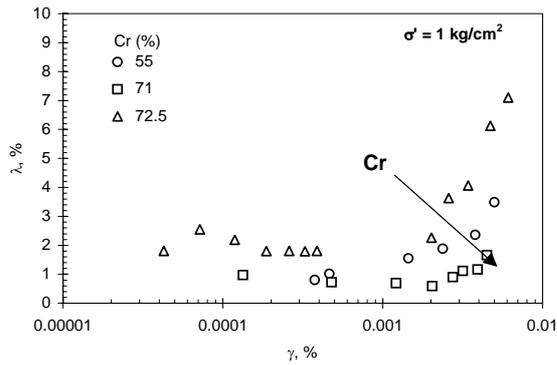
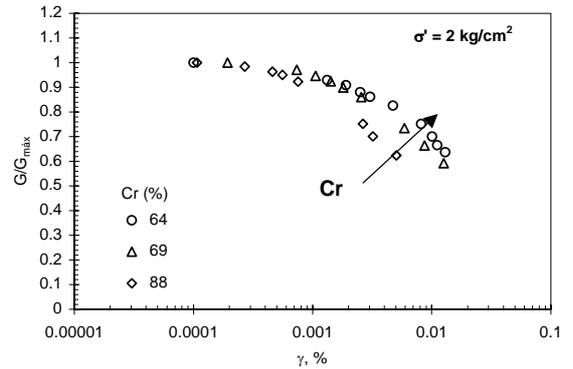
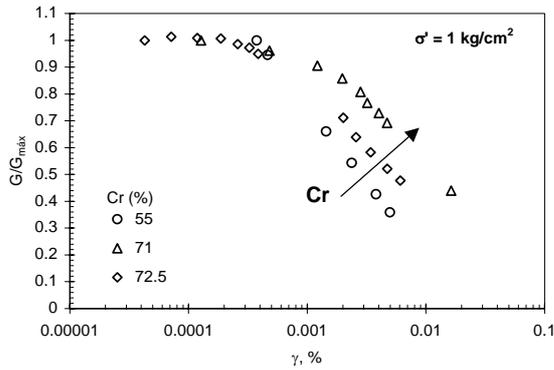
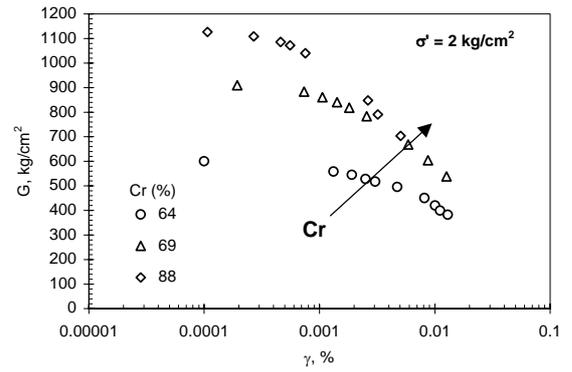
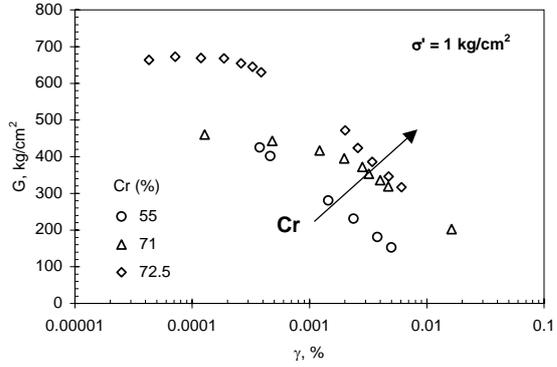


Fig 4 Influencia la compactad relativa en los parámetros dinámicos

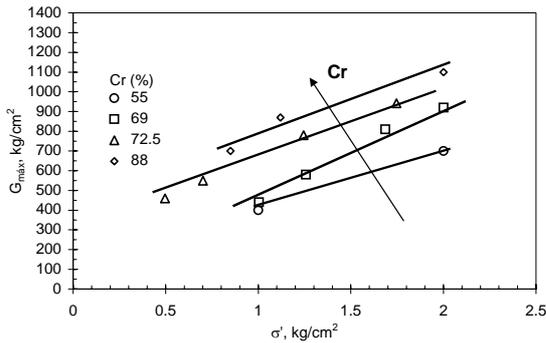
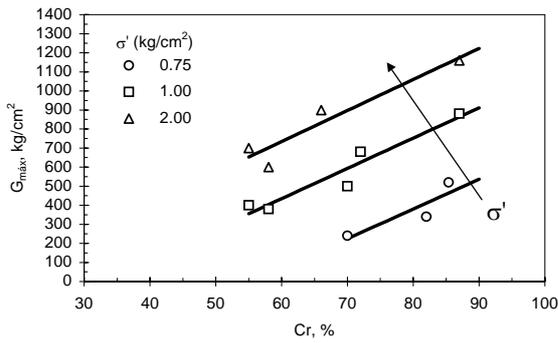


Fig 5 Relación de $G_{m\acute{a}x}$ con σ' y Cr , para $\gamma=10^{-4}\%$

después de cierto nivel de deformaciones inducidas a la masa de suelo. Es claro que para el primer barrido se presenta la expulsión de agua y la deformación axial mayores, lo cual indica que para los barridos subsecuentes el material se ha densificado un poco y por lo tanto el cambio de volumen es menor.

Es de esperarse que para condiciones no drenadas, a partir de la deformación γ_{cr} la tasa de crecimiento de la presión de poro se incremente, haya pérdida de resistencia en la masa de suelo y aumente el amortiguamiento.

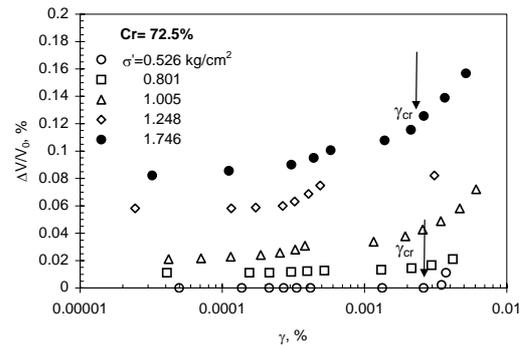
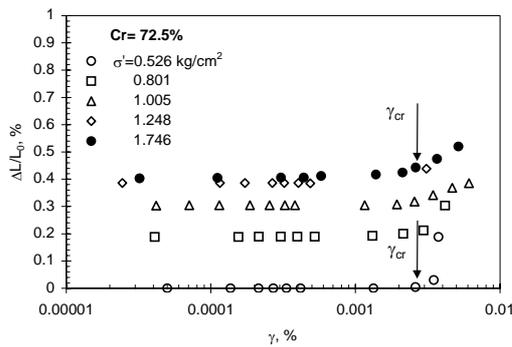


Fig 6 Deformación lineal y cambios de volumen



5.4 Modelación numérica de las relaciones no lineales $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$

5.4.1 Modelo de Davidenkov

Para modelar las relaciones no lineales del módulo de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación, se utilizó el modelo de Davidenkov (Romo, 1990; Romo y Ovando, 1995).

La ecuación de la curva esqueleto esfuerzo-deformación está dada por

$$\tau = G\gamma \quad (5)$$

Donde

$$G = G_{\text{máx}} [1 - H(\gamma)] \quad (6)$$

La función $H(\gamma)$ se obtiene de los resultados de series de ensayos dinámicos de laboratorio, ajustando una expresión a la curva de atenuación $G/G_{\text{máx}}$ vs γ , del tipo

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad (7)$$

Considerando las ecs (6 y 7), se tiene que para $\gamma \rightarrow \infty$, $H(\gamma) \rightarrow 1$ y para $\gamma \rightarrow 0$, $H(\gamma) \rightarrow 0$. Por consiguiente, se tiene $G = G_{\text{máx}}$ para $\gamma \rightarrow 0$.

Conociendo la función $H(\gamma)$ y $G_{\text{máx}}$ se pueden obtener los restantes valores de G para cualquier deformación angular. A y B definen la geometría de la curva γ - G , mientras que γ_r es una deformación angular de referencia correspondiente al 50% de degradación del módulo de rigidez.

Hardin y Drnevich (1972) propusieron la siguiente relación entre el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} \left(1 - \frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) \quad (8)$$

de la ec (6)

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = [1 - H(\gamma)] \quad (9)$$

sustituyendo $\frac{G}{G_{\text{máx}}}$ en (8)

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} H(\gamma) \quad (10)$$

La ec (10) se modifica aplicando las siguientes condiciones de frontera (Romo 1995): si $H(\gamma) \rightarrow 0$, entonces $\lambda = \lambda_{\text{mín}}$, y $H(\gamma) \rightarrow 1$, entonces $\lambda = \lambda_{\text{máx}}$, por tanto

$$\lambda = (\lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}}) H(\gamma) + \lambda_{\text{mín}} \quad (11)$$

donde $\lambda_{\text{mín}}$ es el valor de amortiguamiento para deformaciones angulares pequeñas.

De los resultados experimentales se determinó la deformación angular γ_r (fig 7), la cual aumenta al incrementarse el esfuerzo de consolidación y la compacidad relativa.

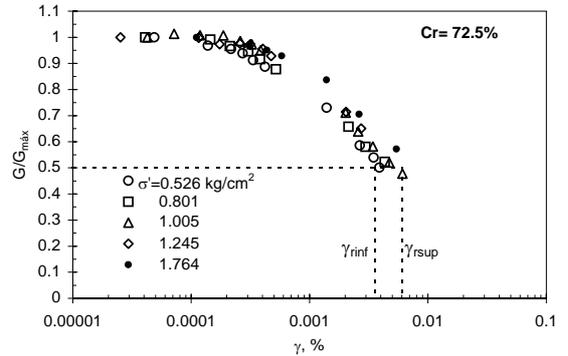


Fig 7 Deformación angular de referencia, γ_r

De acuerdo con los resultados experimentales, se encontró un valor de $\lambda_{\text{mín}}$ de 2% y se supuso un $\lambda_{\text{máx}}$ de 20%, ya que en los ensayos no se llegó al valor de amortiguamiento máximo. Los valores de $G_{\text{máx}}$ se adoptaron de acuerdo a los obtenidos experimentalmente para una deformación angular 0.0001% o menor.

Por aproximación se obtuvieron los valores de A y B ; y con esto, la función $H(\gamma)$. Los valores de A con los que se obtuvieron las mejores aproximaciones estuvieron entre 0.9 y 1.2, mientras que para B entre 0.4 y 0.55. Con fines de predicción se pueden tomar, para este material, un valor de 1.15 para A y 0.5 para B .

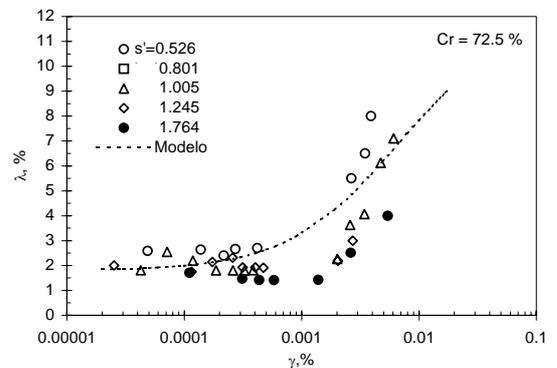
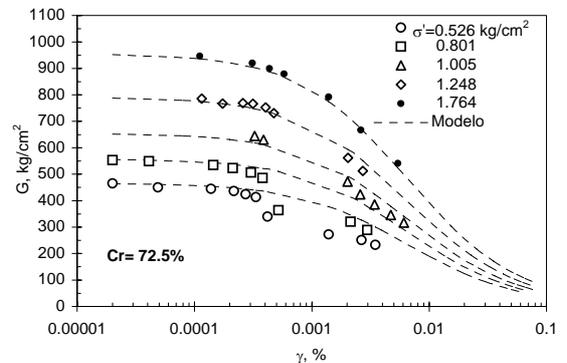


Fig 8 Comparación de resultados experimentales con el modelo de Davidenkov

Para alimentar el modelo es necesario determinar los parámetros A y B, es conocer el módulo de rigidez máximo y la deformación angular de referencia, para las diferentes condiciones de esfuerzo. Esto nos lleva a la necesidad de encontrar correlaciones entre el esfuerzo de consolidación y la compacidad relativa con estas variables.

5.4.2 Redes neuronales

Las redes neuronales son básicamente modelos electrónicos relativamente burdos de la estructura neuronal biológica. Están inspirados en la forma que aprende el cerebro (esencialmente por experiencia).

Neuronas artificiales

Para simular este proceso de aprendizaje, la unidad básica de las redes neuronales artificiales (denominada neurona McCulloch-Pitts) se indica en la fig 9. El cuerpo (soma) de la neurona se representa por una suma lineal ponderada, $\sum w_{ij} x_i$, de datos externos x_i , seguida por una transformación (lineal o no lineal) funcional, $y_j=f(z)$, denominada función de activación (o transferencia), la cual usa los datos del problema para determinar las respuestas (actividad) de la neurona. Esta unidad es el elemento primario en la mayoría de las arquitecturas de las redes neuronales o conglomerados de perceptrones interconectados.

Las redes neuronales usan diferentes funciones de activación, pero la estructura interna del neurón es común a la mayoría de las redes. Las funciones $f(z)$ pueden ser lineales, sigmoideas no lineales, hiperbólicas y de umbral. La eficiencia sináptica depende de los pesos de interconexión w_{ij} , de la neurona i a la j . Estos pueden ser positivos (excitatorios) o negativos (inhibitorios). Los pesos y las funciones $f(z)$ definen la operación de la red; usualmente, para una arquitectura dada, $f(z)$ se mantiene fija de tal manera que los pesos permitirán a la red ejecutar cálculos diferentes.

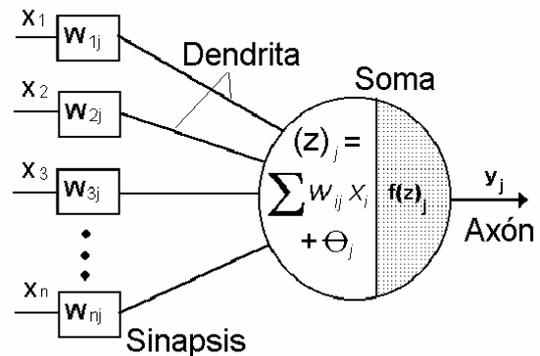


Fig 9. Modelo de una neurona artificial
Redes neuronales artificiales

Si se combinan varios perceptrones en capas, como se ilustra en la fig 9, se obtiene una red neuronal artificial, la cual es muy capaz para reconocer patrones. Esta arquitectura es denominada red de retroalimentación (RRA). Técnicamente, la retroalimentación es una ley de aprendizaje específico que se usa para actualizar los pesos en cada capa, basándose en el error actual en los resultados dados por la capa de salida. Una red RRA consiste de al menos tres capas: la de entrada, una escondida y la de salida. El número de neuronas en la primera capa debe ser igual al de los datos, el número de neuronas en la capa de salida es igual al de resultados y el número de neuronas en la capa escondida depende del diseñador de la red. Demasiadas neuronas normalmente dificultan a la red neuronal desarrollada que haga generalizaciones; pocas neuronas no permiten que se realicen suficientes representaciones internas.

Durante la fase de entrenamiento ocurren dos operaciones distintas: La de alimentación hacia adelante (propagación) y la actualización de los pesos (retropropagación), basada en la minimización del error de los resultados que arroja la red. Cuando la red se ha expuesto a los datos de entrada que el usuario desea reconocer y para cada uno de estos datos la red ha corregido el error al valor asignado, se dice que la red ha sido entrenada. El último paso para contar con una red confiable para predecir resultados, es su verificación con otro conjunto de datos ajenos al usado en el entrenamiento de la red. Si ésta reproduce los resultados con el margen de error definido, entonces se puede utilizar en el pronóstico confiable de las respuestas del problema con condiciones diferentes.

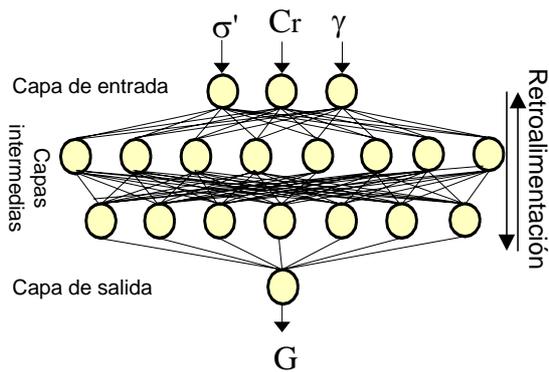


Fig 10 *Arquitectura de una red neuronal*

La red que se utilizó para predecir el módulo de rigidez al corte está compuesta por cuatro capas: Una de entrada, con tres neuronas; dos intermedias, con ocho neuronas la primera y seis la segunda; y una de salida, con una neurona (fig 10). La función de activación para la primera capa fue lineal y gaussiana para el resto de las capas.

Las variables de entrada son el esfuerzo de consolidación, σ' , la compacidad relativa del suelo, Cr , y la deformación angular, γ . La variable de salida es el módulo de rigidez al cortante, G (Romo *et al*, 1998).

La fig 11 presenta los resultados de cuatro de las pruebas que se utilizaron para verificar la capacidad predictiva de la red. Como se puede ver, los valores experimentales y los obtenidos con la red en la etapa de predicción son muy cercanos entre sí, con lo que se confirma que, para este caso, la arquitectura escogida fue la adecuada. La correlación entre los valores de G experimentales y los obtenidos de la red en la etapa de educación y predicción son 0.996 y 0.958, respectivamente (fig 12).

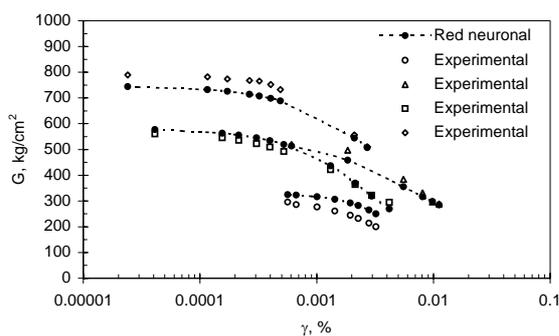


Fig 11 *Comparación de resultados experimentales con la red neuronal*

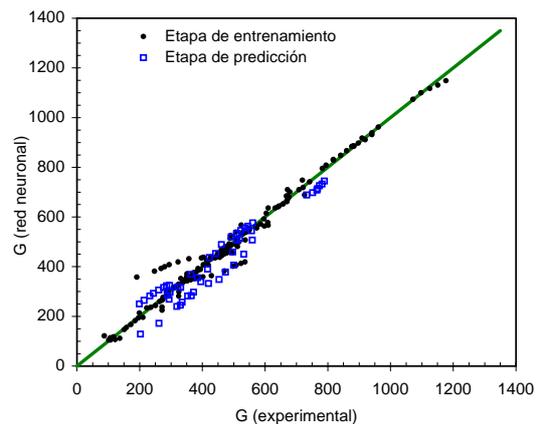


Fig 12 *Correlación entre los datos experimentales y los obtenidos con la red neuronal*

Una ventaja que tiene usar las redes neuronales para predecir el comportamiento dinámico de los residuos mineros es que después de haber educado la red no es indispensable hacer pruebas de laboratorio para obtener resultados. Por otro lado, si se hacen nuevos ensayos experimentales se puede ir generalizando con más datos y darle así una mayor capacidad de predicción.

6 CONCLUSIONES

Se han presentado algunos de los resultados de residuos mineros provenientes de dos minas, ensayadas en columna resonante.

La primera parte del estudio consistió en verificar cómo influyen la compacidad relativa y el esfuerzo de consolidación en los parámetros dinámicos del material. Se observó que al aumentar cada uno de éstos, se incrementa el módulo de rigidez y disminuye el amortiguamiento

Se determinó una deformación angular que se denominó "deformación angular crítica", a partir de la cual el módulo de rigidez decrece al aumentar ésta, el amortiguamiento se incrementa y la masa de suelo expulsa agua (si las condiciones de drenaje lo permiten) o acumula presión de poro. El intervalo de la deformación angular crítica está entre 0.0007 y 0.003%. Se aplicaron dos métodos numéricos para obtener el módulo de rigidez. En el método de Davidenkov se obtuvieron los parámetros A , B y γ_r que le dan forma a la curva y se observa una buena tendencia de los valores experimentales y los obtenidos con el modelo.

El segundo modelo es el de redes neuronales artificiales, con el cual se obtuvo una correlación de 0.958 en la etapa de predicción. Una ventaja de este modelo, comparado con el anterior, es que no es estrictamente necesario hacer más pruebas

experimentales para predecir el comportamiento de este material, basta dar los valores deseados a las variables de entrada para obtener el módulo de rigidez correspondiente. Sin embargo, si se tienen o se efectúan más pruebas de laboratorio, el modelo se amplía y se puede mejorar la correlación en la etapa de predicción.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Drenevich, V.P. y Richart, F. E. Jr. (1970), "Dynamic prestraining of dry sand", Journal of SMF Div., ASCE, Vol 96, No. SM2, Mar., pp. 453-469.
- Drenevich, V.P., Hardin, B.O. y Shippy, D.J. (1977), "Modulus and damping of soils by the resonant-column method", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, 28, June, pp 91-125.
- Flores, C. O. (1997), "Comportamiento Dinámico de jales", tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
- Flores, C.O. y Romo, M.P. (1997), "Comportamiento de los jales de la mina Le Herrero", reporte interno del Instituto de Ingeniería
- Hardin, B.O. y Richart, F.E.(1963), "Elastic wave velocities in granular soils", Jr. of ASCE, Vol. 89, pp 33-65.
- Hardin, B.O. (1965), "The nature of damping in sands", Proc. of ASCE, Vol. 91, SM1, pp 63-97.
- Hardin, B.O. y Black, W.L. (1969), "Closure to vibration of normally consolidated clay", Proc. of ASCE, Vol. 95, SM6, pp 1531-1537.
- Hardin, B.O., Drenevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, July, pp 667-692.
- Hardin, B. O. y Drenevich, V. P. (1972a), "Shear modulus and damping in soils I, measurements and parameters effects", Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol. 98, No. SM 6, pp 603-624.
- Hardin, B. O. y Drenevich, V. P. (1972b), "Shear modulus and damping in soils II, design equation and curves", Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol 98, No. SM 7, July, pp 667-692.
- Hall, J.R. y Richart, F.E. (1963), "Dissipation of elastic wave energy in granular soils", Proc. of ASCE, Vol. 89, SM 6, pp 27-56.
- Iida, K. (1938), "The velocity of elastic waves in sand", Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, Vol. 16, pp 131-144.
- Iida, K. (1940), "The elastic properties of soil, particularly in relation to its water content", Bulletin, Earthquake Research Institute, Tokyo Imperial University, Vol. 18, pp 657-690.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. y Takagi, Y. (1976), "Dynamic shear deformation properties of sands for wide strain range", Report of Civil Engineering Institute, No. 1085, Ministry of Construction.
- Iwasaki, T. y Tatsuoka F. (1977), "Effects of grain size grading on dynamic shear moduli of sands", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 17, No. 3. Sep., pp 19-35.
- Ishibashi, I., Kawamura, M., Bhatia, S. (1985), "Effect of initial shear on cyclic behavior of sand", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 12, December, pp 1395-1410.
- Mulilis, P., Mori, K., Seed, B., Chan, C. (1976), "Resistance to liquefaction due to sustained pressure", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 103, No. GT7, July, 1977.
- Orozco, R.V.(1995), "Criterios de proyecto, construcción y operación para persas de jales en México", Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol. 3, Guadalajara, México, pp 1498-1515.
- Ovando, S. E., Romo, O.M., Lagunas, I. (1992), "Comportamiento de los jales de la mina La Caridad", Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.
- Romo, O.M. y Ovando, S. E.(1995), "Comportamiento dinámico de las arcillas de la Sonda de Campeche", Serie del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 567, enero.
- Romo, M.P., (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la Ingeniería de Cimentaciones", Memorias del congreso: El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS, septiembre, pp 83-94.
- Romo, O.M. Rangel, J.L., Flores, C.O., y García, S.R. (1998), "Aplicaciones de las redes neuronales a la Geotecnia", Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, Pue., noviembre.
- Silver, M.L. y Seed, B. (1971), "Volume changes in sands during cyclic loading", Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, September, pp 1171-1182.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T. y Takagi, Y. (1978), "Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 18, No. 2. June., pp 26-40.
- Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S. Fukushima, S. y Sudo H. (1979), "Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various methods", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 19, No. 1. Mar., pp 39-54.

- Takeji Kokusho (1980), "*Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range*", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 20, No. 2. June., pp 45-60.
- Troncoso, J., (1995), "*Design and behavior of tailings dams under seismic conditions*", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Abril, pp 1517-1522.