

# Comportamiento estático y dinámico de residuos mineros con 10 y 48 % de finos

Static and dynamic behavior of tailings to 10 and 48 % of fines

**O. Flores Castrellón,**

**M. Romo Organista,**

**E. Castellanos Hernández**

**R. V. Orozco Santoyo**

Estudiante de posgrado, Instituto de Ingeniería, DEPFI-UNAM

Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

Estudiante de posgrado, Instituto de Ingeniería, DEPFI-UNAM

Director General de RVO y Cia. y miembro honorario de la SMMS

**RESUMEN.** Se efectuaron ensayos triaxiales estáticos y dinámicos consolidados no drenados a probetas con contenidos de finos de 10 y 48%. Se estudia la influencia del porcentaje de finos, la relación de vacíos y el esfuerzo efectivo de consolidación en el comportamiento monotónico esfuerzo-deformación y en la variación de los parámetros dinámicos. Se estudia, además, la influencia de la amplitud de deformación, la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo de consolidación y el porcentaje de finos en el número de ciclos necesario para generar licuación.

## 1 INTRODUCCIÓN

En suelos granulares, el esfuerzo efectivo de consolidación, la relación de vacíos, el porcentaje de finos y el número de ciclos aplicados son las variables que más influyen en su comportamiento mecánico, bajo condiciones monotónicas y dinámicas. En el diseño y revisión de la estabilidad de presas de residuos mineros, en las cuales se utilizan los propios residuos como material para la construcción, se hace necesario el estudio del comportamiento mecánico de éstos, variando las diferentes condiciones que influyen en su comportamiento, para hacer con estos resultados un análisis paramétrico del material en estudio.

Se investiga el comportamiento de dos materiales, con 10 y 48 % de finos (10%F y 48%F, respectivamente), cuyas curvas granulométricas se presentan en la fig 1. La clasificación de los materiales, según el SUCS, es *SW-SC arena bien graduada con finos*, para el material con 10%F, y *SC-arena con arcilla de baja plasticidad*, para el material con 48%F.

A los dos materiales se les efectuaron los siguientes tipos de ensayos:

- pruebas de permeabilidad, utilizando la cámara triaxial como permeámetro de carga constante;
- pruebas de compresibilidad, aplicando incrementos de esfuerzos efectivos en la cámara triaxial y midiendo los cambios de volumen que experimenta la probeta;
- pruebas triaxiales estáticas consolidadas no drenadas (CU), en las que se obtuvo el comportamiento esfuerzo-deformación y los parámetros de estado estable del suelo;
- pruebas dinámicas con patrón de excitación senoidal, tipo CU, en las que se obtuvo la curva de degradación del módulo de rigidez al cortante dinámico,  $G$ , y del amortiguamiento,  $\lambda$ ; y
- pruebas dinámicas con patrón de excitación senoidal, tipo CU, en las cuales se obtuvieron los ciclos necesarios para generar licuación en el suelo.

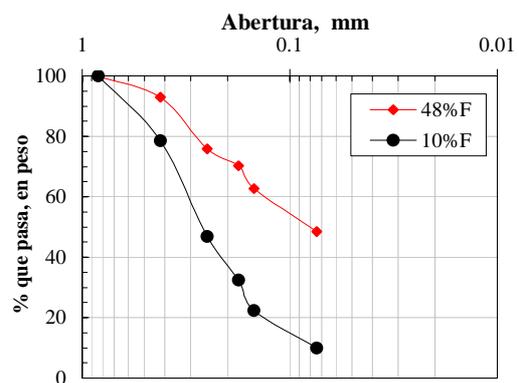


Fig. 1 Curvas granulométricas de los suelos ensayados

## 2 FORMACIÓN DE PROBETAS

Para formar las probetas se utilizó un método de compactación estática, el cual consiste en homogeneizar el material integral con contenidos de agua ( $w$ ) que varían entre 5 y 12%, y formar la probeta en 10 capas de igual cantidad de material, aplicando 12 apisonadas por capa con un pisón de diámetro igual al radio de la probeta y una secuencia como la que se muestra en la fig 2. Se utilizan pesos de pisón ( $P_p$ ) que varían entre 100 y 3000 gr, con lo cual se logran relaciones de vacíos ( $e$ ) en la estructura de suelo que van de la máxima a la mínima.

Las figs 3 y 4 presentan la relación entre el peso del pisón, el contenido de agua y la relación de vacíos, para los materiales con 10 y 48 % de finos, respectivamente. Como ilustración, también se indica la compactación,  $C$  (Orozco, 1978), definida como la concentración de sólidos o relación entre el volumen de sólidos y el volumen total de la masa de suelo,  $C = [1/(1 + e)]$ .

Para el material con 10%F la relación de vacíos máxima es 1.70 y para 48%F, 1.60; mientras que la mínima es cerca de 0.80 para

los dos materiales. En ambos casos el peso de pisón que corresponde a la relación de vacíos máxima es de 100 gr y para la relación de vacíos mínima de 3000 gr.

Con estos juegos de curvas e vs Pp se obtiene el peso de pisón y el contenido de agua necesarios para formar una probeta con la relación de vacíos inicial que se requiera.

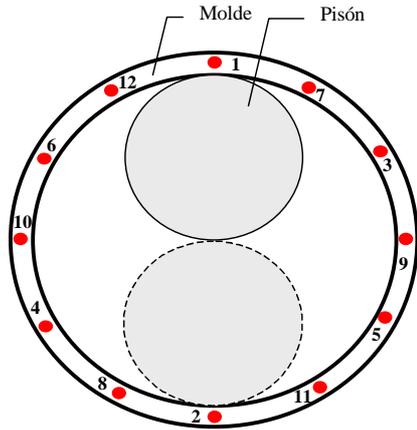


Fig. 2 Secuencia de apisonado para formar probetas

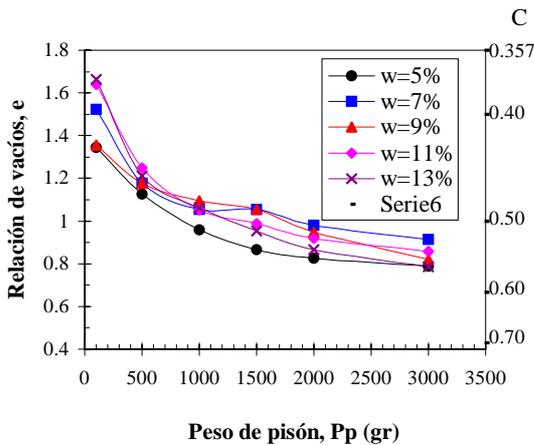


Fig 3 Variación de la relación de vacíos con el peso de pisón y el contenido de agua, para el material con 10%F

### 3 PERMEABILIDAD

Se utilizó el principio del permeámetro de carga constante, sólo que las pruebas se hicieron en el equipo triaxial. La altura de carga hidráulica, h, se obtuvo aplicando presión constante de aire, la cual se aplica a una interfaz aire-agua en una bureta conectada directamente a la parte inferior de la probeta de suelo. La longitud, L, es la altura de la probeta.

#### 3.1 Material con 48%F

Para determinar el coeficiente de permeabilidad se circula agua a través de la muestra con carga hidráulica constante; ésta entra por la parte inferior y sale por la parte superior. La prueba de permeabilidad se inicia cuando se determina que el flujo es establecido, lo cual ocurre cuando la cantidad de agua que entra a la muestra es la misma que sale de ella. En estas condiciones se procede a medir el gasto de agua en la probeta. Considerando las dimensiones de la muestra y la carga hidráulica aplicada se determina el coeficiente de permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad se expresa en cm/s, considerando un gradiente hidráulico unitario. Los resultados se presentan en la fig 5.

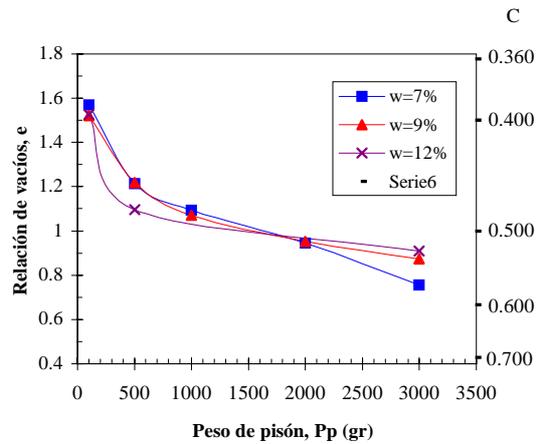


Fig. 4 Variación de la relación de vacíos con el peso de pisón y el contenido de agua, para el material con 48%F

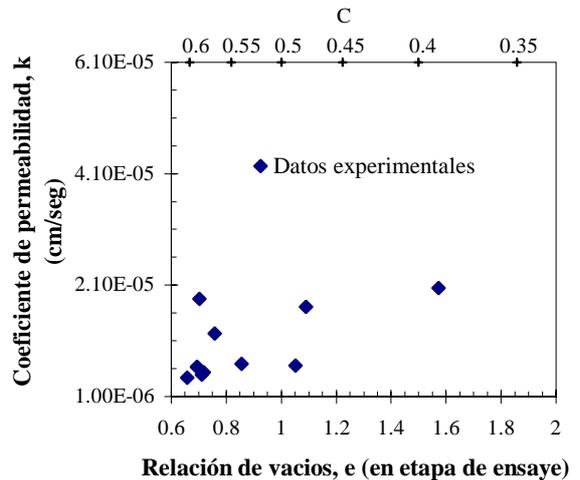


Fig. 5 Variación del coeficiente de permeabilidad en el material con 48%F

El coeficiente de permeabilidad se encuentra entre  $1 \times 10^{-6}$  y  $2.1 \times 10^{-5}$  cm/seg. Se puede observar que las relaciones de vacíos que se obtuvieron en la prueba de permeabilidad son

menores a las que se determinaron en la etapa de compactación (figs 3 y 4); esto nos indica que aunque se buscó que la fuerza de flujo fuese pequeña, llegó a alterar la estructura inicial del material y reducir un poco más la relación de vacíos con la que se montó el espécimen.

### 3.2 Material con 10%F

No fue posible realizar la prueba de permeabilidad, debido a que aunque la carga hidráulica fuera pequeña, la fuerza de filtración generaba importante arrastre de finos.

## 4 COMPRESIBILIDAD

Las probetas montadas en la cámara triaxial se saturaron por contrapresión y se consolidaron en etapas, hasta llegar al esfuerzo efectivo de consolidación con el que se ensayó. En cada incremento de esfuerzo efectivo se registró el cambio de volumen en la probeta y con éste el cambio en la relación de vacíos.

Los resultados obtenidos para los materiales con 10%F y 48%F se presentan en las figs 6 y 7, respectivamente.

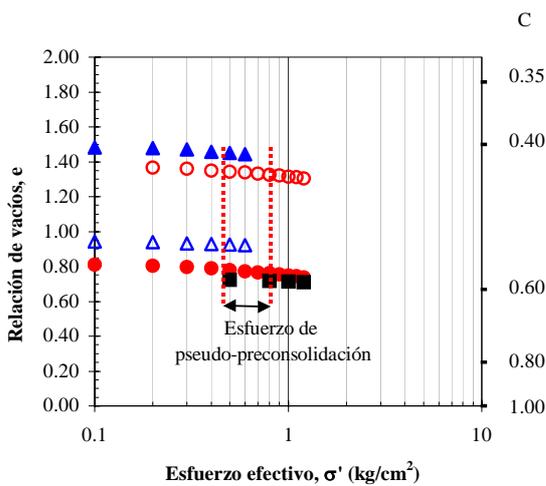


Fig 6 Curvas de compresibilidad para material con 10%F

Las curvas de compresibilidad para el material con 10%F presentan una tasa de cambio menor en la relación de vacíos después del esfuerzo de pseudo-preconsolidación aunque el intervalo de esfuerzos en el que se presenta el quiebre en las curvas casi el mismo para ambos porcentajes de finos.

## 5 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL SUELO

Se efectuaron trece ensayos estáticos tipo CU, seis en el material con 10%F y siete en el de 48%F, con relaciones de vacíos comprendidas entre 0.824 y 1.788, y seis dinámicos en el equipo triaxial cíclico al material con 10%F, y relaciones de

vacíos entre 0.724 y 1.367. En las tablas 1 y 2 se presenta la lista de ensayos, con la relación de vacíos correspondiente al inicio de la etapa de falla ( $e_f$ ) y el esfuerzo efectivo de consolidación ( $\sigma'$ ).

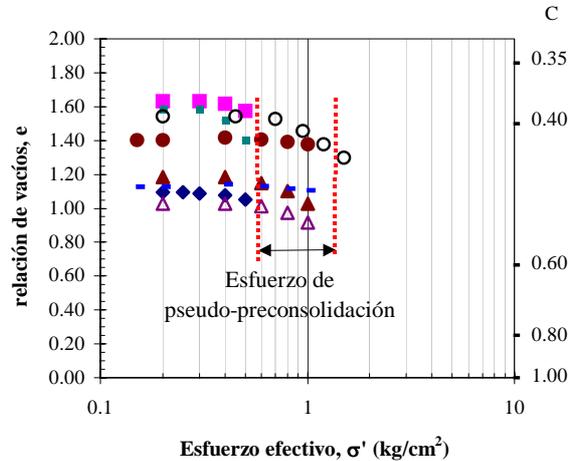


Fig 7 Curvas de compresibilidad para material con 48%F

Tabla 1 Ensayos estáticos y dinámicos efectuados para determinar parámetros mecánicos del suelo, 10%F

Identificación de la prueba	Ensayos estáticos			Ensayos dinámicos			
	$e_f$	C	$\sigma'$ kg/cm <sup>2</sup>	Identificación de la prueba	$e_f$	C	$\sigma'$ kg/cm <sup>2</sup>
E-I-TA-10%-1	0.837	0.544	1.20	D-I-TC-10%-1	0.724	0.580	1.20
E-I-TA-10%-2	1.107	0.475	1.20	D-I-TC-10%-2	1.024	0.494	1.20
E-I-TA-10%-3	1.418	0.414	1.20	D-I-TC-10%-3	1.367	0.422	1.20
E-I-TA-10%-4	0.824	0.548	0.20	D-I-TC-10%-4	0.937	0.516	0.60
E-I-TA-10%-5	1.093	0.478	0.62	D-I-TC-10%-5	0.937	0.516	2.00
E-I-TA-10%-6	1.479	0.403	0.61	D-I-TC-10%-6	0.931	0.518	0.60
				D-I-TC-10%-7	0.940	0.515	0.60

Tabla 2 Ensayos estáticos para determinar parámetros mecánicos del suelo, 48%F.

Identificación de la prueba	$e_f$	C	$\sigma'$ kg/cm <sup>2</sup>
E-I-TA-48%-1	1.051	0.488	0.50
E-I-TA-48%-2	1.573	0.389	0.50
E-I-TA-48%-3	1.025	0.494	1.00
E-I-TA-48%-4	1.679	0.373	1.00
E-I-TA-48%-5	1.376	0.421	1.50
E-I-TA-48%-6	1.788	0.359	1.50
E-I-TA-48%-7	0.757	0.569	1.00

### 5.1 Comportamiento estático

Se observó que para el material con 48%F el esfuerzo cortante y la presión de poro se incrementan con el aumento de la deformación unitaria axial, independientemente de la relación de vacíos que tenga; mientras que en el de 10%F, las muestras contractivas y dilatantes se identifican claramente con la resistencia pico para los primeros y presión de poro pico para

los segundos. Los materiales con 48%F se comportan más como un material fino no plástico que como material granular.

Es clara, pues, la importancia de la influencia del contenido de finos en el comportamiento mecánico de los residuos mineros y por tanto el control de este porcentaje en la construcción de estructuras construidas con este material. En términos mecánicos es mejor manejar arenas bien graduadas con contenidos de finos del orden de 10%, con una relación de vacíos cercana a la mínima. Esto implica seleccionar el material y el método de colocación y compactación más adecuados en campo.

En la fig 9 se presenta la curva p'-q para ambos materiales. La pendiente de la línea de falla, M, y de la línea de inestabilidad, así como los ángulos de fricción,  $\phi'$ , son mayores para el material con 10%F que para el de 48%F (tabla 3).

En la fig 10 se presentan las líneas de estado estable (SSL) para ambos materiales. La línea de estado estable para la arena con 10% de finos se ubica a la izquierda de la de 48%, lo que expresa que este material genera presiones de poro mayores antes de llegar al estado estable o a la licuación estática, cuando se trate de materiales medianamente densos a sueltos.

Tabla 3 Pendiente M y ángulos de fricción

MATERIAL CON 10% DE FINOS				MATERIAL CON 48% DE FINOS			
Línea de falla		Línea inestabilidad		Línea de falla		Línea inestabilidad	
p'	q	p'	q	p'	q	p'	q
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0	0	0	0	0	0	0	0
2.5	3.8	1.5	1.4	1.5	2	1.4	0.9
M= 1.520		M= 0.933		M= 1.333		M= 0.643	
$\phi'= 37.33^\circ$				$\phi'= 33.06^\circ$			

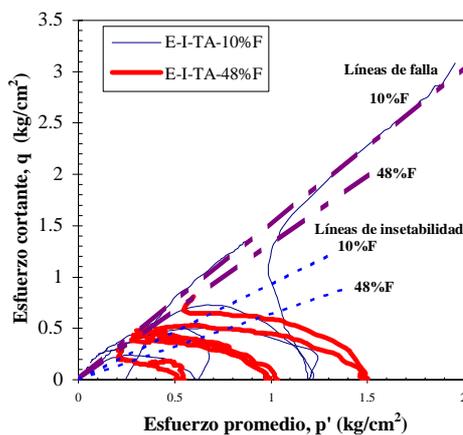


Fig 9 Curva p'-q para materiales con 10 y 48 % de finos

### 5.2 Comportamiento dinámico

Se efectuaron siete ensayos dinámicos en la cámara triaxial cíclica (TC). Al igual que en los ensayos estáticos, se buscó ensayar las probetas desde las más sueltas hasta las más densas,

en un intervalo amplio de esfuerzos efectivos de consolidación. En la tabla 1 se presentan las relaciones de vacíos y los esfuerzos efectivos de consolidación.

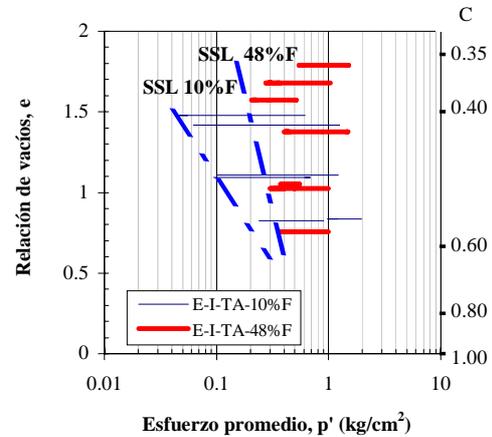


Fig 10 Líneas de estado estable para materiales con 10 y 48 % de finos

En la fig 11 se presentan las curvas de degradación del módulo de rigidez del suelo. Se aprecia que para las muestras más densas el módulo de rigidez máximo,  $G_{\max}$ , correspondiente a deformaciones angulares pequeñas, se alcanza a definir en valores de 450 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para las más sueltas está en el orden de 200 kg/cm<sup>2</sup>. Las deformaciones más pequeñas que se pudieron aplicar al suelo en el equipo son cercanas a 0.01%, mientras que el valor máximo que soportó el suelo estuvo cerca de 1%. En este intervalo el módulo de rigidez se degradó y pasó del valor de  $G_{\max}$  mencionado, hasta el valor de  $G_{\min}$  cercano a cero. La mayor pendiente en la curva de degradación se presenta arriba de 0.04% de deformación angular; es decir, que a partir de esta deformación el módulo se degrada de manera importante hasta llegar a la falla.

Mientras que el módulo de rigidez se degrada con el incremento de la deformación angular, la relación de amortiguamiento aumenta. En la fig 12 se presenta la curva  $\lambda-\gamma$  en la que se observa el incremento de  $\lambda$  de 3 a 18%, al principio de la prueba y en el momento de la falla, respectivamente.

### 5.2 Modelo analítico para obtener los parámetros dinámicos

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

$$\tau = G\gamma \quad (1)$$

donde

$$G = G_{\text{máx}} [1 - H(\gamma)] \quad (2)$$

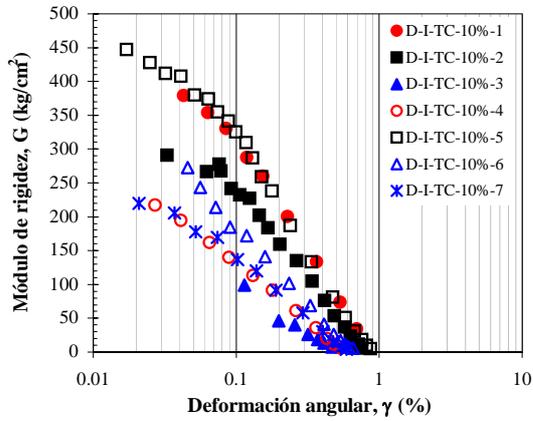


Fig 11 Degradación del módulo de rigidez con la deformación angular para la arena con 10%F

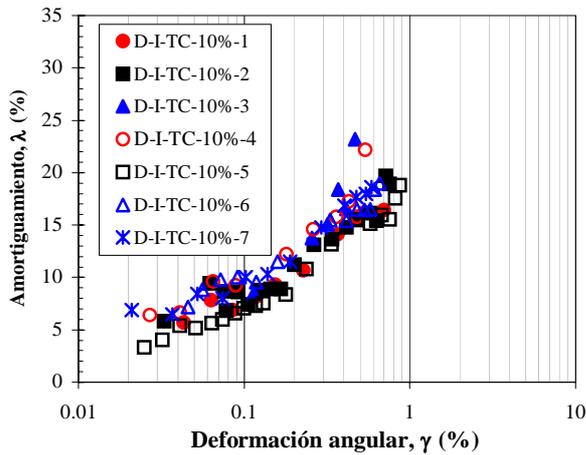


Fig 12 Variación del amortiguamiento con la deformación angular para la arena con 10%F

Los resultados calculados con este método e incluidos en la fig 13 muestran que para deformaciones angulares grandes, el valor de  $G$  tiende a cero. Por el contrario, los módulos  $G$ , para  $\gamma$  altos, que resultan de los ensayos experimentales tienen una magnitud claramente diferente de cero. Esto sugiere que la ec (2) debe modificarse para que cumpla con esta condición extrema de  $G=G_{\text{mín}}$  para valores de  $\gamma$  altos. Considerando estos argumentos, se propone la siguiente ecuación, en lugar de la ec (2):

$$G = (G_{\text{mín}} - G_{\text{máx}})H(\gamma) + G_{\text{máx}} \quad (3)$$

Considerando la ec (2), cuando  $\gamma \rightarrow \infty$ ,  $H(\gamma) \rightarrow 1$  y cuando  $\gamma \rightarrow 0$ ,  $H(\gamma) \rightarrow 0$ . Por consiguiente, de la ec (3) se tiene que  $G=G_{\text{mín}}$  para  $\gamma \rightarrow \infty$  y  $G=G_{\text{máx}}$  para  $\gamma \rightarrow 0$ .

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  $\gamma$ , del tipo

$$H(\gamma) = \left[ \frac{(\gamma/\gamma_r)^A}{1 + (\gamma/\gamma_r)^A} \right]^B \quad (4)$$

Conociendo la función  $H(\gamma)$ ,  $G_{\text{máx}}$  y  $G_{\text{mín}}$ , se pueden obtener los restantes valores de  $G$  para cualquier deformación angular.  $A$  y  $B$  definen la geometría de la curva  $G-\gamma$ , mientras que  $\gamma_r$  es la deformación 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

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} \left( 1 - \frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) \quad (5)$$

de la ec (2)

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

sustituyendo  $\frac{G}{G_{\text{máx}}}$  en la ec (5)

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} H(\gamma) \quad (7)$$

en donde  $\lambda_{\text{máx}}$  es la relación de amortiguamiento máximo que puede desarrollar el suelo.

La ec (7) 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

$$\lambda = (\lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}})H(\gamma) + \lambda_{\text{mín}} \quad (8)$$

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

De los resultados experimentales se determinó la deformación angular  $\gamma_r$ , y por aproximación se obtuvieron los valores de  $A$  y  $B$ , que se presentan en la tabla 4; y con esto, la función  $H(\gamma)$ .

En la fig 13 se presentan la comparación de una prueba experimental y los resultados obtenidos con el modelo matemático. Como se puede observar, con los parámetros  $A$  y  $B$  seleccionados se tiene una buena aproximación.

Tabla 4 parámetros con los que se alimentó el modelo

Descripción de la prueba	Parámetros del modelo		
	$\gamma_r$ %	A	B
D-I-TC-10%-1	0.25000	1.00	1.00
D-I-TC-10%-2	0.23000	1.00	1.00
D-I-TC-10%-3	0.19000	1.00	1.20
D-I-TC-10%-4	0.14000	1.00	1.00
D-I-TC-10%-6	0.17000	1.00	1.00
D-I-TC-10%-7	0.14000	1.00	1.00

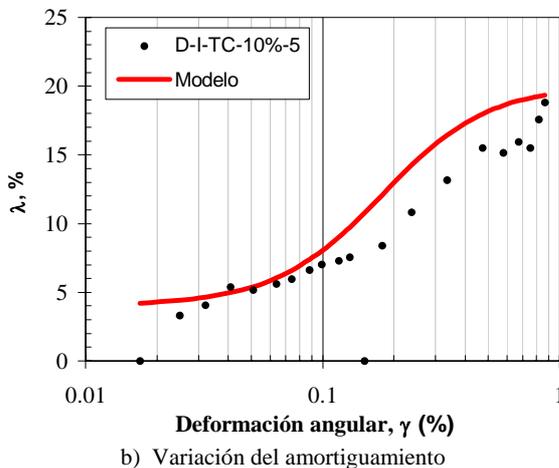
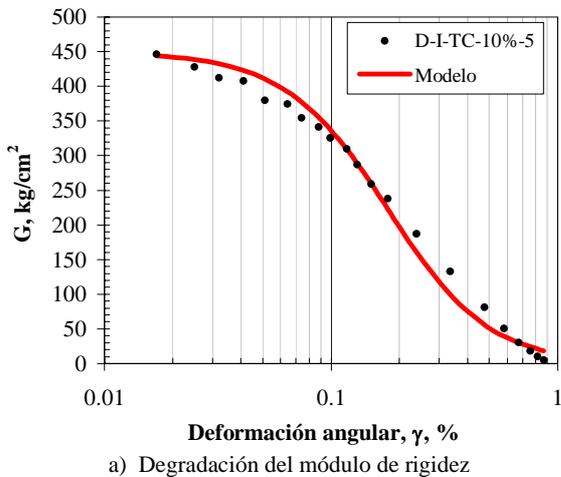


Fig 13 Comparación de los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo matemático

## 6 LICUACIÓN DEBIDA A CARGA CÍCLICA

Muchos de los problemas de la Mecánica de Suelos en el campo de la ingeniería sísmica están relacionados comúnmente con las arenas y otros suelos no cohesivos (Seed, 1986). El fenómeno de licuación es la causa de la mayor parte de las fallas en estos suelos. La licuación es un fenómeno que puede ocurrir en cualquier sitio compuesto por suelos no cohesivos (arenas, limos y gravas), saturado y que se encuentren en una zona sísmica o sujeta a vibraciones.

La licuación ocurre únicamente en suelos granulares saturados, principalmente arenas. Las gravas son mucho menos susceptibles a licuarse (Wong, Seed y Chan, 1975).

Los métodos para analizar el fenómeno de licuación están basados, principalmente en:

1. Resultados experimentales observando la distribución de esfuerzos al incrementarse la presión de poro en condiciones no drenadas (Ishihara, K. *et al.*, 1997; Ishihara, K. *et al.*, 1975);
2. Correlaciones entre el incremento en la presión de poro y la tendencia al cambio de volumen en suelos secos (Finn, W. D. *et al.*, 1997; Martín, G. R. *et al.*, 1975);
3. Formulación del modelo a partir de la presión de poro generada (Ishibashi, I. *et al.*, 1977; Ishibata, T. *et al.*, 1972); y
4. Utilización de la teoría de plasticidad en la cual el cambio plástico de volumen es relacionado con el incremento de cambio de presión de poro (Mroz, Z. *et al.*, 1978; Zienkiewicz, O. C. *et al.*, 1978).

Algunos de los métodos para predecir la licuación (Takaaki, K. *et al.*, 1981) se basan en predecir, a partir de ensayos cíclicos no drenados realizados en laboratorio, el incremento de la presión de poro hasta llegar a la licuación. Se calculan los parámetros del modelo a partir de los resultados experimentales para reproducir con el modelo las curvas relación de presión de poro vs número de ciclos,  $u/\sigma' - N$ , y se extrapolan a la predicción de licuación en campo, con un sismo determinado, en un tiempo de duración conocido

Para predecir la capacidad para generar presión de poro del suelo, hasta llegar a la licuación, se ensayaron ocho probetas con con 10%F, a un esfuerzo efectivo de consolidación de 1.00 kg/cm<sup>2</sup>, de las cuales tres tenían una relación de vacíos, e, de 1.157 (suelta), tres con 0.945 (medianamente densas) y dos de 0.738 (densas); y dos con 48%F, para el mismo nivel de esfuerzo efectivo (1 kg/cm<sup>2</sup>) y relación de vacíos de 1.20. Los ensayos se efectuaron manteniendo la amplitud de desplazamiento unitario axial,  $\epsilon$ , constante. En la tabla 5 se presenta la relación de pruebas ensayadas para estudiar la susceptibilidad a la licuación del suelo, y las condiciones de deformación axial a las que se sometieron.

Tabla 5 Condiciones de ensaye en las probetas para estimar el potencial de licuación

Pocentaje de finos	Identificación de la prueba	e	$\epsilon$ %
10	D-I-TC-10%-9	1.157	0.340
	D-I-TC-10%-10	1.157	0.280
	D-I-TC-10%-11	1.157	0.220
	D-I-TC-10%-12	0.945	0.340
	D-I-TC-10%-13	0.945	0.280
	D-I-TC-10%-14	0.945	0.220
	D-I-TC-10%-15	0.738	0.340
D-I-TC-10%-16	0.738	0.220	
48	D-I-TC-48%-17	1.200	0.340
	D-I-TC-48%-18	1.200	0.220

### 6.1 Material con 10%F

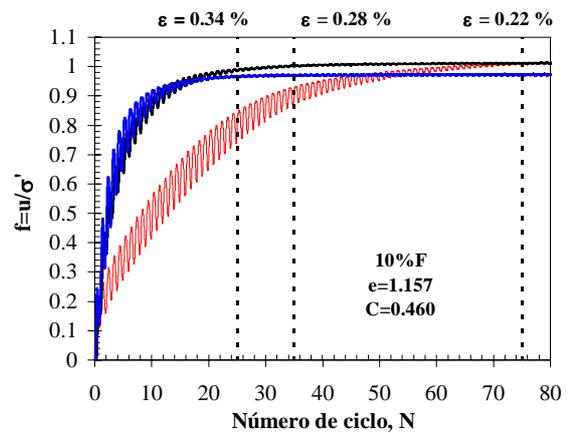
Las muestras se sometieron a un patrón senoidal de deformación axial con semiamplitudes de 0.20, 0.25 y 0.30 mm, correspondientes a 0.22, 0.28 y 0.34% de deformación unitaria axial. En el caso del material con relación de vacíos de 0.738 sólo se le aplicaron las deformaciones unitarias de 0.22 y 0.34%.

En la fig 14 se presenta el incremento de la presión de poro, u, normalizada con respecto al esfuerzo efectivo de consolidación,  $\sigma'$ , con el número de ciclos aplicados, N. Se puede apreciar que, para las tres relaciones de vacíos, el número de ciclos necesarios para generar la licuación se incrementa al disminuir la amplitud de deformación a la que se somete al suelo. Para una misma amplitud de deformación, el número de ciclos requeridos para generar licuación aumenta al disminuir la relación de vacíos.

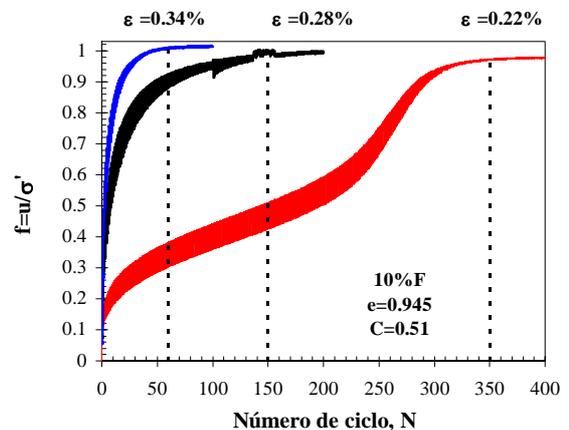
Se aprecia que para la relación de vacíos de 1.157 las curvas de variación de la presión de poro con el número de ciclos (fig 14a) presentan una forma hiperbólica. Las probetas con una relación de vacíos de 0.945, las ensayadas con 0.34 y 0.28% de deformación axial siguen un patrón semejante, y a la que se le aplicó una deformación de 0.22% tiene una forma diferente, tipo S (fig 14b). Las dos que se ensayaron con una relación de vacíos de 0.738 tienen la forma de S. Este cambio en la forma de las curvas representa un cambio en el comportamiento del suelo al generarse presión de poro. Las curvas con forma hiperbólica son representativas de materiales más susceptibles a la licuación que los que tienen una forma de S.

### 6.2 Material con 48%F

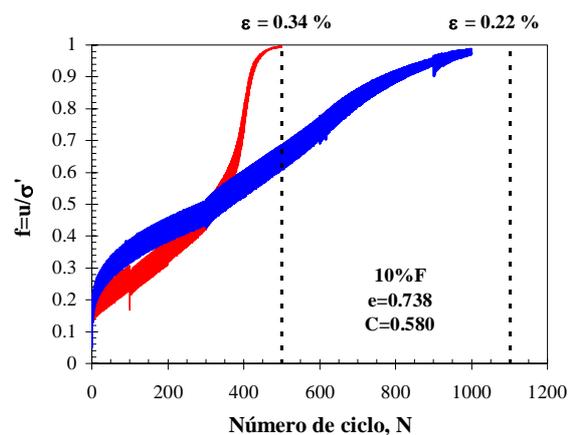
Se efectuaron dos ensayos en el material con 48% de finos, con la idea de comparar la susceptibilidad de licuación que tiene, con respecto al material con 10% de finos. Se ensayaron dos probetas con una relación de vacíos de 1.20 y niveles de deformación de 0.34 y 0.22 % (tabla 5). En la fig 15 se presenta la variación del exceso de presión de poro normalizado (con respecto al esfuerzo efectivo) con el número de ciclos, hasta llegar a la licuación. Se estimó que el número de ciclos para generar licuación fue de 300 y 600 para 0.34 y 0.22%, respectivamente.



a) Material con 10%F y relación de vacíos de 1.157



b) Material con 10%F y relación de vacíos de 0.945



c) Material con 10%F y relación de vacíos de 0.738

Fig 14 Incremento de la presión de poro con el número de ciclos, en el material con 10%F

En la fig 16 se presenta la comparación entre la deformación unitaria aplicada y el número de ciclos que llevan al material a la licuación, para ambos porcentajes de finos. Aunque la relación de vacíos del material con 48%F tiene una relación de vacíos mayor que las muestras ensayadas para 10%F, el número de ciclos que llevan al material a la licuación es mayor al correspondiente a las relaciones de vacíos de 0.945 y 1.157, lo cual indica que el suelo con 48% de finos es menos susceptible a la licuación que el de 10%.

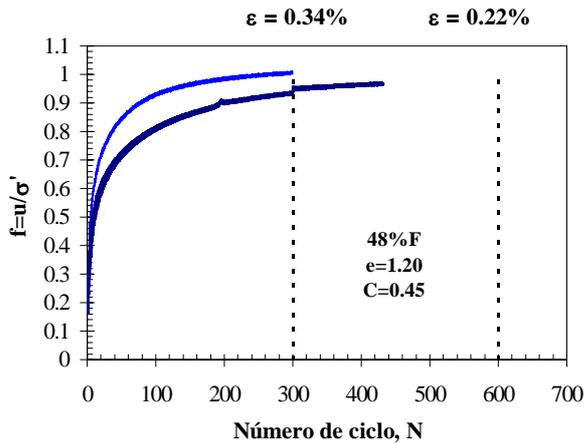


Fig 15 Incremento de la presión de poro con el número de ciclos, en el material con 48%F

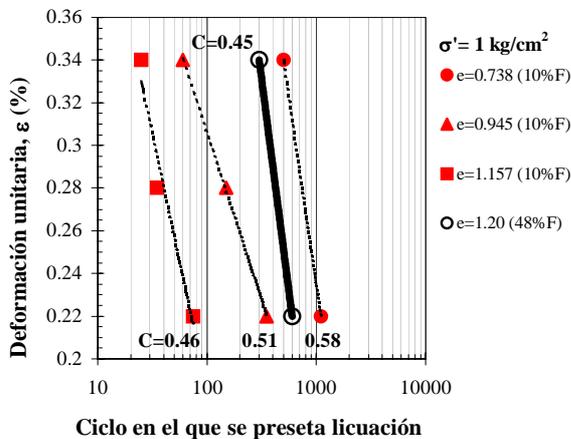


Fig 16 Número de ciclos necesarios para generar licuación en los materiales con 10 y 48 % de finos

## 7 COMENTARIOS

Los resultados de las pruebas estáticas mostraron que el material con 48% de finos presentó un comportamiento de material fino, aunque su clasificación sea **SC - Arena arcillosa**. Es decir, el hecho de contar con un alto contenido de finos llevó a que, en todos los casos, el exceso de presión de poro empezó en ceros al inicio de la prueba y llegó a un valor máximo de

alrededor del 80% del esfuerzo de consolidación después de 2% de la deformación unitaria axial, manteniéndose en estos niveles hasta el 20% de la deformación a la que se sometió a las probetas. De la misma forma, la resistencia al cortante llegó a un valor máximo en el 2% de deformación axial, manteniéndose así hasta el 20% en que se detuvo el ensaye.

En el caso del material con 10% de finos, el comportamiento mecánico es muy diferente, ya que dependiendo de la relación de vacíos el comportamiento del suelo es contractivo (para suelos sueltos) o dilatante (para suelos densos), comportamiento característico de suelos gruesos. En las líneas de falla, el material con 10%F tiene una pendiente mayor que la de 48%F, por tanto su ángulo de fricción también es mayor.

De los resultados de los ensayos dinámicos se desprende que los valores de módulo de rigidez máximo,  $G_{m\acute{a}x}$ , están entre 200 y 450  $kg/cm^2$ , y la relación de amortiguamiento está en 5%, para niveles de deformación angular de 0.01 % o menores, mientras que el módulo de rigidez mínimo,  $G_{m\acute{i}n}$ , y el amortiguamiento máximo llegan prácticamente a cero el primero, y a 20%, el segundo, en una deformación angular cercana a 1%. En el intervalo de deformación de 0.01 a 1% se presenta la degradación del módulo de rigidez y el incremento del amortiguamiento.

Al aplicar el modelo matemático para determinar los parámetros dinámicos se encontró que los parámetros A y B que utiliza el modelo se mantuvieron prácticamente igual a uno, lo cual concuerda con los resultados de investigaciones anteriores (Flores, 1997). Se encontró que la deformación angular de referencia,  $\gamma_r$ , está directamente relacionada con el esfuerzo efectivo de consolidación y la relación de vacíos.

Si se quiere hacer un análisis de estabilidad de una estructura, debido al incremento de la presión de poro, y por ende, la reducción de la resistencia al cortante, se puede emplear un método en el cual se analice la distribución de esfuerzos de la estructura bajo condiciones de peso propio y, posteriormente, analizar las zonas que acumulan más presión de poro cuando se le aplica un sismo de diseño en la base. Esto puede conducir a identificar las zonas de mayor riesgo debido a la pérdida de resistencia o bien las zonas que pueden llegar a la falla y con esto las medidas preventivas requeridas.

## 8 CONCLUSIONES

En el comportamiento estático, el material con 10%F presentó un mejor comportamiento, con un ángulo de fricción interna,  $\phi'$ , de 37°, 5° arriba del de 48%F.

Las curvas de variación de la presión de poro con el número de ciclos tienen un cambio de forma de hiperbólica para el material suelto a medianamente denso y en forma de "S" para el denso. Esto implica que el cambio de forma representa la frontera entre un suelo licuable o poco licuable.

El material con 48% de finos es menos propenso a la licuación, ya que para dos probetas con la misma relación de vacíos, con 10 y 48%F, el suelo con 10%F se licúa en 10 veces menos el número de ciclos que el de 48%F.

## 9 AGRADECIMIENTOS

A la empresa Grupo Minero México y al Ing. Vidal Muech, por el patrocinio económico para el desarrollo de este proyecto.

Los autores agradecen el valioso apoyo brindado por el Ing. Juan Carlos Martínez Hernández en la etapa experimental del proyecto.

## 10 BIBLIOGRAFÍA

Castro, G. Y Poulos, S. J., 1977 "*Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT6, pp 501-516.

Flores, C. O., 1997 "*Comportamiento Dinámico de Jales*", Tesis de Maestría DEPEFI –UNAM.

Finn, W. D. L., Lee, K. W., and Martín, G. R., 1997 "*An Effective Stress Model for Liquefaction*," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, pp. 515-533.

Ishibashi, I., Sherif, M. A. And Tsuchiya, C., 1977 "*Pore pressure Rise Mechanism and Soil Liquefaction*," Soils and Foundations, Vol. 17, No. 2, pp. 17-22.

Ishihara, K., Iwamoto, S., Yasuda, S., and Takatsu, H., 1977 "*Liquefaction of Anisotropically Consolidated Sand*," Proceeding, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 261-264.

Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S., and Hirao, H., 1976 "*Prediction of Liquefaction in Sand Deposits during Earthquakes*," Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, pp. 1-16.

Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B., 1975 "*Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading*," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438.

Mroz, Z., Norris, V. A., and Zienkiewics, O.C., 1978 "*An Anisotropic Hardening Model for Soils and its Applications to Cyclic Loading*," International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 2, pp. 203-221.

Orozco, R. V., 1978 "Control de calidad" IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Mérida

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, M.P. y Ovando, S.E., 1995 "*Comportamiento dinámico de las arcillas de la Sonda de Campeche*", Serie del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 567, enero.

Seed, B. Y Lee, K., 1986, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92, pp 105-134.

Shibata, T., Yukioto, H., and Miyoshi, M., 1972 "*Liquefaction Process of Sand during Cyclic Loading*," Soils and Foundations, Vol. 12, No. 12, pp. 1-16.

Takaaki, K., and Leland, M. K., 1981 "*Modeling the Liquefaction Process*," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT12, 1981, pp. 1593-1607.

Wong, R. T., Seed, H. B. Y Chan, C. K., 1975 "*Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, GT5, pp 571-583.

Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., and Hinton, E., 1978 "*Non-Linear Seismic Response and Liquefaction*," International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 2, pp. 381-404.