



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS ARCILLOSOS
EN LA ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ENRÍQUEZ SAAVEDRA OMAR



TUTOR:
Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

MÉXICO, D.F. MARZO 2009



DEDICATORIA

A mis padres por ser un ejemplo de esfuerzo y perseverancia. Gracias por todo el amor, confianza y apoyo incondicional, así como también por los consejos brindados y acompañarme en todo momento.

A mis hermanos por todo su apoyo, cariño y ser un ejemplo a seguir.

A Patricia Araceli por compartir su tiempo e iniciar una nueva etapa conmigo, por su compañía, amor y apoyo incondicional.



AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por brindarme la oportunidad de realizar este trabajo de investigación en sus instalaciones y proporcionarme los medios necesarios para desarrollarlo satisfactoriamente, al incorporarme como becario.

A la Facultad de Ingeniería, UNAM, por otorgarme una preparación profesional.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, por su paciencia, dirección y sabio consejo durante la realización de este trabajo.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería que de alguna manera contribuyeron en el desarrollo de este trabajo, en especial al M.I. Luis Osorio Flores por sus acertados comentarios y al Ing. Francisco Alonso Flores López por el apoyo brindado.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	i
Objetivo.....	iii
Alcances.....	iii
1. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	1
1.1. <i>Parámetros dinámicos.....</i>	<i>1</i>
1.1.1. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante.....	3
1.1.2. Relación de amortiguamiento.....	5
1.1.3. Comportamientos generales.....	7
1.1.4. Factores que influyen en los parámetros dinámicos del suelo.....	9
1.1.4.1. Deformación angular.....	9
1.1.4.2. Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c	9
1.1.4.3. Índice de plasticidad, PI.....	11
1.1.4.4. Relación de vacíos, e	14
1.1.4.5. Grado de saturación, G_w	15
1.2. <i>Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros dinámicos de un suelo</i>	<i>16</i>
1.2.1. Ensayes de laboratorio a baja deformación	18
1.2.1.1. Ensaye dinámico de columna resonante	18
1.2.1.2. Prueba de cristales piezoeléctricos.....	20
1.2.1.3. Prueba de pulsos ultrasónicos	21
1.2.2. Ensayes de laboratorio a deformaciones de medianas a grandes.....	21
1.2.2.1. Prueba triaxial cíclica.....	21
1.2.2.2. Prueba cíclica de corte simple directo.....	23
1.2.2.3. Ensaye dinámico de columna torsionante.....	25



2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE MUESTREO.....	27
2.1. <i>Métodos de exploración de campo.....</i>	<i>27</i>
2.1.1. Sondeo de penetración estándar (SPT).....	28
2.1.2. Sondeo mixto (SM).....	30
2.1.3. Sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT).....	32
2.1.4. Sondeo con piezocono.....	35
2.2. Descripción general.....	37
2.3. Resultados <i>in situ</i>	38
2.3.1. Resultados del sondeo de penetración estándar (SPT) y sondeo mixto (SM).....	38
2.3.2. Resultados del sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT).....	38
2.3.3. Resultados del sondeo con piezocono.....	41
2.4. Interpretación de resultados.....	42
2.4.1. Interpretación de los resultados del sondeo de penetración estándar (SPT).....	42
2.4.2. Interpretación de los resultados del sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT).....	48
2.4.3. Interpretación de los resultados del sondeo con piezocono.....	52
3. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS DE LABORATORIO	53
3.1. <i>Determinación de las propiedades índice.....</i>	<i>54</i>
3.1.1. Propiedades índice.....	55
3.2. <i>Pruebas dinámicas.....</i>	<i>57</i>
3.2.1. Equipo triaxial dinámico de columna resonante.....	58
3.2.1.1. Descripción del equipo.....	58
3.2.1.2. Descripción de la prueba.....	62
3.2.1.3. Cálculo de parámetros.....	64
3.2.2. <i>Cámara triaxial cíclica.....</i>	<i>67</i>
3.2.2.1. Descripción del equipo.....	67
3.2.2.2. Descripción de la prueba.....	69
3.2.2.3. Cálculo de parámetros.....	71



4. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	75
4.1. <i>Propiedades índice.....</i>	<i>75</i>
4.2. <i>Propiedades dinámicas.....</i>	<i>81</i>
4.2.1. Curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$, en función de la deformación angular, γ	82
4.2.2. Curvas de relación de amortiguamiento, λ , en función de la deformación angular, γ	85
4.2.3. Influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento en las propiedades dinámicas de un depósito de suelo.....	90
4.2.4. Influencia del índice de plasticidad en las propiedades dinámicas de un depósito de suelo.....	92
5. MODELACIÓN DE LOS RESULTADOS CON MODELOS CONSTITUTIVOS DE GEOMATERIALES.....	97
5.1. <i>Modelación de los resultados experimentales.....</i>	<i>101</i>
5.1.1. Regla de Masing.....	102
5.1.2. Modelación de los resultados experimentales con las curvas empíricas de Vucetic y Dobry (1991).....	106
5.1.3. Modelación de los resultados experimentales mediante un modelo hiperbólico.....	107
5.1.4. Modelación de los resultados experimentales mediante el modelo tipo Masing.....	113
5.1.5. Ajuste de las propiedades dinámicas obtenidas con el modelo tipo Masing.....	122
6. CONCLUSIONES.....	135
REFERENCIAS.....	139
ANEXO A.....	146
ANEXO B.....	158



INTRODUCCIÓN

Desde hace varias décadas, se han realizado investigaciones exhaustivas en el valle de México tratando de caracterizar: 1) la sismicidad de la región (Rosenblueth, 1987; Esteva y Ordaz, 1989; Singh y Ordaz, 1994; Pérez-Rocha, Sánchez- Sesma, Singh y Reinoso, 2000), 2) la respuesta de sitio (Romo, 1976; Romo y Jaime, 1986; Seed y Sun, 1989; Rosenblueth y Ovando, 1991; Lermo y Chávez-García, 1994, Romo 1995) y las propiedades dinámicas de los depósitos de suelo (Romo y Jaime, 1986; Ovando y Romo, 1991; Romo, 1995; Mayoral, J. M., Romo M. P. y Osorio L., 2006). En este contexto se han realizado algunas campañas de exploración del subsuelo con el fin de estudiar las condiciones geodinámicas prevalecientes en la ciudad de México.

En la actualidad la mayoría de las investigaciones encaminadas a caracterizar los parámetros sísmicos en la ciudad de México se han concentrado en las áreas de mayor destrucción durante el sismo de 1985. A partir del cual se verificó que en los depósitos arcillosos de la zona de Lago, las variaciones relativamente pequeñas en sus espesores y en la distribución de sus propiedades dinámicas con la profundidad, daban lugar a importantes modificaciones en la respuesta sísmica en la superficie del terreno; haciéndose evidente que la variabilidad en la distribución de las propiedades dinámicas de las arcillas con la profundidad afecta significativamente la intensidad de los movimientos sísmicos en esta zona.

No obstante, a pesar de la abundante información reunida de los depósitos de arcilla localizados en la zona centro de la ciudad de México, el área circunvecina, como el Ex-Lago de Texcoco, todavía permanece insuficientemente explorada y en consecuencia las propiedades dinámicas del suelo no están disponibles para diseños ingenieriles; a pesar de ello la densidad poblacional y la infraestructura han aumentado en todas direcciones, siendo preocupante este crecimiento en la zona antes mencionada, en donde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) ha puesto de manifiesto que no se tiene información precisa, denotando las limitaciones del mismo en esta región. Por otro lado, aunque se cuentan con estaciones acelerográficas en diferentes sitios del valle de México, en la mayoría de ellos se desconocen las propiedades dinámicas de los materiales encontrados en el subsuelo. En este contexto puede verse la necesidad de continuar con un proceso de caracterización de los parámetros sísmicos de la zona del Ex-Lago de Texcoco que aún se encuentra insuficientemente investigada, utilizando metodologías como las propuestas por Mayoral *et al.*, 2007 y Osorio, 2007, cuyos resultados permitirían proponer actualizaciones del mapa de zonificación sísmica estipulado en el RCDF para determinar los movimientos del terreno en sitios específicos, atendiendo al tipo de suelo.

Este trabajo busca subsanar la incertidumbre existente sobre las propiedades dinámicas del subsuelo en las estaciones acelerográficas Texcoco Sitio 1(TXS1), Texcoco Sitio 2 (TXS2) y



Sosa Texcoco (SOSA), ubicadas en la zona que se pretende estudiar, la cual se localiza en la parte noreste del valle de México, exhibiendo condiciones geotécnicas difíciles, debido a la presencia de estratos de arcillas lacustres altamente compresibles, de espesores importantes con intercalaciones de arenas y limos.

La interpretación de los resultados experimentales obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, se realizó empleando modelos constitutivos no-lineales, entre los que destaca el modelo tipo Masing propuesto por Romo (1995), el cual considera el efecto del índice de plasticidad a fin de estimar lo mejor posible el comportamiento de un suelo sometido a cargas dinámicas.



OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es el de caracterizar las propiedades dinámicas del subsuelo en tres sitios específicos de la zona noreste del Ex-Lago de Texcoco a través de trabajos de laboratorio, cuyos resultados representen una base sólida para investigaciones posteriores de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura; además de que resulten útiles para la caracterización de los parámetros sísmicos de la zona, permitiendo con ello a futuro, proponer actualizaciones del mapa de zonificación sísmica estipulado en el RCDF.

ALCANCES

Los alcances de esta tesis incluyen:

- Definición de las propiedades dinámicas de la zona, a través de ensayos dinámicos de columna resonante y cámara triaxial cíclica.
- Interpretación de los resultados experimentales con un modelo empírico, así como con modelos constitutivos de geomateriales; siendo estos, un modelo hiperbólico y el modelo tipo Masing propuesto por Romo (1995). Denotando las diferencias entre ellos.
- Ajuste de los resultados del modelo tipo Masing, mediante el procedimiento de regresión no lineal por mínimos cuadrados propuesto por González (2005), a fin de disminuir la discrepancia entre los resultados obtenidos con la aplicación del modelo Masing y los derivados de los ensayos dinámicos.

1. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

1.1. Parámetros dinámicos

Los efectos de las principales acciones dinámicas consideradas en el diseño de obras de ingeniería civil están fuertemente influenciados por la respuesta dinámica del suelo bajo carga cíclica. Esta respuesta es de gran importancia para cargas generadas por sismos, máquinas vibratoras, viento, oleaje e impactos (Rollins *et al.*, 1998), y depende de las condiciones de esfuerzo y del nivel de deformación inducido al suelo.

El comportamiento de un depósito de suelo sujeto a carga dinámica es dominado por las *propiedades dinámicas* del mismo, las cuales dependen del estado de esfuerzos antes de la carga cíclica y de los esfuerzos posteriores a ella; a pequeñas deformaciones angulares ($\gamma < 10^{-4}$ %) el suelo disipa poca energía por histéresis lo que se traduce en un bajo amortiguamiento y la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante con respecto al número de ciclos es pequeña, lo que implica un comportamiento relativamente elástico lineal. A grandes deformaciones angulares ($\gamma > 10^{-1}$ %), el suelo disipa mayor energía por histéresis teniéndose con ello un amortiguamiento alto, en tal circunstancia la presión de poro puede llegar a igualar el esfuerzo efectivo de confinamiento produciendo el deterioro de la estructura del suelo y por consiguiente la pérdida de resistencia; de este modo la respuesta esfuerzo-deformación del suelo es no lineal, donde el módulo de rigidez al esfuerzo cortante decrece significativamente con el número de ciclos.

Niveles muy bajos de deformación angular ($\gamma < 10^{-4}$ %), son característicos en problemas de máquinas vibratoras, donde el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , permanecen prácticamente constantes. En el caso de un sismo los niveles de deformación angular, γ , son altos ($\gamma > 10^{-1}$ %), provocando la degradación de G y el incremento de λ a medida que la deformación angular, γ , aumenta (Rollins *et al.*, 1998).

Efecto debido a carga repetida

Al someter una muestra de suelo a carga cíclica, se producen dos tipos de deformaciones, una recuperable o transitoria que varía cíclicamente con la carga y otra permanente que se acumula después de cada ciclo de esfuerzos. En la Figura 1.1, se muestran las deformaciones generadas en un ensaye de esfuerzo controlado unidireccional entre un estado de esfuerzo inicial, σ_0 y uno final σ_f .

La deformación recuperable es empleada para obtener los parámetros dinámicos de un depósito de suelo (rigidez al esfuerzo cortante y amortiguamiento), mientras que la deformación permanente es usada para estimar los desplazamientos permanentes en cimentaciones causados por la acción de sismos.

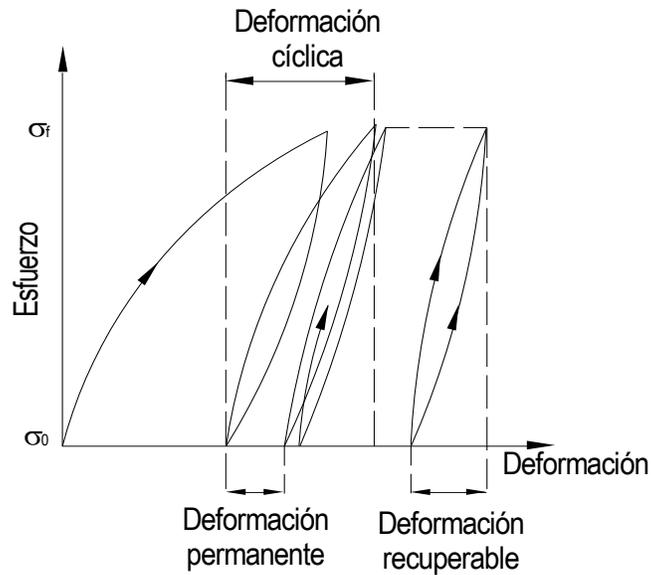


Figura 1.1. Deformaciones generadas por carga repetida

En un ensaye cíclico la deformación recuperable permanece aproximadamente constante durante cada ciclo, mientras que la deformación permanente o deformación plástica presenta dos posibles casos:

- a) La deformación tiende a reducirse durante cada ciclo sucesivo, lo que provoca un equilibrio en el suelo generándose así un lazo de histéresis cerrado.
- b) La deformación tiende a incrementarse ciclo a ciclo conduciendo a la falla.

1.1.1. Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

Según Hardin y Black (1968), el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , es función del esfuerzo efectivo, el grado de saturación, el componente isotrópico del estado de esfuerzos, la mineralogía, el envejecimiento y estructura del suelo, la temperatura, la amplitud y la frecuencia de vibración.

El módulo de rigidez usualmente es expresado como la pendiente de la recta secante determinada por los puntos extremos de la curva de histéresis (línea A - A' de la Figura 1.2), donde el ciclo completo de carga y descarga es idealizado como un lazo de histéresis cerrado.

Geoméricamente, este parámetro representa la relación entre un esfuerzo cortante y la deformación angular correspondiente a ese nivel de esfuerzo; y es posible estimarlo indirectamente mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.1)$$

donde,

E es el Módulo de elasticidad dinámico equivalente, y

ν es la Relación de Poisson.

La Figura 1.3, presenta la variación de G con respecto a la deformación angular, γ , donde se observa un decremento de G , a medida que la deformación aumenta.

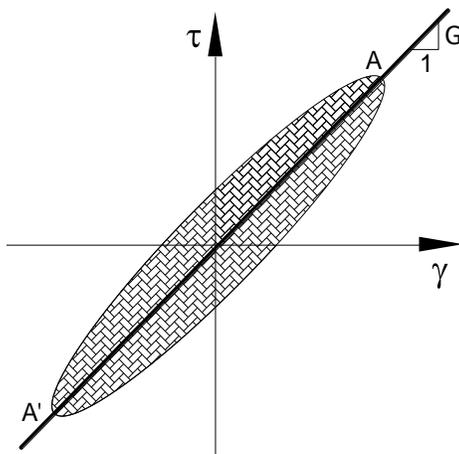


Figura 1.2. Curva esfuerzo-deformación de un ensayo cíclico

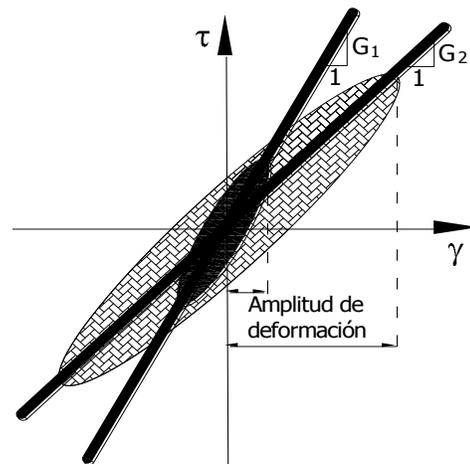


Figura 1.3. Relación histerética esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de γ

En el caso de suelos cohesivos para deformaciones angulares muy pequeñas ($\gamma < 10^{-4} \%$), G , es función principalmente del índice de plasticidad, PI , de la relación de vacíos, e , de la historia de consolidación y de los efectos de la consolidación secundaria.

El módulo de rigidez depende directamente de la deformación angular inducida al suelo; ya que al presentarse un incremento de γ , se genera una disminución de G , (Romo, 1995). Para deformaciones angulares menores a 10^{-4} %, G permanece prácticamente constante y depende del PI; para deformaciones entre 10^{-3} % y 10^{-1} %, el comportamiento de los suelos es elasto-plástico no lineal con deformaciones permanentes.

Algunos investigadores como Iwasaki *et al.*, (1978) estudiaron la influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , sobre el módulo de rigidez, G , encontrando una relación lineal entre el $\log G$ y el $\log \sigma'_c$.

En 1978, Zen *et al.*, mostraron que a mayor PI el efecto de la presión de confinamiento es menor; concluyendo que la curva normalizada de reducción de G , está relacionada con el índice de plasticidad. De tal manera que a mayor PI la curva $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ se desplaza hacia la derecha presentándose una menor degradación de G para igual deformación angular.

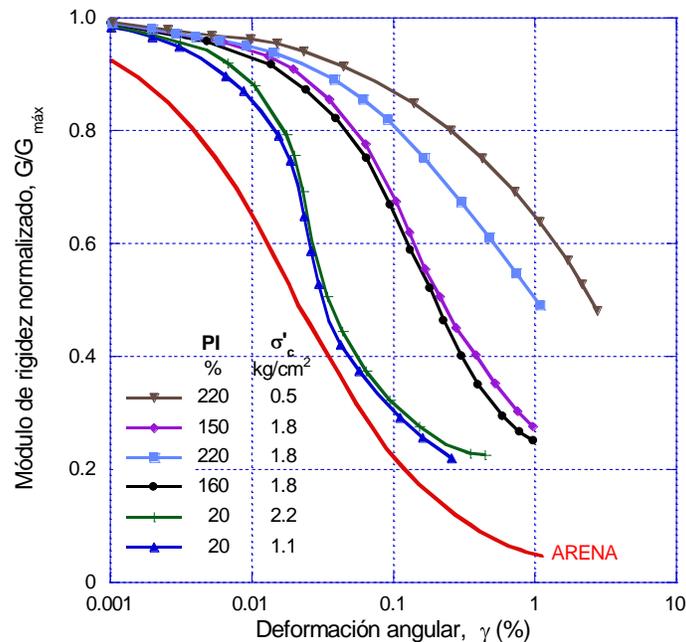


Figura 1.4. Efecto del índice de plasticidad (Romo, 1990)

Romo (1990) presentó la curva normalizada de degradación de G mostrada en la Figura 1.4, donde se observa un valor crítico de deformación angular a partir del cual la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante se acelera notablemente. Si las deformaciones no exceden el valor crítico, el efecto de la duración de la carga cíclica carece de importancia práctica, pero si este valor crítico es excedido, la presión de poro se incrementa uniformemente hasta alcanzar valores que reducen notablemente la rigidez del suelo. También, indicó que la deformación crítica para las arcillas varía entre 0.01 % y 0.5 %, dependiendo del índice de plasticidad, al aumentar el PI la deformación umbral se incrementa, indicando que el intervalo de comportamiento lineal de las arcillas aumenta con su plasticidad. En la misma figura, el límite superior está representado por las arcillas plásticas de la ciudad de México (PI > 250 %) y el límite inferior por las arenas limpias (PI = 0%).

El módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo a deformaciones pequeñas, $G_{m\acute{a}x}$, puede obtenerse en laboratorio con pruebas de columna resonante, o en campo con métodos geofísicos que permitan determinar directamente la velocidad de ondas de corte, V_s (e.g. Cross Hole, Down Hole). Dicha velocidad es común estimarla a partir de expresiones empíricas debidamente calibradas para un problema en particular, obtenidas en función de algún parámetro de resistencia del suelo, determinado a partir de pruebas *in-situ* (e.g. SPT, CPT).

1.1.2. Relación de amortiguamiento

Una muestra de suelo sometida a carga cíclica presenta una respuesta representada por la aparición de ciclos de histéresis (Figura 1.5); los cuales indican la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía. Durante cada ciclo de carga el suelo almacena energía potencial debido a su rigidez, la relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético.

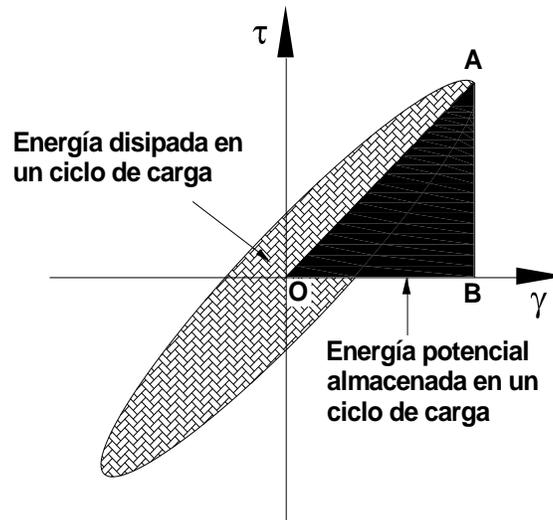


Figura 1.5. Ciclo de histéresis en un ensayo cíclico

En el caso de suelos, este parámetro se evalúa con la fracción del amortiguamiento crítico:

$$\lambda = \frac{C}{C_c} \quad (1.2)$$

donde,

λ es la relación de amortiguamiento histerético,

C es un coeficiente de amortiguamiento, y

C_c es el coeficiente de amortiguamiento crítico (mínimo amortiguamiento a partir del cual un sistema no oscila).

La relación de amortiguamiento, λ , se determina mediante el ciclo de histéresis en ensayos dinámicos, basándose en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histérico cuando la energía disipada por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración. La ecuación para determinar, λ , a partir de la Figura 1.5 es:

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4\pi \text{ Área OAB}} \quad (1.3)$$

El área limitada por el lazo de histéresis corresponde a la energía disipada por unidad de volumen de la muestra, por ciclo de carga, en tanto que el área del triangulo OAB es la energía potencial de deformación almacenada, durante el mismo ciclo de carga.

El amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de energía del suelo, éste resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior, en general, a la almacenada durante la carga, por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. A mayor deformación de un suelo sin que éste llegue a la falla, más alto es su amortiguamiento.

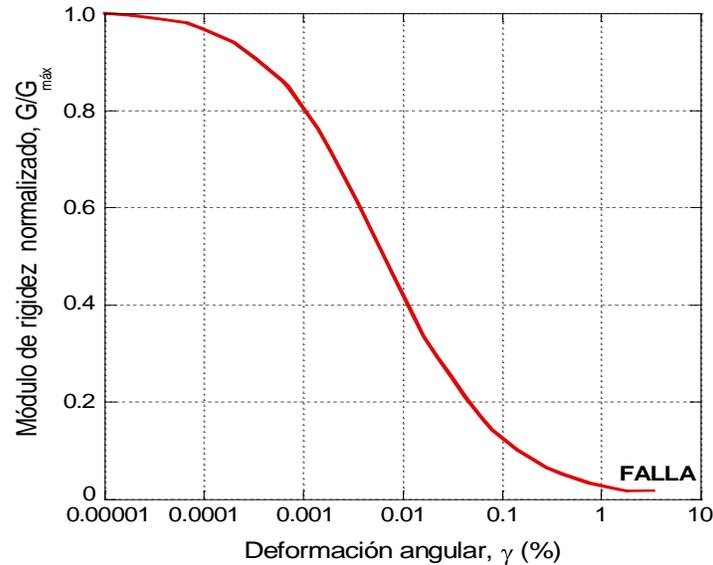
Diversos investigadores han desarrollado trabajos encaminados a describir el comportamiento del amortiguamiento en suelos cohesivos, Seed e Idriss (1970), observaron que λ se incrementa desde un valor menor a 5% correspondiente a $\gamma \cong 10^{-4} \%$, a un valor de 8% para $\gamma \cong 1\%$, Hardin y Drnevich (1972a y 1972b) presentaron datos donde el amortiguamiento decrece con la raíz cuadrada de la presión confinante y que las frecuencias mayores a 0.1 Hz, tienen poca influencia sobre la relación, λ .

Anderson y Stokoe (1978) y Kokusho *et al.*, (1982), investigaron el efecto del tiempo de confinamiento en el amortiguamiento, concluyendo que este provoca una disminución en la relación, λ .

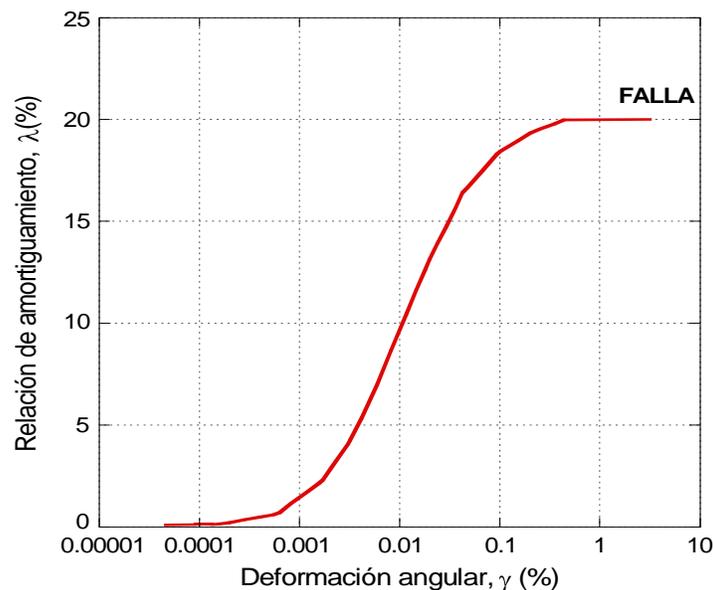
Resultados experimentales muestran que el PI influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Dobry y Vucetic, 1987), aunque su influencia es poco relevante.

1.1.3. Comportamientos generales

Trabajos realizados han señalado que G y λ dependen del nivel de deformación inducido al suelo durante los ensayos y de los equipos de laboratorio empleados (Saada y Macky, 1985; Romo, 1990; Romo, 1991; Romo, 1995; Romo y Ovando, 1996, Rivera *et al.*, 2003). El comportamiento general de las propiedades dinámicas mencionadas, se muestra en las Figuras 1.6a y 1.6b.



a. Degradación del módulo de rigidez



b. Incremento de la relación de amortiguamiento

Figura 1.6. Comportamientos generales de las propiedades dinámicas del suelo

En la Figura 1.7 se muestran las zonas de transición entre el comportamiento de G y de λ con respecto a la deformación angular, γ .

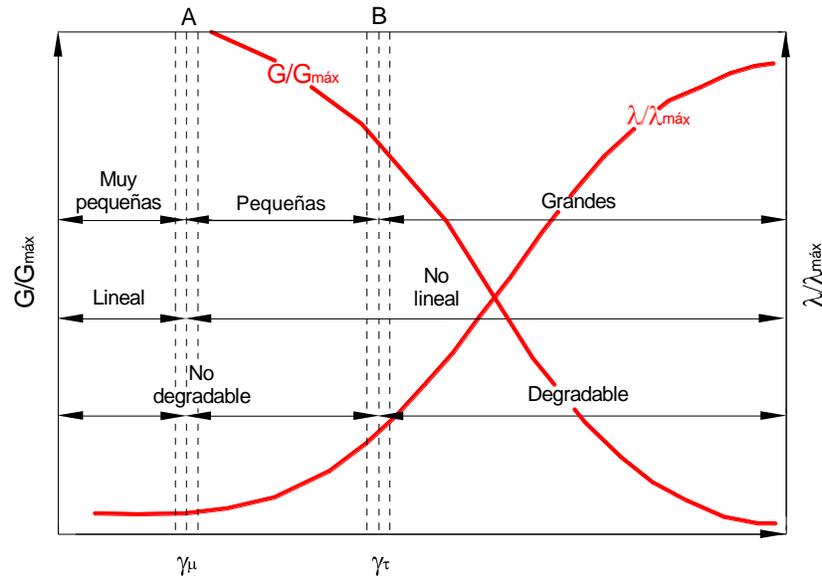


Figura 1.7. Fronteras de comportamiento para G y λ

La región A indica la transición entre muy pequeñas y pequeñas deformaciones; antes de este punto el comportamiento es predominantemente lineal e independiente de la amplitud de deformación. La región B representa la transición tanto entre pequeñas y grandes deformaciones como entre lo degradable y lo no degradable.

1.1.4. Factores que influyen en los parámetros dinámicos del suelo

Existen diversos factores que tienen influencia en las propiedades dinámicas del suelo (G y λ). Los más importantes son: la amplitud de deformación angular, γ , el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , la relación de vacíos, e , el grado de saturación, G_w y el índice de plasticidad, PI .

Otros factores de influencia son: el número de ciclos de carga, el grado de preconsolidación, la temperatura, el envejecimiento de los depósitos de suelo, la historia de esfuerzos, entre otros.

1.1.4.1. Deformación angular, γ

Se ha demostrado que el comportamiento esfuerzo-deformación de una arcilla bajo carga cíclica, depende del grado de deformación inducido en ella, dichas deformaciones pueden ser pequeñas ($\gamma < 10^{-2}\%$) o grandes ($\gamma > 10^{-2}\%$).

Para deformaciones angulares pequeñas la respuesta del suelo es relativamente lineal, no se disipa mucha energía por histéresis y la degradación del módulo de rigidez es prácticamente nula con respecto al número de ciclos de aplicación de carga. Para un cierto rango de deformaciones angulares ($\gamma < 10^{-4}\%$), se considera que el módulo de rigidez, G , permanece constante, por lo que adopta el valor máximo o inicial, $G_{m\acute{a}x}$.

A grandes niveles de deformación angular, la respuesta del suelo comienza a ser notablemente no lineal, se tiene mayor disipación de energía y la degradación de G , debida a la carga cíclica se incrementa.

Se ha observado que entre ambos tipos de respuesta existe un valor crítico de deformación angular, al cual se le conoce como deformación umbral, γ_c (Romo, 1991).

1.1.4.2. Esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c

Se ha establecido que el módulo de rigidez al esfuerzo cortante aumenta con el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , sin embargo algunos autores (Hardin y Black, 1969; Hardin y Drnevich, 1972b) consideran que $G_{m\acute{a}x}$ varía con un factor aproximado a $\sigma'^{1/2}_c$.

En la Figura 1.8 se presentan los datos experimentales de una muestra de suelo obtenida de la Zona del Ex-Lago de Texcoco mediante un sondeo mixto, la cual fue sometida a un ensaye de columna resonante aplicándole tres diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento. Es posible observar en la figura antes mencionada que conforme el esfuerzo efectivo es mayor, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante se incrementa.

En la Figura 1.9 se presenta la relación (prácticamente lineal) entre el valor de $G_{m\acute{a}x}$ y el esfuerzo efectivo de confinamiento elevado a la potencia $1/2$.

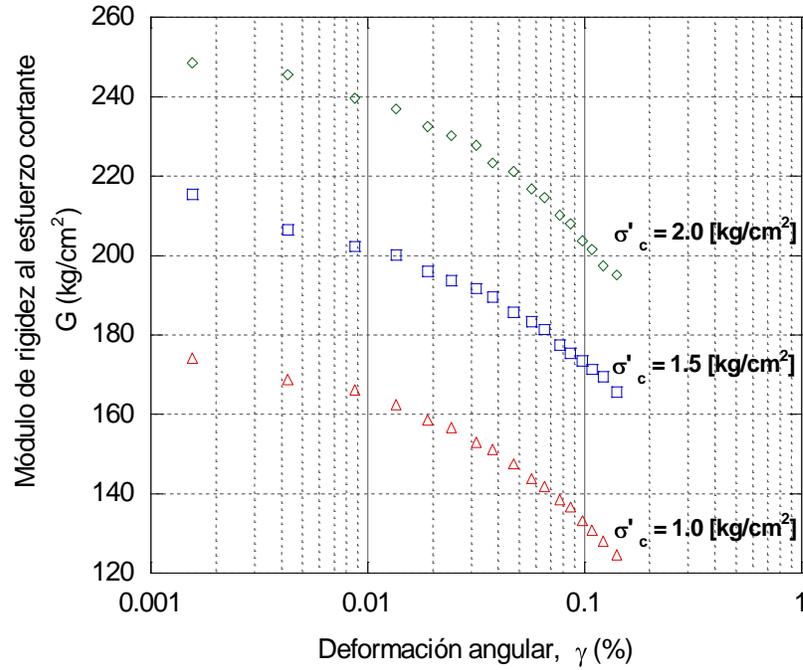


Figura 1.8. Efecto del esfuerzo efectivo de confinamiento en el módulo de rigidez

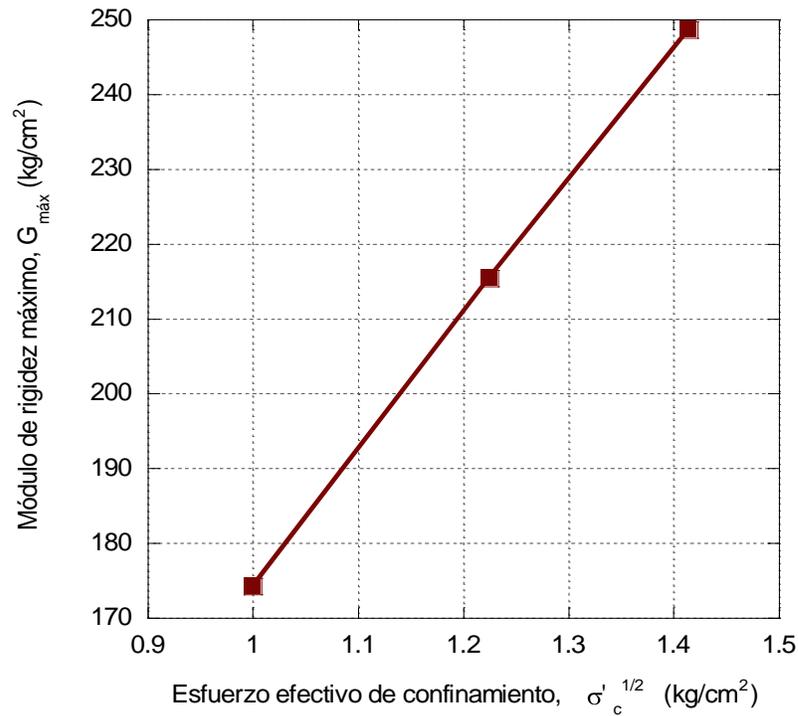


Figura 1.9. Relación entre el módulo de rigidez máximo y la raíz cuadrada del esfuerzo efectivo de confinamiento (Hardin y Drnevich, 1972b)

Al normalizar la curva de rigidez con respecto a su valor máximo, $G_{\text{máx}}$, se obtiene la gráfica $G/G_{\text{máx}} - \gamma$. En este caso la relación $G/G_{\text{máx}}$ está influenciada por el esfuerzo efectivo de confinamiento particularmente en suelos de baja plasticidad, donde al incrementarse σ'_c , la deformación umbral aumenta. Estos efectos se ilustran en la Figura 1.10 (Ishibashi y Zhang, 1993 citados en Kramer, 1996).

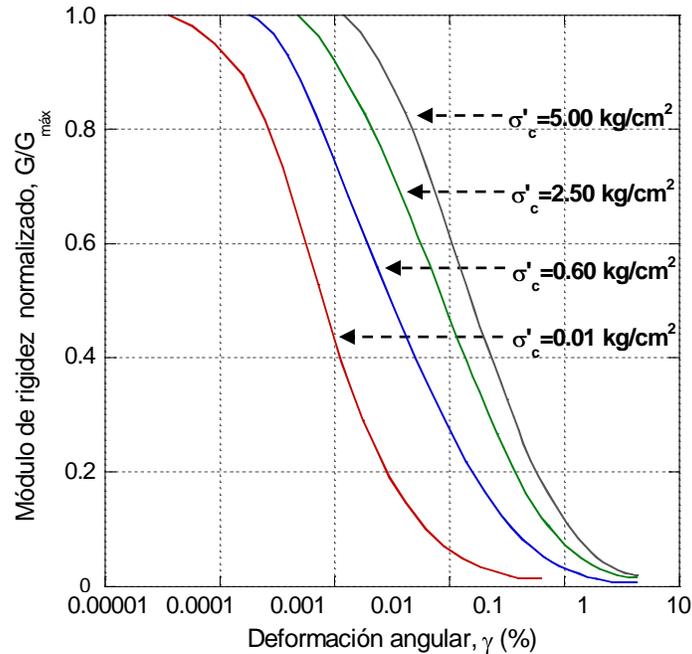


Figura 1.10. Efecto del esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , en el módulo de rigidez

1.1.4.3. Índice de plasticidad, PI

La plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua (Atterberg, 1911). Una arcilla muy seca puede tener una plasticidad nula, sin embargo, esa misma arcilla con un alto contenido de agua puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible a ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

- *Estado líquido*, con las propiedades y apariencia de un fluido.
- *Estado semilíquido*, con las propiedades de un fluido viscoso.
- *Estado plástico*, fase en donde el suelo se comporta plásticamente.
- *Estado semisólido*, el suelo tiene la apariencia de un sólido, sin embargo; su volumen disminuye al estar sujeto a secado.
- *Estado sólido*, el volumen del suelo no varía con el secado.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico es llamada *límite líquido* (w_L), esta representa el contenido de agua en porcentaje a partir del cual, un incremento del mismo producirá que un suelo en estado plástico se comporte como un líquido viscoso, además indica la cantidad de agua necesaria para que un material remoldeado tenga una resistencia al corte mínima.

El w_L se obtiene mediante un proceso de laboratorio que consiste en colocar una porción de suelo remoldeado en la copa de Casagrande (Figura 1.11), la cual radica en un recipiente de bronce esférico de 54 mm de radio interior, 2 mm de espesor y peso de 200 ± 20 g, la copa cuenta con un tacón que al hacerlo girar en torno a un eje fijo provoca que ésta caiga periódicamente golpeando la base del dispositivo. La altura de caída es por especificación de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma estando la copa en su punto más alto. Con ayuda de un utensilio se traza una ranura a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, de manera que separe completamente la masa de suelo en dos partes; una vez hecha la ranura se procede a hacer girar el tacón (mediante una manivela ubicada a un costado del dispositivo) a razón de 2 golpes por segundo, haciendo el conteo de golpes hasta que la ranura cierre una longitud de $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm, Figura 1.12). Una vez establecido el número de golpes, se procede a tomar una muestra de material para determinar su contenido de agua; es importante que dicha muestra sea tomada de la zona en la que se presentó el cierre de la ranura con el fin de que dicho contenido resulte representativo.



Figura 1.11. *Copa de Casagrande*



Figura 1.12. *Cierre de la ranura $\frac{1}{2}$ " (1.27 cm), a razón de 2 golpes por segundo (ASTM D 4318-00)*

El w_L , se determina conociendo 3 o 4 contenidos de agua obtenidos a partir del procedimiento anterior y registrando sus correspondientes números de golpes. Con ambos datos se traza la curva contenido de agua versus número de golpes, conocida como curva de fluidez (Figura 1.13).

La ordenada de la curva de fluidez para la abscisa de 25 golpes resulta ser el contenido de agua correspondiente al límite líquido del material en estudio.

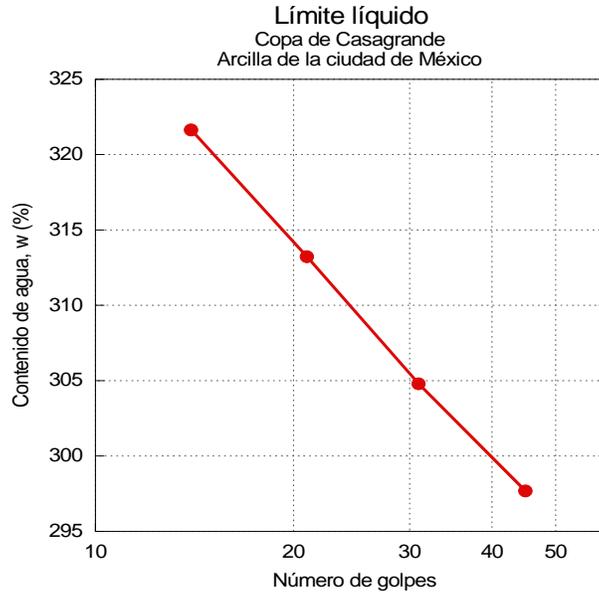


Figura 1.13. Curva típica resultante de la determinación del límite líquido

Por otra parte la frontera convencional entre los estados plástico y semisólido es llamada *límite plástico* (w_P), y al igual que el límite líquido se define en términos de un proceso de laboratorio que consiste en formar un cilindro de suelo de 3.0 mm de diámetro (Figura 1.14), al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana. El w_P se obtiene cuando al llegar a los 3.0 mm de diámetro el cilindro de suelo presenta desmoronamiento y agrietamiento, en tal momento se determina su contenido de agua, el cual corresponde al límite plástico del material ensayado.



Figura 1.14. Cilindro formado para la determinación del límite plástico

Las fronteras anteriores son conocidas como *límites de plasticidad*, puesto que definen el intervalo plástico del material. A partir de dichas fronteras es posible determinar el índice de plasticidad, el cual se define como el intervalo de contenidos de agua donde el suelo exhibe propiedades plásticas y es expresado como:

$$PI = w_L - w_P \quad (1.4)$$

El PI es el parámetro que presenta mayor influencia sobre las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ (Romo *et al.*, 1989), ya que cuando este aumenta la deformación umbral se incrementa como se observa en la Figura 1.4, donde se presentan curvas del módulo de rigidez normalizado versus la deformación angular para arcillas con diferentes índices de plasticidad; el hecho de que el quiebre de las curvas ocurra a deformaciones angulares más altas conforme el PI es mayor, indica que el intervalo de comportamiento lineal de las arcillas aumenta con su plasticidad.

Los resultados derivados de estudios experimentales muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Romo *et al.*, 1989). En la

Figura 1.15 se observa que al aumentar el valor del PI, el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular.

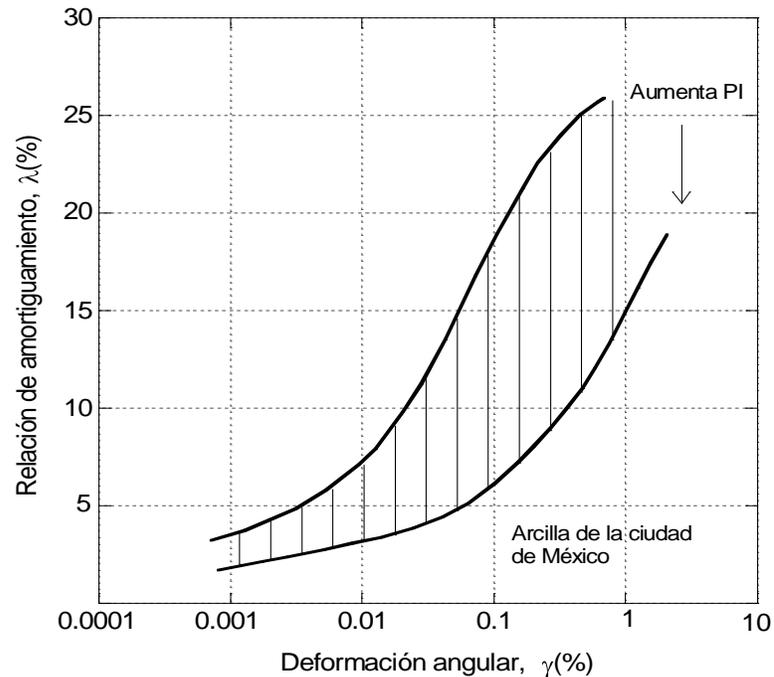


Figura 1.15. Efecto del índice de plasticidad en la relación de amortiguamiento, λ (Romo et al., 1989)

1.1.4.4. Relación de vacíos, e

Se denomina relación de vacíos al cociente entre el volumen de vacíos, V_v , y el de sólidos, V_s , de un suelo.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.5)$$

Se ha establecido que a mayor relación de vacíos, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo, $G_{\text{máx}}$, disminuye; lo cual también ocurre con el amortiguamiento histerético. Jaime (1987) estimó el módulo de rigidez máximo en función de la relación de vacíos y del esfuerzo efectivo de confinamiento para diferentes sitios de la cuenca de México, a partir de las correlaciones empíricas presentadas en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Correlaciones empíricas para estimar $G_{m\acute{a}x}$ en la cuenca de México (Jaime, 1987)

SITIO	CORRELACIÓN	INTERVALO
Antiguo Lago de Texcoco preconsolidado	$G_{m\acute{a}x} = (102 - 5.58(e-3))\sigma'_c$	$3.0 < e < 8.0$ $0.2 < \sigma'_c < 2.2$
Antiguo Lago de Texcoco virgen	$G_{m\acute{a}x} = (95.18 - 9.39(e-3))\sigma'_c$	$3.0 < e < 8.0$ $0.2 < \sigma'_c < 2.2$
Lago Xochimilco-Chalco	$G_{m\acute{a}x} = (94.34 - 3.35(e-3))\sigma'_c$	$3.0 < e < 8.0$ $0.2 < \sigma'_c < 3.6$
σ'_c : esfuerzo efectivo de confinamiento en kg/cm^2		

1.1.4.5. Grado de saturación, G_w

Se denomina grado de saturación de un suelo a la relación entre su volumen de agua, V_w , y su volumen de vacíos, V_v . Este parámetro se calcula a partir de la expresión 1.6 y suele ser denotado como un porcentaje.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} 100 \quad (1.6)$$

El valor de $G_{m\acute{a}x}$ disminuye cuando el grado de saturación, G_w se incrementa. Hardin y Drnevich (1972b) reportaron un caso en el que $G_{m\acute{a}x}$ decreció un 50%, cuando G_w se incrementó del 70 al 100%.

1.2. Pruebas de laboratorio para determinar los parámetros dinámicos de un suelo

En la actualidad existe una diversidad de métodos empleados para estimar los parámetros dinámicos que caracterizan a un depósito de suelo. Para determinar la variación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , para un amplio rango de deformaciones angulares, γ , es necesario realizar pruebas de laboratorio en muestras inalteradas haciendo uso de distintos equipos (Figura 1.16).

En la Tabla 1.2 se muestran los rangos de deformaciones manejados para las distintas pruebas realizadas en un laboratorio de mecánica de suelos.

Tabla 1.2. Rango de deformaciones para los diferentes tipos de pruebas

MAGNITUD DE LA DEFORMACIÓN (%)		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10
Medición en el laboratorio	Pruebas de transmisión de ondas	↔						
	Pruebas de torsión	↔						
	Pruebas de carga repetida	↔						

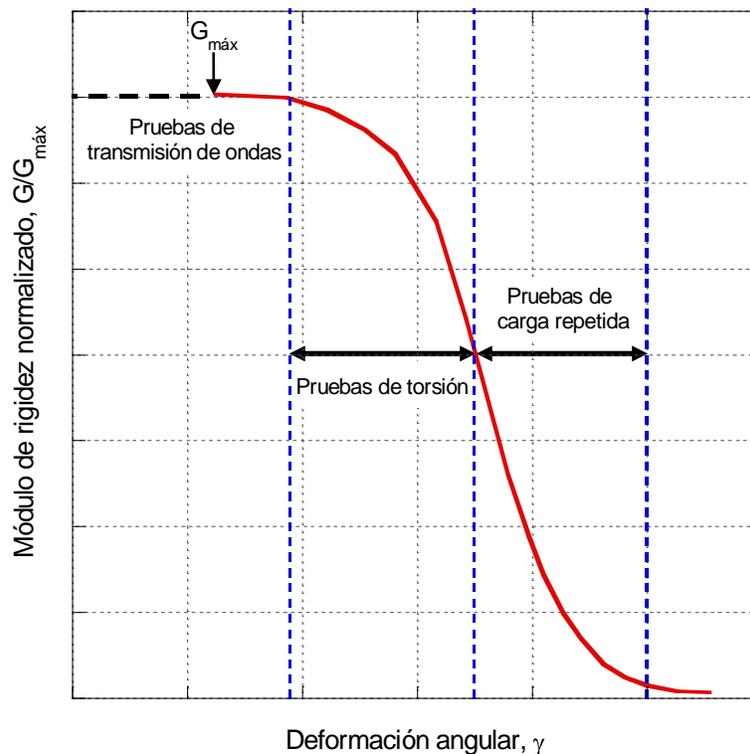


Figura 1.16. Degradación del módulo de rigidez para un amplio rango de deformaciones angulares

A continuación se describen brevemente las principales ventajas y desventajas de los equipos de laboratorio comúnmente empleados para determinar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo.

Tabla 1.3. Resumen de pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de un depósito de suelo (Rangel, 1990)

<i>Prueba</i>	<i>Rango de deformación (%)</i>	<i>Rango de frecuencias (Hz)</i>	<i>Propiedades dinámicas estimadas</i>	<i>Ventajas</i>	<i>Desventajas</i>
Columna resonante	10^{-4} a 10^{-2}	5 a 100	G, E, λ	Es una prueba no destructiva. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento.	La resistencia dinámica e información de las curvas esfuerzo - deformación no puede evaluarse. La consolidación de la muestra es generalmente isotrópica. La interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica
Pulsos ultrasónicos	10^{-4} a 10^{-3}	20 a 100	G, E	Es una prueba no destructiva.	Se obtiene únicamente la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones. Se presentan problemas en la interpretación de las llegadas de las ondas S y P. Se requiere alta resolución de los instrumentos.
Vibración torsional libre	10^{-2} a 1	0.2 a 5	G, E, λ	Es una prueba no destructiva. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento	No pueden evaluarse la resistencia dinámica e información referente a las curvas esfuerzo-deformación. La consolidación de la muestra es isotrópica. La interpretación de los resultados es con base en la teoría elástica
Triaxial cíclica	10^{-2} a 5	0.2 a 5	G, E, λ , ciclos de histéresis	Se pueden estimar todas las propiedades dinámicas. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía en la estimación de las propiedades dinámicas.	La condición de esfuerzos cortantes máximos se produce en planos a 45° . La rotación de los ejes principales ocurre por medio de brincos a cada 90° . Medición externa de deformaciones. No es posible obtener $G_{m\acute{a}x}$
Corte simple cíclico	10^{-2} a 5	0.2 a 5	G, E, λ , ciclos de histéresis	Se genera un estado de corte simple.	Se desconoce el estado completo de esfuerzos. Concentraciones de esfuerzos en las fronteras de la muestra. No es posible medir ni controlar el confinamiento lateral.
Columna torsionante	0.002 a 10	0.001 a 2	G, λ	El esfuerzo normal octaédrico se mantiene constante. Se puede conocer la variación de la rigidez del terreno con respecto a la presión de confinamiento. Se pueden estudiar condiciones de anisotropía.	No permite conocer el valor de $G_{m\acute{a}x}$.
Elementos laminares	< 0.01	Se generan ondas con frec. de 1 a 20000	$G_{m\acute{a}x}$	Se pueden generar ondas S y P. Se mide directamente V_s y V_p .	Sólo permite conocer el valor de $G_{m\acute{a}x}$.

G: Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

E: Módulo de Young

λ : Relación de amortiguamiento

1.2.1. Ensayes de laboratorio a baja deformación

Este tipo de ensayos también son conocidos como pruebas no destructivas ya que al final de la misma, la probeta de suelo queda en condiciones de ser ensayada bajo un nuevo esfuerzo efectivo de confinamiento.

Actualmente son limitadas las pruebas de laboratorio capaces de determinar las propiedades de los suelos a bajos niveles de deformación, algunas de estas pruebas son: columna resonante, pulsos ultrasónicos y elementos piezoeléctricos.

1.2.1.1. Ensaye dinámico de columna resonante

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , a deformaciones angulares, γ , de pequeñas a medianas (10^{-4} - $10^{-2}\%$).

El ensaye se realiza a un espécimen cilíndrico de suelo de 3.60 cm de diámetro y 9.00 cm de altura sometido a vibración forzada torsional, a diferentes frecuencias. El equipo utilizado para esta prueba está compuesto por una cámara cilíndrica de lucita en la que se coloca la probeta de suelo y tres sensores utilizados para monitorear los efectos que sufre el espécimen durante el ensaye (Figura 1.17). Los sensores instalados en este equipo son los siguientes:

- De *desplazamiento*; el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye.
- De *presión*; para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas al ensaye (confinante y contrapresión) y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba (en ensayos tipo CU).
- Un *acelerómetro*; que mide la aceleración del sistema móvil.

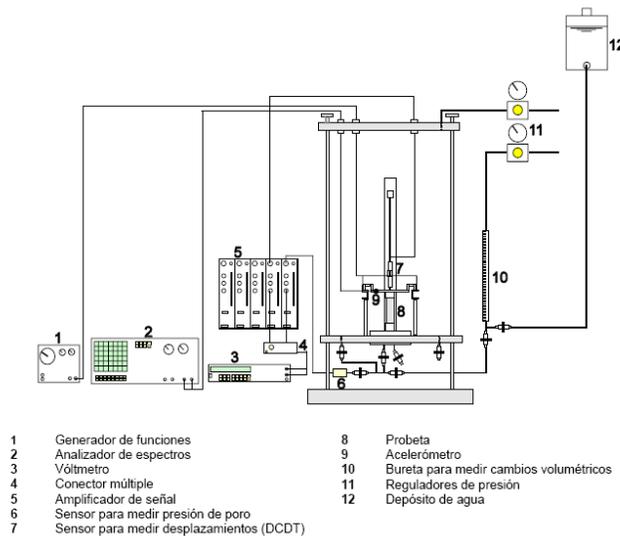


Figura1.17. Esquema del equipo de columna resonante

En la parte superior de la probeta, la distorsión la aplica el cabezal que se encuentra unido al sistema móvil, este último es movido por una serie de imanes y bobinas (Figura 1.18) a los que llega desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal.

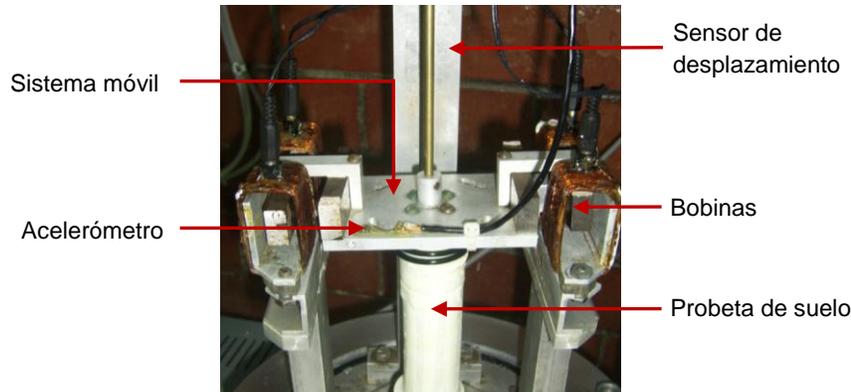


Figura 1.18. Ubicación del sistema móvil, bobinas, sensor de desplazamiento, acelerómetro y probeta de suelo

En la etapa de ensaye se aplica una fuerza de torsión, F , la cual genera una excitación a la probeta a una frecuencia definida como frecuencia inicial, f_i , y se registra la aceleración de respuesta con ayuda del acelerómetro que se encuentra fijo en el sistema móvil; posteriormente, se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, registrando para cada incremento la aceleración correspondiente, hasta llegar a la frecuencia final, f_f , seleccionada. A estas lecturas de aceleración desde una frecuencia f_i hasta f_f con incrementos Δf se le llama *barrido de frecuencias*. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores, ΔF de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencia para diferentes valores de fuerza de torsión.

Para los diferentes incrementos de frecuencia de excitación, se obtienen los valores de aceleración y frecuencia correspondientes, con los cuales se forma la curva de aceleraciones versus frecuencias mostrada en la siguiente figura.

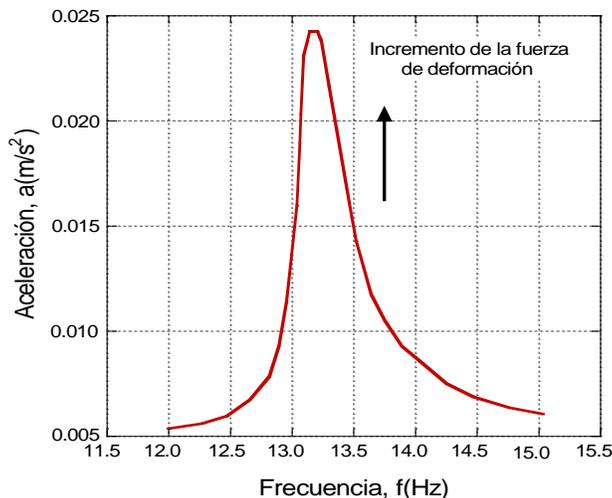


Figura 1.19. Curva de respuesta bajo vibración forzada (Flores et al., 2002)

De la curva mostrada se obtienen $a_{m\acute{a}x}$, f_0 y las frecuencias f_1 y f_2 del barrido de frecuencias, valores correspondientes a la aceleración $a_{m\acute{a}x} / \sqrt{2}$. Con los valores f_0 , la longitud de la muestra, L , la pendiente de la curva de decaimiento logarítmico, m y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se pueden estimar mediante correlaciones matemáticas, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , la relación de amortiguamiento, λ , y la distorsión angular, γ (proceso que se describirá en el capítulo III).

1.2.1.2. Prueba de cristales piezoeléctricos

Esta prueba permite medir la velocidad de ondas de corte en especímenes de laboratorio (Shirley y Anderson, 1975; De Alba *et al.*, 1984; Dyvik y Madshus, 1985). Se trata de elementos contruidos con dos materiales piezoeléctricos unidos, que al aplicarles un determinado voltaje, ocasiona que uno de los elementos se expanda mientras que el otro se contrae, provocando una inclinación (Figura 1.20). De manera análoga, una perturbación lateral de este elemento producirá un voltaje, por lo tanto es posible utilizarlo como transmisor y receptor de ondas de corte, s .

En la mayoría de los casos, el elemento piezoeléctrico se coloca en ambos extremos de la muestra de suelo, posteriormente se aplica un pulso de voltaje al elemento transmisor, lo cual genera una onda s ; cuando ésta alcanza el otro lado del espécimen, la distorsión del elemento receptor produce otro pulso de voltaje. La diferencia de tiempo entre ambos pulsos es medida con un osciloscopio y dividida entre la distancia de las puntas del elemento piezoeléctrico para conocer así la velocidad de onda de corte, V_s , en el espécimen.

Una ventaja de esta prueba es que debido a que el espécimen de suelo no sufre deformaciones importantes, éste queda en condiciones de ser ensayado nuevamente para conocer otras propiedades del material.

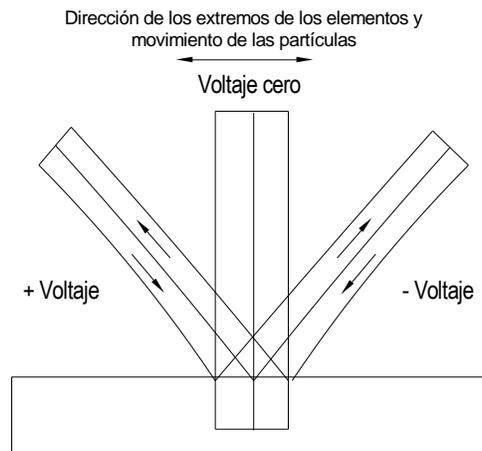


Figura 1.20. Elementos de cristales piezoeléctricos

El voltaje positivo causa que un elemento se doble en una dirección dada, mientras que el voltaje negativo ocasiona que el otro elemento se doble en la dirección opuesta

1.2.1.3. Prueba de pulsos ultrasónicos

Esta prueba se utiliza para conocer la velocidad de propagación de ondas (Lawrence, 1963; Nacci y Taylor, 1967). Los transmisores y receptores ultrasónicos se adjuntan a placas que pueden colocarse en cada extremo del espécimen con la distancia de separación cuidadosamente medida. Los transmisores y receptores están hechos de materiales piezoeléctricos que sufren cambios en sus dimensiones cuando son sujetos a un voltaje que cruza sus caras, produciendo a su vez un voltaje cuando estos se distorsionan. Un pulso eléctrico de alta frecuencia aplicado al transmisor causa deformación, la cual produce una onda de esfuerzo que viaja a través del espécimen hacia el receptor; registrándose un pulso de voltaje. La distancia entre el transmisor y el receptor es dividida por la diferencia de tiempo entre los pulsos para obtener la velocidad de propagación de onda. La prueba de pulsos ultrasónicos es particularmente útil para materiales muy sueltos, tales como sedimentos marinos, ya que estos pueden ser formados cuando el suelo está contenido en el tubo muestreador (Woods, 1978).

1.2.2. Ensayes de laboratorio a deformaciones de medianas a grandes

Bajo condiciones de carga y altas deformaciones los suelos generalmente tienden a presentar variaciones en su volumen así como un incremento en la presión de poro, razón por la cual es importante que en pruebas de laboratorio usadas para altos niveles de deformación, los equipos utilizados cuenten con instrumentos adecuados que permitan monitorear los cambios que sufre el espécimen de suelo durante el ensaye.

Las pruebas de medianas a grandes deformaciones también son conocidas como pruebas destructivas, ya que al final de la misma el espécimen es llevado a la falla. A diferencia de las pruebas no destructivas la probeta de suelo ensayada no queda en condiciones de ser analizada nuevamente. Algunas pruebas de este tipo son: prueba triaxial cíclica, prueba cíclica de corte directo y prueba dinámica de columna torsionante.

1.2.2.1. Prueba triaxial cíclica

Este tipo de ensaye tiene como objetivo determinar la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , del suelo y el incremento en la relación de amortiguamiento, λ , para deformaciones angulares de medianas a grandes ($10^{-2} - 5\%$).

El sistema utilizado consta de una cámara cilíndrica en la que es colocada la probeta de suelo, además de tres transductores empleados para monitorear el comportamiento del material durante la prueba, los cuales son:

- Un *sensor de desplazamiento*; el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye;

- Dos *transductores de presión*; uno para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen y otro para medir la presión de poro que se genera en la etapa de ensaye (Figura 1.21).

Además, el equipo está provisto de un conjunto de acondicionadores de señal y una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada.

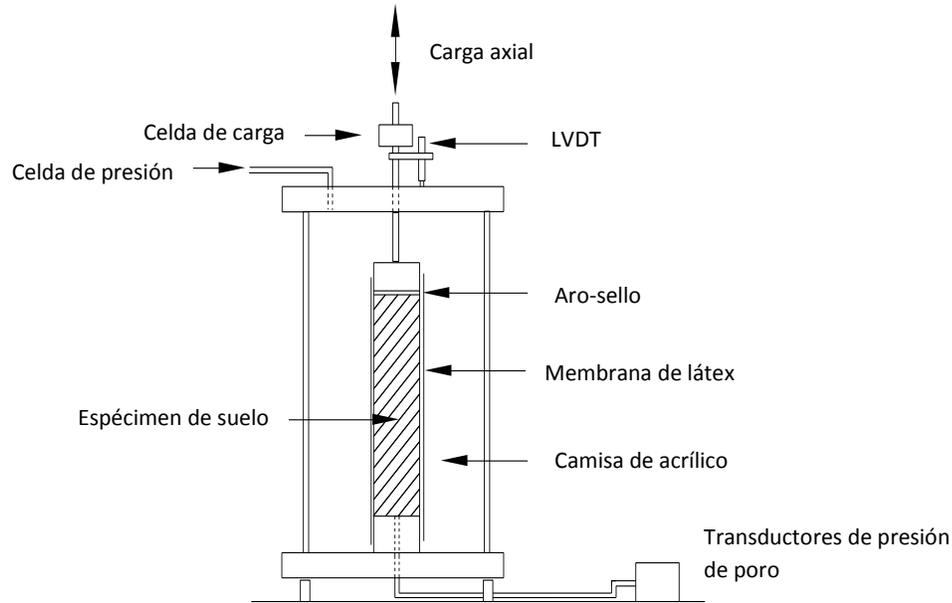


Figura 1.21. Elementos típicos que conforman una cámara triaxial cíclica

El ensaye consiste en someter un espécimen de suelo a un esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , en una cámara triaxial hasta lograr su consolidación isotrópica, para posteriormente aplicar una deformación axial cíclica de magnitud conocida, σ_d , a una frecuencia determinada.

El ensaye triaxial cíclico tiene como finalidad generar información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación y resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo bajo carga cíclica.

La Figura 1.22 muestra un lazo de histéresis esquemático generado a partir de un ensaye triaxial cíclico, con los datos obtenidos de la prueba se procede a calcular el módulo de elasticidad equivalente de Young, E_{eq} , el cual se determina con la pendiente de la línea que une los puntos extremos del lazo de histéresis. La relación de amortiguamiento, λ , se calcula usando la expresión (1.3).

Una vez conocido el valor de E_{eq} , es posible obtener el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , a través de la expresión (1.1).

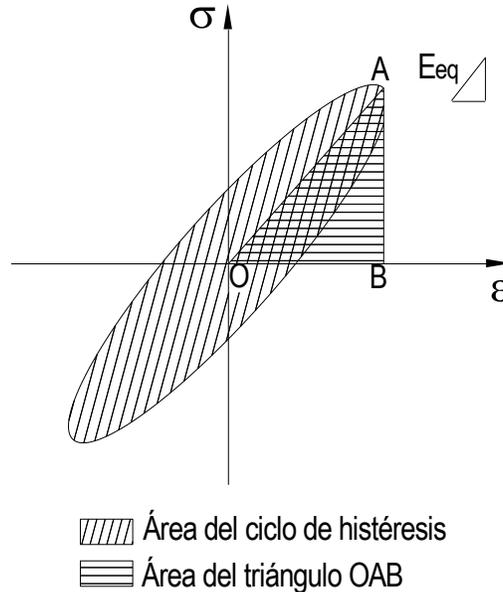


Figura 1.22. Ciclo de histéresis generado a partir de un ensaye triaxial cíclico

1.2.2.2. Prueba cíclica de corte simple directo

Esta prueba es comúnmente utilizada para ensayos de licuación, ya que es capaz de reproducir los esfuerzos de un sismo con más precisión que la prueba triaxial cíclica. En la prueba cíclica de corte simple directo, un espécimen cilíndrico corto es restringido contra la expansión lateral por un límite rígido conformado de platinas (Dispositivo tipo Cambridge), una membrana reforzada con alambre o una serie de anillos apilados. Para aplicar los esfuerzos cortantes horizontales cíclicos a la parte superior o inferior del espécimen, éste es deformado (Figura 1.23) de la misma manera que un elemento sujeto a propagación vertical de ondas de corte.

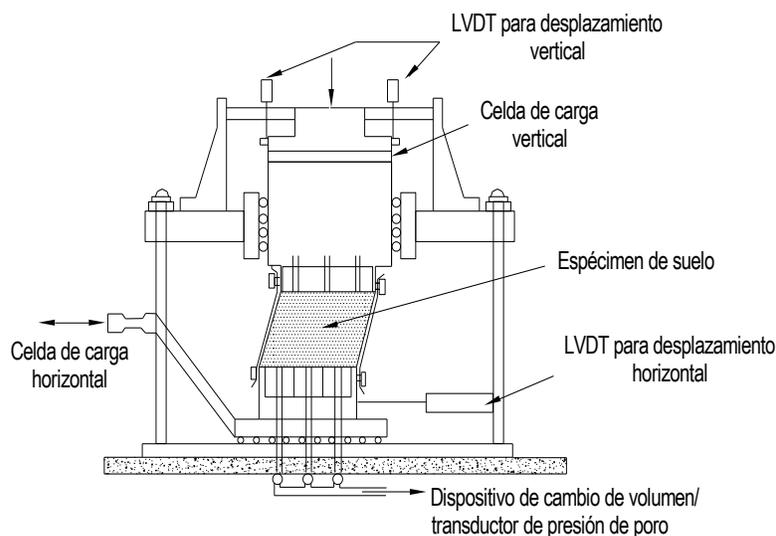


Figura 1.23. Aparato de corte simple cíclico. Especimen de suelo contenido dentro de la membrana reforzada (Airey y Wood, 1987)



Sin embargo, el aparato de corte simple directo aplica esfuerzos cortantes sólo en la parte superior e inferior del espécimen. Debido a que no se imponen esfuerzos cortantes complementarios en los lados verticales, el momento causado por los esfuerzos de corte horizontales puede ser balanceado por esfuerzos normales y cortantes distribuidos uniformemente. Los efectos de la no uniformidad de los esfuerzos pueden ser reducidos incrementando la relación diámetro/altura del espécimen, dichos efectos son poco relevantes para relaciones diámetro/altura mayores de 8:1 (Kovacs y Leo, 1981). Los aparatos de corte simple convencionales están limitados por su incapacidad para imponer esfuerzos iniciales que correspondan a las condiciones K_0 . En años recientes, se han desarrollado dispositivos de corte simple que permiten el control independiente de esfuerzos verticales y horizontales. Para mejorar la simulación de las condiciones reales de un sismo, Pyke (1973) usó una mesa vibradora para producir un aparato de corte simple de gran escala bidireccional con una relación diámetro/altura alrededor de 9 en una dirección y 20 en la otra. También se han desarrollado en la actualidad aparatos de corte simple bidireccionales de pequeña escala (Boulanger *et al.*, 1993).

1.2.2.3. Ensaye dinámico de columna torsionante

Una ventaja de las pruebas de columna torsionante, es que permite el ensaye de probetas de suelo en condiciones iniciales de esfuerzo isotrópicas o anisotrópicas, permitiendo imponer esfuerzos cortantes cíclicos en planos horizontales con una rotación continua de los esfuerzos axiales principales.

Las pruebas de columna torsionante son comúnmente utilizadas para la determinación de las propiedades dinámicas de un suelo (módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y relación de amortiguamiento, λ) para un rango de deformaciones angulares, γ , de medianas a grandes (0.002 a 10%).

Ishihara y Li (1972) desarrollaron una prueba triaxial de torsión que se usó en cilindros sólidos, sin embargo, al realizar la prueba con estos especímenes se generaron esfuerzos cortantes en un rango desde cero a lo largo del eje del espécimen, a un valor máximo en el borde exterior. Otros investigadores (Drnevich, 1967, 1972) desarrollaron aparatos de corte torsional cíclico para cilindros huecos (Figura 1.24), esto con la finalidad de aumentar la uniformidad radial de esfuerzos cortantes. Un problema que se tiene para el ensaye de cilindros huecos es que la preparación del espécimen puede ser difícil y la disponibilidad del equipo limitada.

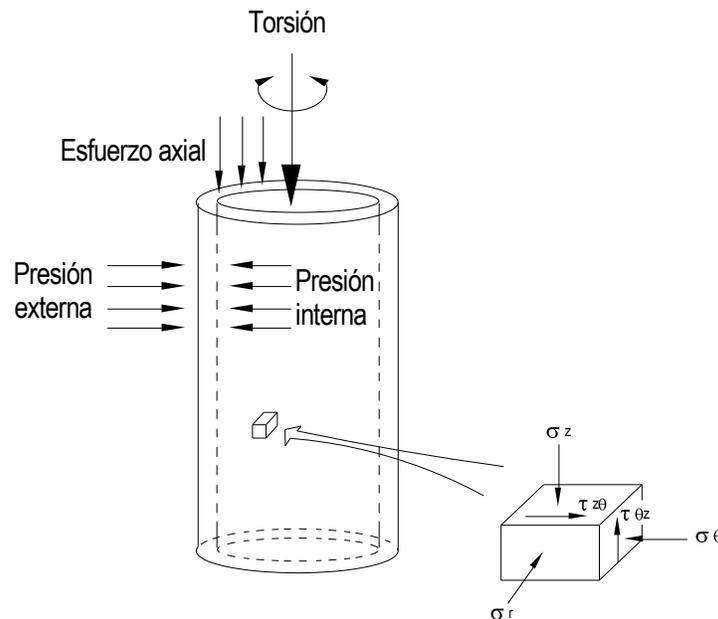


Figura 1.24. Representación esquemática de la prueba cíclica torsionante en un espécimen hueco



2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE MUESTREO

2.1. Métodos de exploración de campo

Los métodos de exploración de campo tienen como objetivo conocer las características de un depósito de suelo, tales como: estratigrafía, condiciones hidráulicas, resistencia del material, entre otras, esto se puede lograr mediante métodos directos, indirectos o preliminares.

Métodos preliminares

- Sondeo de cono eléctrico (CPT),
- Sondeo con piezocono, y
- Sonda suspendida.

Métodos directos

- Pozos a cielo abierto (PCA),
- Sondeo de penetración estándar (SPT), y
- Sondeo mixto (SM).

Métodos indirectos.

- Refracción sísmica,
- Resistencia eléctrica, y
- Método magnético y gravimétrico.

Los trabajos de campo realizados para cumplir con los objetivos de esta tesis consistieron en sondeos de penetración estándar, sondeos mixtos, sondeos de cono eléctrico y sondeos con piezocono.

2.1.1. Sondeo de penetración estándar (SPT)

El sondeo de penetración estándar es de los métodos que arrojan mejores resultados en la práctica ya que proporciona información útil en torno al subsuelo, estos se realizan según la norma ASTM D1586-84, utilizando un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente (comúnmente llamado tubo partido) provisto en sus extremos de dos piezas roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero y la superior es un cabezal que sirve de unión entre el penetrómetro y las barras huecas de acero que se utilizan para introducirlo al fondo de la perforación. El tubo muestreador estándar tiene una longitud de 60 cm, con diámetros interior y exterior de 3.5 y 5.0 cm respectivamente (Figura 2.1).

Cuando se realiza un barreno hasta una profundidad determinada, las herramientas de perforación son retiradas, posteriormente el tubo partido se introduce al fondo de la perforación en donde es hincado mediante percusión con un martinete en caída libre, de 65 kg de peso a una altura constante de 75 cm (Figura 2.2). Se registra entonces el número de golpes necesarios para que el muestreador penetre 60 cm en intervalos de 15 cm, definiéndose como resistencia a la penetración estándar, al número de golpes (N), necesarios para hincar el tubo partido los 30 cm intermedios. Con este procedimiento se logra la recuperación de muestras alteradas o representativas (Figura 2.3) con las cuales es posible obtener en un laboratorio: análisis granulométricos, límites de plasticidad, peso específico del material, entre otras propiedades índice que permitan la clasificación del suelo.

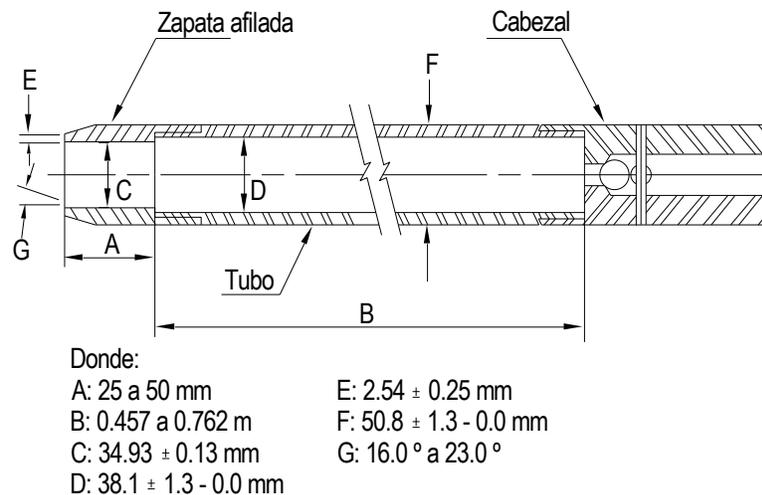


Figura 2.1. Tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, (ASTM D1586-84)

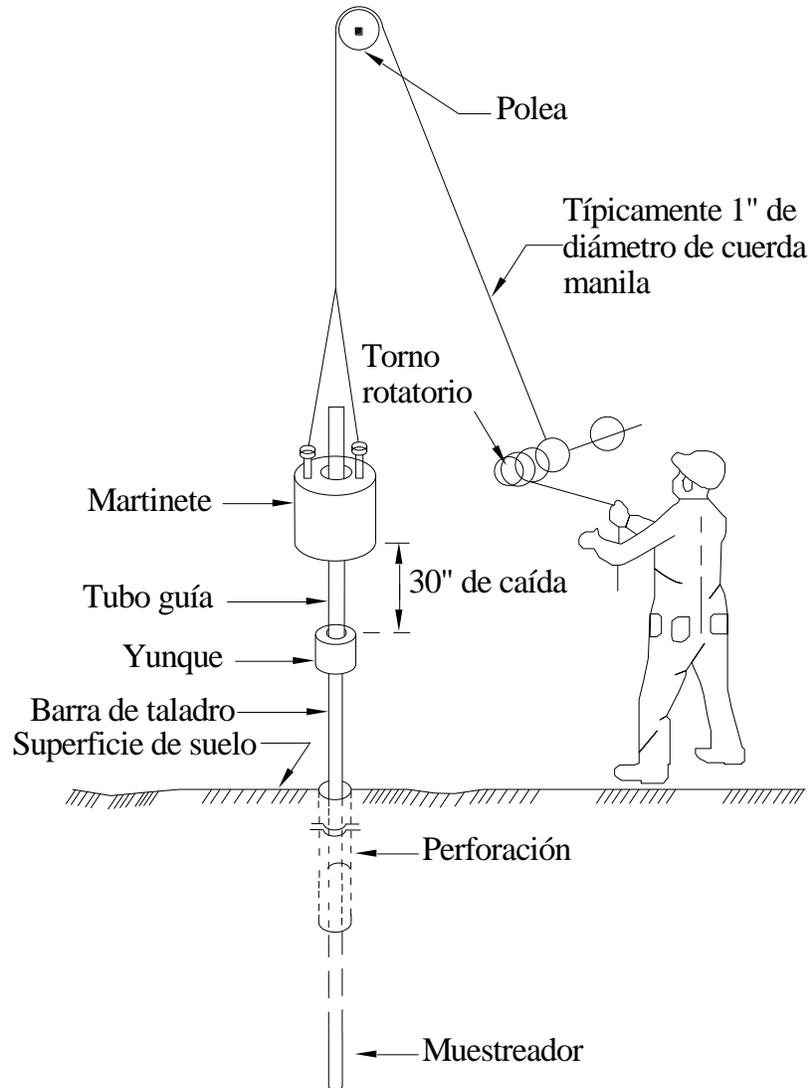


Figura 2.2. Esquema de manejo y montaje del SPT



Figura 2.3. Tubo partido con recuperación de muestra

2.1.2. Sondeo mixto (SM)

El sondeo mixto se realiza principalmente en suelos blandos, combinando la técnica de penetración estándar con la de cono eléctrico (CPT, descrita más adelante) permitiendo la recuperación de muestras inalteradas útiles para realizar en un laboratorio de mecánica de suelos; pruebas estáticas, dinámicas o de consolidación y conocer así las propiedades mecánicas del material.

En base al sondeo SPT es posible identificar los diferentes estratos del depósito de suelo, mientras que con el CPT se obtiene un perfil de resistencia de punta en cada uno de ellos, en base a la información proporcionada por ambas técnicas se eligen las profundidades de interés a las cuales se extraerán las muestras a estudiarse.

Las muestras recuperadas con un sondeo mixto pueden ser extraídas utilizando tubos convencionales de pared delgada llamados *Shelby* o con tubos muestreadores tipo *TGC*. Las características de ambas herramientas se describen a continuación.

Tubo Shelby

Están hechos de acero sin costura y son usados para obtener suelos arcillosos inalterados. Los más comúnmente empleados tienen diámetros exteriores de 76.2 mm (3 in) y 101.6 mm (4 in), en un extremo son afilados y en el otro cuentan con una rosca mediante la cual se acoplan a las barras de perforación a través de un cabezal (Figura 2.4).

Las barras de perforación unidas al tubo muestreador son llevadas al fondo del barreno donde el tubo Shelby es hincado mediante presión ejercida por la maquinaria y en algunos casos con rotación lenta, de manera que se le provoque la menor alteración a la muestra que será extraída. Una vez fuera, el tubo muestreador es desacoplado de las barras de perforación y sellado por ambos extremos.

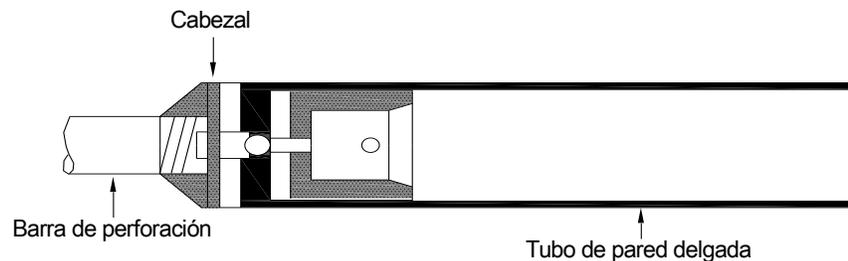


Figura 2.4. *Tubo Shelby*

Muestreador tipo TGC

El muestreador tipo TGC (Figura 2.5) consiste en un tubo de acero que lleva en su interior un colector de aluminio cortado en segmentos, y en la punta una zapata afilada de acero templado. Este al ser hincado a presión provoca que el suelo quede contenido en los colectores de aluminio, los cuales ayudan a mitigar drásticamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo la corrosión que sufren los tubos de acero que convencionalmente se emplean. Adicionalmente, el muestreador lleva una válvula muy

ligera que facilita la salida del lodo de perforación durante el hincado, posteriormente dicha válvula es cerrada con ayuda de una varilla de acero de 1.0 m de longitud, la cual es introducida a través de las barras de perforación.

El muestreador tipo TGC puede ser empleado de dos maneras:

- a) Como un muestreador simple de pared delgada.
- b) Como un muestreador de pistón automático, instalándole para ello un pivote neumático.

Este dispositivo permite aplicar un vacío en la cámara que queda por encima de la muestra, logrando con ello que las muestras de suelo muy blando no se salgan del tubo, sobre todo durante las maniobras para retirar el equipo de la perforación.

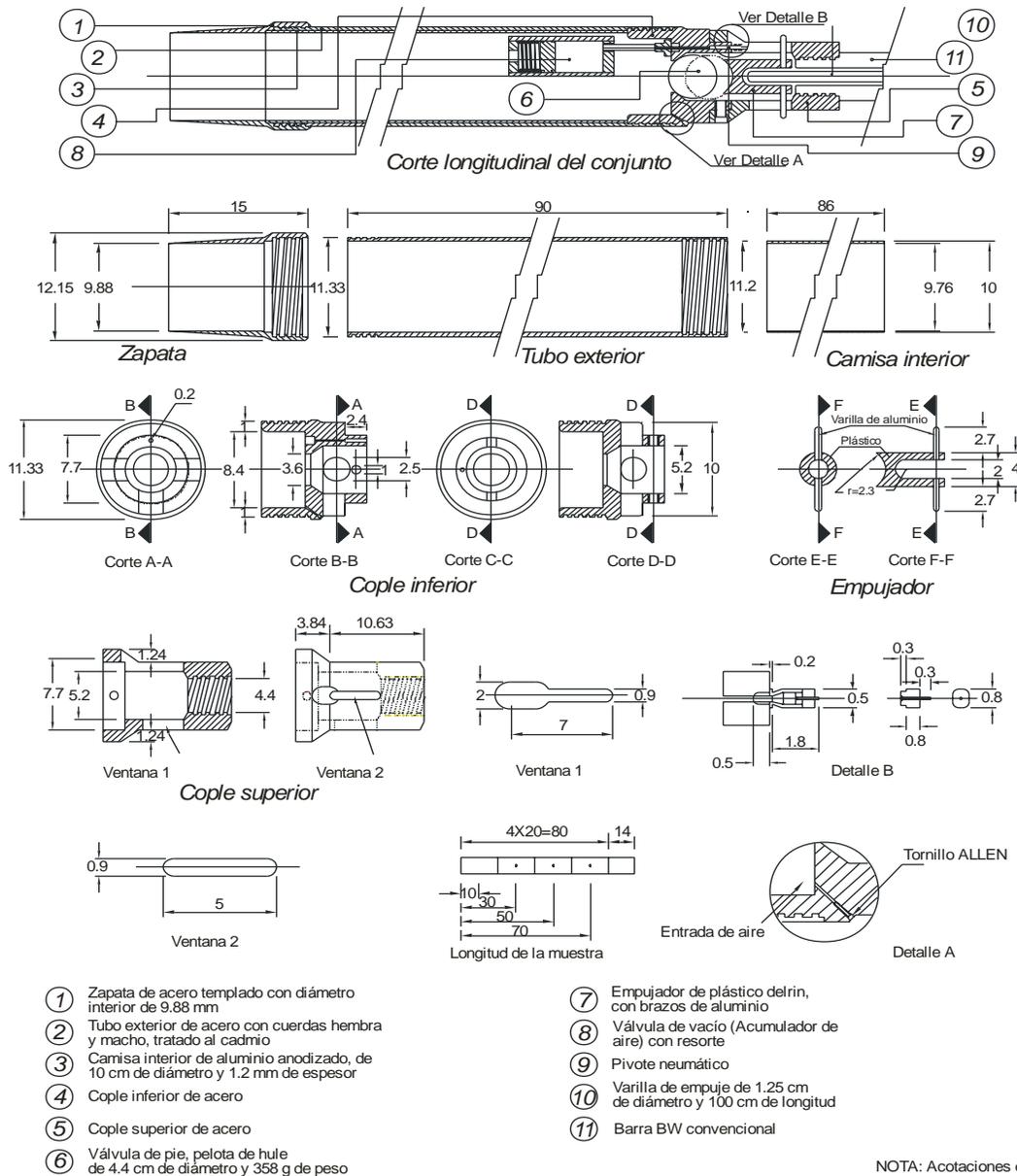


Figura 2.5. Esquema del tubo muestreador tipo TGC, (TGC, 2006)

2.1.3. Sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT)

La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como prueba de penetración de cono holandés o prueba de penetración estática, a diferencia de los sondeos SPT y SM, no requiere de un barreno previo para su realización.

Anteriormente con este sistema se medía únicamente la resistencia a la penetración llamada también resistencia de punta, q_c , los actuales penetrómetros miden tanto la resistencia de punta (definida como la fuerza vertical aplicada al cono, dividida entre su área horizontal proyectada), como la resistencia por fricción, f_c , (definida como la fuerza vertical aplicada sobre un cilindro situado en la parte superior del cono, dividido entre su área superficial).

A continuación se describen los dos tipos de penetrómetros que generalmente se utilizan para medir q_c y f_c :

- *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (Figura 2.6). En este caso, la punta del instrumento se encuentra acoplada a un conjunto de barras y es empujada aproximadamente 40 mm, suficiente para conocer la resistencia de cono. Posteriormente con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del cilindro, conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el cilindro; restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.
- *Penetrómetro de cono de fricción eléctrico*. En este instrumento la punta se acopla a una serie de barras de acero (usualmente de 3.6 cm de diámetro), por cuyo interior se hace pasar un cable que lleva la señal a la superficie, la cual es recibida por un aparato receptor que la transforma en una señal digital (Figura 2.7). La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La técnica empleada durante la campaña de exploración para determinar la variación de la resistencia a la penetración y a la fricción del cono con respecto a la profundidad, fue la de penetración con cono eléctrico. La interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas de los depósitos de suelo y estimar la resistencia al corte del material mediante el uso de correlaciones empíricas.

El cono eléctrico (Figura 2.8) es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), generalmente tiene una capacidad de carga de 2 toneladas y una resolución de ± 2 kg; la punta del cono tiene 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro (10 cm^2 de área transversal).

La prueba de penetración de cono eléctrico se realiza siguiendo la norma ASTM D3441-05, en la que se propone una velocidad de penetración de 1 a 2 cm/s $\pm 25\%$. Para arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s, puesto que se tiene un mejor control de la prueba, sin embargo, es importante que dicha velocidad se mantenga constante, ya que es común que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasar éstas, el cono se acelere.

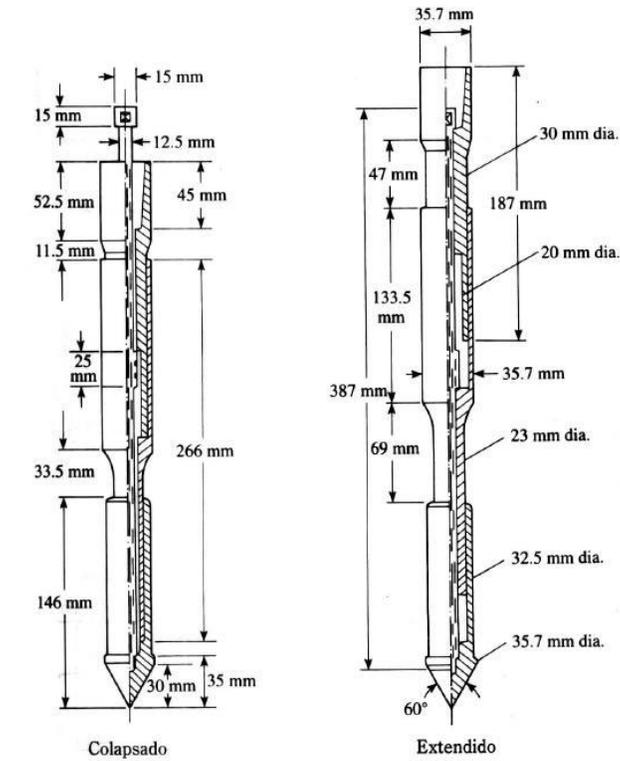


Figura 2.6. Penetrómetro de cono de fricción mecánico (según la ASTM, 1992)

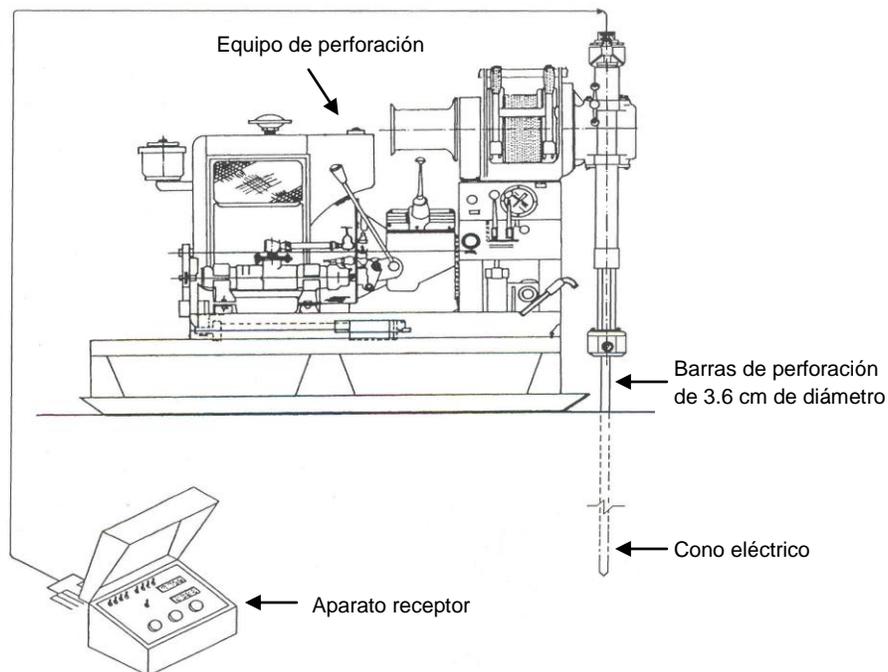


Figura 2.7. Esquema del equipo de hincado del cono eléctrico

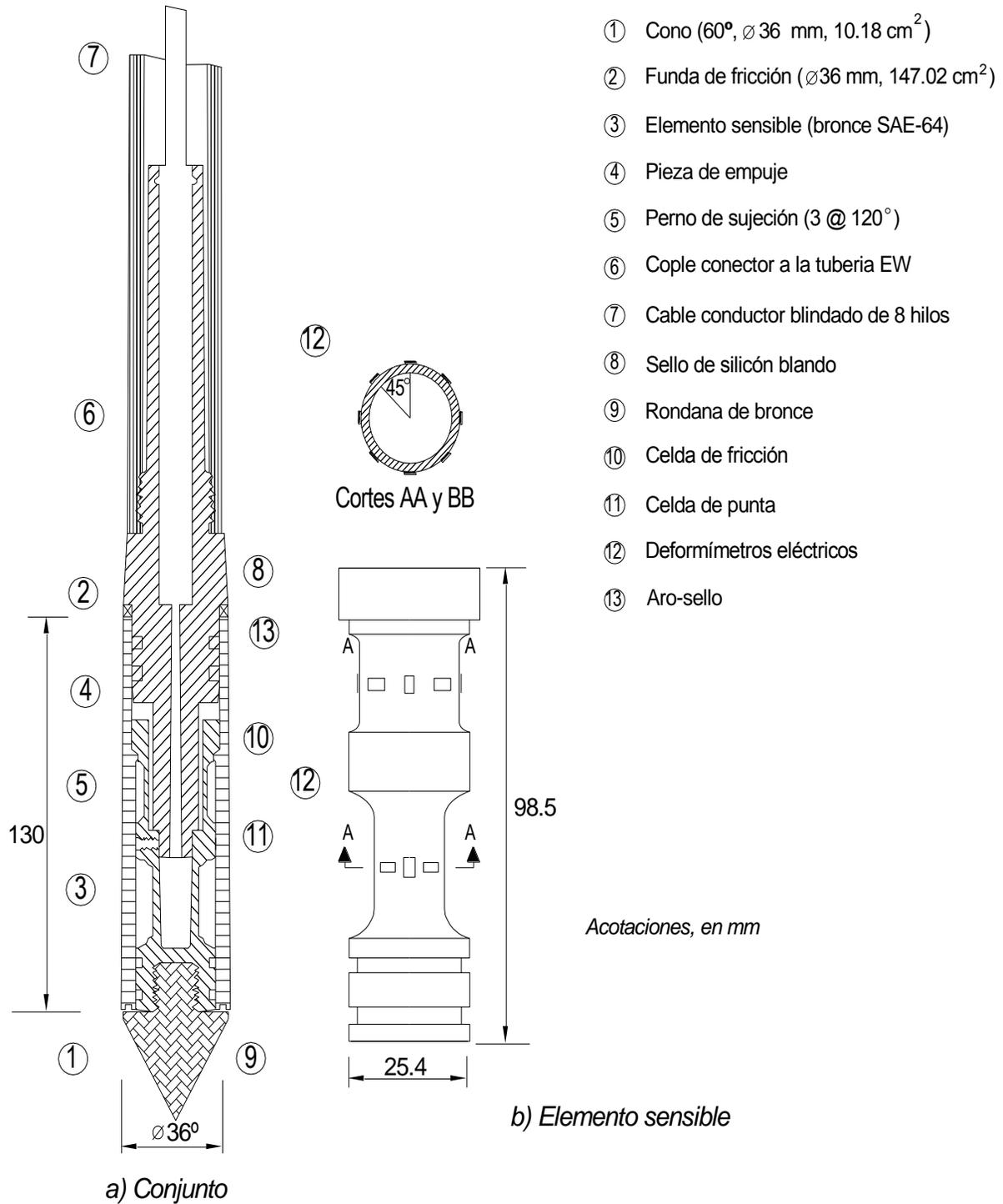


Figura 2.8. Corte transversal del cono eléctrico, (TGC, 2006)

2.1.4. Sondeo con piezocono (SPC)

El piezocono es un dispositivo mediante el cual es posible medir la presión de poro generada en un depósito de suelo a diferentes profundidades, de manera que se conozcan las condiciones hidráulicas del subsuelo (Tortenson, 1975 y Wissa *et al.*, 1975). Dicho dispositivo está compuesto por un transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica de 5.08 centímetros de diámetro con punta cónica (Figura 2.9), en la cual se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre éstas y el transductor existe una cámara, la cual es saturada generalmente con glicerina o agua desaerada, de tal forma que se garantice que la presión ejercida por el agua alrededor del piezocono se transmita íntegra a una membrana que forma parte del transductor. Para obtener buenos resultados es necesario asegurar la saturación de la cámara para evitar con ello la formación de burbujas de aire en el interior de la misma. El equipo empleado para realizar esta prueba es el mismo que se utiliza en un sondeo de cono eléctrico convencional.

El procedimiento de ejecución consiste en hincar el piezocono a una velocidad constante hasta la profundidad donde se desean conocer las condiciones hidráulicas, registrando lecturas de presión de poro hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. El tiempo necesario para alcanzar el equilibrio dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en estudio, por lo cual las mediciones de presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables cuya profundidad puede definirse indirectamente con los resultados obtenidos de un sondeo de cono eléctrico complementado con un sondeo selectivo previamente ejecutado.

En cada medición se gráfica una curva de disipación de presión de poro versus el tiempo transcurrido después de suspenderse el hincado. Cuando las lecturas tienden a ser constantes se dice que se ha alcanzado la presión de estabilización cuyo valor es la presión de poro existente en el sitio a la profundidad del hincado. Finalmente se presentan los resultados del sondeo en una gráfica que relaciona la presión de poro medida en el sitio con la correspondiente profundidad de medición (Figura 2.13).

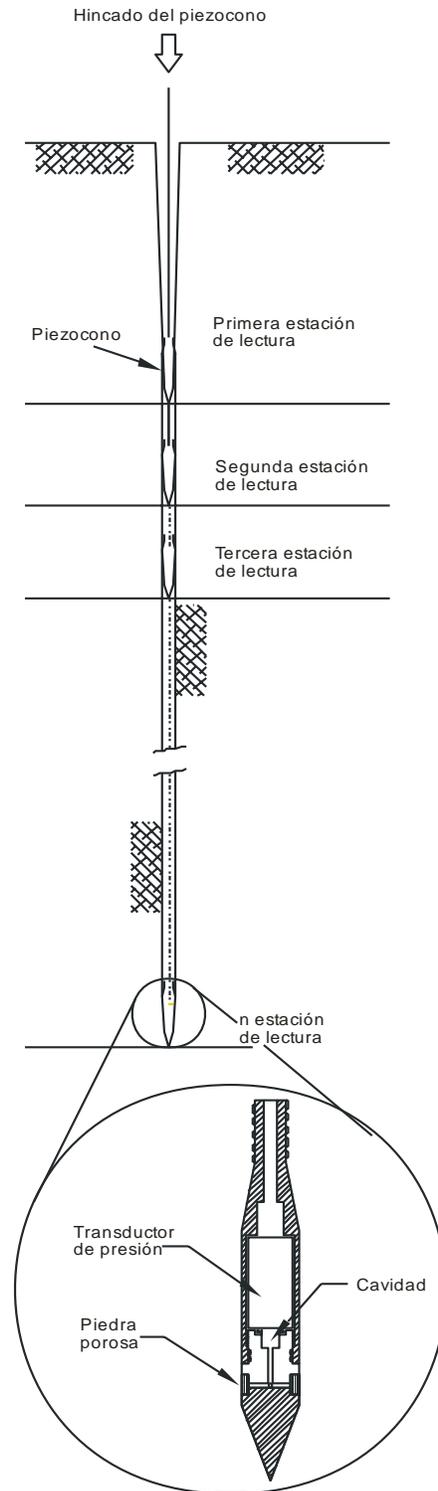


Figura 2.9. Esquema del piezocono

2.2. Descripción general

Para poder definir las características geotécnicas en la Zona del Ex-Lago de Texcoco, se realizaron trabajos de exploración en campo que consistieron en el estudio de tres sitios cercanos a las estaciones acelerográficas conocidas como Texcoco Sosa (SOSA), Texcoco Sitio 1 (TXS1) y Texcoco Sitio 2 (TXS2), con la finalidad de detallar la secuencia estratigráfica del subsuelo, condiciones hidráulicas, propiedades índice y el comportamiento de los depósitos de suelo (esfuerzo-deformación) ante carga cíclica (Mayoral *et al.*, 2006).

Los trabajos de exploración realizados en los sitios antes mencionados consistieron en sondeos de penetración estándar (SPT) con recuperación de muestras inalteradas mediante sondeos selectivos, así como sondeos de cono eléctrico (CPT) para determinar la resistencia de punta, y un sondeo con piezocono para conocer las condiciones hidráulicas del sitio; todos ellos efectuados de acuerdo a las normas ASTM vigentes. La ubicación de las estaciones acelerográficas cercanas a los sitios de estudio se muestran en la figura siguiente.

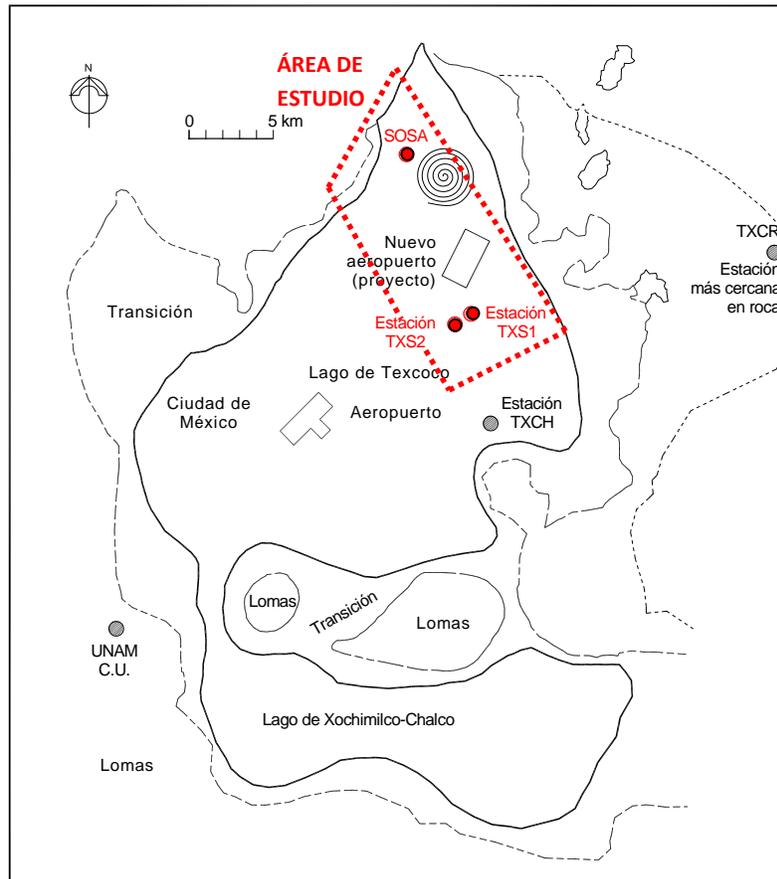


Figura 2.10. Localización de las estaciones acelerográficas y área de estudio

A continuación se presentan los resultados recolectados durante la campaña de exploración mediante los trabajos realizados *in situ*.

2.3. Resultados *in situ*

2.3.1. Resultados del sondeo de penetración estándar (SPT) y sondeo mixto (SM)

Se realizaron tres sondeos mixtos, uno a 50 m y dos hasta una profundidad media de 65 m (Tabla 2.1), con diámetro de 4" alternando la técnica de penetración estándar con muestreo inalterado empleando tubos de pared delgada tipo TGC, recuperando en promedio seis muestras inalteradas por sondeo. Las profundidades de muestreo fueron definidas con base en el perfil de resistencia de punta del cono eléctrico.

Tabla 2.1. Sondeos de penetración estándar con recuperación de muestras

Tipo de sondeo	Descripción	Profundidad máxima (m)
Sondeo de penetración estándar (SPT)	TXS1-SM-1	65.05
	TXS2-SM-1	65.12
	SOSA-SM-1	50.00

En la Figura 2.11 se presenta un registro de exploración geotécnica de SPT perteneciente al sitio TXS1, los registros completos tanto para este sitio como para TXS2 y SOSA pueden consultarse en el anexo A de este trabajo.

2.3.2. Resultados del sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT)

Se llevaron a cabo tres sondeos de cono eléctrico, uno a 50 m y dos hasta una profundidad de 60 m aproximadamente (Tabla 2.2), realizando avance mediante rotación con broca tricónica en los estratos duros donde el cono eléctrico no penetró.

Tabla 2.2. Sondeos de cono eléctrico efectuados

Tipo de sondeo	Descripción	Profundidad máxima (m)
Sondeo de cono eléctrico (CPT)	TXS1-CPT-1	60.30
	TXS2-CPT-1	60.00
	SOSA-CPT-1	51.30

En la Figura 2.12 se presenta un registro de exploración geotécnica de CPT perteneciente al sitio TXS1, los registros completos tanto para este sitio como para TXS2 y SOSA pueden consultarse en el anexo B de este trabajo.

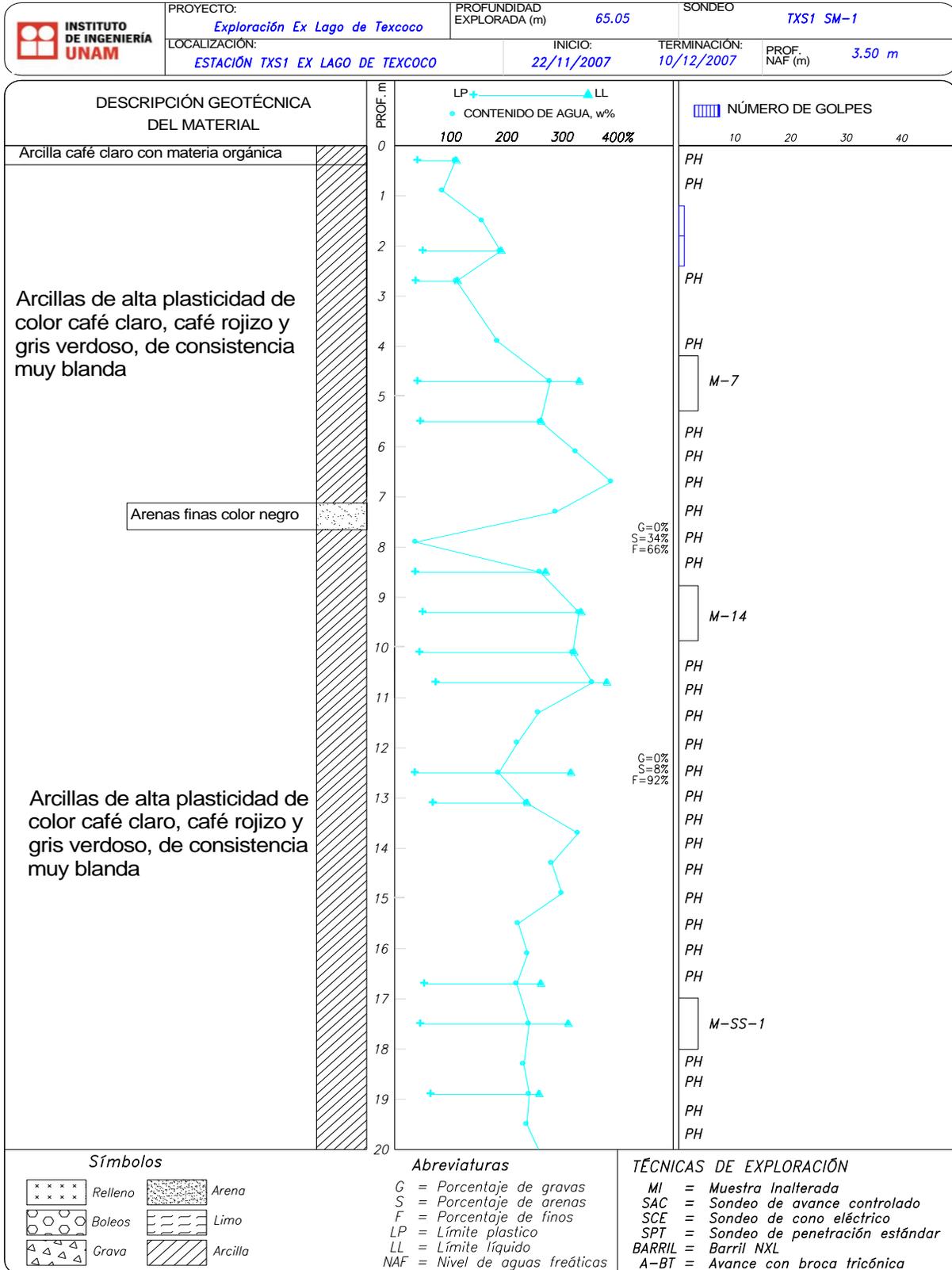


Figura 2.11. Registro de exploración geotécnica de sondeo SPT correspondiente al sitio TXS1

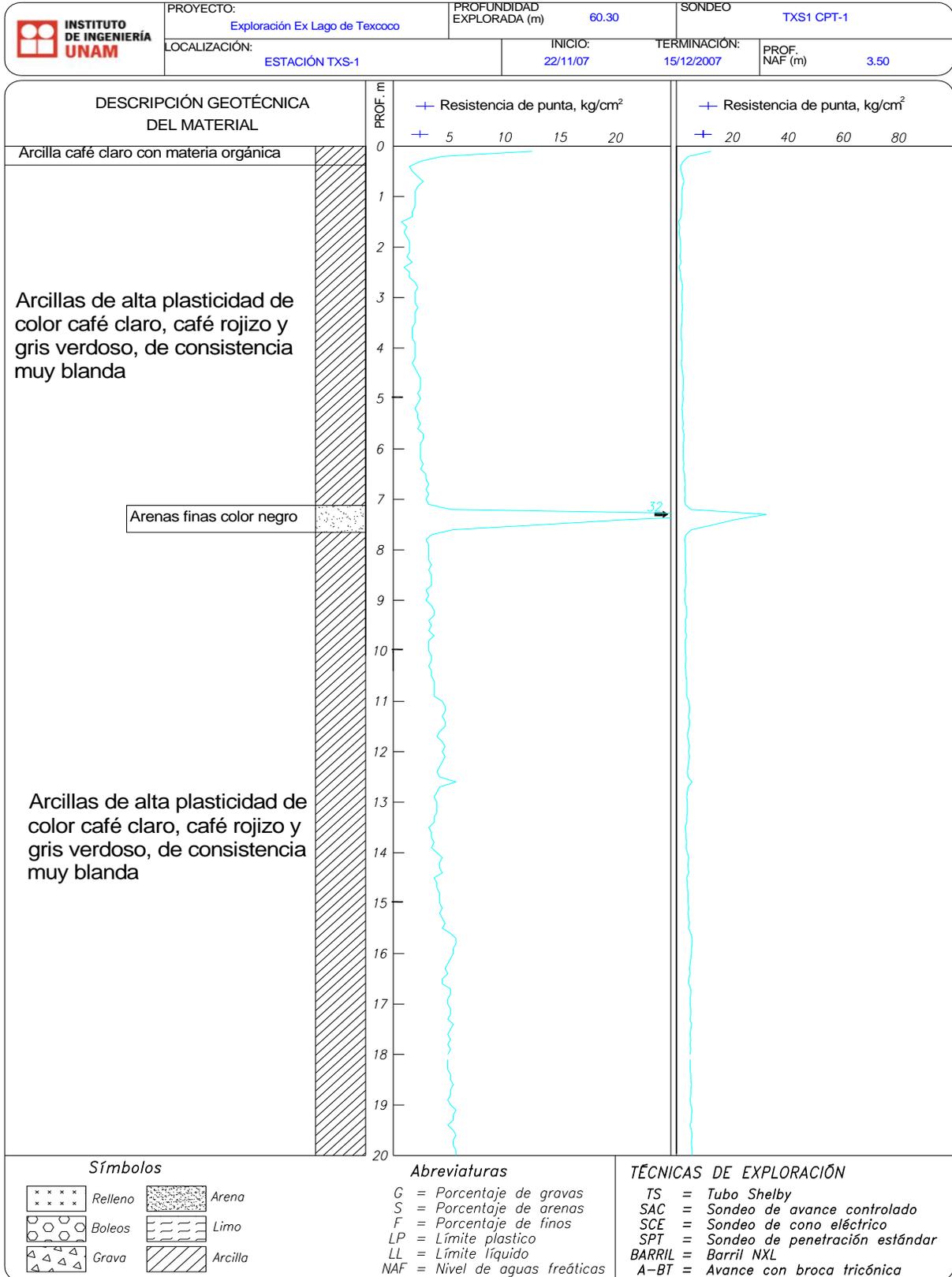


Figura 2.12. Registro de exploración geotécnica de sondeo CPT correspondiente al sitio TXS1

2.3.3. Resultados del sondeo con piezocono

Se efectuó un sondeo con medición de presión de poro en estratos permeables correspondiente al sitio SOSA. En los sitios TXS1 y TXS2 no fue posible determinar las condiciones hidráulicas del subsuelo, debido a que los estratos permeables en estos depósitos de suelo son muy delgados impidiendo con ello un adecuado hincado del piezocono.

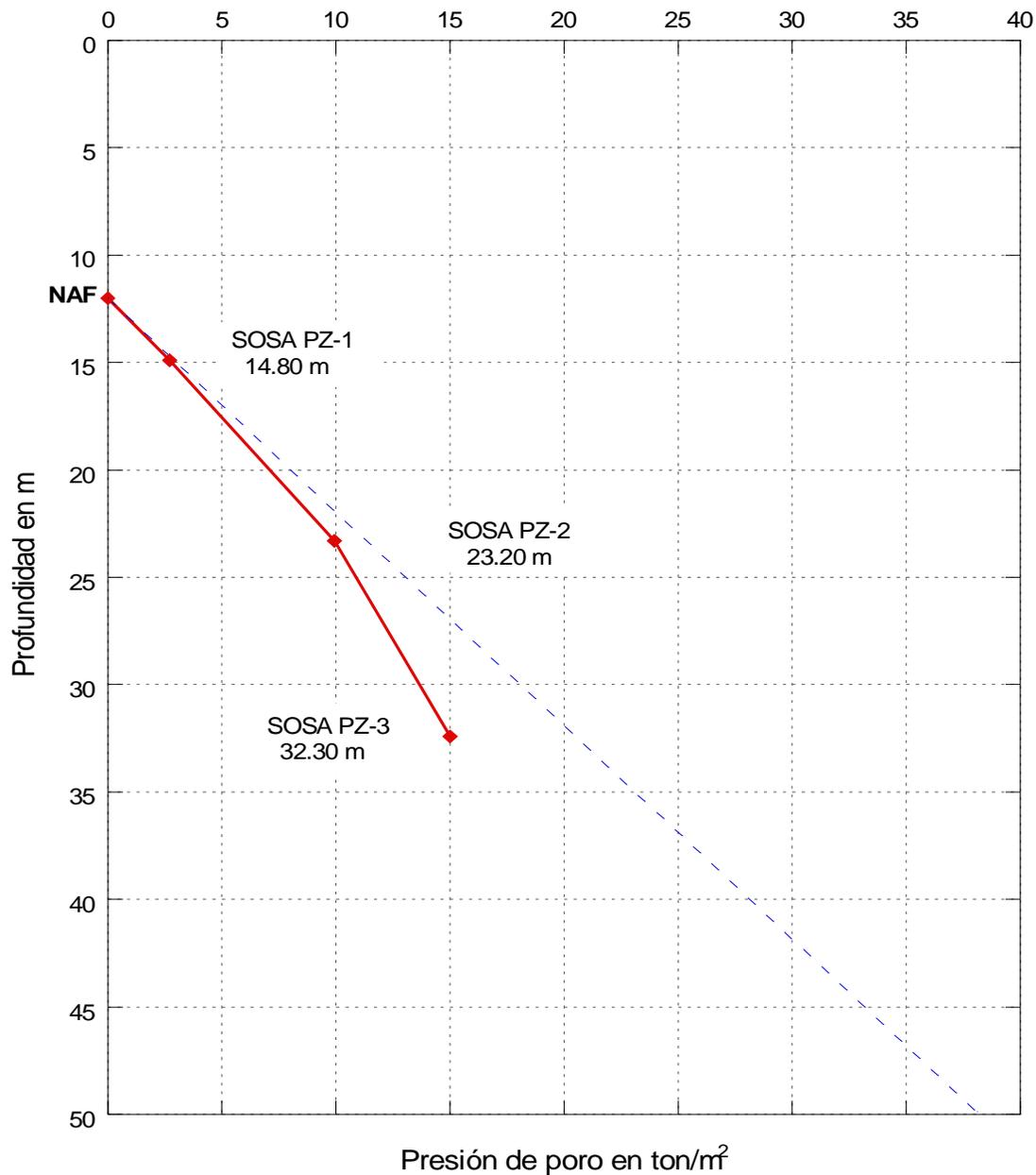


Figura 2.13. Presión de poro medida in situ

2.4. Interpretación de resultados

2.4.1. Interpretación de los resultados del sondeo de penetración estándar (SPT)

Además de la recuperación de muestras de suelo alteradas, la prueba de penetración estándar proporciona información útil para la obtención de los parámetros de un suelo mediante el uso de correlaciones empíricas, las cuales cabe aclarar no han sido comprobadas para los suelos blandos de la Zona de Lago, en los que el penetrómetro se hincó únicamente por el peso del equipo. Debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla no es posible establecer ninguna correlación confiable.

La consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número de golpes, N , de la penetración estándar (Tabla 2.3). Sin embargo, las correlaciones empíricas empleadas en arcillas requieren pruebas de laboratorio para verificar que estas sean válidas para el depósito de suelo en estudio. Algunas de las correlaciones empleadas para el caso de suelos cohesivos a partir del número de golpes, N , son; con respecto a la resistencia al corte, C_u , a la relación de preconsolidación, OCR, a la sensibilidad, S_t , y para el caso de suelos granulares, con respecto a la compacidad relativa, C_r , al ángulo de fricción interna, ϕ , a la velocidad de propagación de ondas de cortante, V_s , entre otras.

➤ Suelos Cohesivos

Tabla 2.3. Consistencia en arcillas y correlación aproximada con el número de golpes, N

Numero de golpes, N	Consistencia	Resistencia a compresión no confinada, q_u (kg/cm ²)
0 – 2	Muy blanda	< 0.25
2 – 4	Blanda	0.25 - 0.50
4 – 8	Medio firme	0.50 - 1.0
8 – 15	Firme	1.0 - 2.0
15 – 30	Muy firme	2.0 - 4.0
> 30	Dura	> 4.0

Resistencia al corte, C_u

La literatura técnica contiene diversas correlaciones empíricas entre el número de golpes, N , y la resistencia al corte no drenada de la arcilla, C_u .

Hará *et al.*, 1971 propuso la siguiente correlación:

$$C_u(\text{kN/m}^2) = 29N^{0.72} \quad (2.1)$$

donde,

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar.

Con base en el resultado de pruebas triaxiales no drenadas, realizadas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) propuso:

$$C_u = KN \quad (2.2)$$

donde,

K es una constante de proporcionalidad con un rango entre 0.036-0.066 kg/cm² (3.5 - 6.5 kN/m²), y

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar.

Relación de preconsolidación, OCR

La relación de preconsolidación de un depósito natural de arcilla es relacionada con el número de golpes, N, a partir de la siguiente correlación obtenida por Mayne y Kemper (1988):

$$OCR = 0.139 \left(\frac{N}{\sigma'_v} \right)^{0.689} \quad (2.3)$$

donde,

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, en MN/m², y

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar.

Sensitividad, S_t

La sensibilidad de un suelo arcilloso desempeña un papel importante en el valor real de N obtenido en campo. La Figura 2.14 presenta una gráfica de $N_{(medida)}/N_{(en S_t=1)}$ versus S_t (Schmertmann, 1975).

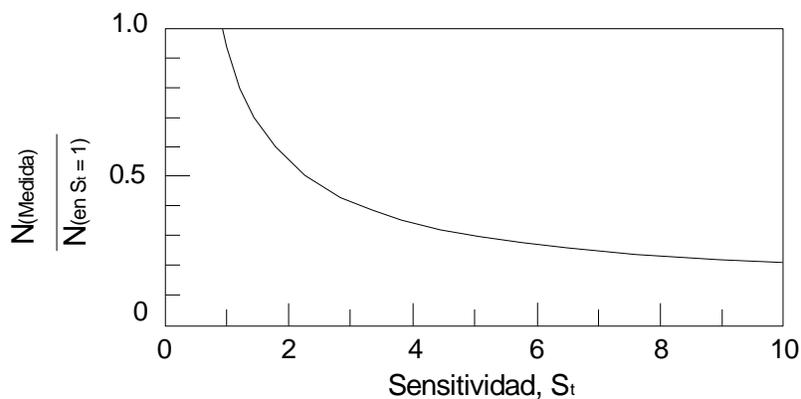


Figura 2.14. Sensitividad, S_t , para suelos arcillosos



➤ *Suelos granulares*

En suelos granulares el valor del número de golpes, N , es afectado por el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , razón por la cual es necesario hacer una corrección de N de la siguiente manera:

$$N_{\text{cor}} = C_N N \quad (2.4)$$

donde,

N_{cor} es el valor de N corregido para un valor estándar de σ'_v de 0.97 kg/cm^2 ,

C_N es un factor de corrección, y

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar.

Compacidad relativa, C_r

Marcuson y Bieganousky (1977) propusieron la siguiente correlación empírica:

$$C_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N + 1600 - 53\sigma'_v - 50u^2)^{0.5} \quad (2.5)$$

donde,

C_r es la compacidad relativa,

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar,

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo (lb/in^2), y

u es un coeficiente de uniformidad de la arena.

Ángulo de fricción interna, ϕ

En la figura 2.15 se presenta una correlación en forma grafica, comúnmente empleada para determinar el ángulo ϕ de las arenas y suelos predominantemente friccionantes (Peck *et al.*, 1954), en donde se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. Sin embargo; esta correlación no toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, lo cual es importante según algunos investigadores (Holtz y Gibbs, 1957; Coffman, 1960).

La correlación mencionada puede ser aproximada a partir de la siguiente expresión (Wolff, 1989):

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.3 N_{\text{cor}} - 0.00054 N_{\text{cor}}^2 \quad (2.6)$$

donde,

N_{cor} es el número de golpes corregido a partir del número, N , obtenido de la prueba de penetración estándar y es posible determinarlo de la Tabla 2.4 conociendo la compacidad relativa en arenas.

Tabla 2.4. Relación entre los valores de N_{cor} y la compacidad relativa en arenas

Número de golpes corregido, N_{cor}	Compacidad relativa aproximada, C (%)
0 – 5	0 – 5
5 – 10	5 – 30
10 – 30	30 – 60
30 – 50	60 – 95

Schmertmann (1975) propuso una correlación entre N , σ'_v y ϕ , la cual puede aproximarse según Kulhawy y Mayne (1990), con la siguiente expresión:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (2.7)$$

donde,

N es el número de golpes obtenido de la prueba de penetración estándar,

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo,

P_a es la presión atmosférica, y

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) propusieron una correlación simple entre ϕ y N_{cor} , la cual se expresa como:

$$\phi = \sqrt{20 N_{cor}} + 20 \quad (2.8)$$

donde,

ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, y

N_{cor} es el número de golpes corregido a partir del número, N , obtenido de la prueba de penetración estándar.

Velocidad de propagación de ondas de cortante, V_s , en arenas

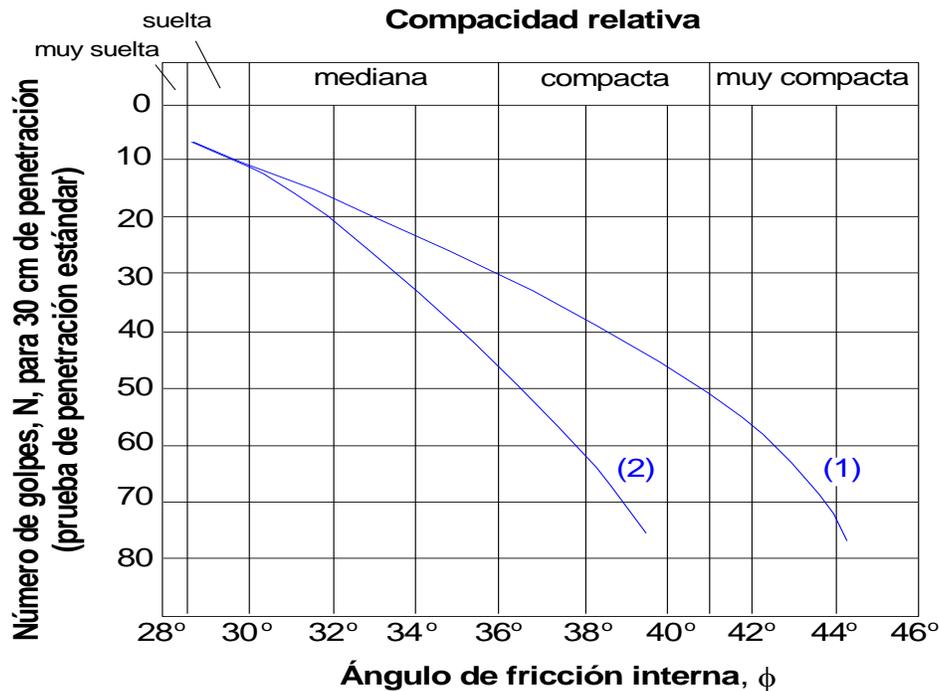
La velocidad de propagación de ondas de cortante en arenas puede estimarse usando la expresión empírica propuesta por Seed *et al.*, (1983).

$$V_s = \alpha N^\beta \quad (2.9)$$

donde,

N es el número de golpes de la prueba de penetración estándar corregido por energía y sobrecarga, y

α y β son parámetros obtenidos por Seed e Idriss (1983), cuyos valores son $\alpha = 61$ y $\beta = 0.5$.



(1) *Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso*

(2) *Relación para arenas finas y para arenas limosas*

Figura 2.15. Obtención gráfica del ángulo de fricción, ϕ (Peck et al., 1954)

Cuando se usan los datos obtenidos de un sondeo de penetración estándar en las correlaciones anteriores con el objeto de estimar los parámetros de un suelo, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las ecuaciones son aproximadas.
- Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores de N obtenidos para un mismo sondeo varían ampliamente.
- En depósitos de suelo que contienen grandes boleos y gravas, los valores de N son erráticos y de poca confianza.



Aunque es aproximada, con una correcta interpretación la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades de un suelo.

Las principales fuentes de error en un sondeo de penetración estándar son:

- Limpieza inadecuada del barreno.
- Conteo descuidado del número de golpes.
- Golpeteo excéntrico del martinete sobre las barras de perforación.
- Altura de caída del martinete inadecuada.
- Mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barreno.

En la Zona de Lago se sugiere utilizar la prueba de penetración estándar únicamente para la obtención de muestras alteradas de lentes y estratos duros, ya que la información que esta prueba proporciona en suelos blandos es limitada en cuanto a propiedades de resistencia se refiere. Por lo que se recomienda para este tipo de suelos llevar a cabo sondeos de penetración de cono eléctrico, ya que resulta ser una técnica de exploración más eficiente y precisa.



2.4.2. Interpretación de los resultados del sondeo de penetración de cono eléctrico (CPT)

Con los resultados obtenidos de un sondeo de penetración de cono eléctrico es posible detectar con precisión cambios estratigráficos en los depósitos de suelo, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta, q_c .

Para el subsuelo de la ciudad de México, particularmente en la Zona de Lago, la identificación del suelo puede hacerse comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

Algunas propiedades que pueden ser estimadas haciendo uso de correlaciones empíricas conociendo el valor de q_c , para el caso de suelos cohesivos son: la relación de fricción, F_r , la presión, p_c y relación, OCR, de preconsolidación, la cohesión no drenada, C_u , y la velocidad de propagación de ondas de cortante, V_s . Para suelos granulares es posible determinar la compacidad relativa, C_r , y el ángulo de fricción interna, ϕ .

➤ *Suelos cohesivos*

Relación de fricción, F_r

La relación de fricción es posible relacionarla con q_c de la siguiente manera:

$$F_r = \frac{f_c}{q_c} \quad (2.10)$$

donde,

f_c es la resistencia por fricción, y

q_c es la resistencia de punta.

Presión de preconsolidación, P_c

La presión de preconsolidación se correlaciona con q_c , a partir de la siguiente expresión:

$$P_c = 0.243(q_c)^{0.96} \quad (2.11)$$

donde,

P_c es la presión de preconsolidación, y

q_c es la resistencia de punta.

*Relación de preconsolidación, OCR*

El OCR se relaciona con q_c según la siguiente expresión:

$$\text{OCR} = 0.37 \left(\frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v} \right)^{1.01} \quad (2.12)$$

donde,

OCR es la relación de preconsolidación,

q_c es la resistencia de punta, y

σ_v y σ'_v son el esfuerzo total y vertical efectivo, respectivamente.

Cohesión no drenada, C_u

Mayne y Kemper (1988), propusieron una correlación para determinar la cohesión no drenada para el caso de arcillas, a partir de la resistencia de punta obtenida de un sondeo de CPT, quedando de la siguiente manera:

$$C_u (\%) = \frac{q_c - \sigma'_v}{N_k} \quad (2.13)$$

donde,

N_k es el factor de capacidad de carga ($N_k=15$ para cono eléctrico y $N_k=20$ para cono mecánico),

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, y

q_c es la resistencia de punta.

Velocidad de propagación de ondas de cortante, V_s

Para arcillas y limos del valle de México, la velocidad de ondas de cortante puede ser estimada haciendo uso de la expresión propuesta por Ovando y Romo (1990), en términos de la resistencia de punta a la penetración, q_c .

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (2.14)$$

donde,

V_s es la velocidad de propagación de ondas de cortante en m/s,

q_c es la resistencia de punta en t/m^3 ,

γ_s es el peso volumétrico de la muestra en t/m^3 , y

N_{kh} y η son parámetros que dependen del tipo de suelo y pueden obtenerse de la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Valores de N_{kh} y η para arcillas y limos del valle de México

Tipo de suelo	Valores para N_{kh}			η
	Máximo	Promedio	Mínimo	
Arcillas del Lago de Texcoco	14.0	9.5	6.7	23.33
Arcillas del Lago de Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0	26.40
Arcillas limosas de la capa dura en el valle de México	16.0	11.1	8.0	40.00

Jaime (1981) realizó trabajos de campo en suelos preconsolidados de la Zona del Lago de Texcoco, obteniendo una correlación empírica para determinar la velocidad de ondas de cortante (a la que denominó, C_s), al comparar los registros de resistencia de punta, q_c , del cono eléctrico con los registros de velocidades de ondas de corte utilizando las técnicas de sonda suspendida y downhole, llegando a las siguientes expresiones:

Utilizando sonda suspendida:

$$C_s = 10.03 + 0.0789q_c \quad (2.15)$$

Utilizando downhole:

$$C_s = 7.38 + 0.0854q_c \quad (2.16)$$

donde,

C_s es la velocidad de propagación de ondas de cortante en m/s, y

q_c es la resistencia de punta en kP_a .

Los valores de C_s obtenidos empleando ambas expresiones presentan un error entre ellos de aproximadamente 6 %.

➤ *Suelos granulares*

Compacidad relativa, C_r

Lancellotta (1983), Jamiolkowski *et al.*, (1985), mostraron que la compacidad relativa, C_r , para el caso de una arena normalmente consolidada se correlaciona con q_c de la siguiente manera:

$$C_r(\%) = A + B \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right) \quad (2.17)$$

donde,

A y B son constantes cuyos valores son -98 y 66 (Tm/m^2) respectivamente,

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, y

q_c es la resistencia de punta.

También es posible correlacionar gráficamente a la compacidad relativa, C_r , con la resistencia de punta, q_c , para arenas finas a partir de la Figura 2.16.

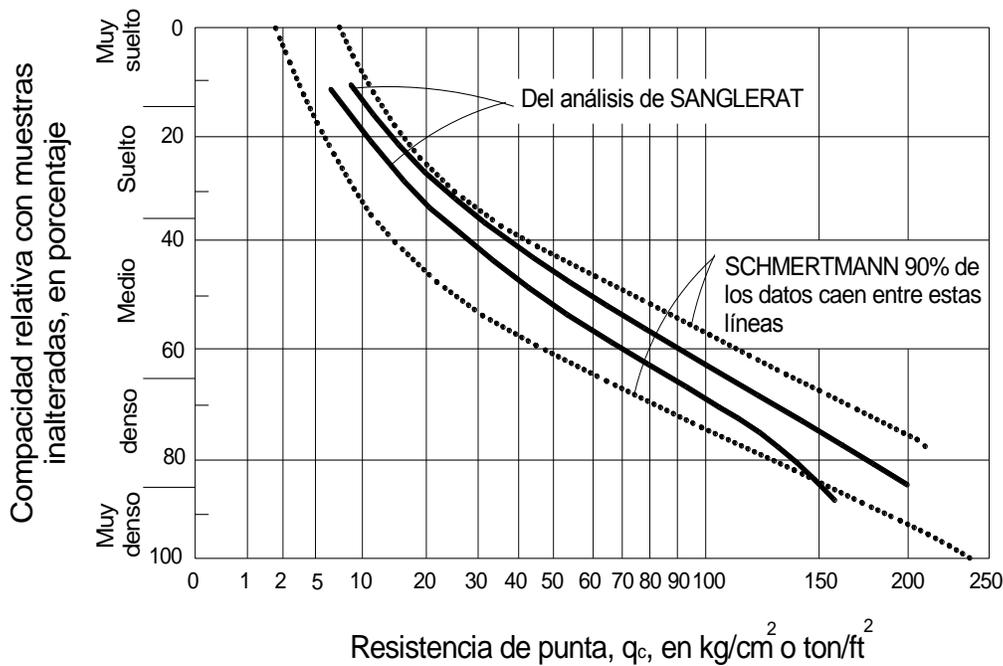


Figura 2.16. Correlación gráfica entre la resistencia de punta y la compacidad relativa para arenas finas

Ángulo de fricción interna, ϕ

Kulhawy y Mayne (1990) encontraron una correlación entre σ'_v y q_c para determinar el ángulo de fricción, ϕ , para arenas consolidadas, expresada como:

$$\phi = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (2.18)$$

donde,

ϕ es el ángulo de fricción interna del material,

σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo,

q_c es la resistencia de punta.

2.4.3. Interpretación de los resultados del sondeo con piezocono

Las pruebas con piezocono permiten definir las condiciones hidráulicas prevalecientes en el sitio de interés, esta información es de gran importancia ya que dichas condiciones hidráulicas varían cuando el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el depósito de suelo es modificado (e.g. peso de una cimentación, abatimiento del nivel freático, excavaciones, etc.). Por lo tanto es necesario monitorear la presión de poro, antes, durante y después de someter a un depósito de suelo a un estado de esfuerzos distinto al que se encontraba sujeto originalmente.

En el sitio de estudio denominado SOSA, se llevaron a cabo trabajos de campo para medir la presión de poro en tres estratos permeables y con ello generar la curva presión de poro versus profundidad (Figura 2.13), a partir de la cual es posible conocer las condiciones hidráulicas del depósito de suelo para diferentes profundidades.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS DE LABORATORIO

Para cumplir con el objetivo propuesto en este trabajo se llevaron a cabo pruebas básicas de laboratorio para determinar las propiedades índice del suelo y de esta forma clasificar al material en estudio de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Posteriormente se realizaron pruebas dinámicas en muestras representativas extraídas a diferentes profundidades de la Zona del antiguo Lago de Texcoco con la finalidad de conocer las curvas de degradación del módulo de rigidez y relación de amortiguamiento del suelo, en función de la deformación angular. Las pruebas fueron realizadas según las Normas ASTM correspondientes y llevadas a cabo en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los equipos de laboratorio empleados para los ensayos dinámicos fueron; cámara triaxial cíclica y columna resonante para cubrir con ello un amplio rango de deformaciones angulares, γ (10^{-4} a 5%). Ambas pruebas consisten en someter un espécimen de suelo a un esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , para posteriormente aplicarle un esfuerzo cíclico de magnitud, σ_d , a una cierta frecuencia, f . A medida que se incrementa σ_d , la deformación, γ , generada en el espécimen de suelo es mayor.

En la columna resonante, se genera un estado de vibración forzada torsional, mientras que en la cámara triaxial cíclica se produce un estado de vibración longitudinal (Figura 3.1).

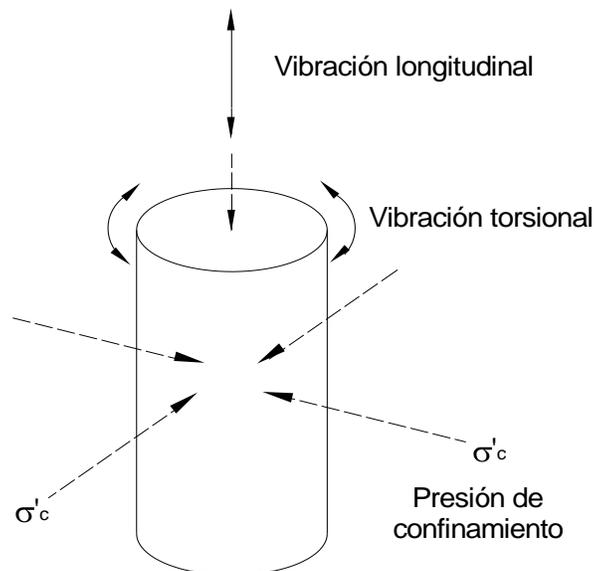


Figura 3.1. Estado de vibraciones en el espécimen de suelo



Tanto las pruebas índice como los ensayos dinámicos se llevaron a cabo en muestras inalteradas extraídas durante la campaña de exploración de los sitios TXS1, TXS2 y SOSA, mediante sondeos mixtos, en la Tabla 3.1 se enlistan las muestras recuperadas de dichos sitios y sus respectivas profundidades.

Tabla 3.1. Lista de muestras recuperadas durante la campaña de exploración

Sitio	Sondeo	Muestra	Profundidad (m)
TXS1	SM-2	M-7	4.80 – 5.00
TXS1	SS-1	M-1	17.40 – 17.60
TXS1	SS-1	M-2	25.60 – 25.80
TXS1	SS-1	M-3	34.20 – 34.40
TXS1	SS-1	M-6	51.80 – 52.00
TXS2	SM-1	M-7	4.20 – 4.40
TXS2	SM-1	M-15	9.20 – 9.40
TXS2	SM-1	M-40	25.80 – 26.00
SOSA	SM-1	M-1	2.40 - 2.60
SOSA	SM-1	M-9	5.60 - 5.80

3.1. Determinación de las propiedades índice

Para entender el comportamiento de un depósito de suelo es necesario analizar algunas propiedades que funcionan como “índice”, dichas propiedades o características nos permiten tanto la diferenciación de suelos de una misma categoría, así como las condiciones de estado del mismo; además de proporcionar una idea del comportamiento del material en comparación con otro.

3.1.1. Propiedades índice

En una muestra de suelo se distinguen tres fases constituyentes; la fase sólida, formada por las partículas minerales del suelo, la fase líquida, conformada por el agua dentro de la muestra y la fase gaseosa, la cual comprende principalmente al aire presente en el interior del material (Figura 3.2).

La fase líquida y gaseosa del suelo conforman lo que se conoce como volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos.

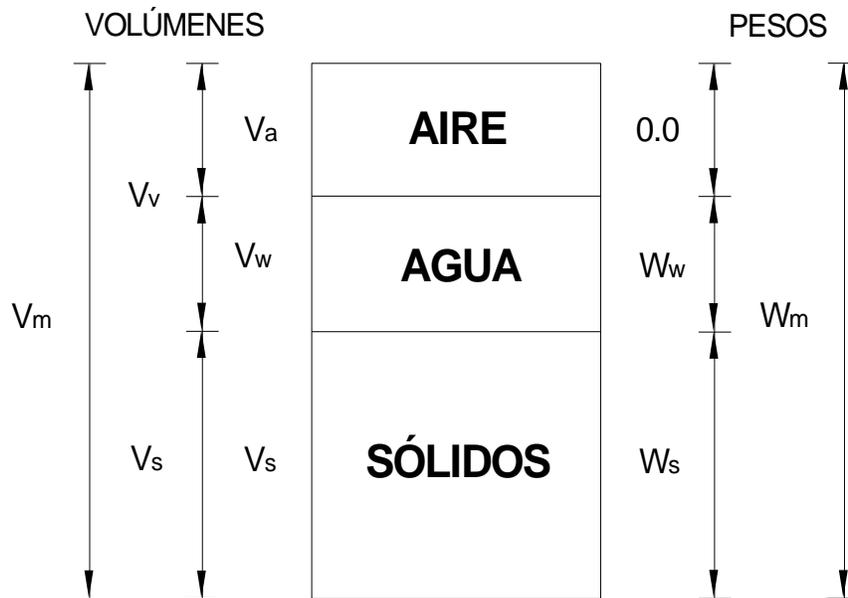


FIGURA 3.2. Diagrama de fases de un suelo

donde,

V_m es el volumen de la muestra; $V_m = V_v + V_s$

V_v es el volumen de vacíos; $V_v = V_a + V_w$

V_a es el volumen de aire

V_w es el volumen de agua

V_s es el volumen de sólidos

W_w es el peso de agua

W_s es el peso de sólidos

W_m es el peso de la muestra; $W_m = W_w + W_s$



A partir del diagrama de fases es posible establecer expresiones que nos permitan determinar las propiedades índice de un suelo, dichas expresiones se conocen como relaciones fundamentales y las principales son presentadas en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Relaciones fundamentales para determinar las propiedades índice de un suelo

CONCEPTO	RELACIÓN	RANGO DE VALORES TEÓRICO
Peso específico	$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$	$\gamma_m > 0$
Peso específico seco	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$	$\gamma_d > 0$
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = \frac{W_s + V_v \gamma_w}{V_m}$	$\gamma_{sat} > 0$
Peso específico sumergido	$\gamma'_m = \frac{W_s + (V_v - V_m) \gamma_w}{V_m}$	$\gamma'_m > 0$
Peso específico de sólidos	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s > 0$
Densidad de sólidos	$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	$G_s > 0$
Contenido de agua	$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} 100$	$w(\%) \geq 0$
Relación de vacíos	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$e > 0$
Porosidad	$n = \frac{V_v}{V_m}$	$0 \leq n \leq 1$
Grado de saturación	$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} 100$	$0 \leq G_w \leq 100$
Grado de saturación de aire	$G_a(\%) = \frac{V_a}{V_v} 100$	$0 \leq G_a \leq 100$

γ_w : peso específico del agua



Las propiedades índice determinadas para fines de caracterización del material fueron: contenido natural de agua, w_n , límite plástico, w_p , límite líquido, w_L , índice de plasticidad, PI , densidad de sólidos, G_s , índice de rigidez, I_R , índice de liquidez, I_L y relación de vacíos, e . Por otra parte con el w_p y el PI fue posible clasificar al material de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS.

3.2. Pruebas dinámicas

Las propiedades dinámicas son parámetros esenciales para la aplicación de modelos matemáticos que nos permitan predecir la respuesta sísmica de depósitos de suelo, y llevar a cabo estudios de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.

Las pruebas dinámicas consistieron en ensayos de columna resonante y cámara triaxial cíclica con la finalidad de caracterizar el comportamiento dinámico del material en estudio, en términos de sus curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y relación de amortiguamiento, en función de la deformación angular. Para lo cual se realizaron 10 ensayos en columna resonante sometiendo a cada espécimen de suelo a tres diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento, σ'_c , y 30 ensayos en cámara triaxial cíclica (a desplazamiento controlado) en muestras gemelas, variando en cada caso el esfuerzo efectivo; ambos ensayos se ejecutaron en condiciones consolidadas no drenadas (CU).

El criterio para determinar los esfuerzos efectivos de confinamiento aplicados en los ensayos dinámicos fue el siguiente:

σ'_1 corresponde al esfuerzo efectivo de confinamiento *in-situ*, en kg/cm^2 .

σ'_2 se considero como $1.5\sigma'_1$, siempre que éste fuese mayor o igual a 0.5, de lo contrario se asumió un valor de 0.5 kg/cm^2 , logrando con ello tener una mejor apreciación de la influencia del σ'_c en el comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo.

σ'_3 se consideró como $2\sigma'_1$, cuando éste fuese mayor o igual a 0.75, en caso contrario se considero un valor de 0.75 kg/cm^2 .

En la Tabla 3.3 se presenta un resumen de los ensayos dinámicos llevados a cabo y sus correspondientes esfuerzos de confinamiento.

Tabla 3.3. Lista de ensayos dinámicos y sus correspondientes esfuerzos de confinamiento σ'_c

Sitio	Descripción	Equipo	Esfuerzo de confinamiento (Kg/cm ²)		
			σ'_1	σ'_2	σ'_3
TXS1	TXS1-M7-4.80A5.00	CR, TC	0.45	0.68	0.90
TXS1	TXS1-M1-17.40A17.60	CR, TC	0.70	1.05	1.40
TXS1	TXS1-M2-25.60A25.80	CR, TC	0.86	1.29	1.72
TXS1	TXS1-M3-34.20A34.40	CR, TC	1.03	1.55	2.07
TXS1	TXS1-M6-51.80A52.00	CR, TC	1.39	2.08	2.77
TXS2	TXS2-M7-4.20A4.40	CR, TC	0.10	0.50	0.75
TXS2	TXS2-M15-9.20A9.40	CR, TC	0.24	0.50	0.75
TXS2	TXS2-M40-25.80A26.00	CR, TC	0.54	0.81	1.10
SOSA	SOSA-M1-2.40A2.60	CR, TC	0.30	0.50	0.75
SOSA	SOSA-M9-5.60A5.80	CR, TC	0.68	1.02	1.36

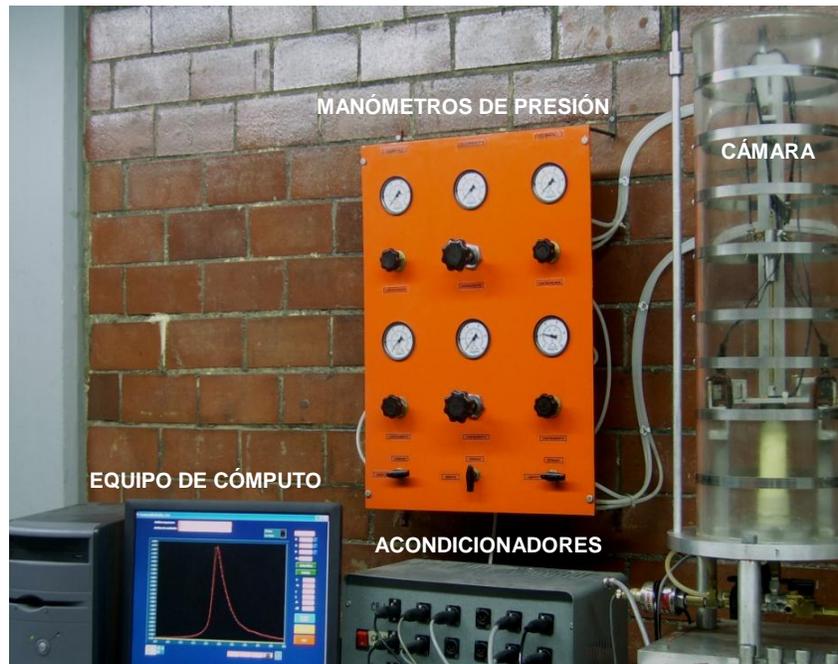
3.2.1. Equipo triaxial dinámico de columna resonante

Este tipo de prueba se emplea para determinar la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y el incremento en la relación de amortiguamiento, λ , de un material bajo deformaciones angulares, γ , de pequeñas a medianas (10^{-4} a 10^{-2} , Ishihara, 1996) mediante el ensaye de especímenes de suelo sometidos a vibración forzada torsional. La prueba se clasifica como no destructiva ya que al final de la misma, la probeta de suelo queda en condiciones de ser nuevamente ensayada bajo un esfuerzo de confinamiento distinto.

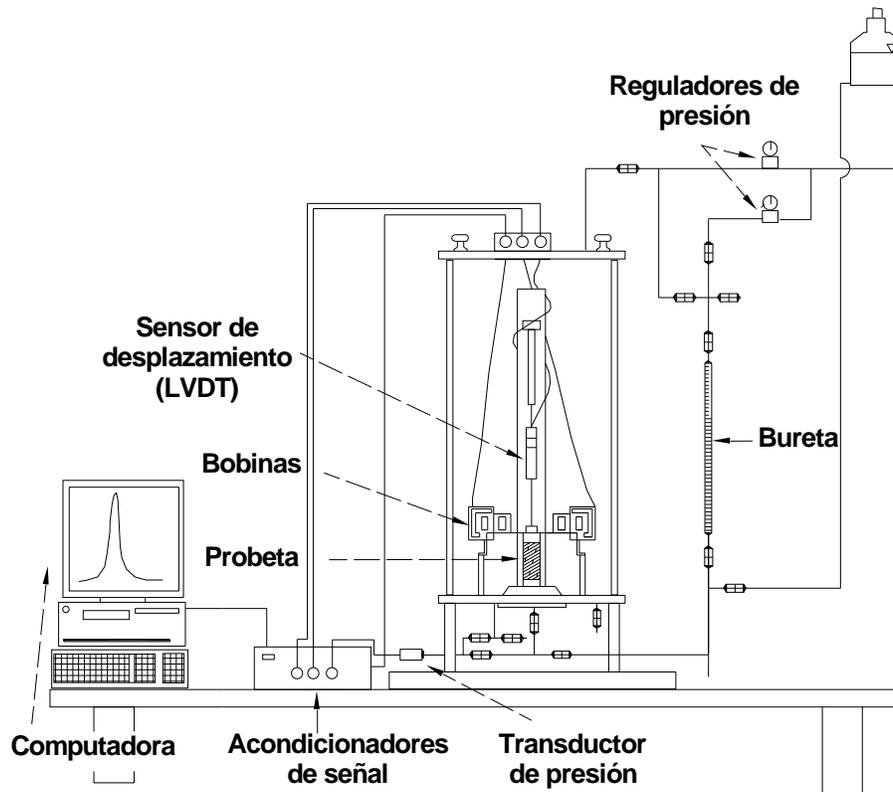
Los antecedentes de este equipo se remontan a 1937 (Ishimoto y Lida) posteriormente Bishop (1959), Hardin (1965), entre otros; quienes establecieron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados obtenidos del ensaye.

3.2.1.1. Descripción del equipo

El equipo de columna resonante está compuesto por una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada, un conjunto de acondicionadores de señal, una cámara de lucita en la que se coloca la probeta de suelo, una serie de sensores que ayudan a monitorear el comportamiento del material durante las distintas etapas de la prueba y una bureta para medir los cambios de volumen en las etapas de saturación y consolidación. En la Figura 3.3 se muestra una fotografía y un dibujo esquemático del equipo antes mencionado.



a) Fotografía del equipo de columna resonante



b) Esquema del equipo de columna resonante

Figura 3.3. Esquema y fotografía del equipo dinámico de columna resonante

Los sensores con los que se encuentra instrumentado el equipo dinámico de columna resonante son los siguientes:

- Un sensor de desplazamiento; para medir el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye.
- Dos transductores de presión; con los que se registran los esfuerzos aplicados al espécimen en las etapas previas al ensaye (confinamiento y contrapresión) y para medir la presión de poro generada durante la etapa de prueba.
- Un acelerómetro; con el cual se mide la aceleración del sistema móvil (Figura 3.4).

Además de los sensores el equipo cuenta con una válvula que permite el drenaje en la etapa de saturación y consolidación de la muestra (únicamente dren inferior), misma por donde se aplica la contrapresión, una válvula para la aplicación de la presión de confinamiento y una más que permite aislar la bureta en el caso de pruebas no drenadas.

La presión de confinamiento es aplicada con aire a presión que se hace pasar a través de la tapa de la cámara, la cual está diseñada para soportar una presión de confinamiento máxima de 10 kg/cm^2 . Tanto la presión de confinamiento como la de contrapresión son controladas mediante reguladores de aire de alta precisión ($\pm 2 \text{ mm}$ de columna de mercurio) debidamente calibrados a fin de garantizar que las presiones dentro de la cámara correspondan a las requeridas para el ensaye.

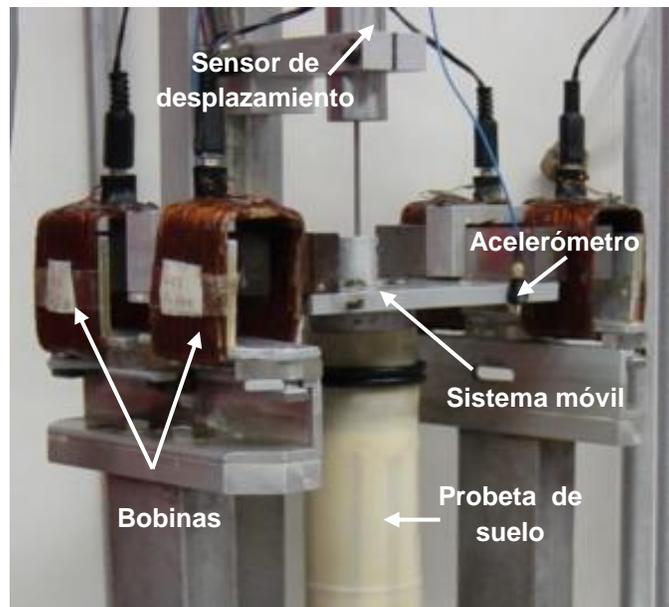


Figura 3.4. Ubicación de la probeta de suelo, sistema móvil, bobinas, sensor de desplazamientos y acelerómetro

En la parte superior del espécimen de suelo la distorsión es generada por el cabezal que se encuentra unido al sistema móvil, el cual es movido por un conjunto de imanes y bobinas a los que llega desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal.

El cabezal superior se mueve desde un punto central O hasta los puntos A (sentido positivo del movimiento) y B (sentido negativo del movimiento). En dichos puntos se invierte la dirección del movimiento presentándose con ello una aceleración nula, mientras que en cualquier otro instante se tiene una aceleración diferente de cero, ya sea en el sentido positivo o negativo dependiendo de la dirección del movimiento, teniéndose la aceleración máxima cuando el cabezal pasa por el punto O (Figura 3.5). En términos generales, tanto la señal de desplazamiento como de aceleración versus tiempo tienen la misma frecuencia (Figura 3.6).

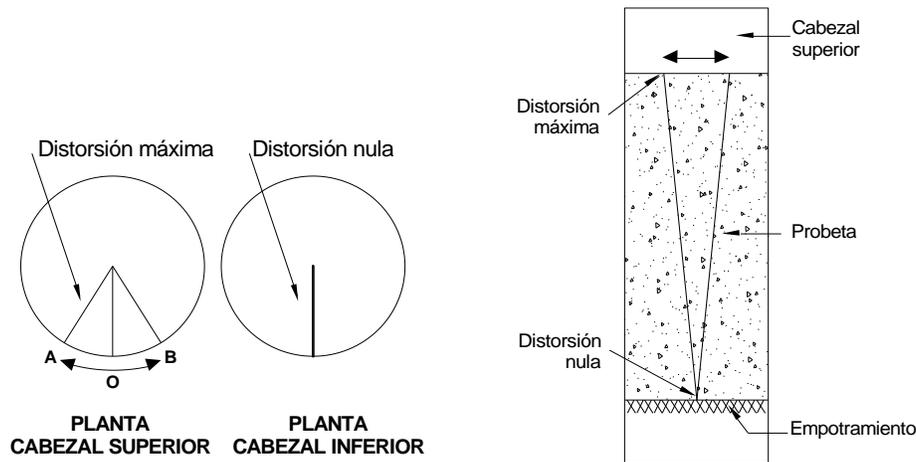


Figura 3.5. Distorsiones generadas en el espécimen durante la etapa de ensaye

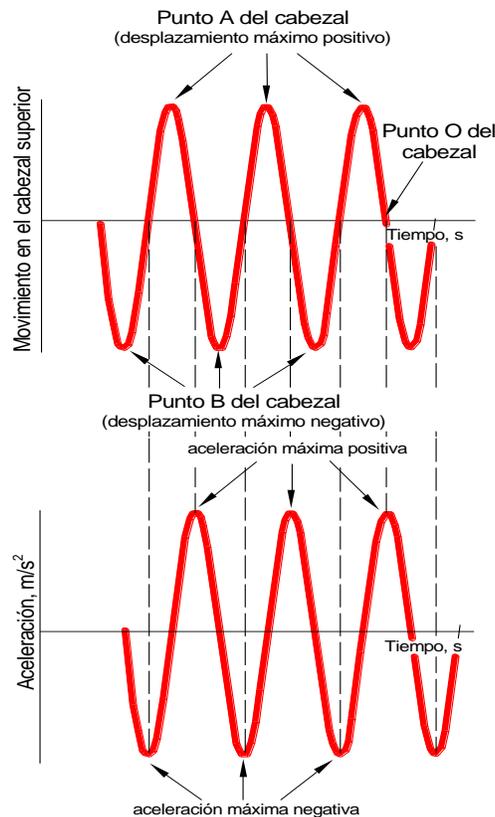


Figura 3.6. Señales de aceleración y desplazamiento durante la etapa de prueba

3.2.1.2. Descripción de la prueba

El ensaye de columna resonante se realiza en un espécimen cilíndrico de 3.50 cm (0.035 m) de diámetro y 9.1 cm (0.091 m) de altura, el cual es colocado sobre una piedra porosa empotrada en una base rígida dentro de la cámara de lucita y envuelto en una membrana de látex para mantener controladas las condiciones de drenaje, en la parte superior se coloca el sistema móvil que generará la excitación torsional, provocando que la probeta quede fija en su extremo inferior pero libre en el extremo superior.

Para llevar a cabo el ensaye es necesario que la probeta de suelo se encuentre saturada, ya que durante las operaciones de muestreo, transporte, almacenamiento y labrado de los especímenes, las muestras pierden saturación. Para lograr la saturación de la probeta de suelo (con el fin de tener lecturas de cambio volumétrico y presión de poro precisas), se empleo el método de saturación por contrapresión, obteniendo un valor del parámetro B de Skempton (Skempton, 1954) mayor o igual a 0.96, dicho parámetro nos indica el nivel de saturación del espécimen y es obtenido según la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma'_c} \quad (3.1)$$

donde,

Δu es el incremento en la presión de poro, y

$\Delta \sigma'_c$ es el incremento en la presión de confinamiento.

Posteriormente el espécimen se somete a un estado de consolidación isotrópica (empleando agua como medio de transmisión de esfuerzos) bajo un esfuerzo efectivo determinado, aplicando esfuerzos de confinamiento, σ_c , y de contrapresión, σ_{cp} . Una vez que estas condiciones se equilibran, se llega al estado de esfuerzos mostrado en la Figura 3.7.

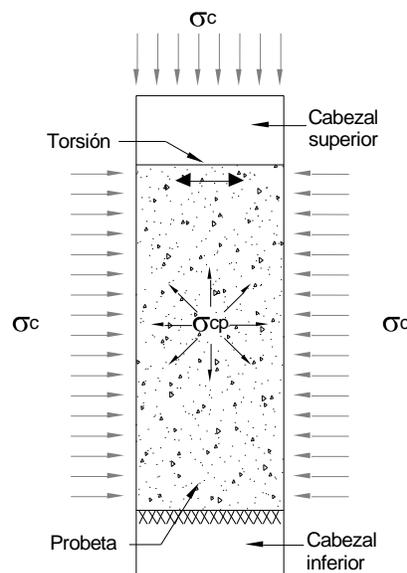


Figura 3.7. Esfuerzos que actúan sobre la probeta de suelo en la etapa de consolidación isotrópica

Terminada la consolidación ($\Delta V=0$), se inicia la etapa de prueba enviando una señal eléctrica desde la computadora a las bobinas, la cual genera una fuerza de torsión, F , en la parte superior del espécimen de suelo encontrándose su base empotrada (Figura 3.5); se registra entonces la aceleración de respuesta, a , con ayuda del acelerómetro montado en el sistema móvil, misma que dependerá de la rigidez del material ensayado; siendo esta aceleración de respuesta menor a medida que la rigidez del material aumenta y viceversa.

Con la fuerza F se excita la probeta desde una frecuencia inicial, f_i , hasta una frecuencia final, f_f , con incrementos de frecuencia Δf constantes, registrando la aceleración de respuesta en cada incremento; a estas lecturas de aceleración desde la frecuencia f_i hasta f_f se le conoce como *barrido de frecuencias*. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencias, donde la fuerza de torsión se incrementa entre cada uno de ellos.

Con los valores experimentales de aceleraciones y frecuencias se generan las curvas de la Figura 3.8, en la cual se presentan una serie de barridos de frecuencias; denominadas también *curvas de aceleraciones totales* o *curvas de respuesta bajo vibración forzada*, y cada una corresponde a una fuerza de torsión, F , definida. Al incrementarse la fuerza F , se incrementa la aceleración máxima, $a_{\text{máx}}$, y se reduce la frecuencia a la que ésta se presenta, llamada *frecuencia de resonancia*, f_0 .

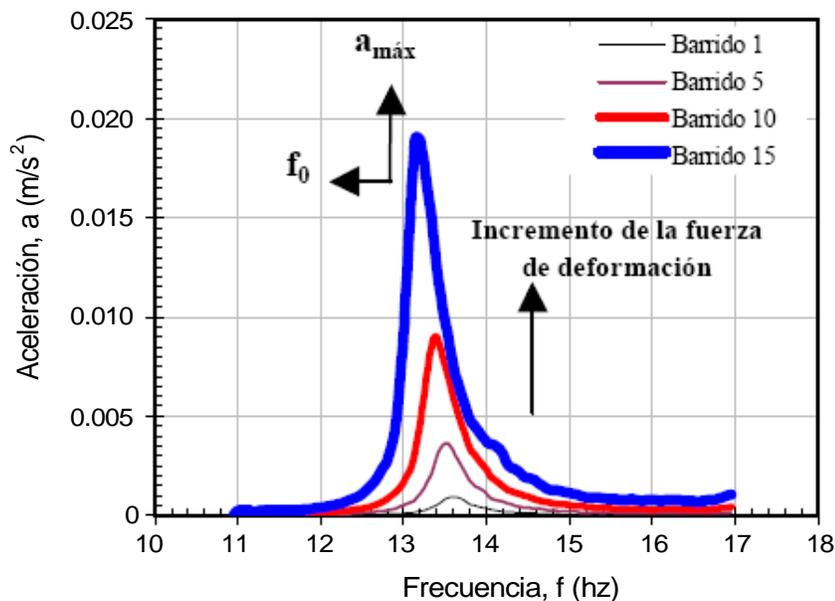


Figura 3.8. Variación de la aceleración de respuesta con el incremento de la frecuencia de excitación y la fuerza de torsión

Debido a que el ensaye de columna resonante es una prueba no destructiva, el espécimen de suelo queda en condiciones de ser nuevamente ensayado bajo un esfuerzo de confinamiento σ'_c distinto.

3.2.1.3. Cálculo de parámetros

De cada curva de aceleraciones totales se registra la aceleración máxima, $a_{\text{máx}}$, la frecuencia de resonancia, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{\text{máx}}/\sqrt{2}$, como se muestra en la Figura 3.9.

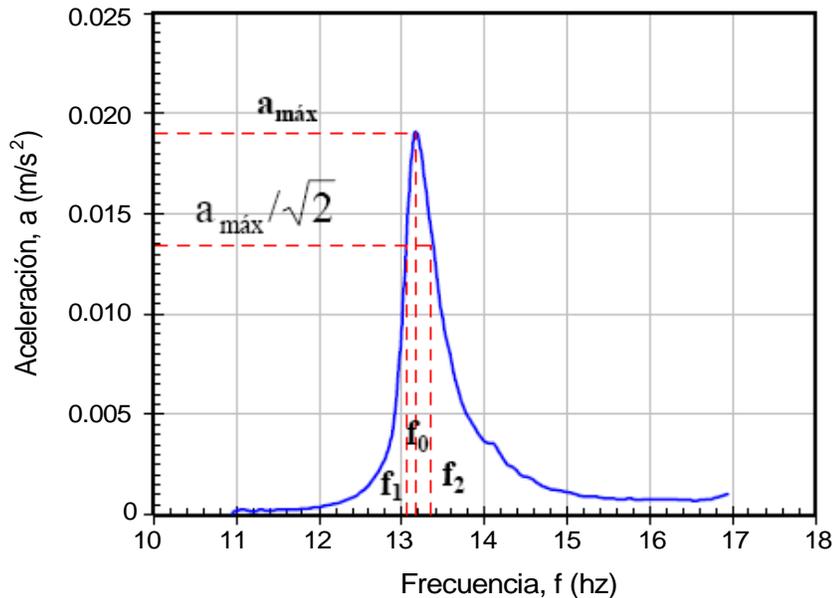


Figura 3.9. Valores experimentales considerados para el cálculo de los parámetros dinámicos

Cálculo del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G

El módulo de rigidez es obtenido directamente a partir de la frecuencia de resonancia, f_0 , y de las expresiones obtenidas por Hardin (1965) de la teoría de vibraciones lineales de un cuerpo cilíndrico.

La expresión para obtener la velocidad de propagación de ondas de corte, V_s (m/s), en términos de la frecuencia de resonancia, f_0 (Hz), es la siguiente:

$$V_s = \frac{2 \pi f_0 L}{\beta} \quad (3.2)$$

donde,

L es la longitud de la probeta, y

β es un factor calculado a partir de la siguiente expresión:

$$\beta \tan \beta = \frac{I}{I_0} \quad (3.3)$$



donde,

I es el momento polar de inercia del espécimen ($\text{kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$), e

I_0 es el momento polar de inercia del sistema móvil ($\text{kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$).

Finalmente G queda definido como:

$$G = V_s^2 \rho \quad (3.4)$$

donde,

G es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del material, y

ρ es la densidad del espécimen de suelo.

Cálculo de la relación de amortiguamiento, λ

La relación de amortiguamiento expresada en porcentaje se obtiene a partir de las frecuencias obtenidas de la curva de aceleraciones totales, con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2 f_0} \right) 100 \quad (3.5)$$

donde,

f_1 y f_2 , son las frecuencias correspondientes a la aceleración $a_{\text{máx}}/\sqrt{2}$, siendo esta donde se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, y f_0 es la frecuencia de resonancia.

Calculo de la deformación angular, γ

La deformación angular, γ , se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad (3.6)$$

donde,

θ es la distorsión angular,

L es la longitud de la muestra, en m, y

D es el diámetro de la probeta, en m.

La aceleración inicial media, a , y la rotación en la parte superior de la probeta se relacionan de la siguiente manera:

$$a = \ddot{\theta} r \quad (3.7)$$



donde,

$\ddot{\theta}$ es aceleración angular, y

r es la distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro del espécimen de suelo, medida en m.

Si se supone una respuesta senoidal de la muestra, se tiene que:

$$\theta = \frac{\ddot{\theta}}{4 \pi^2 f^2} \quad (3.8)$$

De donde $\ddot{\theta}$ resulta:

$$\ddot{\theta} = 4 \theta \pi^2 f^2 \quad (3.9)$$

Sustituyendo (3.9) en (3.7)

$$a = 4 \theta \pi^2 f^2 r \quad (3.10)$$

Despejando θ de (3.10)

$$\theta = \frac{a}{4 \pi^2 f^2 r} \quad (3.11)$$

Sustituyendo la expresión (3.11) en (3.6) se obtiene:

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} \frac{1}{4 \pi^2 r} \right) \frac{D a}{L f^2} \quad (3.12)$$

Cuando $a = a_{\text{máx}}$ se tiene que $f = f_0$, por lo tanto, γ , queda definida como:

$$\gamma = \left(\frac{1}{12 \pi^2 r} \right) \frac{D a_{\text{máx}}}{L f_0^2} \quad (3.13)$$

donde,

γ es la deformación angular,

L y D son la longitud y diámetro de la probeta en m, respectivamente,

r es es la distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro del espécimen de suelo en m,

f_0 es la frecuencia de resonancia en hz, y

$a_{\text{máx}}$ es la aceleración máxima de respuesta en m/s^2 .

3.2.2. Cámara triaxial cíclica

Este tipo de prueba se emplea para determinar la curva de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , y el incremento en la relación de amortiguamiento, λ , de un suelo mediante el ensaye de muestras gemelas inalteradas, para deformaciones angulares, γ , de medianas a grandes (10^{-2} a 5%, Ishihara, 1996). La prueba se clasifica como destructiva ya que al final de la misma la probeta es llevada a la falla.

3.2.2.1. Descripción del equipo

La cámara triaxial cíclica es una cámara triaxial convencional que lleva un cilindro neumático (adosado en su parte superior) e instrumentación. El equipo está compuesto por una cámara de lucita en la que se coloca el espécimen de suelo, además está provisto por un conjunto de acondicionadores de señal, una computadora con una tarjeta de adquisición de datos integrada, una serie de sensores necesarios para monitorear el comportamiento del espécimen en las distintas etapas de la prueba y un panel de control, el cual controla tanto la carga como el desplazamiento del pistón neumático, además de definir el método de falla que se empleara en el ensaye, en la Figura 3.10 se presenta un esquema típico de una cámara triaxial cíclica.

Los sensores con los que se encuentra instrumentado el equipo son los siguientes:

- Un sensor de desplazamiento axial con una carrera de 50 mm localizado en la tapa de la cámara, el cual mide el desplazamiento axial que sufre el espécimen durante el ensaye.
- Una celda de carga sumergible colocada en la base de la cámara, la cual registra la carga que recibe la probeta de suelo durante la etapa de falla.
- Dos transductores de presión que sirven para registrar las presiones de confinamiento y contrapresión que se aplican al espécimen, así como la presión de poro que se genera durante el ensaye (Figura 3.11).
- Un sensor de cambio volumétrico, que mide los cambios de volumen de agua de la bureta en la etapa de saturación y consolidación de la muestra de suelo.

El equipo cuenta con dos válvulas que permiten el drenaje superior e inferior en la etapa de saturación y consolidación de la muestra, mismas por donde se aplica la contrapresión, una válvula para aplicar vacío, el cual ayuda a mantener unido el pistón con el cabezal superior, una válvula que permite aislar la bureta en el caso de pruebas no drenadas y una válvula para la aplicación de la presión de confinamiento, misma que ingresa por la parte superior de la cámara. Las presiones mencionadas se manejan mediante reguladores de aire de alta precisión (± 2 mm de columna de mercurio), garantizando con ello que las presiones dentro de la cámara corresponden a las requeridas para el ensaye. La presión de confinamiento máxima que puede ser aplicada a la cámara es de 10 kg/cm^2 .

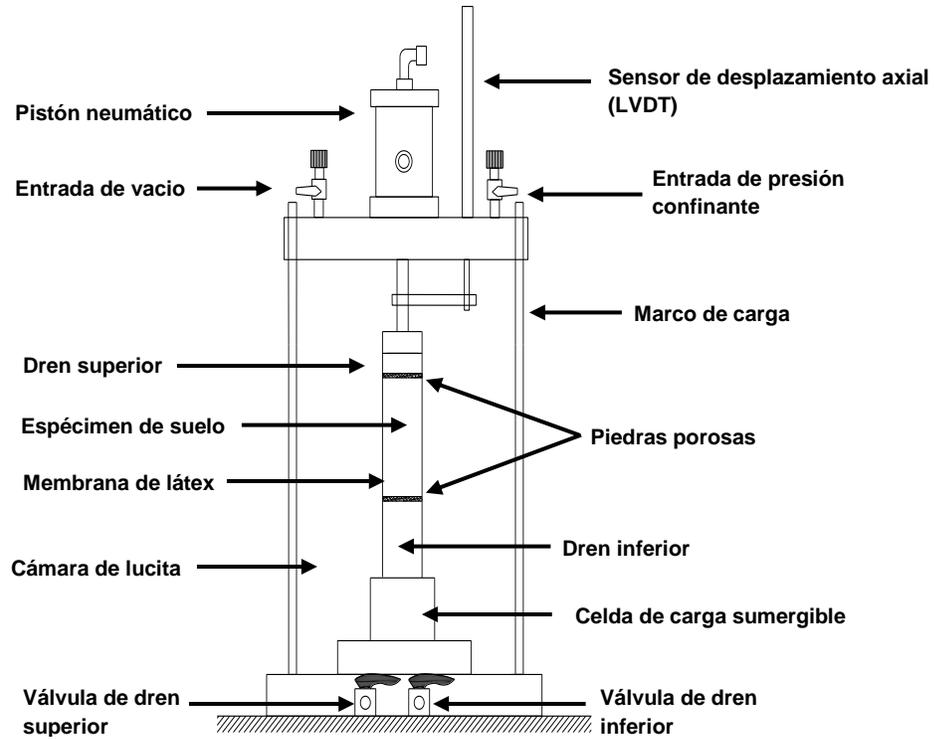


Figura 3.10. Esquema típico de una cámara triaxial cíclica

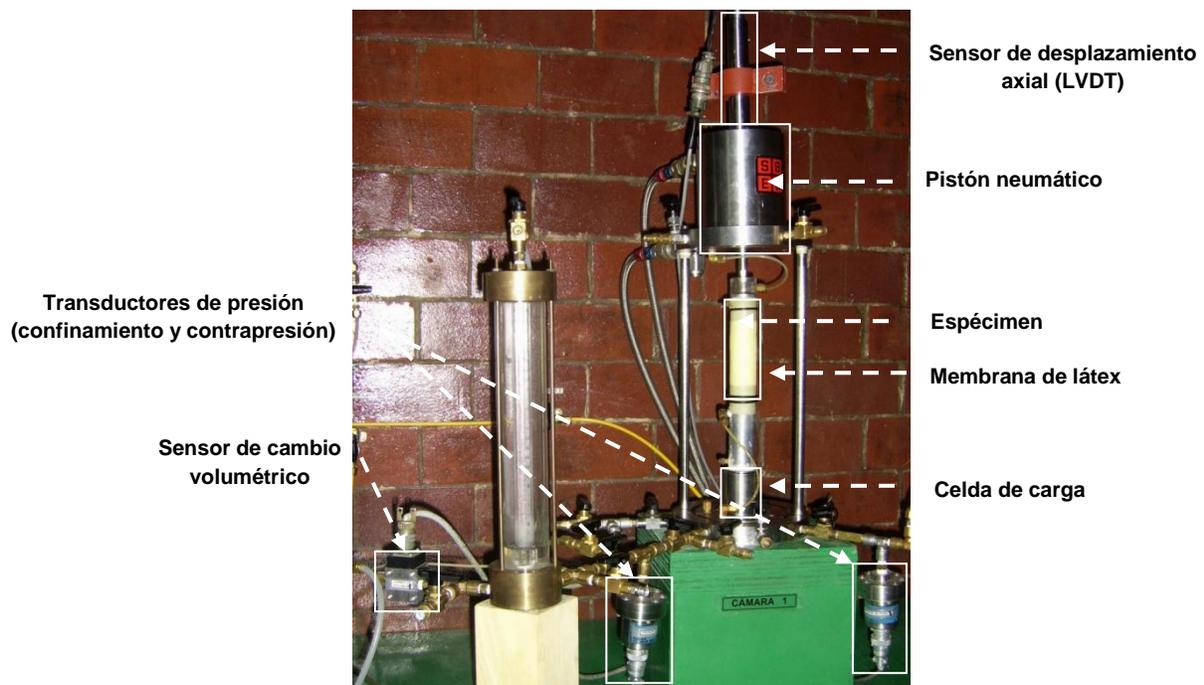


Figura 3.11. Sensores instalados en un equipo triaxial cíclico del Instituto de ingeniería, UNAM

3.2.2.2. Descripción de la prueba

El ensaye triaxial cíclico se lleva a cabo en muestras de suelo inalteradas; tanto en este ensaye como en el de columna resonante las propiedades dinámicas del suelo son valuadas en función de diversos factores, como son: el nivel de deformación, la densidad del material, el número de ciclos, el tipo de material, el grado de saturación y el esfuerzo efectivo de confinamiento.

El ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , hasta lograr su consolidación isotrópica y posteriormente aplicarle un esfuerzo cíclico axial de magnitud conocida, σ_d , a una frecuencia, f , determinada.

Las dimensiones con las que se labra el espécimen son 3.5 cm (0.035 m) de diámetro y 8.5 cm (0.085 m) de altura, éste se envuelve en una membrana de látex y se coloca entre dos piedras porosas dentro de la cámara de lucita, posteriormente se satura mediante el método de contrapresión por incrementos hasta obtener un valor de B de Skempton mayor o igual a 0.96 (según la expresión 3.1), con lo cual se considera que el suelo se encuentra saturado.

Posteriormente el espécimen es consolidado isotrópicamente bajo un determinado esfuerzo efectivo (utilizando agua como medio de transmisión de la presión de confinamiento), de tal manera que este represente el estado de esfuerzos al cual se encontraba sometido el suelo en campo. Tanto en la etapa de saturación como en la de consolidación, el drenaje se lleva a cabo por ambos extremos del espécimen.

Finalmente en la etapa de falla la probeta de suelo es sometida a un esfuerzo cíclico axial aplicado en forma periódica senoidal a una frecuencia determinada (Figuras 3.12 y 3.13), mediante un sistema neumático. Conforme el esfuerzo axial se incrementa en cada repetición de carga, la deformación angular, γ , generada en el suelo va aumentando hasta que la probeta llega a la falla por cortante.

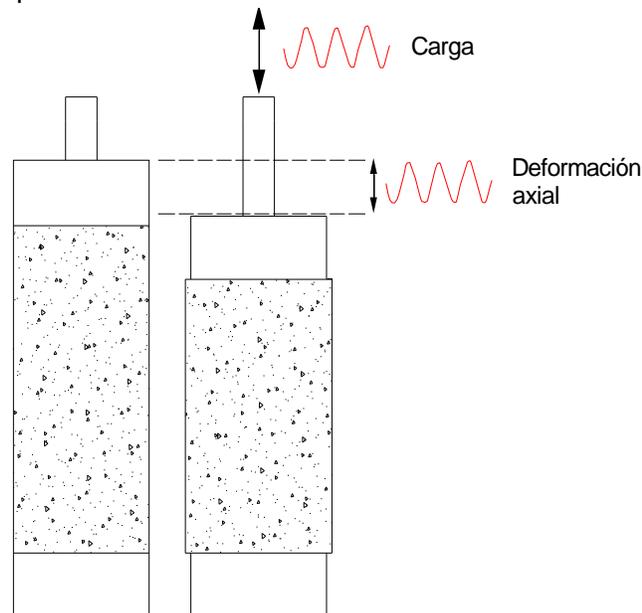


Figura 3.12. Deformación de la probeta durante la etapa de falla

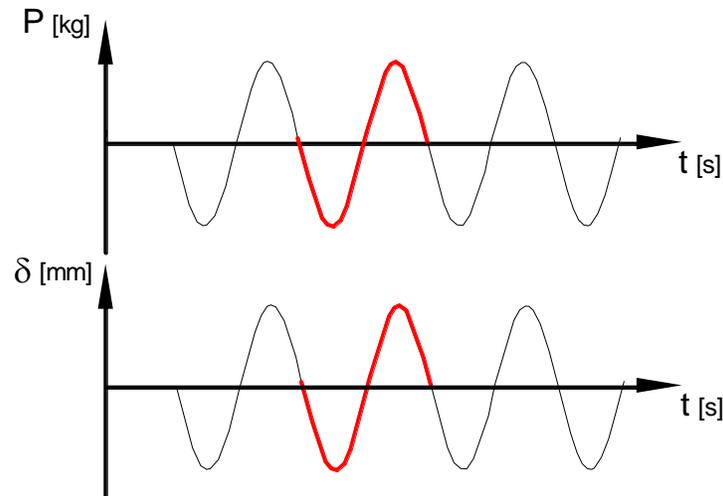


Figura 3.13. Carga y deformación registrada durante la etapa de falla

Existen dos condiciones de esfuerzo cíclico axial o esfuerzo desviador, mediante los cuales es posible llevar a cabo la etapa de falla en un ensaye triaxial cíclico, dichos métodos son:

- *Carga controlada*, y
- *Desplazamiento controlado*.

Carga controlada: Se define el número de ciclos y la frecuencia de excitación, para posteriormente aplicar una excitación cíclica mediante un esfuerzo axial a compresión controlada, lo cual permite desde el punto de vista operativo que el espécimen de suelo en todo momento se encuentre sometido al esfuerzo desviador aplicado, lo cual garantiza el contacto entre la cara superior del espécimen y el cabezal que a su vez se encuentra unido al pistón neumático.

Conforme se incrementa el esfuerzo desviador ante cada repetición de carga, la probeta de suelo comienza a presentar deformación axial, provocando que el contacto pistón-probeta se pierda; sin embargo, en esta condición el pistón baja automáticamente hasta generar nuevamente el contacto con la muestra. El inconveniente que presenta este método es que el pistón requiere que la probeta le proporcione una resistencia mínima para que éste detenga su descenso, no obstante dicha resistencia puede no presentarse en el caso de probetas de suelo muy blando, provocando que el pistón no detenga su carrera y por consiguiente el espécimen sea llevado a la falla.

Desplazamiento controlado: Es definido también el número de ciclos y la frecuencia de excitación, para posteriormente aplicar el esfuerzo desviador. En este caso, cuando el espécimen de suelo presenta deformación permanente durante la etapa de falla, se puede perder el contacto entre el cabezal y la muestra. Por lo que a diferencia de la etapa de falla a carga controlada, en este caso el pistón se hace descender manualmente mediante una perilla ubicada en un panel de control, la cual gobierna el desplazamiento del mismo (Figura 3.14). Este método es factible para ensayes con suelo muy blando, ya que se tiene mayor control sobre el movimiento del pistón evitando así que el espécimen pueda fallarse.



Figura 3.14. Panel de control de la cámara triaxial cíclica

Para fines de este trabajo los ensayos en cámara triaxial cíclica se llevaron a cabo siguiendo el método de falla a *desplazamiento controlado*, puesto que al trabajar con arcillas lacustres existía el riesgo de que al emplear carga controlada algunas de las probetas se fallaran al momento de que el pistón descendiera para hacer contacto con la muestra de suelo.

3.2.2.3. Cálculo de parámetros

Cálculo del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G

Durante la etapa de falla, el sistema de adquisición de datos de la computadora recolecta información de la prueba mediante un registro continuo de la carga, P , que recibe el espécimen y la deformación axial, δ , que se produce en el mismo, generándose así el ciclo $P - \delta$ mostrado en la Figura 3.15.

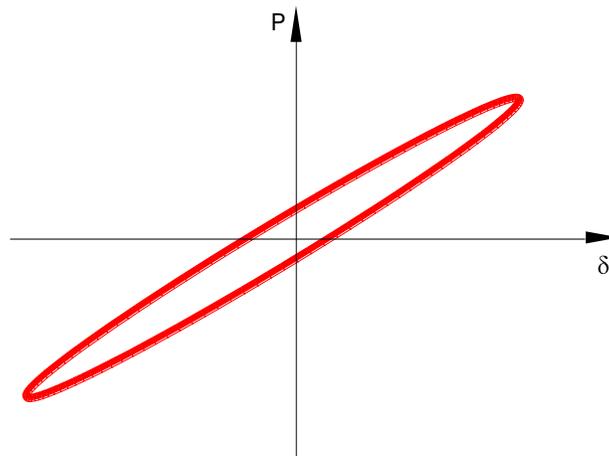


Figura 3.15. Ciclo $P - \delta$, generado durante la etapa de ensayo

A partir de los datos recolectados es posible conocer la deformación unitaria axial, ε , que presenta el espécimen ante cada ciclo de carga y descarga (expresión 3.14) y realizar una corrección de área, A_c (expresión 3.15). Con ambos datos se puede conocer el esfuerzo desviador, σ_d , que está actuando sobre el espécimen (expresión 3.16) y generar con ello el ciclo $\sigma_d - \varepsilon$ de la Figura 3.16.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_0} \quad (3.14)$$

donde,

ε es la deformación unitaria axial,

δ es la deformación axial que sufre el espécimen, y

H_0 es la altura inicial de la probeta.

$$A_c = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad (3.15)$$

donde,

A_c es el área corregida, en cm^2 , y

A_0 es el área transversal inicial de la probeta, en cm^2 .

$$\sigma_d = \frac{P}{A_c} \quad (3.16)$$

donde,

σ_d es el esfuerzo desviador, en kg/cm^2 , y

P es la carga que recibe la probeta, en kg.

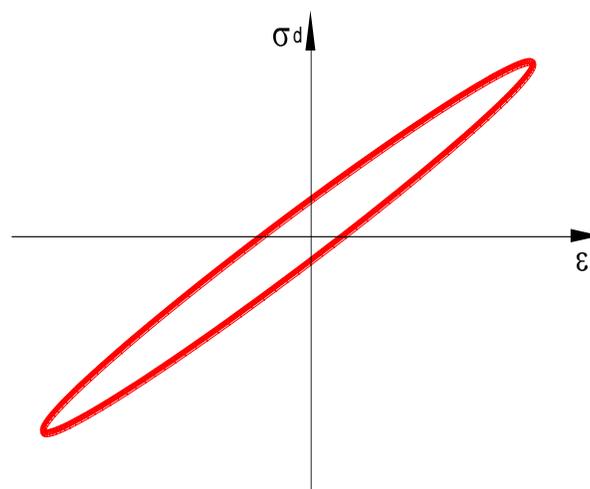


Figura 3.16. Ciclo $\sigma_d - \varepsilon$, generado durante la etapa de falla



Una vez conocido el esfuerzo desviador, σ_d , se calcula el módulo de Young, E, definido por la expresión 3.17.

$$E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon} \quad (3.17)$$

Finalmente se determina el esfuerzo cortante, τ , y el módulo de rigidez, G, a partir de las expresiones 3.18 y 3.19, respectivamente.

$$\tau = \frac{\sigma_d}{2} \quad (3.18)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.19)$$

donde,

G es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo,

E es el módulo de Young, y

ν es la relación de Poisson, definida como 0.50 para el caso de arcillas saturadas,

Cálculo de la deformación angular, γ

Conocidos el esfuerzo cortante, τ , y el módulo de rigidez, G, la deformación angular, γ , queda definida como:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (3.20)$$

Cálculo de la relación de amortiguamiento, λ .

Con los valores de esfuerzo cortante, τ , y de deformación angular, γ , es posible generar el ciclo de histéresis que se presenta en la etapa de falla, y con ello conocer el valor del módulo de rigidez secante, el cual está definido como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del lazo de histéresis de la Figura 3.17.

La relación de amortiguamiento, λ , a partir de la figura antes mencionada queda definida como:

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4\pi \text{ Área OAB}} \quad (3.21)$$

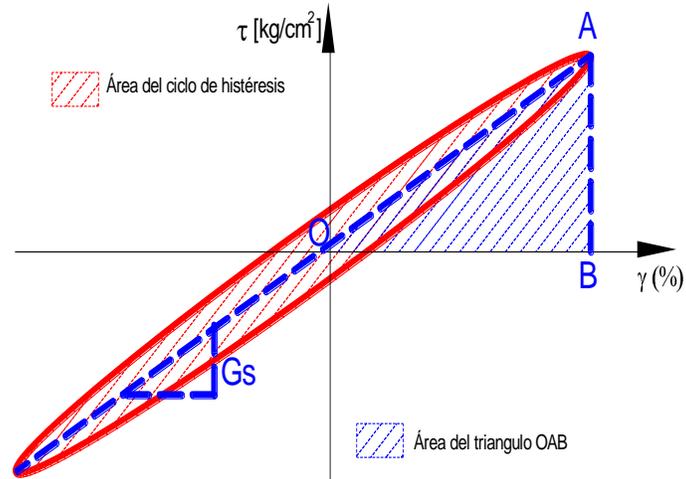


Figura 3.17. Ciclo de histéresis típico generado en un ensayo triaxial cíclico

Tanto el equipo de columna resonante como el de triaxial cíclica cuentan con un programa de manejo automático y captura de datos el cual está dividido en tres módulos:

- *Operación*, donde se verifican las señales de cada uno de los sensores en cualquier etapa de la prueba, se diseña y ejecuta el ensayo.
- *Cálculo*, en el cual se obtienen los parámetros dinámicos del suelo: módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , relación de amortiguamiento, λ , y deformación angular, γ .
- *Calibración*, este módulo se utiliza para determinar las constantes de cada uno de los sensores instalados con base en un patrón de referencia.

4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1. Propiedades Índice

Las propiedades índice del suelo en estudio fueron obtenidas con muestras inalteradas; determinándose principalmente; contenido natural de agua, w_n , límite plástico, w_p , límite líquido, w_L , índice de plasticidad, PI, densidad de sólidos, G_s , índice de rigidez, I_R , índice de liquidez, I_L y relación de vacíos, e .

Con el w_p y el PI se clasificó al material de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS). Los resultados obtenidos de las pruebas índice así como la clasificación del suelo se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 4.1. Propiedades índice de muestras ensayadas en laboratorio

Sitio	w_n (%)	w_p (%)	w_L (%)	PI (%)	G_s	I_R	I_L	e	SUCS
TXS1	370	90	284	194	2.65	-0.44	1.44	8.7	CH
TXS1	275	107	311	204	2.78	0.17	0.83	8.1	OH
TXS1	303	71	360	288	2.82	0.20	0.80	9.2	CH
TXS1	280	108	243	135	2.53	-0.27	1.27	6.5	MH
TXS1	139	122	173	51	2.40	0.66	0.34	4.0	MH
TXS2	308	75	302	226	2.70	-0.03	1.03	7.2	CH
TXS2	399	125	326	201	2.51	-0.37	1.37	10.4	MH
TXS2	280	81	310	229	2.82	0.13	0.87	8.2	CH
SOSA	331	159	368	210	2.45	0.18	0.82	7.8	MH
SOSA	311	156	306	150	2.74	-0.03	1.03	8.7	MH

Contenido natural de agua, w_n

En la Figura 4.1 se muestra la variación del contenido natural de agua de las muestras ensayadas con respecto a la profundidad de recuperación de las mismas.

Los resultados indican contenidos de agua en un rango entre 250 y 350 %, para profundidades menores a 35 m correspondientes al sitio TXS1; presentándose una disminución de w_n para profundidades mayores. En el sitio TXS2 el contenido natural de agua fluctúa entre 200 a 400 % para los primeros 36 m aproximadamente, teniéndose una reducción del mismo a mayor profundidad. En el sitio SOSA, w_n oscila entre 100 y 350% para profundidades menores a 10 m. Los rangos mencionados de contenidos de agua para

los sitios explorados pueden corroborarse con los registros de SPT presentados en el anexo A de este trabajo.

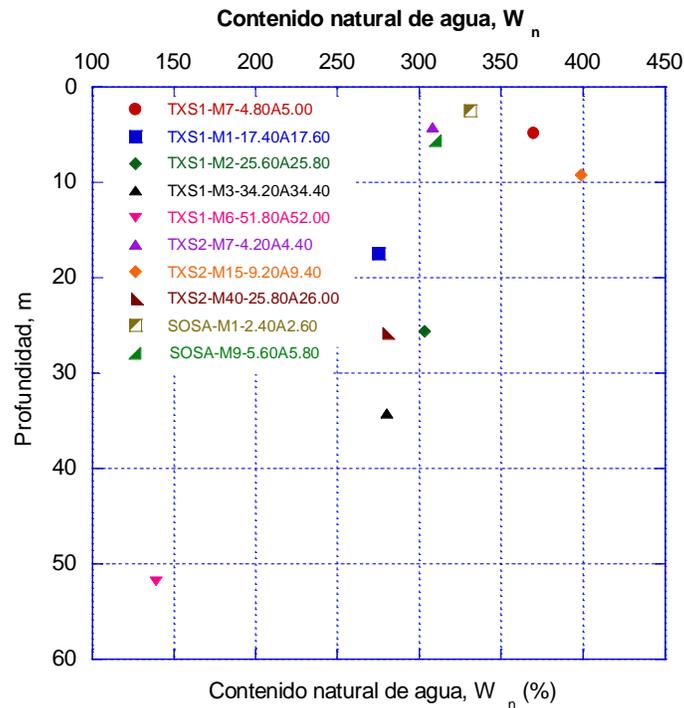


Figura 4.1. Variación del contenido natural de agua con respecto a la profundidad

Índice de plasticidad, PI

El PI es una de las propiedades índice que muestran mayor influencia en el comportamiento dinámico de un suelo. Su valor queda definido por la diferencia entre los límites líquido, w_L , y plástico, w_P (expresión 1.4).

En la Figura 4.2, se presenta la variación del PI de las muestras ensayadas con respecto a la profundidad de extracción de las mismas; en dicha figura se observa que para profundidades menores a 30 m, el valor del PI fluctúa en un rango entre 150 y 300 %, mientras que para profundidades mayores el índice de plasticidad disminuye hasta valores menores de 60%, correspondientes al sitio TXS1.

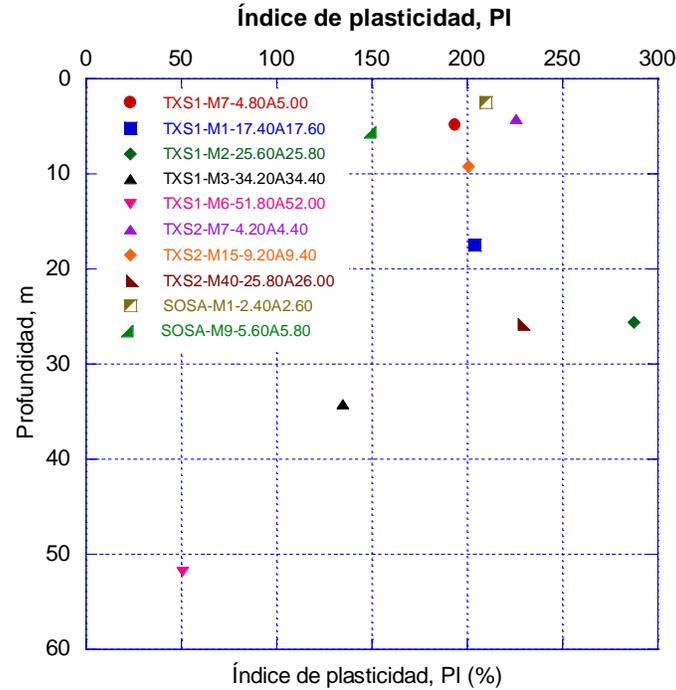


Figura 4.2. Variación del índice de plasticidad con respecto a la profundidad

Densidad de sólidos, G_s

La densidad de sólidos, G_s , del material en estudio, presentó un valor promedio de 2.64. La Figura 4.3 muestra la variación de G_s con respecto a la profundidad de extracción de las muestras ensayadas.

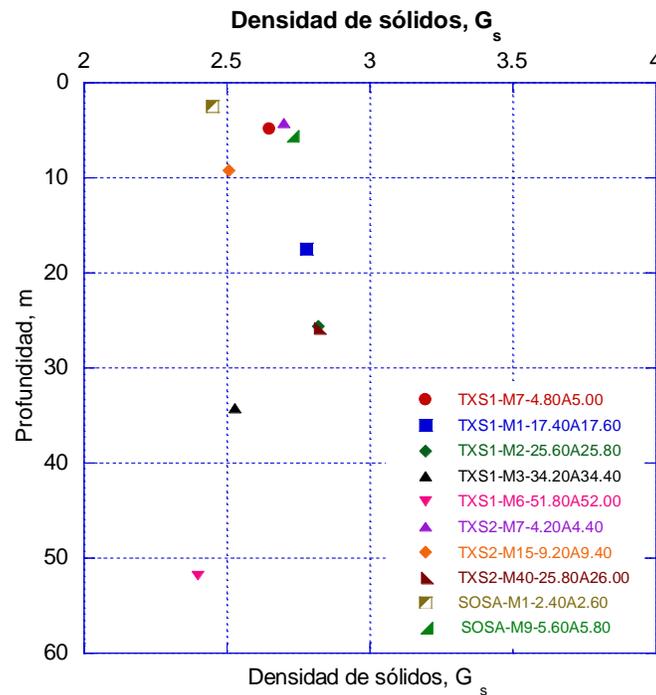


Figura 4.3. Variación de la densidad de sólidos con respecto a la profundidad

Relación de vacíos, e

Las relaciones de vacíos, e , correspondientes a las muestras ensayadas fluctuaron en un rango de 4.0 a 10.5, disminuyendo su valor conforme la profundidad es mayor. En la Figura 4.4 se muestra la variación de e , con respecto a la profundidad.

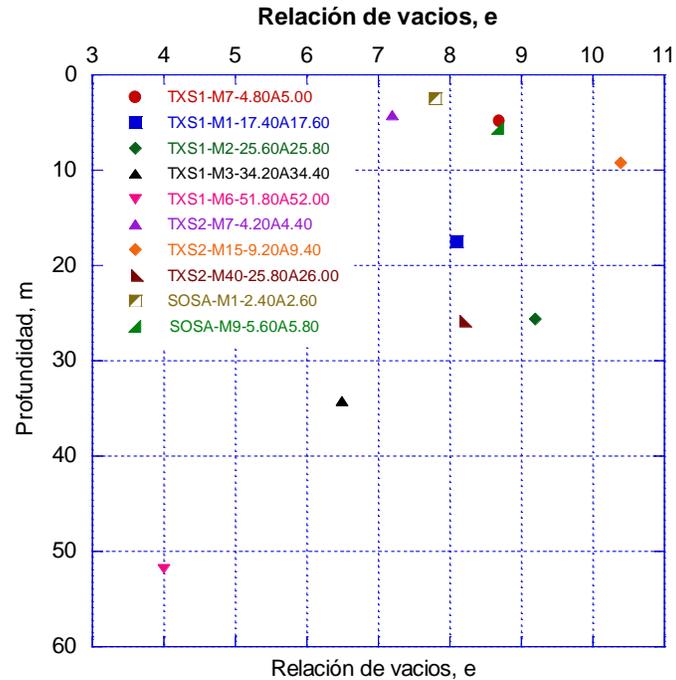


Figura 4.4. Variación de la relación de vacíos con respecto a la profundidad

Índice de rigidez, I_R , e índice de liquidez, I_L

La consistencia relativa de un suelo arcilloso en su estado natural puede ser expresado ya sea mediante el índice de rigidez, I_R , o empleando el índice de liquidez, I_L , ambos definidos en función de los límites de Atterberg, de la siguiente manera:

$$I_R = \frac{W_L - W_n}{PI} \quad (4.1)$$

$$I_L = \frac{W_n - W_P}{PI} \quad (4.2)$$

donde,

w_L es el límite líquido, en %,

w_P es el límite plástico, en %,

w_n es el contenido natural de agua, en %, y

PI es el índice de plasticidad en %.

En las figuras 4.5 y 4.6, se muestran las variaciones de I_R , e I_L respectivamente, en función de la profundidad de recuperación de las muestras ensayadas.

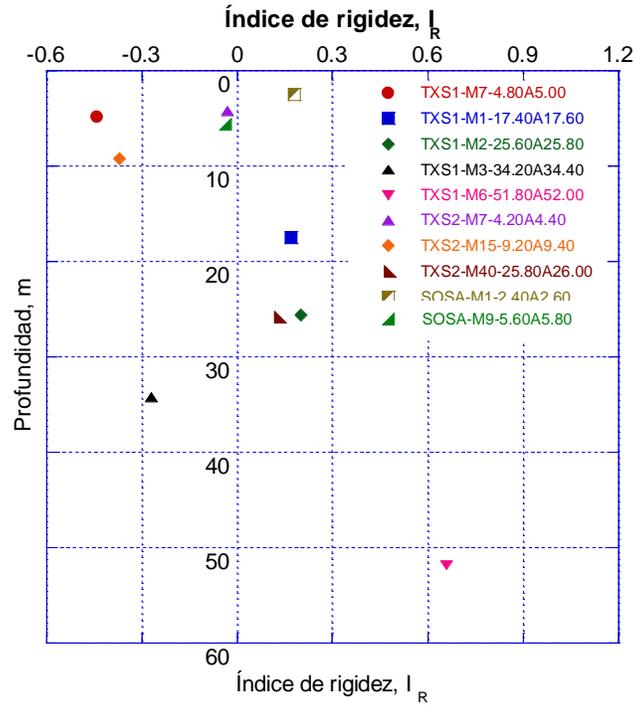


Figura 4.5. Variación del índice de rigidez con respecto a la profundidad

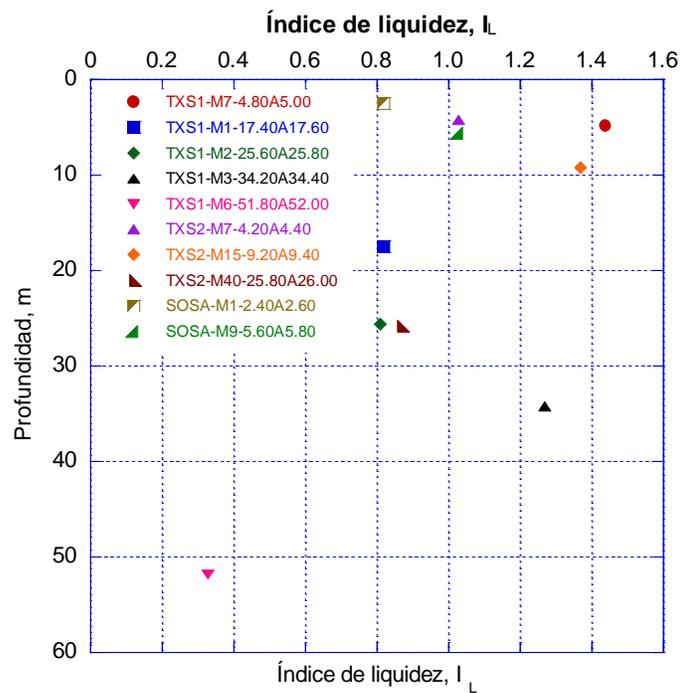


Figura 4.6. Variación del índice de liquidez con respecto a la profundidad

En la Figura 4.5 se observa que el índice de rigidez para algunas muestras toma valores negativos, lo cual se debe a que las muestras ensayadas en estos casos corresponden a arcillas sensitivas con índices de liquidez mayores a 1 (expresión 4.3).

$$I_R = 1 - I_L \quad (4.3)$$

donde,

I_R es el índice de rigidez, y

I_L es el índice de liquidez.

Clasificación SUCS

El material en estudio fue clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) siguiendo la norma ASTM D2487-00, para lo cual se graficaron los valores experimentales de w_L y PI, en la carta de plasticidad mostrada en la Figura 4.7.

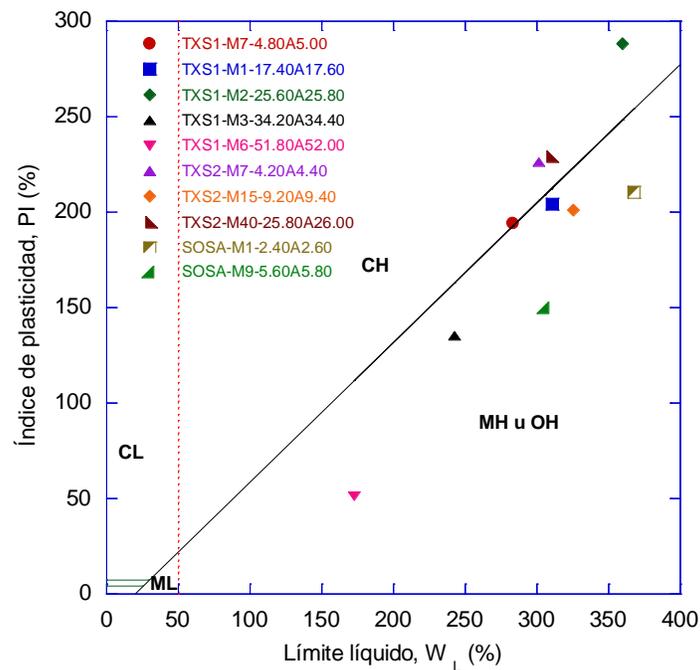


Figura 4.7. Carta de plasticidad del material en estudio

En la carta de plasticidad (Figura 4.7) se observa que el 40% de las muestras ensayadas corresponden a arcillas de alta plasticidad (CH), mientras que las muestras restantes se clasificaron como suelo limoso (MH); a excepción del ensayo TXS1-M1-17.40A17.60, cuyo material fue clasificado como arcilla orgánica de plasticidad media a alta (OH).

4.2. Propiedades dinámicas

Diversos investigadores se han esforzado por describir y predecir el comportamiento dinámico de diferentes suelos de la república mexicana (Saada y Macky, 1985; Romo, 1990; Romo, 1991; Romo, 1995; Romo y Ovando, 1996; Rivera *et al.*, 2003); no obstante a pesar de las aportaciones de éstos, es importante seguir desarrollando investigaciones que nos permitan ampliar y/o complementar los trabajos existentes con el propósito de tener una comprensión más clara del comportamiento de un depósito de suelo.

En este capítulo se presentan las propiedades dinámicas G y λ , obtenidas experimentalmente para el suelo arcilloso de la Zona del Ex-Lago de Texcoco, empleando los equipos dinámicos de columna resonante (CR), y cámara triaxial cíclica (TC).

Para cumplir con los objetivos planteados en este trabajo de investigación, se labraron 10 probetas de suelo para ser ensayadas en el equipo de CR y 30 de características similares para realizar los ensayos en TC, lo que permitió obtener las propiedades dinámicas del material en estudio en términos de sus curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante y relación de amortiguamiento para un amplio rango de deformaciones angulares (10^{-4} a 5%).

Las pruebas ejecutadas en el equipo de columna resonante no fueron llevadas a degradaciones muy altas, con la finalidad de producir la mínima alteración posible en la microestructura del material y poder reconsolidarla a un esfuerzo efectivo mayor. En el caso de los ensayos realizados en la cámara triaxial cíclica, los especímenes de suelo fueron llevados a la degradación máxima de G .

En la Tabla 4.2 se presentan los valores experimentales de las propiedades dinámicas obtenidas para el material en estudio, según el programa de ensayos presentado en la Tabla 3.3.

Tanto la obtención de las propiedades índice como la ejecución de las pruebas dinámicas fueron llevadas a cabo en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

4.2.1. Curvas de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$, en función de la deformación angular, γ

Trabajos realizados por diversos investigadores (Stokoe, Isenhower y Hsu, 1980; Seed *et al.*, 1986; Dobry y Vucetic, 1987; Kagawa, 1992, Romo y Ovando, 1995), han demostrado que el módulo de rigidez, G , disminuye mientras que la relación de amortiguamiento, λ , se incrementa conforme los niveles de deformación angular, γ , son mayores. Dichos comportamientos se corroboran con los resultados obtenidos en este trabajo a partir de los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica ejecutados.

En las figuras siguientes se presentan las curvas experimentales de degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizadas con respecto al valor máximo de G , $G/G_{m\acute{a}x}$, en función de la deformación angular, γ , para cada uno de los ensayos realizados, teniéndose de tal forma en la mayoría de los casos tres curvas normalizadas por ensayo, cada una correspondiente a un esfuerzo efectivo determinado.

En algunos ensayos debido a condiciones del equipo empleado (columna resonante para deformaciones angulares de pequeñas a medianas y triaxial cíclica para deformaciones de medianas a grandes) y características del material en estudio, no fue posible la recolección de datos útiles para generar las curvas de degradación de G para todo el rango de deformaciones angulares.

- Curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para los tres esfuerzos efectivos aplicados a cada ensayo

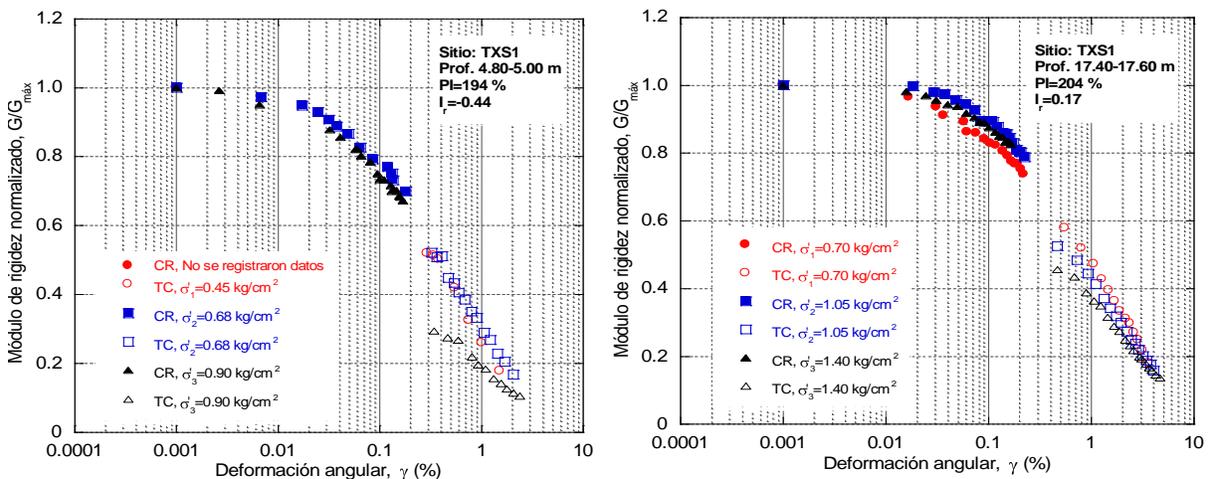


Figura 4.8. Curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ correspondientes a los ensayos 1 y 2

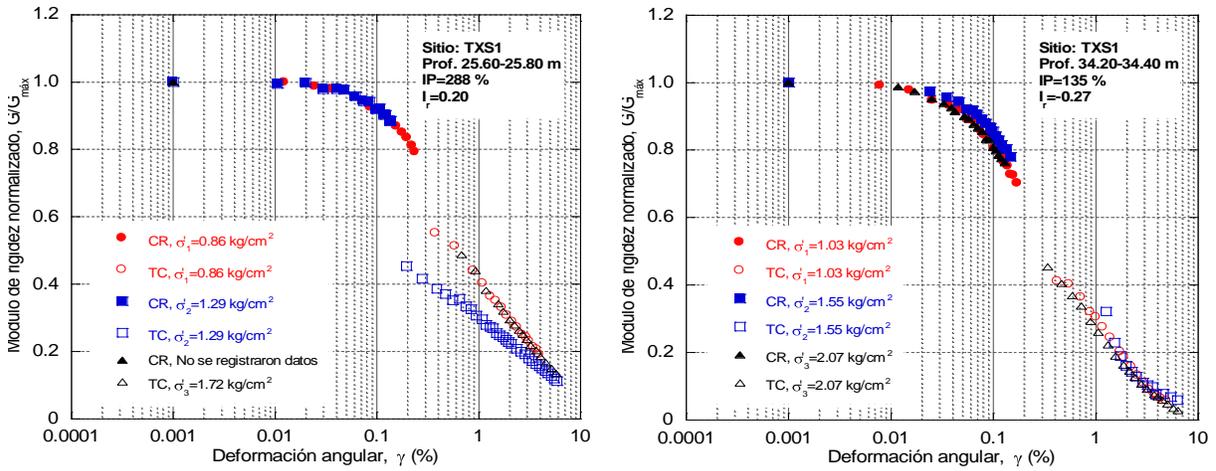


Figura 4.9. Curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$ correspondientes a los ensayos 3 y 4

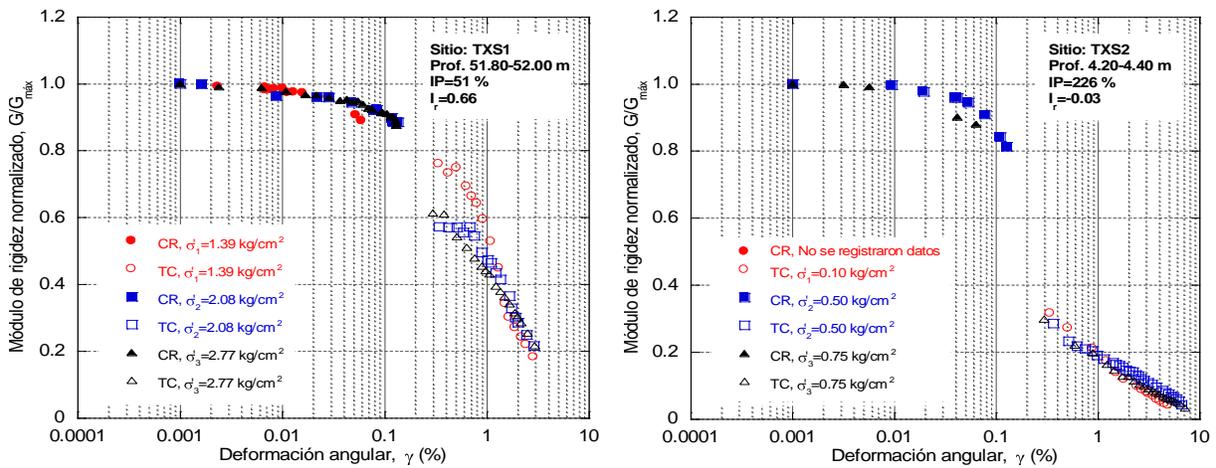


Figura 4.10. Curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$ correspondientes a los ensayos 5 y 6

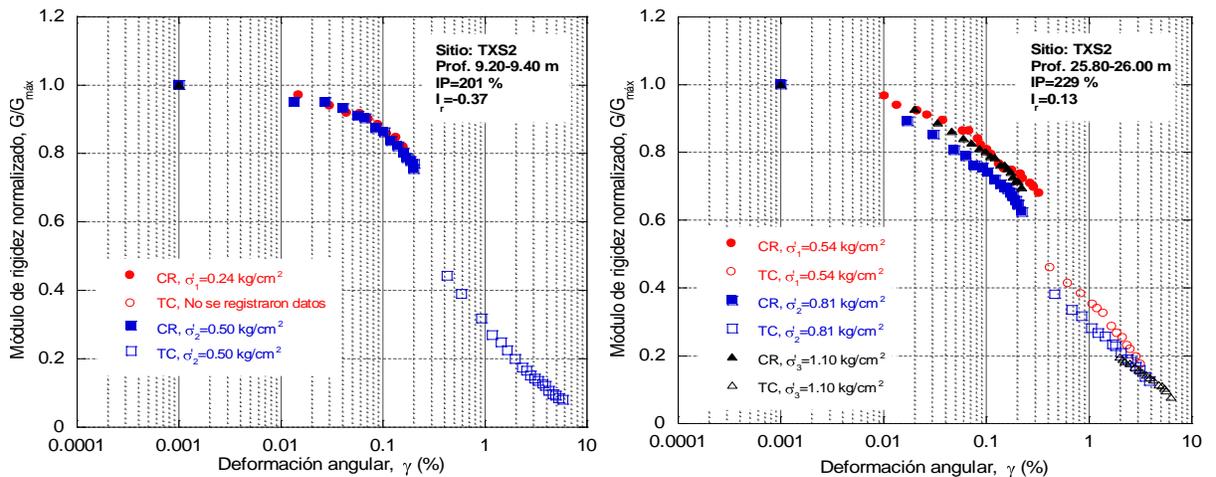


Figura 4.11. Curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$ correspondientes a los ensayos 7 y 8

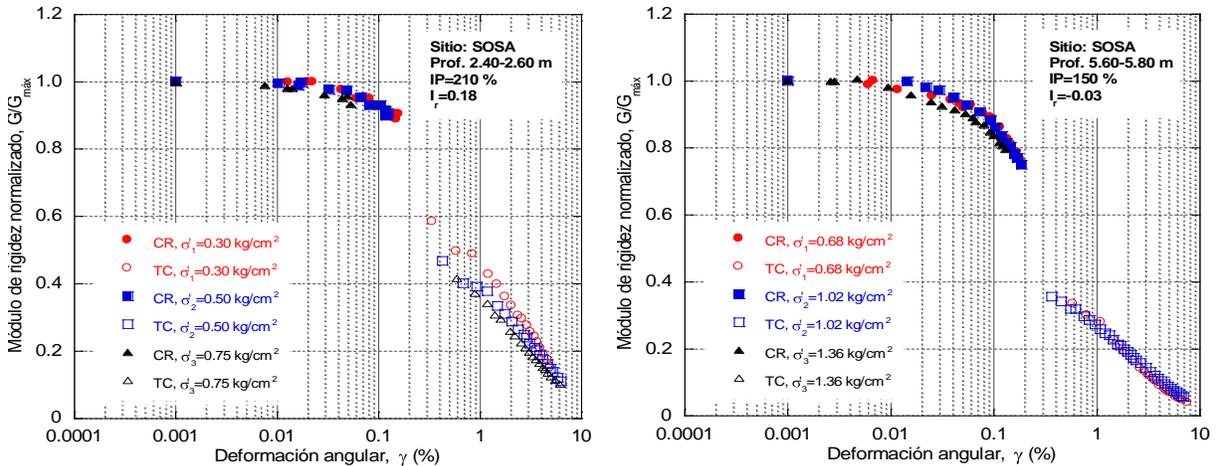


Figura 4.12. Curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ correspondientes a los ensayos 9 y 10

En las curvas anteriores es posible identificar el valor de deformación angular γ , a partir de la cual el módulo de rigidez, G , comienza a sufrir degradación, lo cual implica que los resultados obtenidos de los ensayos de columna resonante proporcionan información acerca del valor máximo de G , sin embargo, no aportan datos sobre la degradación total del mismo, haciendo necesaria la ejecución de una prueba de carga repetida con el fin de complementar la curva $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, manejando con ello un rango de deformaciones angulares más amplio.

En las figuras 4.8 a 4.12, se muestra el comportamiento del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$, en función de la deformación angular, γ , obtenido en laboratorio para diferentes niveles de esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_{c_i} , en las cuales se aprecia que para la mayoría de los ensayos realizados, el decremento de $G/G_{m\acute{a}x}$ para el rango de deformaciones comprendido entre $10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-3} \%$, es prácticamente nulo, presentándose una degradación significativa a medida que aumenta la amplitud de γ .

En la mayoría de los ensayos se logró una degradación de G cercana a cero, manejando rangos de deformación de 10^{-4} a 8% aproximadamente, a excepción de los ensayos 1 y 5 en los cuales la degradación de $G/G_{m\acute{a}x}$ llegó hasta una deformación aproximada de 3%.

En el caso de los ensayos de columna resonante no fue posible aplicar mayor fuerza de torsión al espécimen para obtener una degradación mas alta de G , ya que para niveles de torsión mayores, el sistema móvil entraba en contacto con las bobinas generando una curva de respuesta mal definida con la cual no era posible calcular el valor de G correspondiente a ese nivel de distorsión angular. Para el caso de los ensayos en la cámara triaxial cíclica; al someter la probeta de suelo a una carga pequeña, el equipo no proporcionaba un ciclo de histéresis adecuado para la determinación de los parámetros dinámicos del material. Por dichas razones, aproximadamente el 50% de las curvas presentadas no describen el comportamiento de G para un rango de deformaciones angulares promedio de 0.2 a 0.4 % (e.g. Figura 4.10, ensayo 6).

4.2.2. Curvas de relación de amortiguamiento, λ , en función de la deformación angular, γ

La relación de amortiguamiento, λ , es la propiedad dinámica que proporciona una medida de la capacidad de disipación de energía de un suelo bajo la acción de una carga dinámica; a mayor deformación del material sin que éste llegue a la falla más alto será su amortiguamiento y viceversa.

Diversos investigadores han desarrollado trabajos con la finalidad de describir el comportamiento de λ en suelos cohesivos. Seed e Idriss (1970) y Kokusho *et al.*, (1982), observaron que la relación de amortiguamiento, λ , se incrementa desde un valor menor a 5 % correspondiente a una deformación angular $\gamma \cong 10^{-4}$ %, a un valor de 8 % para $\gamma \cong 1$ %.

A continuación se presentan las curvas experimentales de relación de amortiguamiento en función de la deformación angular, γ , para cada uno de los ensayos dinámicos llevados a cabo. En el caso de las pruebas realizadas en el equipo de columna resonante al tratarse de una prueba no destructiva, el mismo espécimen de suelo fue sometido a tres diferentes esfuerzos efectivos, mientras que en el equipo triaxial cíclico fue necesario el ensaye de una probeta por cada esfuerzo efectivo de confinamiento; de tal forma que para generar las curvas completas de amortiguamiento para los tres diferentes niveles de esfuerzo, fue necesario el ensaye de un espécimen de suelo en el equipo de columna resonante y tres muestras gemelas en la cámara triaxial cíclica, logrando con ello la obtención de las curvas mencionadas para un amplio rango de deformaciones angulares.

Debido a condiciones de los equipos utilizados para las pruebas dinámicas y a las características del material, en algunos de los ensayos realizados no fue posible la recolección de datos útiles para la generación de las curvas de relación de amortiguamiento, λ , para todo el rango de deformaciones angulares.

- *Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para los tres esfuerzos efectivos aplicados a cada ensaye*

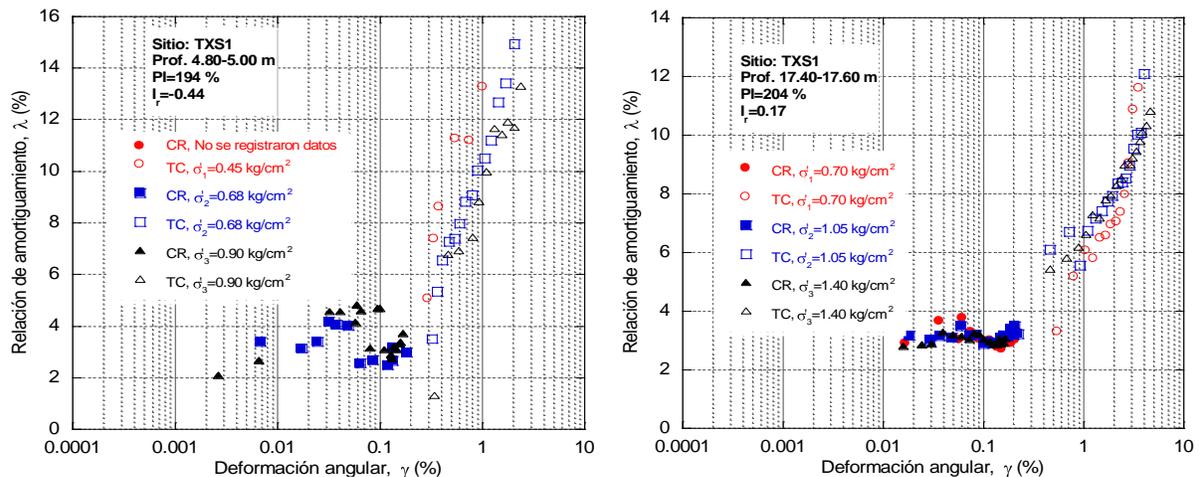


Figura 4.13. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ correspondientes a los ensayos 1 y 2

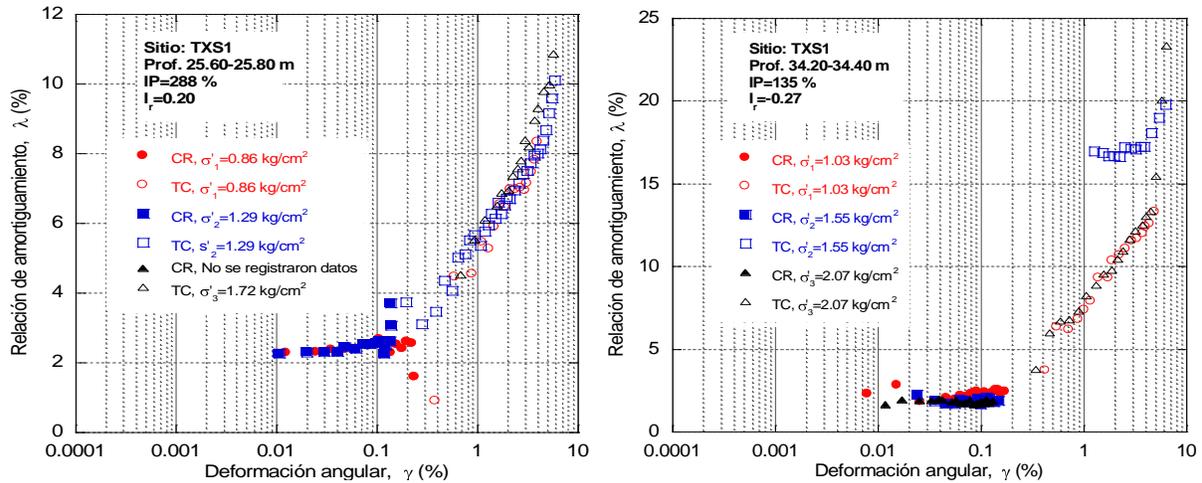


Figura 4.14. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ correspondientes a los ensayos 3 y 4

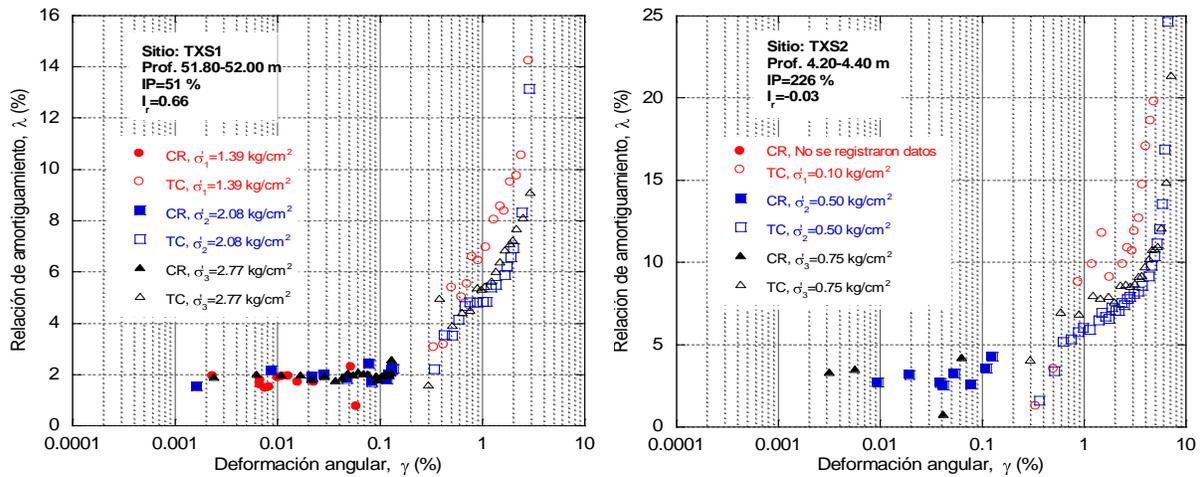


Figura 4.15. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ correspondientes a los ensayos 5 y 6

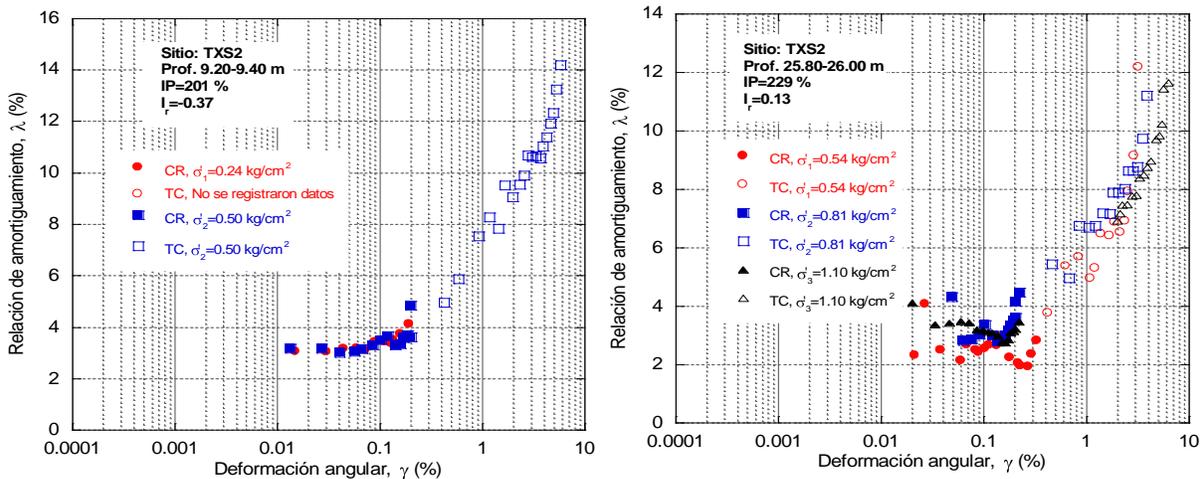


Figura 4.16. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ correspondientes a los ensayos 7 y 8

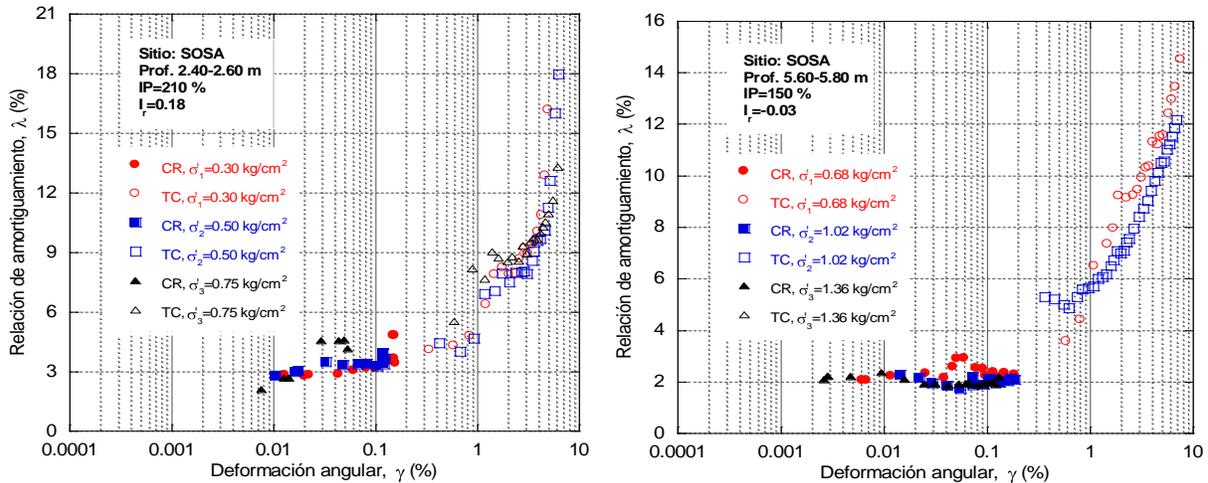


Figura 4.17. Curvas experimentales $\lambda - \gamma$ correspondientes a los ensayos 9 y 10

Los valores de $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ obtenidos experimentalmente fluctúan en rangos aproximados de $8 \leq \lambda_{\text{máx}} \leq 25 \%$ y $1.5 \leq \lambda_{\text{mín}} \leq 4.5 \%$, respectivamente. Cabe señalar que la mayoría de las curvas $\lambda - \gamma$ presentadas comienzan a partir de una deformación angular aproximada de 0.01% a diferencia de las curvas de degradación de $G/G_{\text{máx}}$ que inician en 0.001%, por lo tanto debe tenerse en cuenta que en la mayoría de los ensayos llevados a cabo, el valor de $\lambda_{\text{mín}}$ no corresponde a la deformación angular, γ , a la cual se presenta el $G_{\text{máx}}$.

Con el fin de ejemplificar lo anterior en la Figura 4.18 se muestra el comportamiento de G y λ en función de γ , correspondiente al tercer esfuerzo efectivo del ensayo 5, cuyo suelo pertenece al sitio de estudio TXS1.

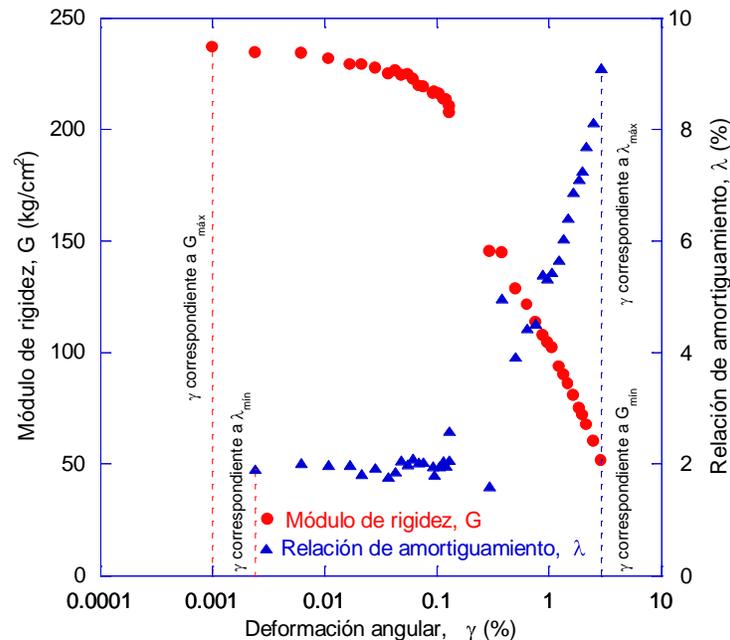


Figura 4.18. Comportamientos generales de λ y G correspondientes a σ'_3 del ensayo 5

En la figura anterior se observa que el $G_{\text{máx}}$ se presenta cuando la deformación angular es de 0.001%, mientras que $\lambda_{\text{mín}}$ se tiene cuando γ es igual a 0.0025% aproximadamente.

Tabla 4.2. Propiedades dinámicas de las arcillas de la Zona del Ex-Lago de Texcoco

N° de ensaye	Sitio	Muestra	Profundidad [m]	σ'_c [kg/cm ²]	Descripción	Equipo	G_{\max} [kg/cm ²]	G_{\min} [kg/cm ²]	λ_{\max} (%)	λ_{\min} (%)
1	TXS1	M7	4.80 - 5.00	0.45	TXS1-M7-4.80A5.00-0.45	CR	-----			-----
						TC		14.26	20.69	
				0.68	TXS1-M7-4.80A5.00-0.68	CR	87.0			3.40
						TC		14.61	14.93	
				0.90	TXS1-M7-4.80A5.00-0.90	CR	103.0			2.10
						TC		10.81	13.30	
2	TXS1	M1	17.40 - 17.60	0.70	TXS1-M1-17.40A17.60-0.70	CR	68.0			2.90
						TC		12.27	11.58	
				1.05	TXS1-M1-17.40A17.60-1.05	CR	81.0			3.16
						TC		12.82	12.08	
				1.40	TXS1-M1-17.40A17.60-1.40	CR	102.0			2.79
						TC		14.02	10.82	
3	TXS1	M2	25.60 - 25.80	0.86	TXS1-M2-25.60A25.80-0.86	CR	89.0			2.28
						TC		17.04	8.34	
				1.29	TXS1-M2-25.60A25.80-1.29	CR	108.0			2.26
						TC		12.11	10.10	
				1.72	TXS1-M2-25.60A25.80-1.72	CR	-----			-----
						TC		14.56	10.86	
4	TXS1	M3	34.20 - 34.40	1.03	TXS1-M3-34.20A34.40-1.03	CR	180.0			2.33
						TC		10.30	13.29	
				1.55	TXS1-M3-34.20A34.40-1.55	CR	215.0			2.25
						TC		12.93	19.77	
				2.07	TXS1-M3-34.20A34.40-2.07	CR	255.0			1.68
						TC		7.18	23.34	
5	TXS1	M6	51.80 - 52.00	1.39	TXS1-M6-51.80A52.00-1.39	CR	202.0			1.95
						TC		36.80	14.22	
				2.08	TXS1-M6-51.80A52.00-2.08	CR	231.5			1.57
						TC		49.94	13.15	
				2.77	TXS1-M6-51.80A52.00-2.77	CR	237.0			1.91
						TC		51.53	9.10	



6	TXS2	M7	4.20 - 4.40	0.10	TXS2-M7-4.20A4.40-0.10	CR	-----			-----
						TC		3.34	19.74	
				0.50	TXS2-M7-4.20A4.40-0.50	CR	81.0			2.69
						TC		3.45	24.64	
				0.75	TXS2-M7-4.20A4.40-0.75	CR	100.2			3.33
						TC		3.44	21.38	
7	TXS2	M15	9.20 - 9.40	0.24	TXS2-M15-9.20A9.40-0.24	CR	57.0			3.06
						TC		-----	-----	
				0.50	TXS2-M15-9.20A9.40-0.50	CR	59.0			3.17
						TC		4.73	14.19	
				0.75	TXS2-M15-9.20A9.40-0.75	CR	-----			-----
						TC		-----	-----	
8	TXS2	M40	25.80 - 26.00	0.54	TXS2-M40-25.80A26.00-0.54	CR	88.0			2.32
						TC		15.22	12.17	
				0.81	TXS2-M40-25.80A26.00-0.81	CR	110.0			4.32
						TC		13.88	11.20	
				1.10	TXS2-M40-25.80A26.00-1.10	CR	115.0			4.11
						TC		9.03	11.63	
9	SOSA	M1	2.40 - 2.60	0.30	SOSA-M1-2.40A2.60-0.30	CR	38.0			2.82
						TC		5.80	16.17	
				0.50	SOSA-M1-2.40A2.60-0.50	CR	46.0			2.80
						TC		5.10	17.96	
				0.75	SOSA-M1-2.40A2.60-0.75	CR	61.0			2.10
						TC		9.26	9.98	
10	SOSA	M9	5.60 - 5.80	0.68	SOSA-M9-5.60A5.80-0.68	CR	114.0			2.07
						TC		4.58	14.52	
				1.03	SOSA-M9-5.60A5.80-1.03	CR	147.0			2.30
						TC		8.32	12.16	
				1.37	SOSA-M9-5.60A5.80-1.37	CR	170.0			2.10
						TC		-----	-----	

4.2.3. Influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento en las propiedades dinámicas de un depósito de suelo

Mediante trabajos experimentales se ha observado que el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G , aumenta cuando el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , al que se encuentra sometido el suelo se incrementa. En el caso del amortiguamiento histerético el efecto que produce una variación de σ'_c es despreciable; sin embargo, el tipo de consolidación (isotrópica o anisotrópica) si presenta una influencia sobre dicha propiedad dinámica, sobre todo para deformaciones angulares mayores a 0.9% (Romo *et al.*, 1989).

En las figuras 4.19 y 4.20 se presentan las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ respectivamente, generadas experimentalmente a partir de los datos obtenidos de los ensayos de columna resonante y cámara triaxial cíclica correspondientes al ensaye 2 (sitio TXS1, profundidad 17.40 a 17.60), en las cuales se observa el efecto que tiene σ'_c en las propiedades dinámicas de un suelo. Los esfuerzos efectivos correspondientes a dicho ensaye fueron: $\sigma'_1 = 0.70 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma'_2 = 1.05 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma'_3 = 1.40 \text{ kg/cm}^2$.

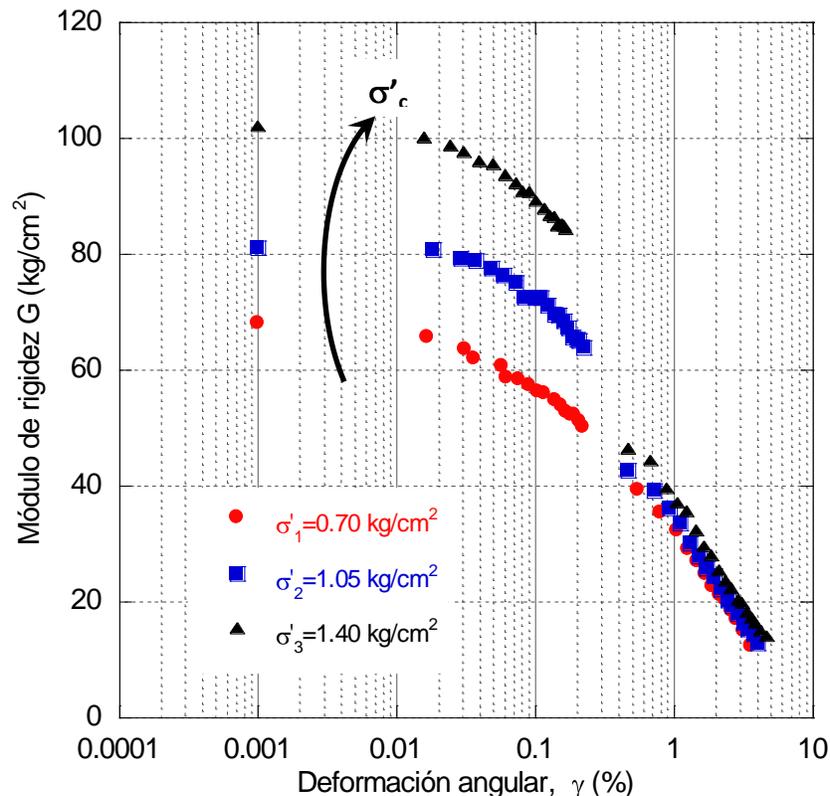


Figura 4.19. Influencia del σ'_c en el comportamiento del módulo de rigidez, G

Algunos investigadores como Hardin y Black, (1969); Hardin y Drnevich (1972b), concluyeron que $G_{\text{máx}}$ presenta una variación lineal con un factor aproximado a $\sigma'_c{}^{1/2}$. Esto se muestra en la Figura 4.21 donde se observa la relación entre los valores de $G_{\text{máx}}$ obtenidos para el ensaye 2 y el valor de la raíz cuadrada de los esfuerzos efectivos aplicados en dicho ensaye.

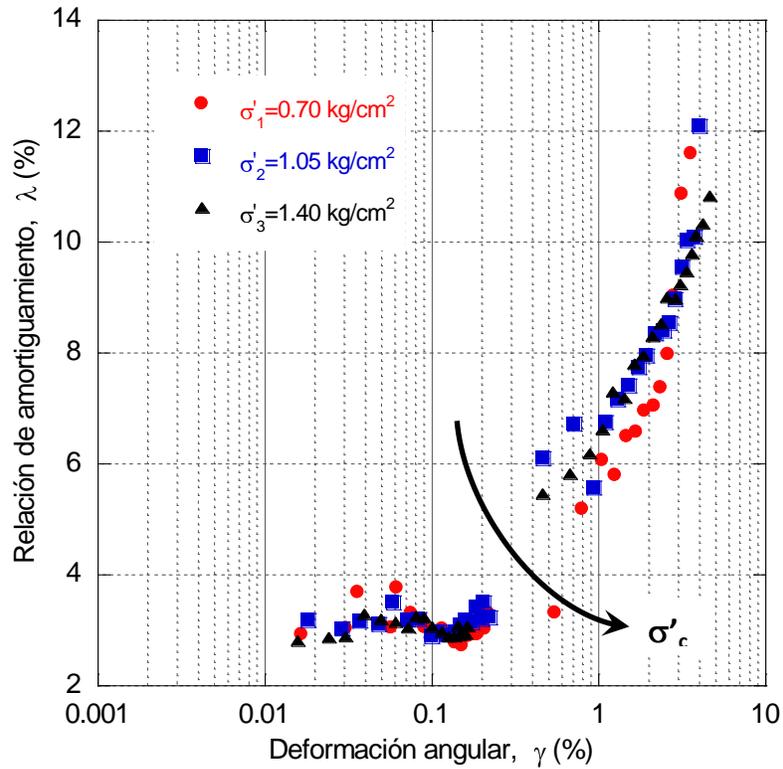


Figura 4.20. Efecto del σ'_c en el comportamiento de la relación de amortiguamiento, λ

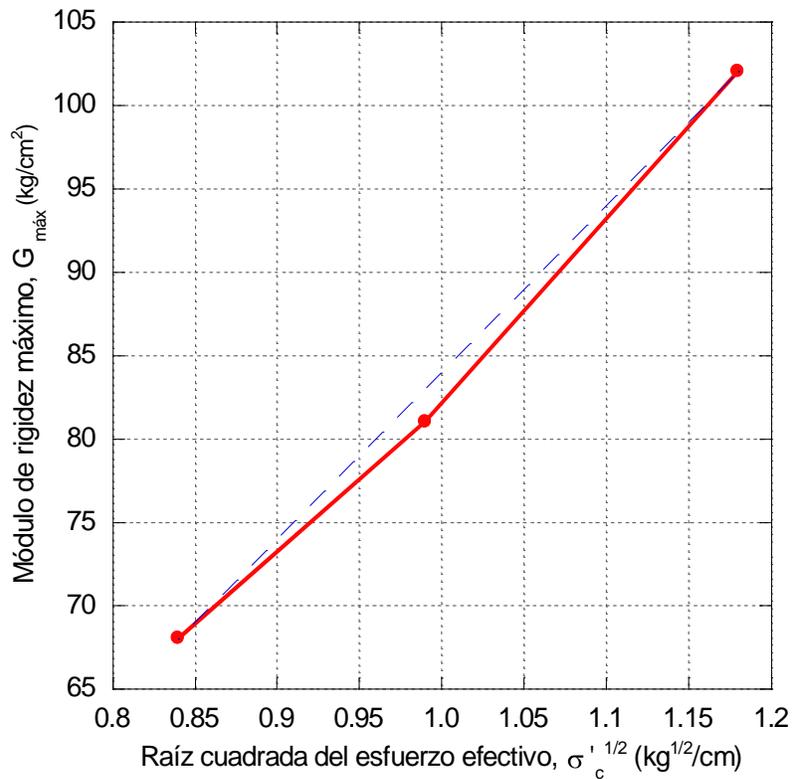


Figura 4.21. Relación entre el módulo de rigidez máximo, $G_{\text{máx}}$ y la raíz cuadrada de los esfuerzos efectivos de confinamiento, $\sigma'_c{}^{1/2}$

4.2.4. Influencia del índice de plasticidad en las propiedades dinámicas de un depósito de suelo

El índice de plasticidad es el parámetro que presenta mayor influencia sobre las propiedades dinámicas de un depósito de suelo. En las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, se observa que existe un valor crítico de deformación angular, γ , a partir del cual la degradación del módulo de rigidez se acelera de manera considerable. Estudios experimentales indican que la deformación crítica para arcillas varía entre 0.01 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad, PI, del suelo (Romo *et al.*, 1989); al aumentar éste, la deformación de umbral se incrementa, lo cual indica que el comportamiento lineal de una arcilla aumenta con su plasticidad.

Dicha diferencia de comportamiento puede explicarse en términos de las características de la microestructura de las arcillas plásticas y no plásticas. En general las primeras tienen una estructura floculada, abierta, caracterizada por la gran cantidad de contactos vértice-lado entre partículas y entre grumos o agregados de partículas. Por otro lado las arcillas no plásticas presentan una estructura dispersa con poco contacto vértice-lado. La mayor estructuración de las arcillas plásticas aumenta la flexibilidad del sistema, ocasionando un incremento en el valor de la deformación umbral.

En las figuras 4.22 a 4.24 se presentan las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, obtenidas a partir de ensayos dinámicos llevados a cabo para diferentes niveles de esfuerzo efectivo de confinamiento, en las cuales puede apreciarse el efecto que tiene el índice de plasticidad en el módulo de rigidez del suelo, ocasionando que éste se incremente a medida que el PI aumenta.

Por otra parte en el caso del amortiguamiento, Romo *et al.*, (1989), determinó que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía, indicando que existe la tendencia de que al aumentar el valor del PI el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular. Sin embargo los resultados no son tan contundentes como en el caso del módulo de rigidez al esfuerzo cortante. En las figuras 4.25 a 4.27 se presentan las curvas $\lambda - \gamma$ obtenidas experimentalmente, en las cuales es posible apreciar el efecto que tiene PI sobre λ .

Tanto las curvas de rigidez normalizadas como las de relación de amortiguamiento (figuras 4.22 a 4.27) se presentan para cada rango de esfuerzos efectivos aplicados (σ'_1 , σ'_2 y σ'_3) en los correspondientes ensayos dinámicos llevados a cabo.

Dichos rangos de esfuerzos efectivos fueron los siguientes: $0.10 \leq \sigma'_1 \leq 1.39 \text{ kg/cm}^2$, $0.50 \leq \sigma'_2 \leq 2.08 \text{ kg/cm}^2$ y $0.75 \leq \sigma'_3 \leq 2.77 \text{ kg/cm}^2$.

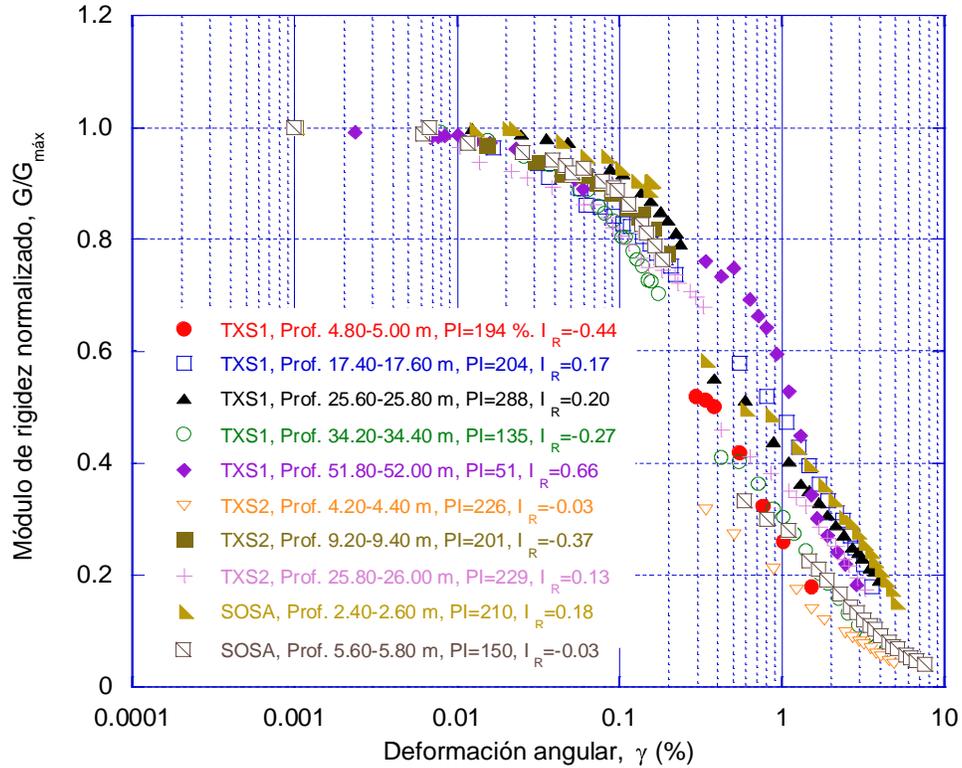


Figura 4.22. Influencia del PI en las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ correspondiente al primer esfuerzo efectivo, σ'_1

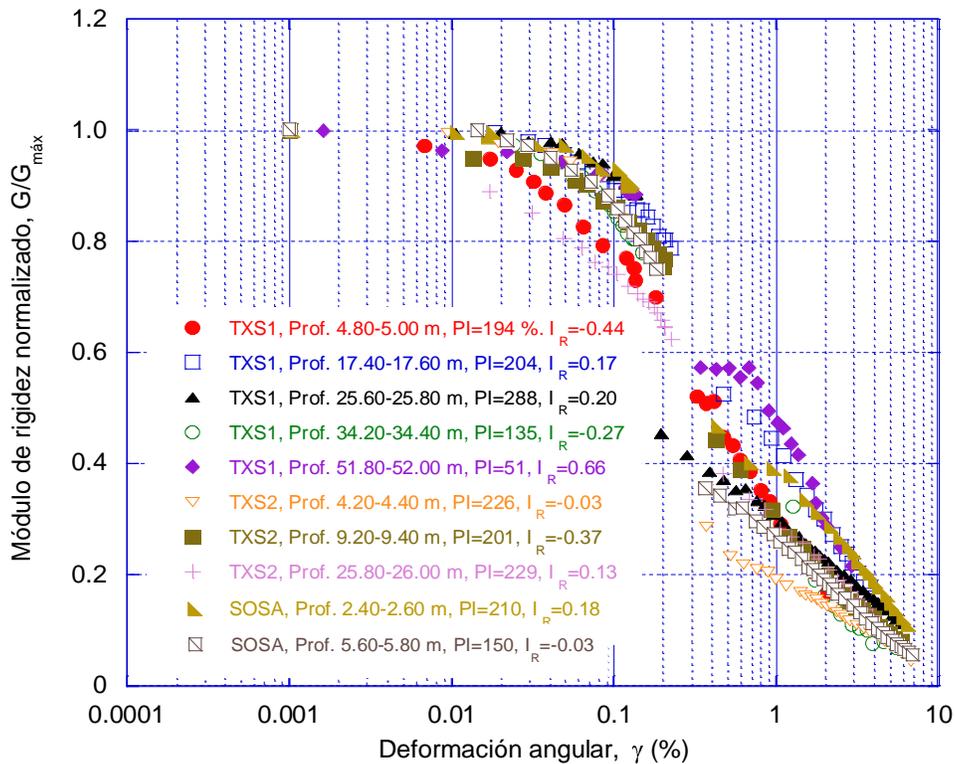


Figura 4.23. Influencia del PI en las curvas $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ correspondiente al segundo esfuerzo efectivo, σ'_2

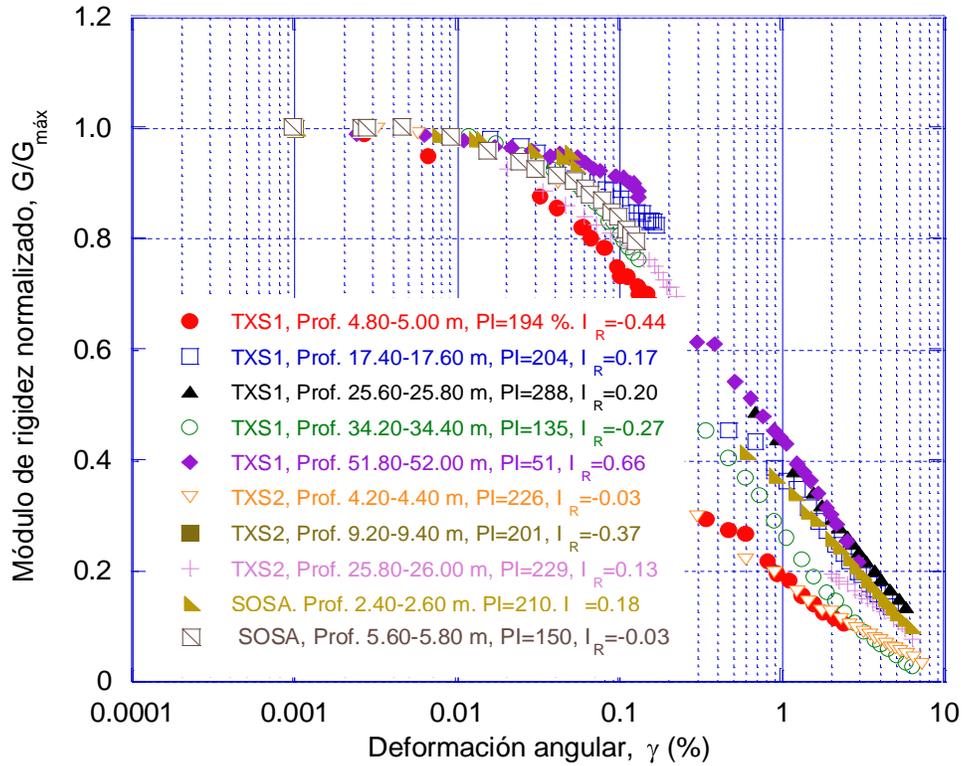


Figura 4.24. Influencia del PI en las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ correspondiente al tercer esfuerzo efectivo, σ'_3

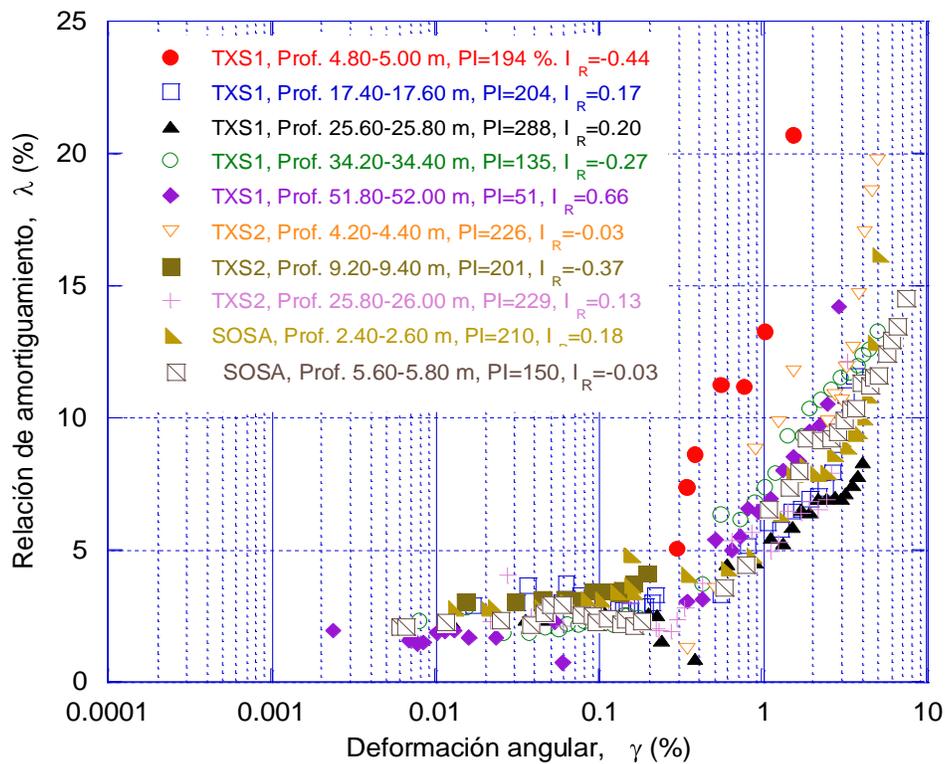


Figura 4.25. Influencia del PI en las curvas λ - γ correspondiente al primer esfuerzo efectivo, σ'_1

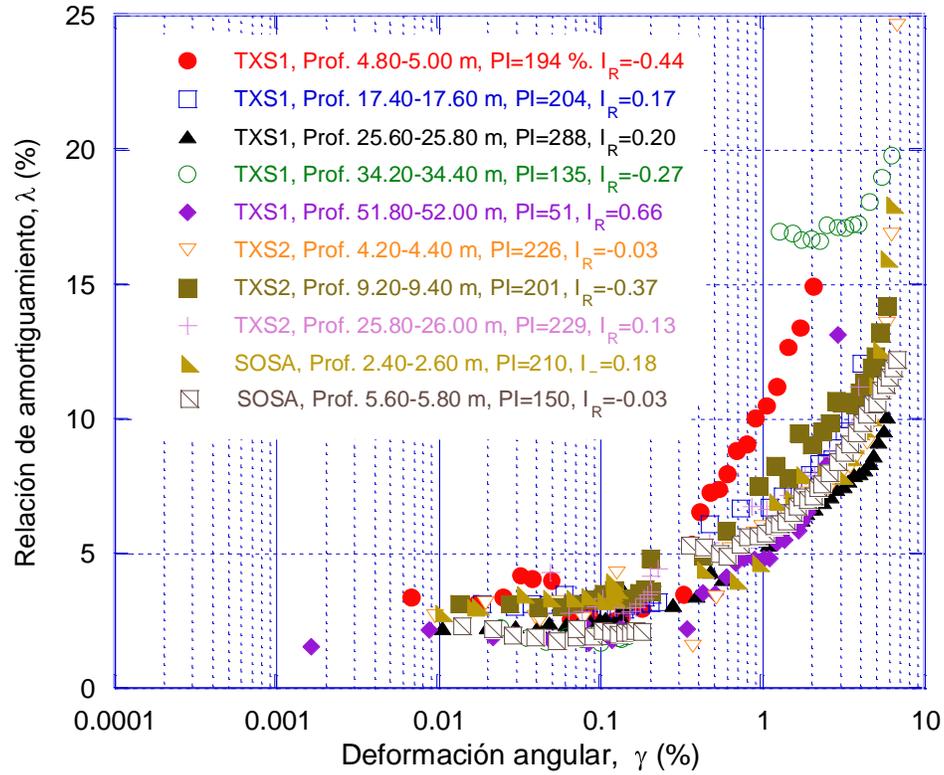


Figura 4.26. Influencia del PI en las curvas $\lambda - \gamma$ correspondiente al segundo esfuerzo efectivo, σ'_2

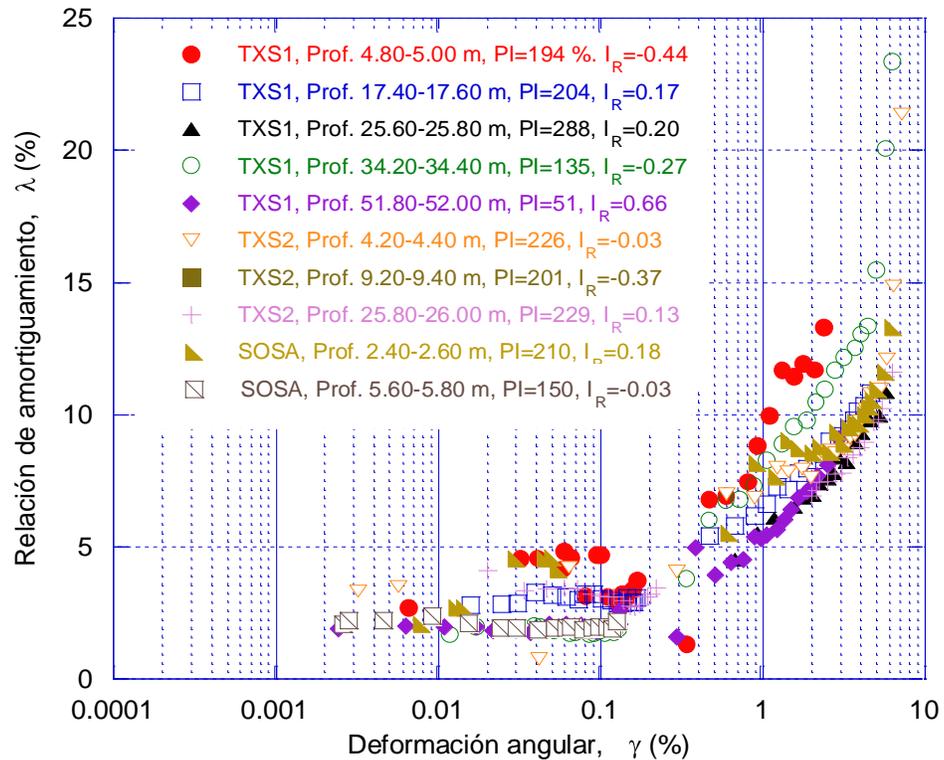


Figura 4.27. Influencia del PI en las curvas $\lambda - \gamma$ correspondiente al tercer esfuerzo efectivo, σ'_3



En las figuras 4.22 a 4.24 puede observarse que a medida que el PI del suelo es mayor, el módulo de rigidez aumenta para igual deformación angular, es decir, a mayor PI las curvas normalizadas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ se desplazan hacia arriba.

Por otra parte, si el módulo de rigidez aumenta se tiene entonces una disminución en la capacidad de disipación de energía del material, ocasionando que para un mismo valor de deformación angular el amortiguamiento sea menor.

En las figuras 4.25 a 4.27 se aprecia que conforme el PI del suelo aumenta las curvas $\lambda - \gamma$ se desplazan hacia abajo.

Es importante hacer notar que en el caso del ensaye 5 para los tres esfuerzos efectivos aplicados, la curva de degradación del módulo de rigidez normalizado está por encima de todas las demás curvas experimentales a pesar de tener el índice de plasticidad más bajo, en este caso deben hacerse las siguientes consideraciones; en primer lugar las probetas labradas para este ensaye fueron sometidas a los esfuerzos efectivos más altos y como se menciono anteriormente, σ'_c tiene una influencia directa sobre G provocando que éste aumente a medida que el esfuerzo efectivo es mayor; en segundo lugar la profundidad es otro parámetro que influye en las propiedades dinámicas de un suelo, ya que a mayor profundidad el módulo de rigidez se incrementa.

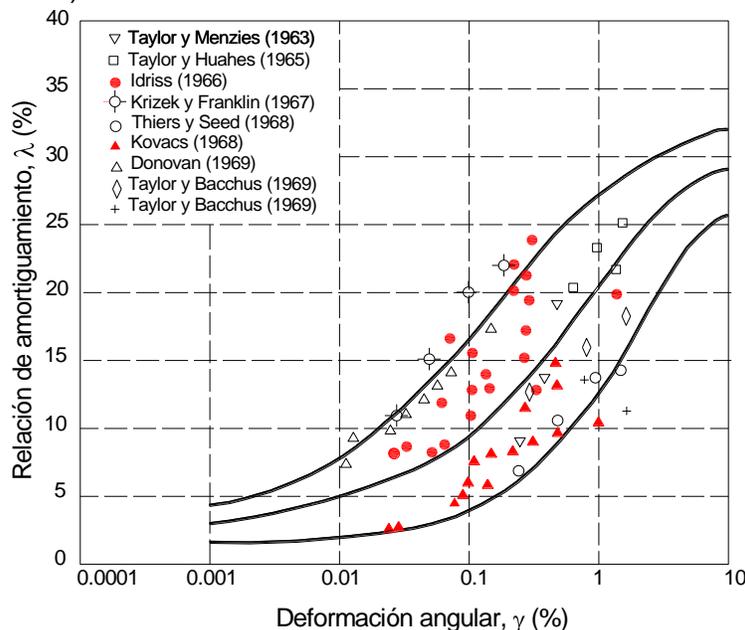
Para las pruebas realizadas en el quinto ensaye el material fue extraído a una profundidad de 51.80 - 52.00 m, a la cual se registró en el sondeo de penetración con cono eléctrico una resistencia de punta alta en comparación con las demás profundidades. Lo anterior puede corroborarse en los registros de CPT presentados en el Anexo B de este trabajo.

5. MODELACIÓN DE LOS RESULTADOS CON MODELOS CONSTITUTIVOS DE GEOMATERIALES

Diversos investigadores (Ramberg y Osgood, 1943; Hardin y Drnevich, 1972a; Romo 1995; Puzrin y Shiran, 2000) han realizado trabajos con el objeto de predecir el comportamiento dinámico de un depósito de suelo, para lo cual han propuesto leyes constitutivas con la finalidad de reproducir lo más cercanamente posible, la relación existente entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones angulares, tomando en cuenta el comportamiento no lineal e histerético de los materiales.

Las expresiones propuestas por ciertos investigadores permiten estimar las curvas normalizadas de rigidez y relación de amortiguamiento de un suelo a partir de los resultados obtenidos experimentalmente mediante ensayos de laboratorio. Algunas de las aportaciones realizadas son las siguientes:

- Lazan (1968) mostró teóricamente que la forma de variación del amortiguamiento en materiales elastoplásticos, puede ser relacionada con el módulo de rigidez del material.
- Para arcillas saturadas, Seed e Idriss (1970), a partir de datos experimentales proporcionaron curvas de amortiguamiento con suficiente aproximación para el análisis de problemas prácticos; sugiriendo emplear dichas curvas como una herramienta para cuantificar la variación de la relación de amortiguamiento con respecto a la deformación angular (Figura 5.1).



- Hardin y Drnevich (1972a), propusieron la siguiente expresión para modelar el comportamiento no lineal del módulo de rigidez, G , para arcillas, mediante curvas hiperbólicas:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5.1)$$

donde,

γ_r corresponde a una deformación angular de referencia.

Para el caso de la relación de amortiguamiento la expresión propuesta fue la siguiente:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (5.2)$$

donde,

$\lambda_{m\acute{a}x}$ es el amortiguamiento máximo obtenido experimentalmente con pruebas de carga repetida, y

$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}$ es el módulo de rigidez normalizado obtenido a partir de la expresión (5.1).

- En 1970 fue propuesto el modelo Ramberg-Osgood, el cual se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{r-1}} \quad (5.3)$$

donde,

τ es el esfuerzo cortante,

τ_f es el esfuerzo cortante de referencia en campo, y

r y α son constantes que permiten ajustar la forma y posición de la curva.

A partir de los valores del módulo de rigidez normalizado obtenidos con la expresión (5.3), es posible modelar la relación de amortiguamiento de la siguiente manera:

$$\lambda = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_{m\acute{a}x}} \right) \quad (5.4)$$

El modelo de Ramberg-Osgood presenta la misma configuración que el de Hardin-Drnevich; sin embargo, los parámetros α y r empleados en las expresiones (5.3) y (5.4), permiten obtener un mejor ajuste de las curvas. Dichos parámetros son determinados de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1 \quad (5.5)$$

Mientras que r , es posible obtenerlo a partir de la expresión (5.4), considerando un punto conocido (λ , $G/G_{m\acute{a}x}$); o bien, tomando los valores al momento de la falla.

- Romo *et al.*, (1988), propuso el siguiente modelo hiperbólico para determinar la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado con respecto a $G_{m\acute{a}x}$.

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = 1 - \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{a + b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (5.6)$$

donde,

a y b son parámetros del material, y

γ_r es una deformación angular de referencia.

Posteriormente, al identificar al PI como el parámetro que presenta mayor influencia en el comportamiento dinámico de las arcillas, Romo (1990; 1995) propuso un modelo tipo Masing (expresión 5.7) para estimar las curvas normalizadas de rigidez partiendo de datos experimentales; involucrando además el valor del índice de plasticidad del suelo.

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = [1 - H \gamma] \quad (5.7)$$

donde,

$H(\gamma)$ es una función que depende del índice de plasticidad.

Para la modelación de la relación de amortiguamiento, Romo (1995), propuso una variación de la expresión (5.2), para la cual definió condiciones de frontera para valores correspondiente a λ . Considerando la relación del módulo de rigidez $G/G_{m\acute{a}x}$ según la expresión (5.7), llegó a lo siguiente:

$$\lambda = \lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n} H \gamma + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (5.8)$$

- Vucetic y Dobry (1991) en base a resultados experimentales propusieron una familia de curvas con la finalidad de estimar la degradación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$ y la relación de amortiguamiento, λ , para suelos con diferentes plasticidades (figuras 5.2 y 5.3, respectivamente).

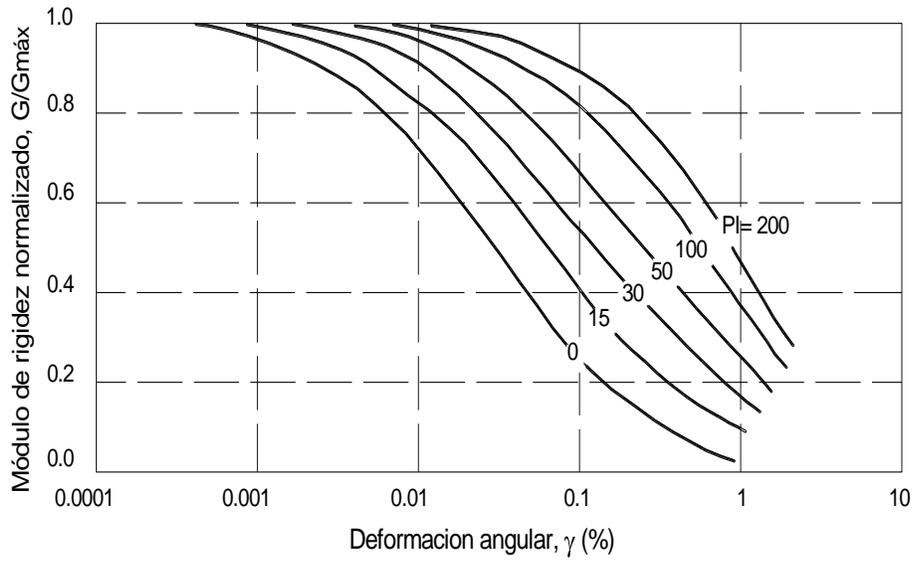


Figura 5.2. Degradación del módulo de rigidez para diferentes valores de PI (Vucetic y Dobry, 1991)

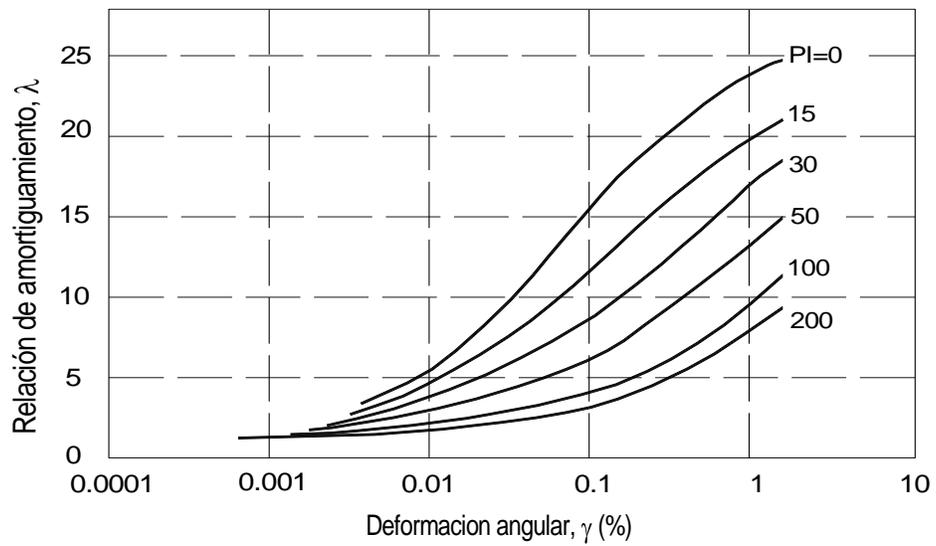


Figura 5.3. Relación de amortiguamiento para diferentes valores de PI (Vucetic y Dobry, 1991)

5.1. Modelación de los resultados experimentales

En la actualidad la mayoría de los modelos propuestos para estimar el comportamiento dinámico de un depósito de suelo, parten de la interpretación de datos experimentales obtenidos mediante pruebas de laboratorio, como: pruebas de columna resonante, cámara triaxial cíclica, entre otras.

Un aspecto importante en el análisis de la respuesta sísmica de un depósito de suelo, es el de representar al mismo mediante un modelo que relacione los esfuerzos cortantes con las deformaciones generadas, a través de leyes constitutivas que definan la relación esfuerzo deformación en cada etapa de carga, descarga y recarga. Por tal razón el modelado del comportamiento dinámico del suelo sometido bajo condiciones de carga repetida debe realizarse considerando las características de deformación para un rango estimado, considerando un comportamiento elástico para el rango de pequeñas deformaciones y posteriormente un comportamiento elasto.-plástico correspondiente a deformaciones grandes. Ishihara (1996), presentó una clasificación de los tipos de modelos conforme al comportamiento del suelo y métodos de análisis de respuesta, misma que se presenta en la Figura 5.4.

Deformación cortante	10E-6	10E-5	10E-4	10E-3	10E-2	10E-1
	Def. pequeñas	Def. intermedias		Def. grandes	Falla	
Elástico						
Elásto-plástico						
Falla						
Efecto de carga repetida						
Velocidad de aplicación						
Modelo	Elástico lineal		Visco Elástico		Elástico Plástico	
Método de respuesta	Lineal		Lineal equivalente		Integración paso a paso	

(Nota: deformación cortante en decimales)

Figura 5.4. Modelos de comportamiento y análisis de respuesta de suelos (Ishihara, 1996)

Uno de los modelos más utilizados para definir la relación esfuerzo-deformación del suelo es el modelo de Masing (Masing, 1926), mismo que fue empleado en este trabajo para estimar el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas en estudio y cuya descripción se presenta a continuación.

5.1.1. Regla de Masing

Si la amplitud de la deformación angular es pequeña ($\gamma < 10^{-4} \%$), las propiedades dinámicas del suelo permanecen prácticamente constantes, por lo que la respuesta del mismo no está en función del número de ciclos de aplicación de la carga. Sin embargo, cuando los niveles de esfuerzo se incrementan se tiene mayor carga aplicada al suelo y la curva esfuerzo-deformación forma un ciclo de histéresis cerrado (Figura 5.5a). Inicialmente la carga se incrementa hasta un nivel a , aplicándose posteriormente un ciclo de descarga (trayectoria $abcd$) y recarga (trayectoria $defa$), el cambio de descarga a recarga se presenta en el punto d , localizado en el extremo opuesto del ciclo con respecto al punto de inicio a . En la curva esfuerzo-deformación, se hace referencia a dos tipos de curvas: una denominada *curva esqueleto* (trayectoria doa) asociada con la carga monotónica y otra conformando un ciclo de histéresis (trayectoria $abcdefa$). Si el valor del esfuerzo en la curva de histéresis es restado al valor del esfuerzo en la curva esqueleto, se obtienen dos curvas separadas (Figura 5.5b), las cuales representan un indicio del comportamiento no lineal del suelo e indican la propiedad elástica y características de disipación de energía.

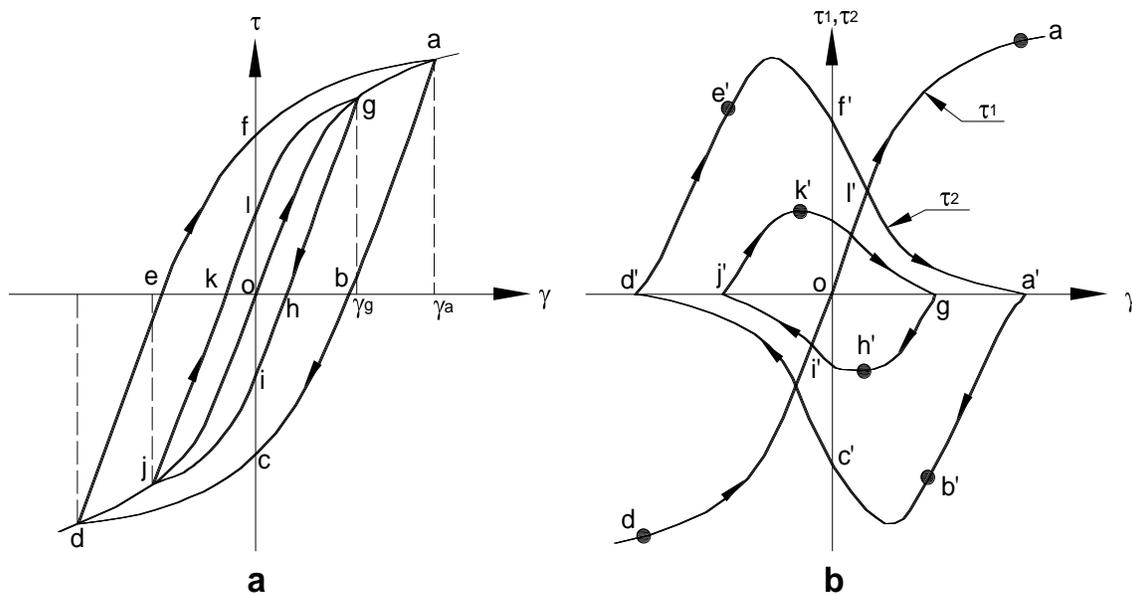


Figura 5.5. Descomposición de la curva de histéresis no lineal en la componente elástica y disipación de energía (Ishihara, 1996)

Al construir un modelo no lineal de la relación cíclica esfuerzo-deformación, es común especificar una función para la curva esqueleto y otra para el ciclo de histéresis, la primera es posible expresarla como el esfuerzo cortante, τ , en función de la deformación angular, γ (Figura 5.6).

$$\tau = f(\gamma) \quad (5.9)$$

Generalmente esta relación se obtiene mediante pruebas con carga monotónica en suelos.

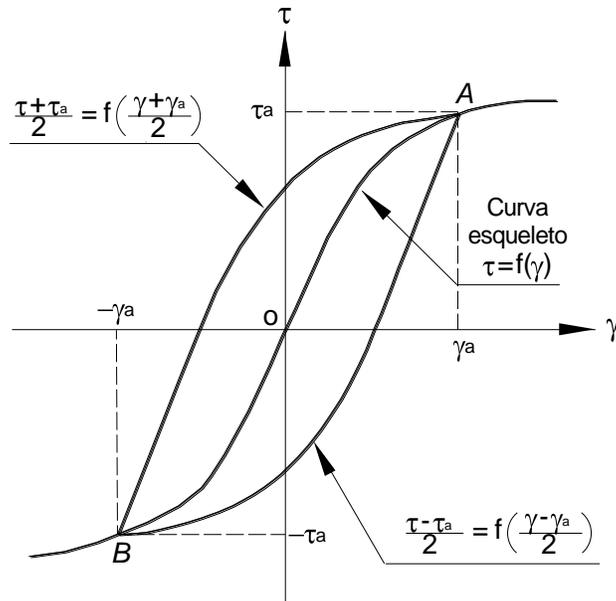


Figura 5.6. Regla de Masing (Ishihara, 1996)

Si se hace la suposición que la descarga ocurre en el punto $A(\gamma_a, \tau_a)$ de la figura anterior, entonces la ecuación de la curva esfuerzo-deformación para la descarga está dada por:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (5.10)$$

La rama de descarga en la curva esfuerzo-deformación definida por la ecuación (5.10), implica que la mitad del ciclo de histéresis se obtiene duplicando la curva esquelito y trasladando su punto final al punto inicial de descarga. La curva de descarga pasa por el punto B , localizado simétricamente opuesto al punto inicial de inversión de esfuerzos a . Si la recarga comienza en B , la curva esfuerzo-deformación está dada por:

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (5.11)$$

El tramo de recarga definido por la ecuación (5.11) interseca la curva esquelito en el punto inicial A , de tal manera que el par de curvas definidas por las ecuaciones (5.10) y (5.11) definen un ciclo de histéresis cerrado, el cual representa el comportamiento no lineal idealizado bajo carga dinámica. La regla para construir los tramos de descarga y recarga definidos por las ecuaciones mencionadas, a partir de la curva esquelito es conocida como la *regla de Masing*. Establecido lo anterior, se prosigue a determinar las ecuaciones necesarias para obtener G y λ .

La característica de deformación no lineal está representada por un módulo secante definido por la pendiente de la recta que une el origen con el punto de la amplitud de deformación sobre la curva esquelito (Figura 5.7). De tal forma que G es determinado como:

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a} \quad (5.12)$$

donde,

τ_a es la amplitud del esfuerzo cortante, y
 γ_a es la deformación angular.

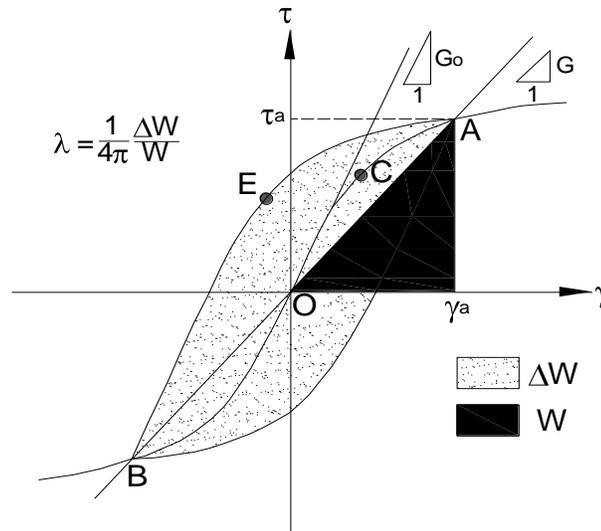


Figura 5.7. Definición de energía almacenada y disipada (Ishihara, 1996)

La energía de disipación para cada ciclo esta representada por el área dentro del ciclo de histéresis ΔW , quedando λ definida como:

$$\lambda = \frac{1}{4\pi} \frac{W}{\Delta W} \quad (5.13)$$

donde,

W es la energía máxima almacenada.

Para el caso no lineal, existen varias formas de definir la energía almacenada, la más simple es asumirla igual al área del triángulo definido por $OA\gamma_a$ (Figura 5.7). Por lo que la energía almacenada se expresa como:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) \quad (5.14)$$

De acuerdo a la regla de Masing, el ciclo de histéresis es obtenido duplicando la curva esqueleto en ambas direcciones, τ y γ . Por lo tanto, la sección ABE de la Figura 5.7, tiene la misma forma que la sección AOC ; sin embargo, el área de la primera es cuatro veces la de la segunda. Tomando en cuenta esto, la energía perdida por ciclo ΔW a una amplitud de deformación γ_a es determinada como:

$$\Delta W = 8 \left[\int_b^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right] \quad (5.15)$$

Sustituyendo las expresiones (5.14) y (5.15) en (5.13), la relación de amortiguamiento queda definida como:

$$\lambda = \frac{2}{2\pi} \left[\frac{2 \int_b^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (5.16)$$

El módulo de rigidez, G , dado por la expresión (5.12) y la relación λ de la ecuación (5.16) representan los parámetros de mayor importancia para caracterizar la deformación no lineal del suelo. Ambos parámetros son función de la deformación angular, γ , puesto que la obtención de los mismos parte de la ecuación de la curva esqueleto (ecuación 5.9).

A continuación se presenta la modelación de los resultados obtenidos experimentalmente en laboratorio empleando los equipos dinámicos de columna resonante y cámara triaxial cíclica, para las arcillas lacustres extraídas de la Zona de Texcoco, en el valle de México.

5.1.2. Modelación de los resultados experimentales con las curvas empíricas de Vucetic y Dobry (1991)

Vucetic y Dobry (1991) desarrollaron una familia de curvas tanto para el módulo de rigidez normalizado $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, como para la relación de amortiguamiento, $\lambda - \gamma$, correspondiente a suelos normalmente consolidados y preconsolidados con diferentes índices de plasticidad ($0\% < PI < 200\%$), donde el límite inferior está representado por arenas limpias.

Dichas familias de curvas se presentan en las figuras 5.8 y 5.9, donde además se incluyen los datos experimentales de $G/G_{m\acute{a}x}$ y λ obtenidos para las arcillas de la Zona del Ex-Lago de Texcoco.

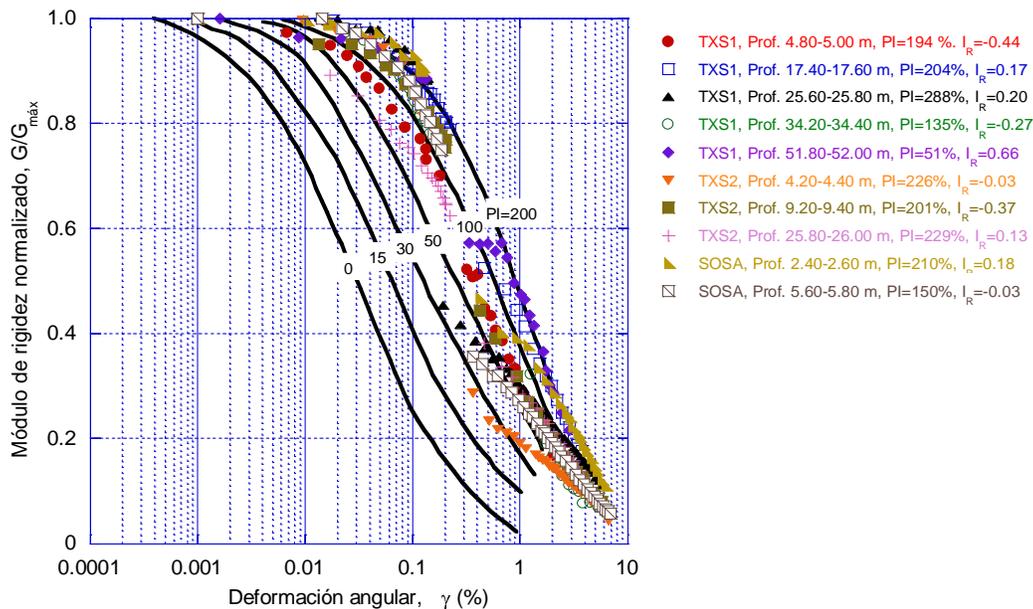


Figura 5.8. Modelación de los datos experimentales de $G/G_{m\acute{a}x}$ (Vucetic y Dobry 1991)

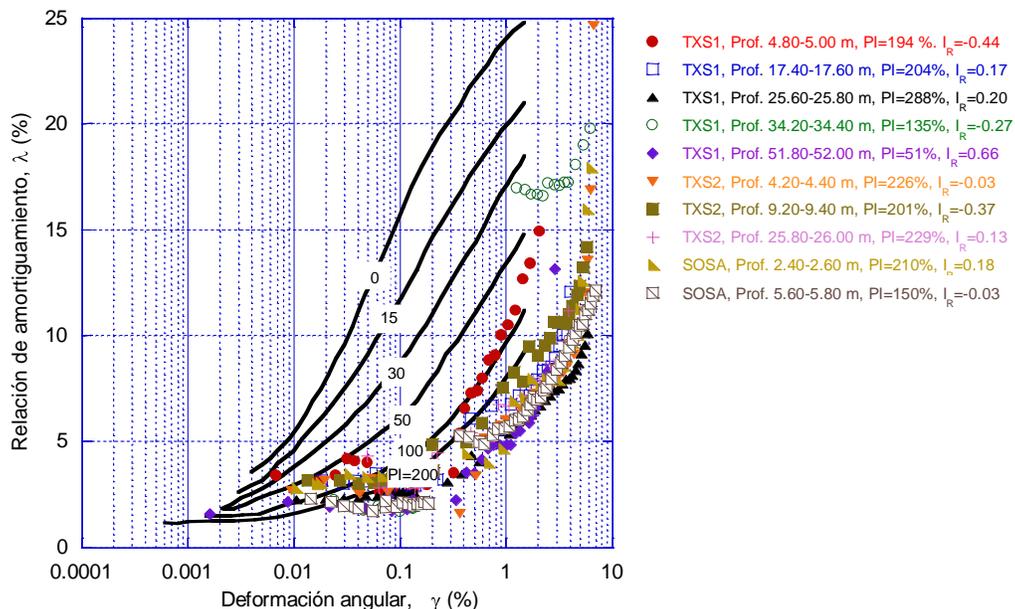


Figura 5.9. Modelación de los datos experimentales de λ (Vucetic y Dobry 1991)

Al comparar los datos experimentales de degradación del módulo de rigidez e incremento de la relación de amortiguamiento con las curvas empíricas desarrolladas por Vucetic y Dobry (1991), se observa que los datos experimentales se encuentran en las vecindades de las curvas propuestas cuyos PI corresponden a 100 y 200% respectivamente, lo cual corrobora la influencia del índice de plasticidad en las propiedades dinámicas de los suelos.

En el caso de la relación de amortiguamiento se aprecia mas claramente que parte de los datos experimentales se localizan por debajo de la curva con PI = 200 %, lo cual se debe a que los índices de plasticidad de las arcillas ensayadas fluctúan en un rango de 50 a 300%; confirmando con ello que a mayor PI la relación de amortiguamiento disminuye para igual deformación angular, γ (Romo *et al.*, 1989).

5.1.3. Modelación de los resultados experimentales mediante un modelo hiperbólico

El modelo hiperbólico es uno de los modelos no lineales más simples, en el cual el comportamiento del suelo está definido por $G_{\text{máx_Sul}}$, que representa la relación entre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante máximo y la resistencia al corte no drenada en el sentido de la carga. A partir de dichos parámetros una relación hiperbólica define la curva esfuerzo deformación del suelo para los ciclos de carga y descarga, empleando el procedimiento propuesto por Pyke (1979). Dicho procedimiento se basa en la hipótesis de que el elemento de suelo sólo es afectado por el último punto de inversión de carga, esto es, se tiene en cuenta la historia previa de esfuerzos y el hecho de que va a fallar si es sometido a grandes deformaciones angulares en un sentido. Este procedimiento emplea una representación sencilla de la curva esfuerzo-deformación y la escala entre el último punto de inversión y el valor de falla. La relación esfuerzo-deformación completa es definida por:

$$\tau - \tau_c = G_{\text{máx}} \frac{\gamma - \gamma_c}{1 + \frac{\gamma - \gamma_c}{C\gamma_{\text{ref}}}} \quad (5.17)$$

donde,

τ_c y γ_c son los valores del esfuerzo cortante y de la deformación angular en la inversión de carga, respectivamente, y

C es un parámetro que depende de las deformaciones angulares de referencia, γ_{ref_1} y γ_{ref_u} , en porcentaje, para el modelo hiperbólico en el sentido de carga y descarga, esta dado por:

$$C = 1 - \tau_c / s_u^+; \gamma_{\text{ref}} = \gamma_{\text{ref}_1} \text{ para } t_c > 0 \quad (5.18)$$

$$C = 1 - \tau_c / s_u^-; \gamma_{\text{ref}} = \gamma_{\text{ref}_u} \text{ para } t_c < 0 \quad (5.19)$$

$$\text{Si } \gamma_{\text{ref}_1} = 0 \text{ entonces } \gamma_{\text{ref}_1} = s_u^+ / G_{\text{máx}}$$

$$\text{Si } \gamma_{\text{ref}_u} = 0 \text{ entonces } \gamma_{\text{ref}_u} = s_u^- / G_{\text{máx}}$$

Para condiciones de terreno horizontal, los valores de S_u^+ y S_u^- resultan iguales por lo que el modelo se reduce a un modelo hiperbólico isotrópico.

El modelo hiperbólico obedece las reglas para carga cíclica propuestas por Masing (1926), y presenta la desventaja de estimar de manera incorrecta una alta disipación de energía para ciclos con deformaciones angulares grandes, lo que se traduce en un mal ajuste de las curvas de relación de amortiguamiento.

En esta sección se muestra el ajuste de las curvas experimentales $G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ empleando un modelo hiperbólico isotrópico. En la Tabla 5.1 se presentan los parámetros utilizados en dicho modelo para llevar a cabo el ajuste de las propiedades dinámicas de las arcillas en estudio.

Tabla 5.1. Parámetros del modelo hiperbólico isotrópico

N° Ensaye	$G_{m\acute{a}x_sul}$	S_{uu}	S_{ul}	γ_{ref_1}	γ_{ref_u}
1	220.0	-39.55	39.55	3.0	-3.0
2	140.0	-48.57	48.57	3.0	-3.0
3	120.0	-74.17	74.17	5.0	-5.0
4	205.0	-87.80	87.80	7.0	-7.0
5	130.0	-155.38	155.38	5.0	-5.0
6	260.0	-31.15	31.15	9.0	-9.0
7	190.0	-30.00	30.00	7.0	-7.0
8	205.0	-42.93	42.93	7.0	-7.0
9	90.0	-42.22	42.22	9.0	-9.0
10	190.0	-60.00	60.00	9.0	-9.0

- *Resultados de la modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ empleando un modelo hiperbólico*

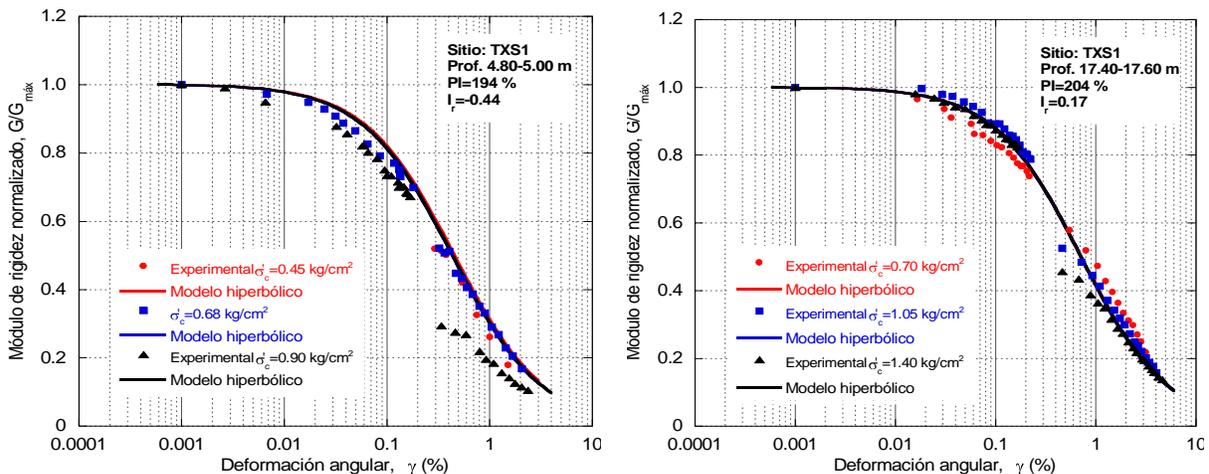


Figura 5.10. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 1 y 2, empleando un modelo hiperbólico

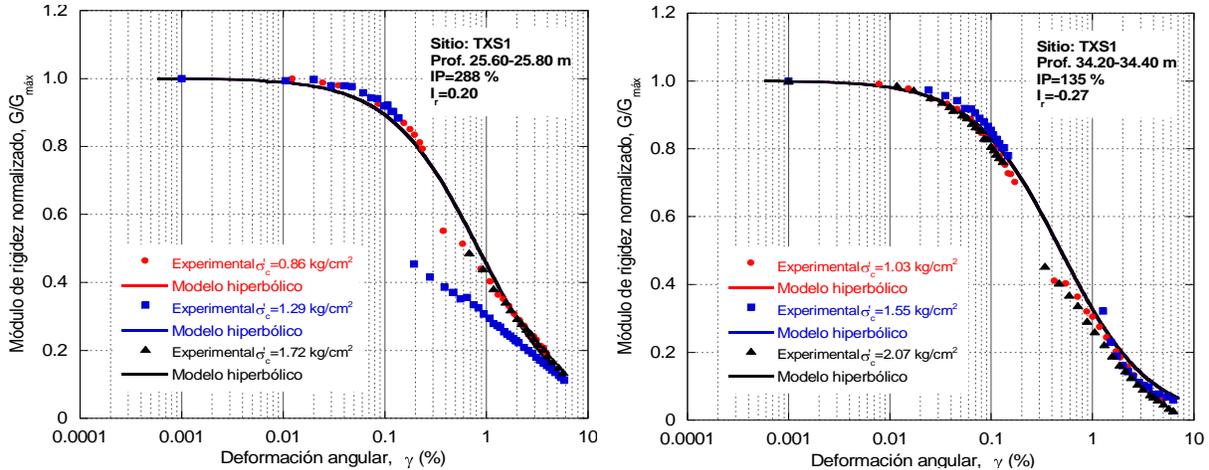


Figura 5.11. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 3 y 4, empleando un modelo hiperbólico

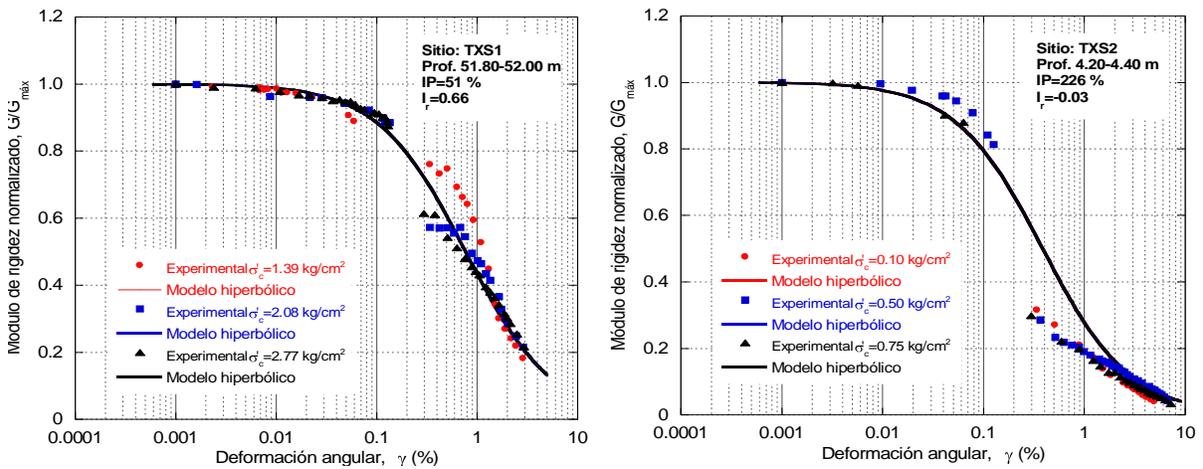


Figura 5.12. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 5 y 6, empleando un modelo hiperbólico

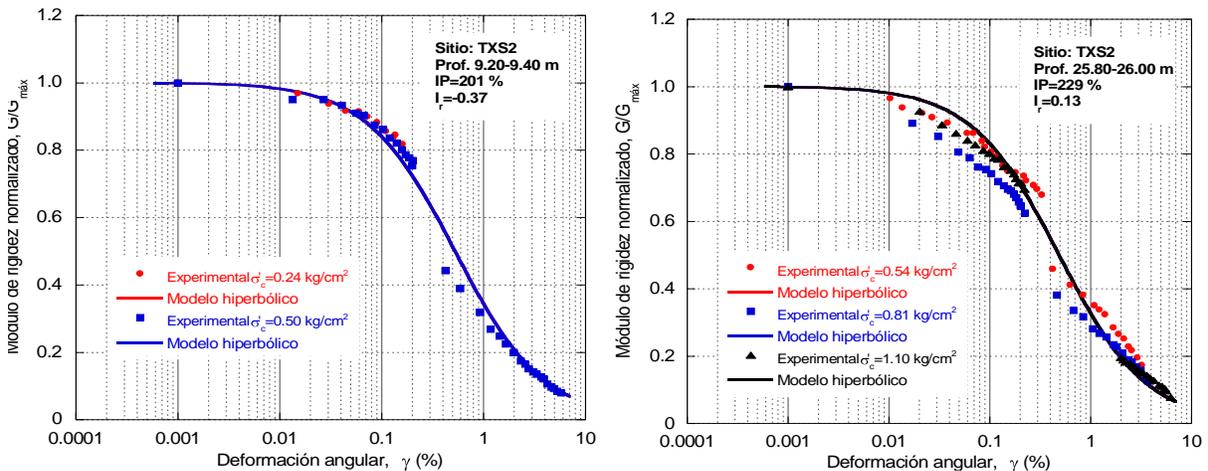


Figura 5.13. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 7 y 8, empleando un modelo hiperbólico

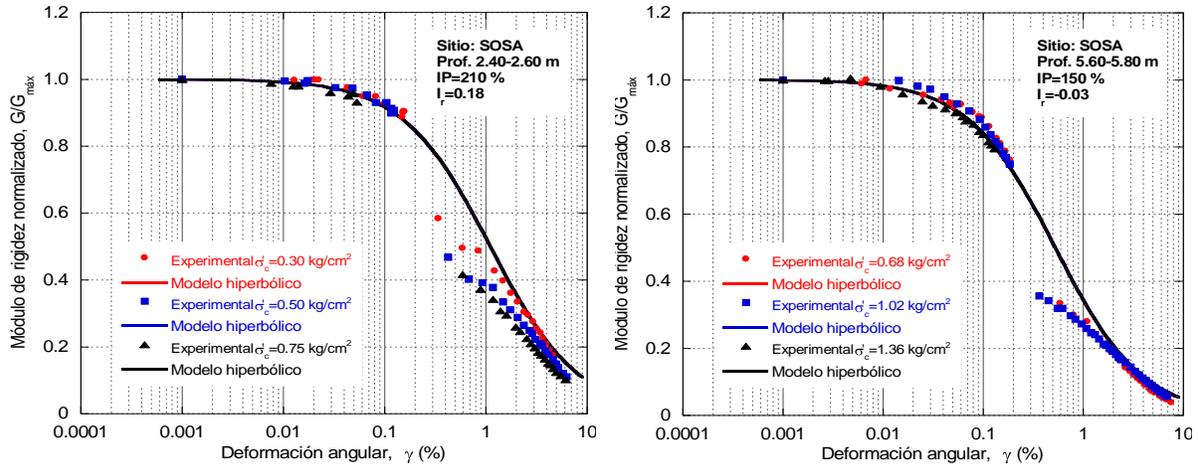


Figura 5.14. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$ para el ensaye 9 y 10, empleando un modelo hiperbólico

En las figuras 5.10 a 5.14, se presenta la modelación de los datos experimentales obtenidos de ensayos dinámicos de columna resonante y cámara triaxial cíclica, donde además se observa que al emplear un modelo sencillo como lo es un modelo hiperbólico en el que se ven involucrados pocos parámetros, los resultados obtenidos de la modelación de las curvas experimentales de degradación del módulo de rigidez normalizado son satisfactorios, por lo que dicho modelo puede ser empleado para el análisis de casos prácticos.

- *Resultados del ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ empleando un modelo hiperbólico*

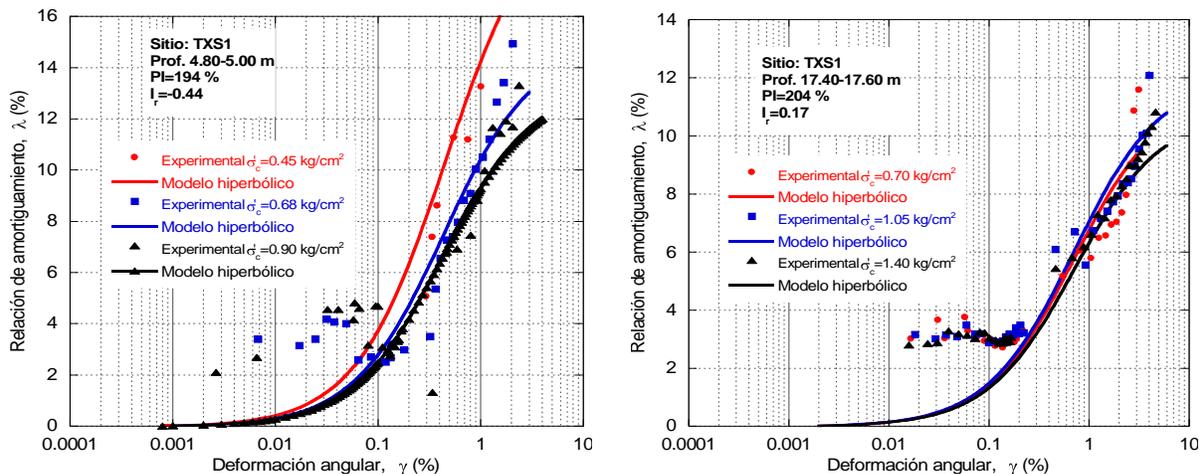


Figura 5.15. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 1 y 2, empleando un modelo hiperbólico

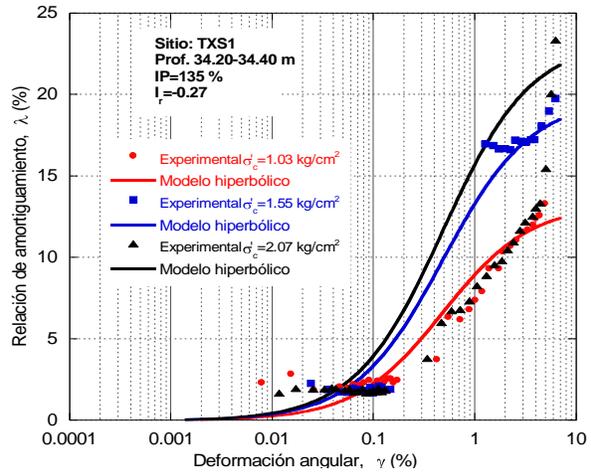
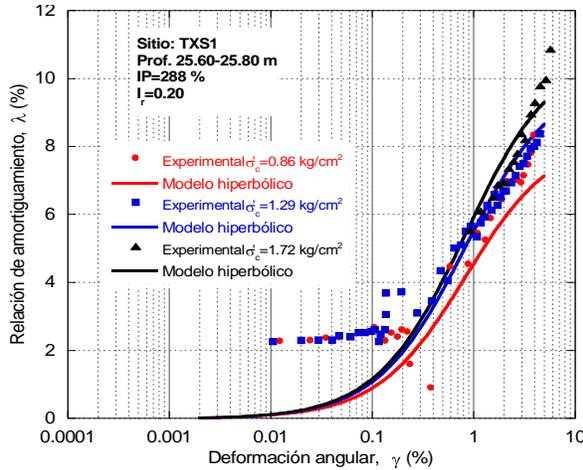


Figura 5.16. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 3 y 4, empleando un modelo hiperbólico

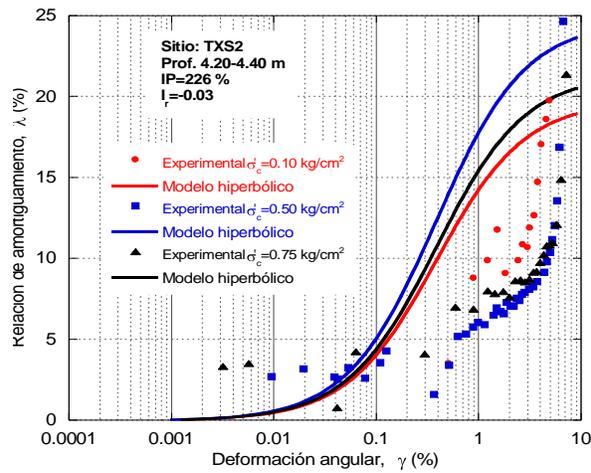
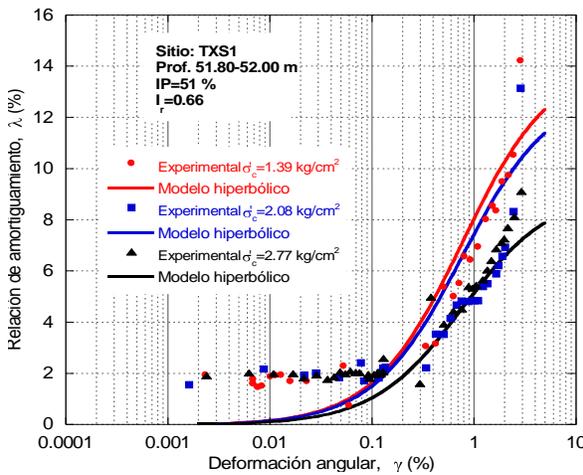


Figura 5.17. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 5 y 6, empleando un modelo hiperbólico

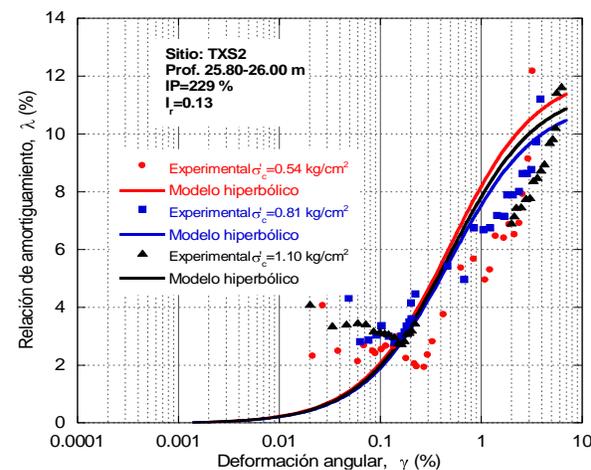
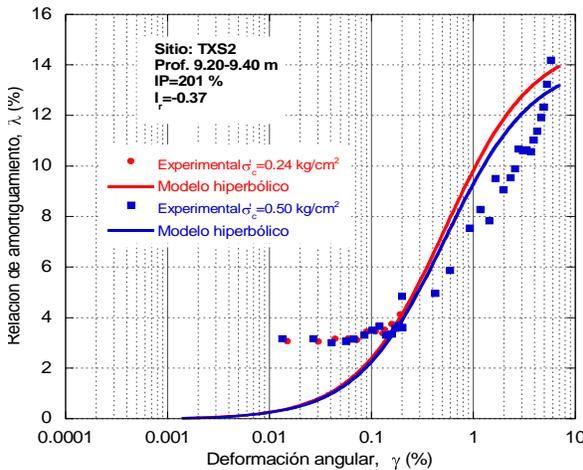


Figura 5.18. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 7 y 8, empleando un modelo hiperbólico

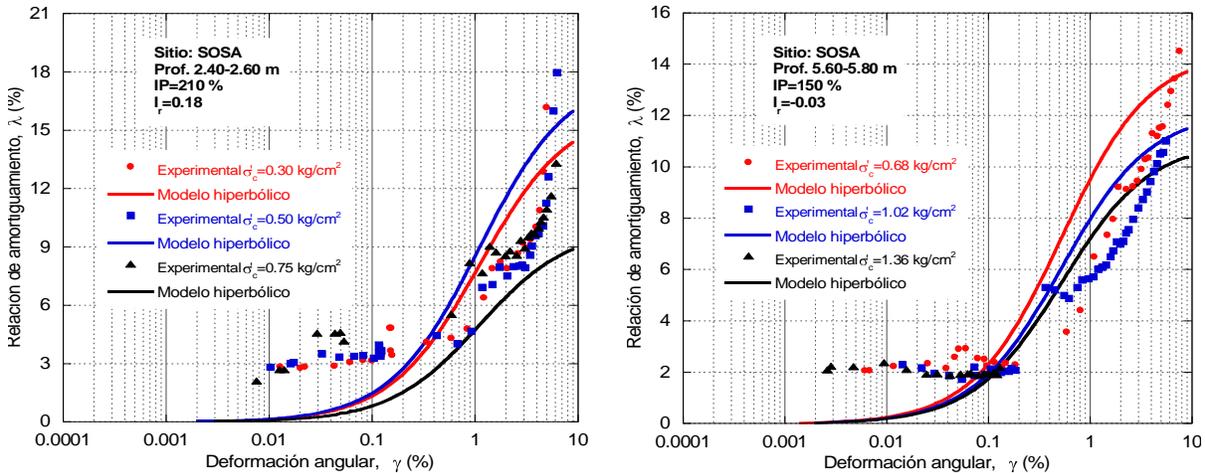


Figura 5.19. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensayo 9 y 10, empleando un modelo hiperbólico

En las figuras 5.15 a 5.19, se muestra la modelación de los datos experimentales obtenidos de trabajos de laboratorio mediante el empleo de equipos dinámicos.

Se observa que al emplear un modelo hiperbólico para realizar el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, la curva resultante no describe de manera satisfactoria la relación de amortiguamiento λ , ya que como se comentó anteriormente, un modelo hiperbólico predice de manera incorrecta una alta disipación de energía para ciclos con deformaciones grandes, por lo que para el ajuste de las curvas $\lambda - \gamma$ se sugiere emplear un modelo más elaborado.

En este caso el ajuste de las curvas experimentales de amortiguamiento se obtuvo empleando la expresión (5.2) propuesta por Hardin y Drnevich (1972a). Cabe mencionar que en las curvas obtenidas según el modelo hiperbólico, el amortiguamiento del suelo parte prácticamente de cero, lo cual no concuerda con los resultados experimentales.

5.1.4. Modelación de los resultados experimentales mediante el modelo tipo Masing

El modelo tipo Masing (Romo, 1990; Romo, 1995) es un modelo útil para estimar las relaciones no lineales del módulo de rigidez G y de la relación de amortiguamiento λ respecto a la deformación angular γ .

Este modelo se basa en las siguientes hipótesis:

- El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable, si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.
- La no linealidad del material es de naturaleza plástica, es decir, la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
- El amortiguamiento es de tipo histerético.

Después de haberse propuesto la expresión (5.7) (Romo, 1990; Romo, 1995), fueron establecidas ciertas condiciones de frontera para los valores de G , las cuales permitieron transformar dicha ecuación en la expresión (5.20), misma que reproduce con buena aproximación los datos experimentales obtenidos de ensayos dinámicos.

$$G = G_{\min} - G_{\max} H(\gamma) + G_{\max} \quad (5.20)$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A \quad (5.21)$$

donde,

- γ_r corresponde a una deformación de referencia, y
- A y B son parámetros del suelo.

Las condiciones de frontera establecidas, son:

- Para deformaciones angulares γ que tienden a infinito; la función $H(\gamma)$ tiende a uno y el valor del módulo de rigidez G tiende a su valor mínimo, G_{\min} .
- Para deformaciones angulares γ que tienden a cero; la función $H(\gamma)$ tiende a cero y el valor del módulo de rigidez G tiende a su valor máximo, G_{\max} .

El valor de G_{\max} es considerado como el valor máximo de G , obtenido para deformaciones angulares pequeñas ($\gamma < 10^{-4} \%$). Mientras que el valor de G_{\min} , es definido como el valor mínimo de G , obtenido para deformaciones grandes ($\gamma > 10^{-2} \%$).

Los valores de A y B, definen la geometría de la curva de degradación del módulo de rigidez y dependen del índice de plasticidad del suelo que se esté estudiando.

En la literatura (Romo, 1995), puede encontrarse que los valores de los parámetros, γ_r , A y B, correspondientes a las arcillas de la ciudad de México, varían como se indica en las figuras 5.20 a 5.22.

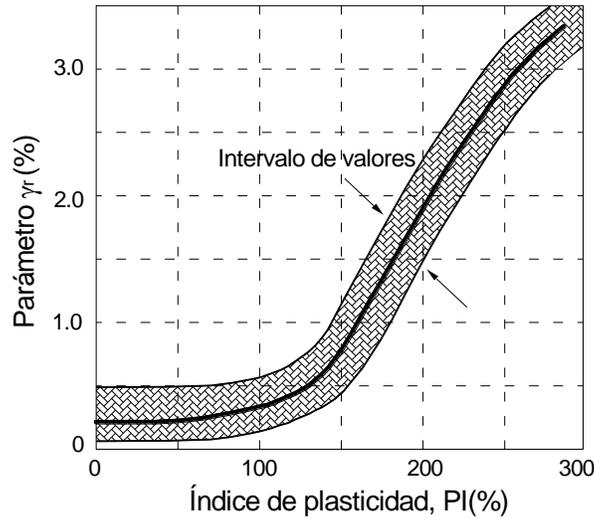


Figura 5.20. Efecto del PI en el parámetro γ_r , (Romo, 1995)

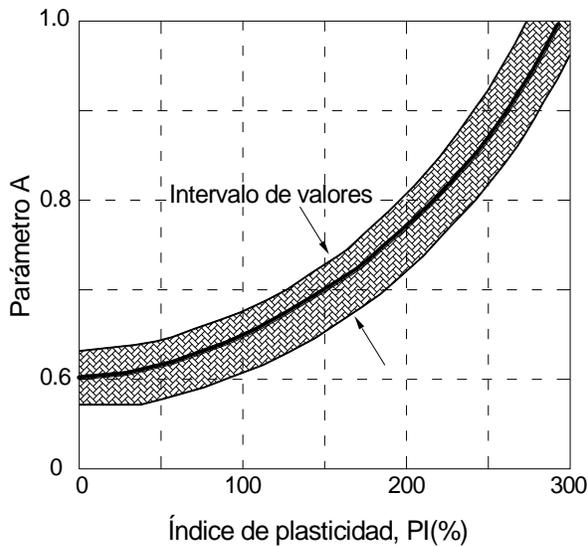


Figura 5.21. Efecto del PI, en el parámetro A (Romo, 1995)

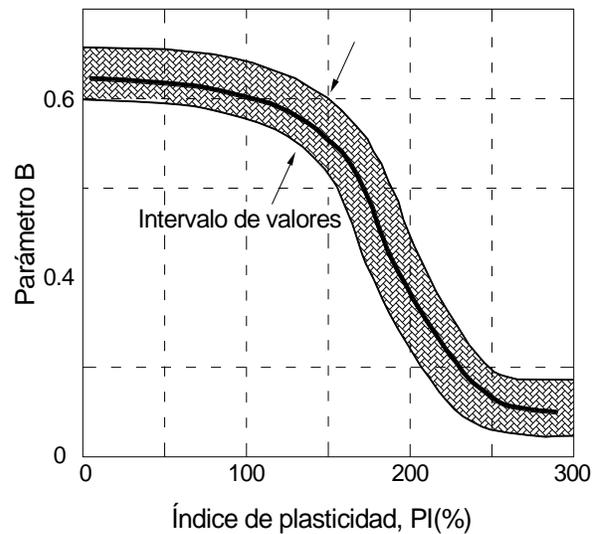


Figura 5.22. Efecto del PI, en el parámetro B (Romo, 1995)

Una vez conocidos los valores de $G_{m\acute{a}x}$ y $G_{m\acute{i}n}$, así como los parámetros γ_r , A y B, entonces es posible obtener los valores de G para cualquier deformación angular, γ .

Para obtener la relación no lineal $\lambda - \gamma$, los valores de λ se obtienen empleando la siguiente ecuación (expresión 5.8), propuesta por Romo en 1995.

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}} H \gamma + \lambda_{\text{mín}}$$

Dicha ecuación fue obtenida considerando las condiciones de frontera para los valores de λ que a continuación se mencionan:

- Para deformaciones angulares γ que tienden a infinito; la función $H(\gamma)$ tiende a uno y el valor de la relación λ tiende a su valor máximo, $\lambda_{\text{máx}}$.
- Para deformaciones angulares γ que tienden a cero; la función $H(\gamma)$ tiende a cero y el valor de la relación λ tiende a su valor mínimo, $\lambda_{\text{mín}}$.

En esta sección se presenta la aplicación del modelo tipo Masing a los datos experimentales obtenidos de los ensayos llevados a cabo en los equipos dinámicos de columna resonante y cámara triaxial cíclica con probetas de arcillas extraídas de la Zona del Ex-Lago de Texcoco.

Dicho modelo permite determinar nuevos valores de G y λ , siendo posible ajustarlos mediante un proceso iterativo hasta tener una buena aproximación entre las propiedades dinámicas calculadas y las obtenidas experimentalmente.

Determinación de los valores $G_{\text{máx}}$, $G_{\text{mín}}$, $\lambda_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ para la aplicación del modelo tipo Masing

Como se menciono anteriormente, $G_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ corresponden al módulo de rigidez máximo y relación de amortiguamiento mínima, respectivamente; obtenidos en el rango de deformaciones para las cuales el comportamiento del material es prácticamente lineal ($\gamma < 10^{-4}\%$), en este caso, dichos valores se obtuvieron de los ensayos en columna resonante; mientras que el $G_{\text{mín}}$ y $\gamma_{\text{máx}}$ fueron determinados con los ensayos en cámara triaxial cíclica y que análogamente corresponden a los valores de módulo de rigidez mínimo y relación de amortiguamiento máxima, respectivamente, alcanzados cuando el espécimen de suelo es sometido a niveles de deformación grandes ($\gamma > 10^{-2}\%$).

Determinación de los parámetros γ_r , A y B para la aplicación del modelo tipo Masing

El valor de cada uno de los parámetros involucrados en el modelo tipo Masing son esenciales para la aplicación del mismo, ya que dichos parámetros son los que definen la forma particular de cada una de las curvas de comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo.

El parámetro γ_r , define el punto de inflexión de la curva $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ y por lo tanto el de las relaciones no lineales $G - \gamma$ y $\lambda - \gamma$; por otra parte, el parámetro A, tiene la función de equilibrar la parte cóncava y convexa de dichas curvas, mientras que B permite ampliar o disminuir el rango de deformaciones angulares intermedio, correspondiente al comportamiento no lineal de G y λ con respecto a γ .

Para aplicar el modelo tipo Masing a las curvas experimentales $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ y $\lambda - \gamma$ obtenidas de los ensayos dinámicos, se determinó el valor del parámetro γ_r , igual al valor de la deformación angular correspondiente a una degradación del 50 % de $G/G_{\text{máx}}$ (Figura 5.23).

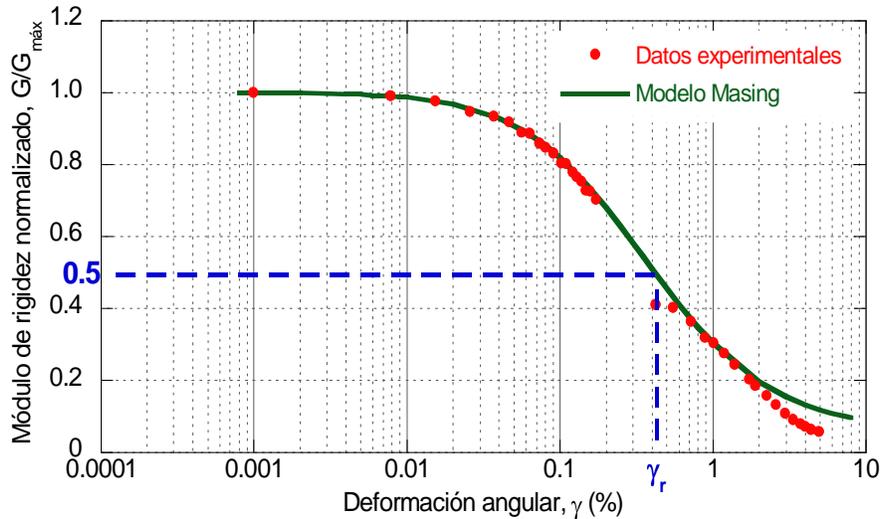


Figura 5.23. Obtención del parámetro γ_r

Para llevar a cabo la modelación de los resultados experimentales, se identificaron los valores de $G_{\text{máx}}$, $G_{\text{mín}}$ y γ_r , posteriormente se aplicó el modelo tipo Masing hallando con ello los parámetros A y B correspondientes a cada ensaye. Con los valores obtenidos se calculó nuevamente el valor de la función $H(\gamma)$ para cada prueba, empleando el respectivo valor de γ_r . Una vez determinados los valores de todos los parámetros involucrados en el modelo, se procedió a calcular las propiedades dinámicas del suelo.

En la Tabla 5.2 se presentan los valores de los parámetros $G_{\text{máx}}$, $G_{\text{mín}}$, γ_r , A y B, obtenidos para cada uno de los ensayos ejecutados con muestras extraídas de la Zona del Ex-Lago de Texcoco.

Tabla 5.2. Datos dinámicos y parámetros γ_r , A y B para la aplicación del modelo tipo Masing

Datos generales					Parámetros dinámicos					Parámetros del modelo		
Nº Ensaye	Sitio	Muestra	Prof. media [m]	Equipo	σ'_c [kg/cm ²]	G_{\max} [kg/cm ²]	G_{\min} [kg/cm ²]	λ_{\max} (%)	λ_{\min} (%)	γ_r (%)	A	B
1	TXS1	M7	4.90	CR	0.45	-----	14.26	20.69	-----	0.159	1.00	0.70
				TC								
				CR	0.68	87.0	14.61	14.93	3.40			
				TC								
CR	0.90	103.0	10.81	13.30	2.10							
TC												
2	TXS1	M1	17.50	CR	0.70	68.0	12.27	11.58	2.90	0.252	1.78	0.44
				TC								
				CR	1.05	81.0	12.82	12.08	3.16			
				TC								
CR	1.40	102.0	14.02	10.82	2.79							
TC												
3	TXS1	M2	25.70	CR	0.86	89.0	17.04	8.34	2.28	0.235	1.45	0.60
				TC								
				CR	1.29	108.0	12.11	10.10	2.26			
				TC								
CR	1.72	-----	14.56	10.86	-----							
TC												
4	TXS1	M3	34.30	CR	1.03	180.0	10.30	13.29	2.33	0.270	1.15	0.55
				TC								
				CR	1.55	215.0	12.93	19.77	2.25			
				TC								
CR	2.07	255.0	7.18	23.34	1.68							
TC												
5	TXS1	M6	51.90	CR	1.39	202.0	36.80	14.22	1.95	0.235	1.70	0.50
				TC								
				CR	2.08	231.5	49.94	13.15	1.57			
				TC								
CR	2.77	237.0	51.53	9.10	1.91							
TC												
6	TXS2	M7	4.30	CR	0.10	-----	3.34	19.74	-----	0.200	1.70	0.36
				TC								
				CR	0.50	81.0	3.45	24.64	2.69			
				TC								
CR	0.75	100.2	3.44	21.38	3.33							
TC												
7	TXS2	M15	9.30	CR	0.24	57.0	-----	-----	3.06	0.339	1.70	0.44
				TC								
				CR	0.50	59.0	4.73	14.19	3.17			
				TC								
CR	0.54	88.0	15.22	12.17	2.32							
TC												
8	TXS2	M40	25.90	CR	0.81	110.0	13.88	11.20	4.32	0.276	1.94	0.42
				TC								
				CR	1.10	115.0	9.03	11.63	4.11			
				TC								
9	SOSA	M1	2.50	CR	0.30	38.0	5.80	16.17	2.82	0.219	2.10	0.47
				TC								
				CR	0.50	46.0	5.10	17.96	2.80			
				TC								
CR	0.75	61.0	9.26	9.98	2.10							
TC												
10	SOSA	M9	5.70	CR	0.68	114.0	4.58	14.52	2.07	0.289	1.75	0.39
				TC								
				CR	1.02	147.0	8.32	12.16	2.30			
				TC								
CR	1.36	170.0	-----	-----	2.10							
TC												

- *Resultados del ajuste de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ empleando el modelo tipo Masing*

Con la finalidad de modelar el comportamiento de las propiedades dinámicas de los depósitos lacustres de la Zona de Texcoco empleando el modelo tipo Masing, fueron utilizados los resultados experimentales obtenidos de las pruebas realizadas tanto en columna resonante como en cámara triaxial cíclica, de manera que fuera posible establecer los parámetros involucrados en dicho modelo.

En las figuras siguientes se presentan los ajustes realizados a las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, empleando el modelo tipo Masing.

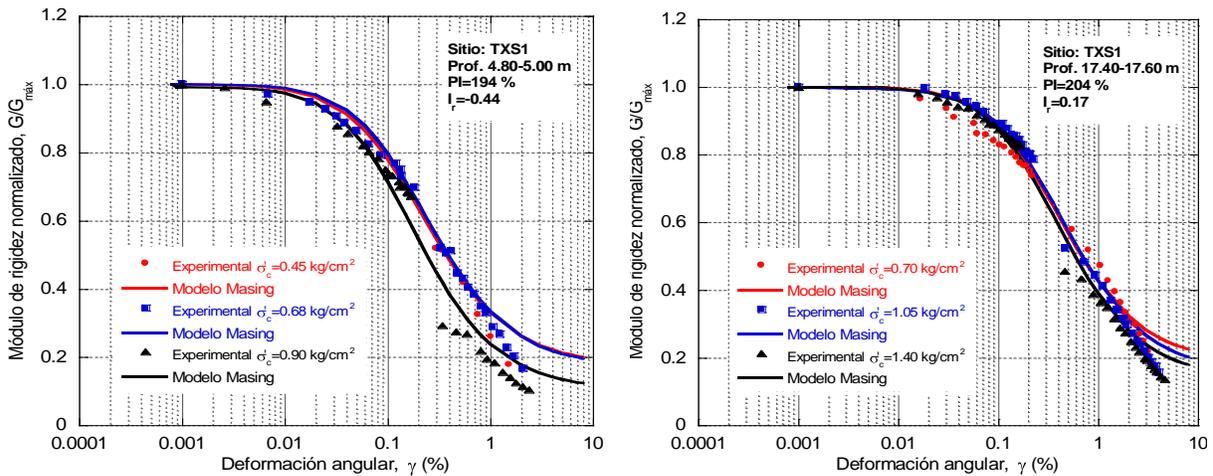


Figura 5.24. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 1 y 2, empleando el modelo tipo Masing

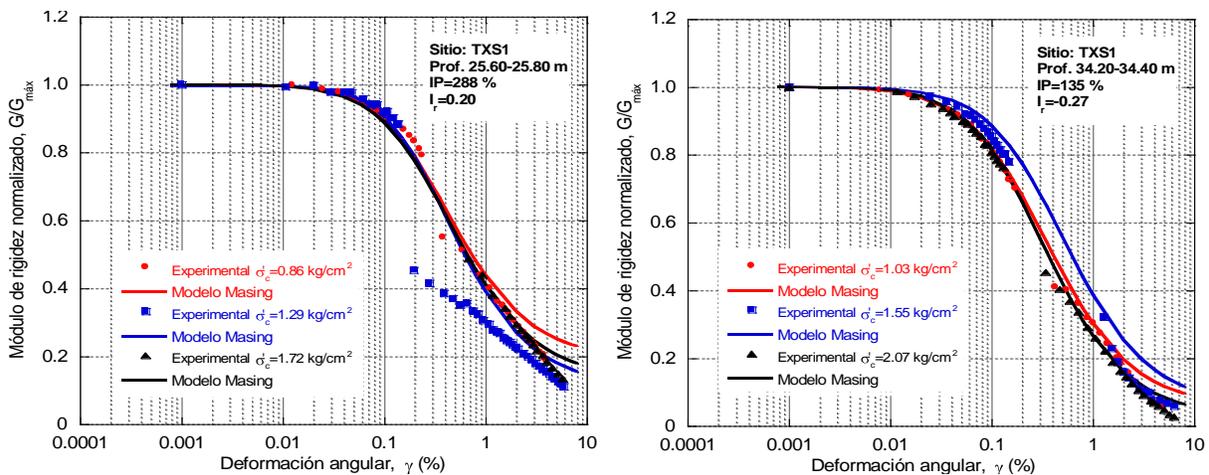


Figura 5.25. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 3 y 4, empleando el modelo tipo Masing

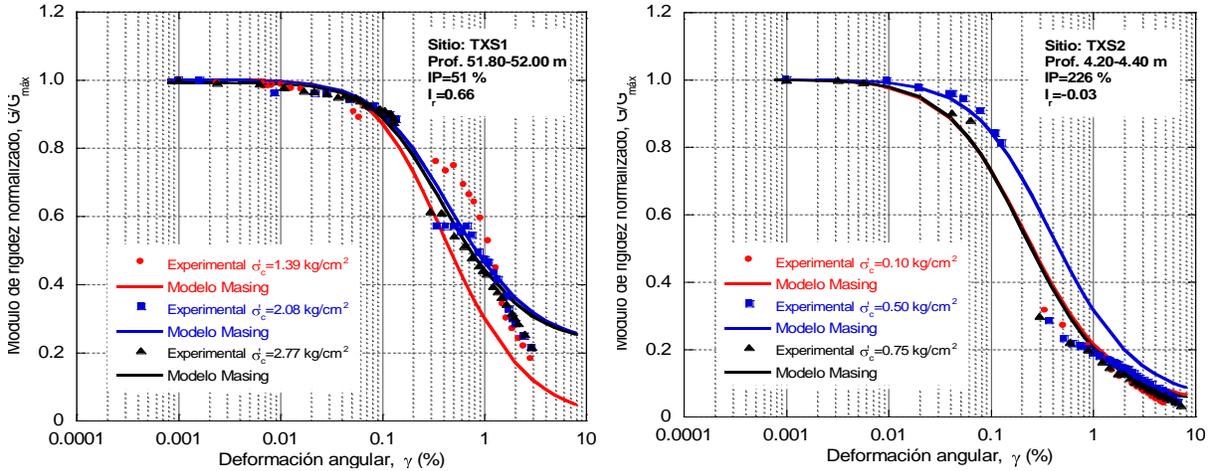


Figura 5.26. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 5 y 6, empleando el modelo tipo Masing

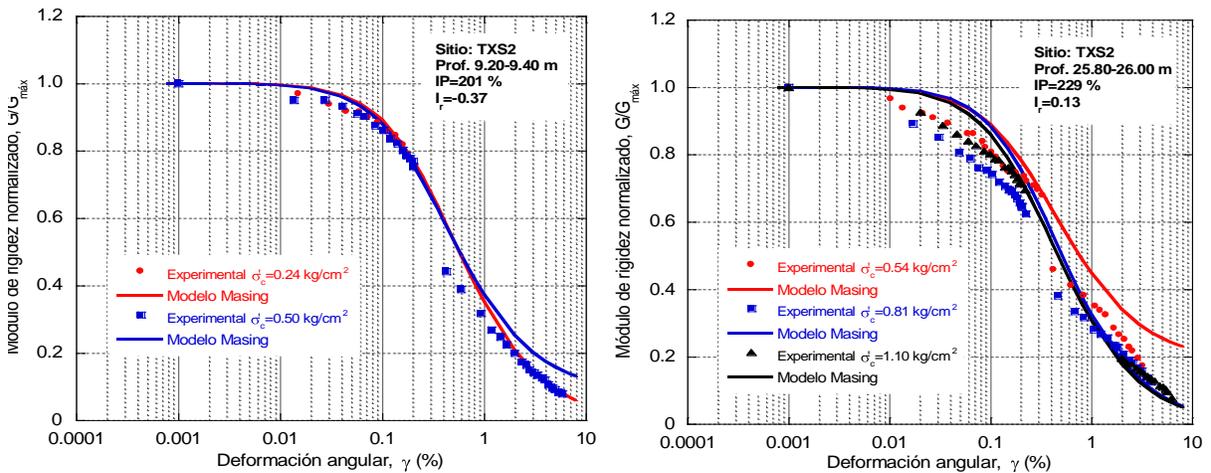


Figura 5.27. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 7 y 8, empleando el modelo tipo Masing

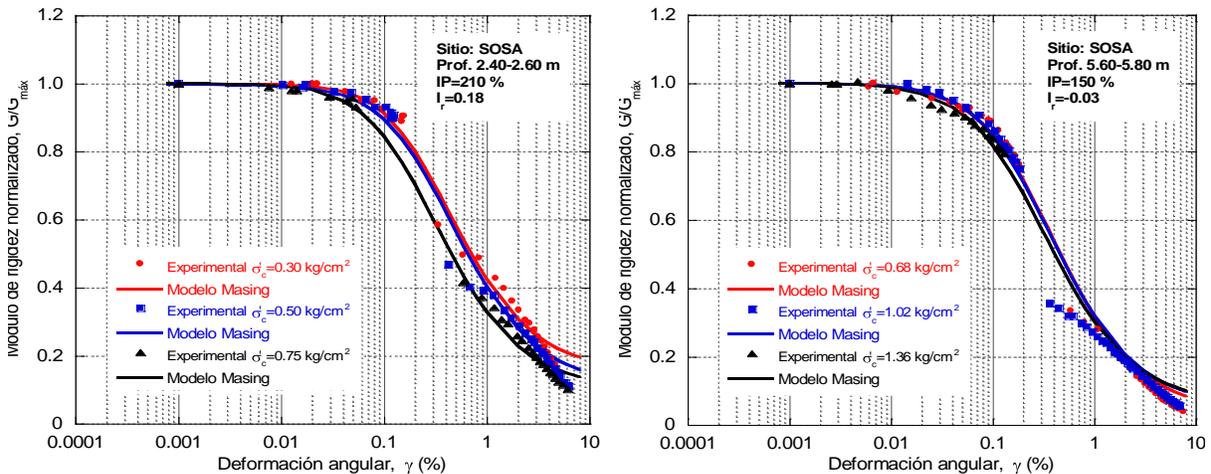


Figura 5.28. Modelación de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ para el ensaye 9 y 10, empleando el modelo tipo Masing

- Resultados del ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ empleando el modelo tipo Masing

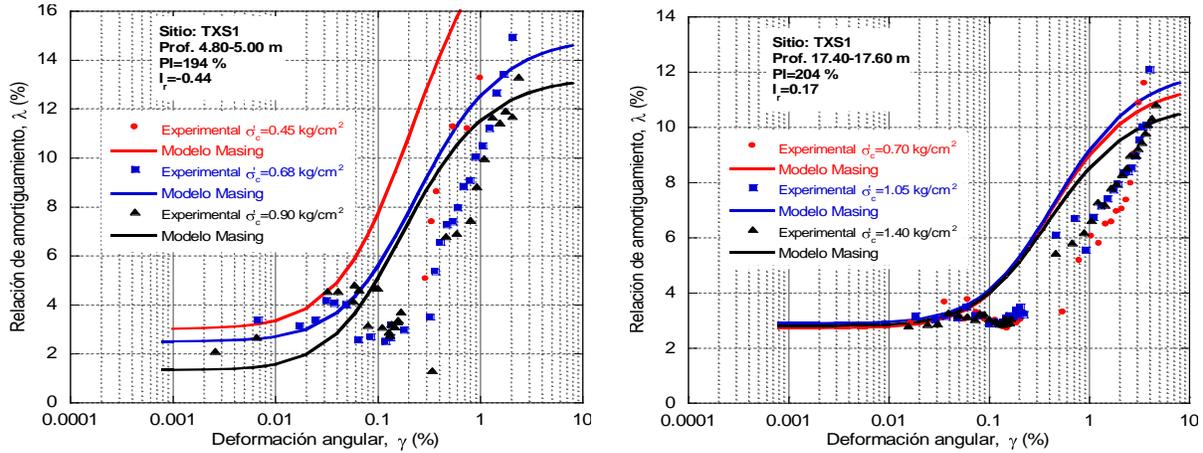


Figura 5.29. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 1 y 2, empleando el modelo tipo Masing

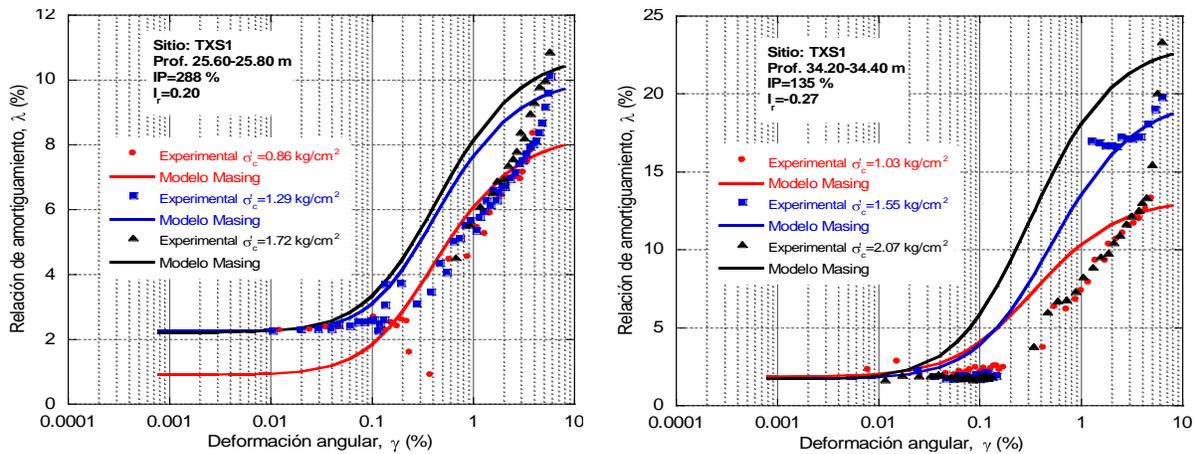


Figura 5.30. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 3 y 4, empleando el modelo tipo Masing

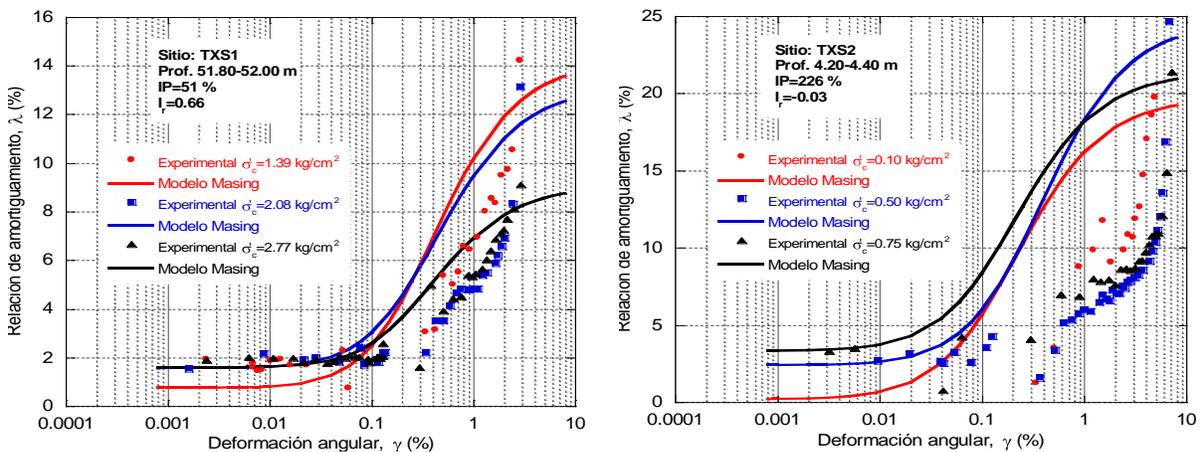


Figura 5.31. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensaye 5 y 6, empleando el modelo tipo Masing

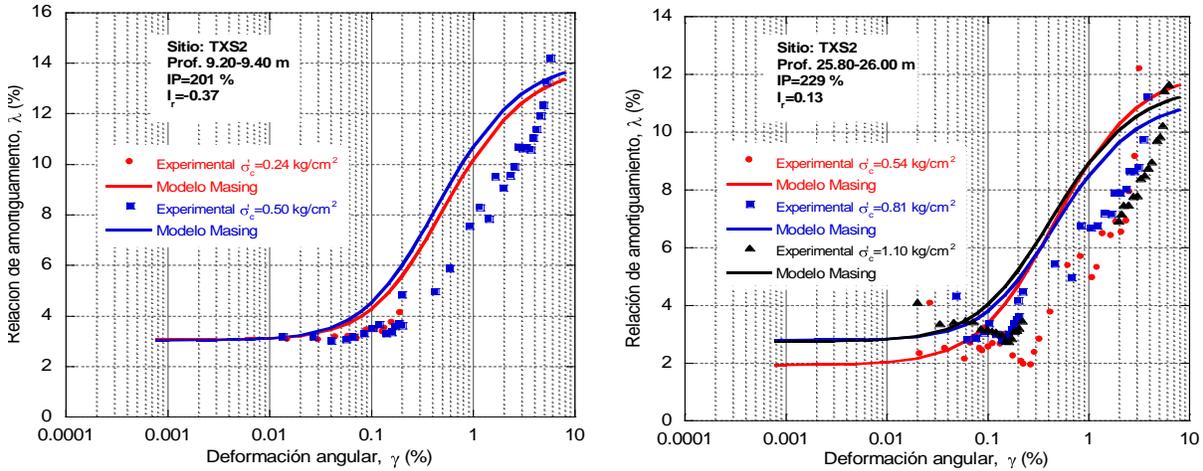


Figura 5.32. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensayo 7 y 8, empleando el modelo tipo Masing

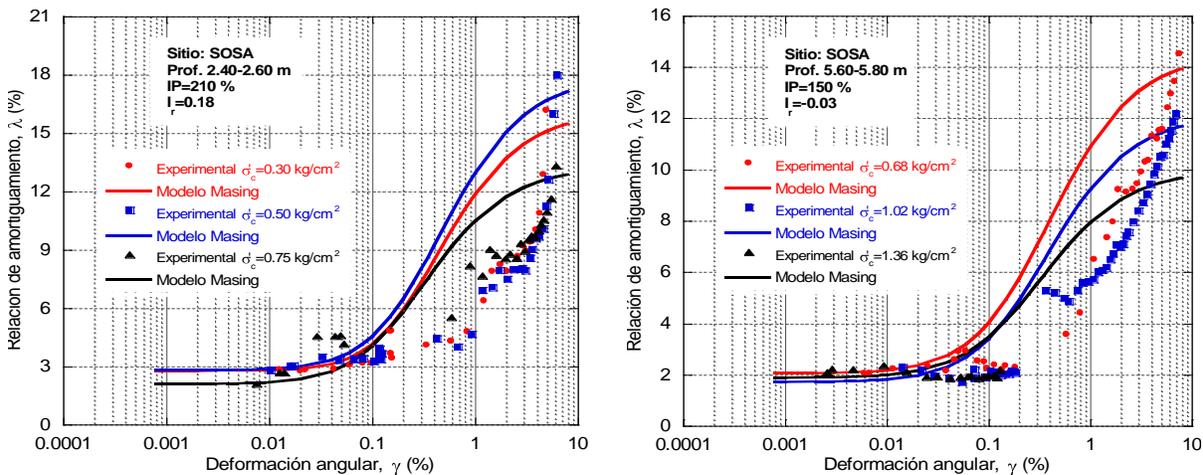


Figura 5.33. Modelación de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ para el ensayo 9 y 10, empleando el modelo tipo Masing

En las figuras 5.24 a 5.28 se observa que el ajuste realizado a las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$, empleando el modelo tipo Masing para las arcillas en estudio, proporciona resultados favorables en el análisis de la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, considerando que en dicho modelo el número de parámetros involucrados es mayor en comparación con otros más simples como lo es el modelo hiperbólico, empleado también en este trabajo para fines de modelación de las propiedades dinámicas.

Para el caso de las figuras 5.29 a 5.33 se observa que el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, arroja resultados poco satisfactorios, puesto que no se reproduce con precisión el comportamiento de la relación de amortiguamiento, prediciendo ineficazmente la disipación de energía del material. Entre los factores que pueden ocasionar un ajuste deficiente entre los valores obtenidos del modelo Masing con los datos experimentales se encuentran los parámetros de forma empleados en dicho modelo, los cuales pueden adoptar valores particulares para cada muestra.

Por otra parte las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ muestran con claridad la degradación que sufre el módulo de rigidez, G , conforme la deformación angular, γ , se incrementa. Lo cual concuerda con lo reportado por algunos investigadores (Romo, 1995; Vucetic y Dobry, 1991). En lo que respecta a las curvas $\lambda - \gamma$, se puede constatar el comportamiento que presenta la relación λ de aumentar conforme γ es mayor.

5.1.5. Ajuste de las propiedades dinámicas obtenidas con el modelo tipo Masing

Con la finalidad de disminuir la discrepancia entre los resultados obtenidos con la aplicación del modelo Masing y los derivados de ensayos dinámicos, González (2005), desarrolló un método de ajuste mediante un proceso de regresión no lineal por mínimos cuadrados (el cual puede ser consultado en González, 2005).

Dicho proceso permite obtener nuevos parámetros de forma tanto para las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, denominados A_G y B_G , como para las curvas $\lambda - \gamma$, llamados A_λ y B_λ , con los cuales es posible determinar nuevas curvas que nos representen de manera más concisa el comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo. Sin embargo, este proceso de análisis puede presentar algunos problemas como son: converger con lentitud; oscilar ampliamente o simplemente no converger.

Para fines de este trabajo se ajustaron las propiedades dinámicas de las arcillas de la Zona del Ex-Lago de Texcoco, empleando el método antes mencionado, obteniendo con ello los nuevos parámetros de forma.

Cabe mencionar que para los ajustes de las propiedades dinámicas correspondientes al ensaye 6 y para el tercer esfuerzo efectivo del ensaye 10, el proceso de regresión no lineal por mínimos cuadrados no convergió para el caso del amortiguamiento, por lo tanto no fue posible obtener los parámetros corregidos A_λ y B_λ para dichos ensayos. En la Tabla 5.3 se presentan los valores de los parámetros A y B obtenidos inicialmente con el modelo tipo Masing y los calculados posteriormente al utilizar el método de ajuste de las propiedades dinámicas.

Una vez realizado el procedimiento de ajuste para cada una de las pruebas ejecutadas y determinados los valores corregidos de los parámetros A y B (tanto para el módulo de rigidez como para la relación de amortiguamiento), fueron generadas nuevamente las curvas de comportamiento de las propiedades dinámicas con mayor precisión, las cuales se presentan más adelante.

Tabla 5.3. Parámetros γ_r , A y B, correspondientes a los ajustes de G y λ

Datos generales					Modelo Masing			Ajuste G			Ajuste λ		
Ensayo	Sitio	Muestra	Prof. media [m]	σ'_c [kg/cm ²]	γ_r (%)	A	B	γ_r (%)	A _G	B _G	γ_r (%)	A _{λ}	B _{λ}
1	TXS1	M7	4.90	0.45	0.159	1.00	0.70	0.159	1.76	0.71	0.159	5.22	0.70
				0.68	0.156	1.50	0.50	0.156	1.55	0.53	0.156	6.24	0.74
				0.90	0.108	1.60	0.50	0.108	1.78	0.61	0.108	2.50	0.38
2	TXS1	M1	17.50	0.70	0.252	1.78	0.44	0.252	1.59	0.47	0.252	8.50	0.65
				1.05	0.296	1.70	0.44	0.296	1.51	0.57	0.296	3.20	0.46
				1.40	0.252	1.60	0.48	0.252	1.60	0.58	0.252	3.55	0.55
3	TXS1	M2	25.70	0.86	0.235	1.45	0.60	0.235	1.85	0.61	0.235	2.05	0.44
				1.29	0.205	1.70	0.60	0.205	1.57	0.63	0.205	3.51	0.41
				1.72	0.289	1.22	0.62	0.289	1.86	0.59	0.289	4.51	0.55
4	TXS1	M3	34.30	1.03	0.270	1.15	0.55	0.270	1.21	0.55	0.270	3.41	0.60
				1.55	0.363	2.30	0.30	0.363	1.14	0.63	0.363	2.03	0.71
				2.07	0.215	1.45	0.50	0.215	1.43	0.53	0.215	4.59	0.37
5	TXS1	M6	51.90	1.39	0.235	1.70	0.50	0.235	4.14	0.72	0.235	3.67	0.52
				2.08	0.282	1.72	0.45	0.282	1.47	0.54	0.282	4.25	0.46
				2.77	0.215	1.90	0.47	0.215	1.78	0.57	0.215	3.26	0.52
6	TXS2	M7	4.30	0.10	0.142	1.60	0.40	0.142	1.07	0.50	NO CONVERGE		
				0.50	0.264	1.80	0.40	0.264	1.07	0.69	NO CONVERGE		
				0.75	0.171	1.80	0.40	0.171	1.18	0.57	NO CONVERGE		
7	TXS2	M15	9.30	0.24	0.339	1.70	0.44	0.339	1.64	0.42	0.339	2.19	0.61
				0.50	0.296	1.80	0.41	0.296	1.46	0.65	0.296	3.15	0.45
8	TXS2	M40	25.90	0.54	0.332	1.70	0.40	0.332	1.26	0.64	0.332	3.45	0.46
				0.81	0.276	1.94	0.42	0.276	1.56	0.66	0.276	2.87	0.45
				1.10	0.296	1.70	0.42	0.296	1.39	0.57	0.296	16.01	0.76
9	SOSA	M1	2.50	0.30	0.219	2.10	0.47	0.219	2.11	0.52	0.219	6.64	0.44
				0.50	0.282	1.80	0.45	0.282	1.62	0.55	0.282	7.97	0.47
				0.75	0.200	1.60	0.50	0.200	1.82	0.51	0.200	1.66	0.25
10	SOSA	M9	5.70	0.68	0.289	1.75	0.39	0.289	1.35	0.58	0.289	5.58	0.54
				1.02	0.258	1.60	0.45	0.258	1.31	0.60	0.258	3.37	0.43
				1.36	0.258	1.65	0.39	0.258	1.64	0.32	NO CONVERGE		

- *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing*

Con la finalidad de disminuir la discrepancia entre los resultados obtenidos de la aplicación del modelo Masing y los derivados experimentalmente a través de ensayos dinámicos, se utilizó el procedimiento de ajuste de regresión no lineal por mínimos cuadrados, logrando con ello la obtención de nuevos parámetros de forma que nos proporcionaron una reproducción más precisa de las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$.

A fin de mostrar el procedimiento antes mencionado, en las figuras siguientes se presentan los resultados del mismo, obtenidos para el segundo esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_2 , correspondiente a cada ensaye, de tal manera que se aprecie claramente el efecto del ajuste en el comportamiento del módulo de rigidez normalizado.

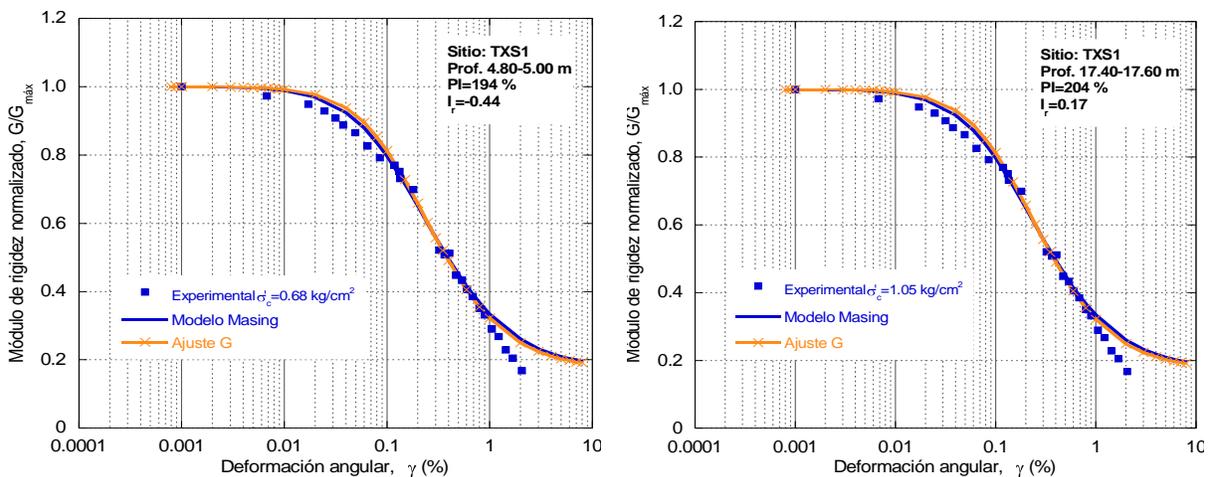


Figura 5.34. *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 1 y 2*

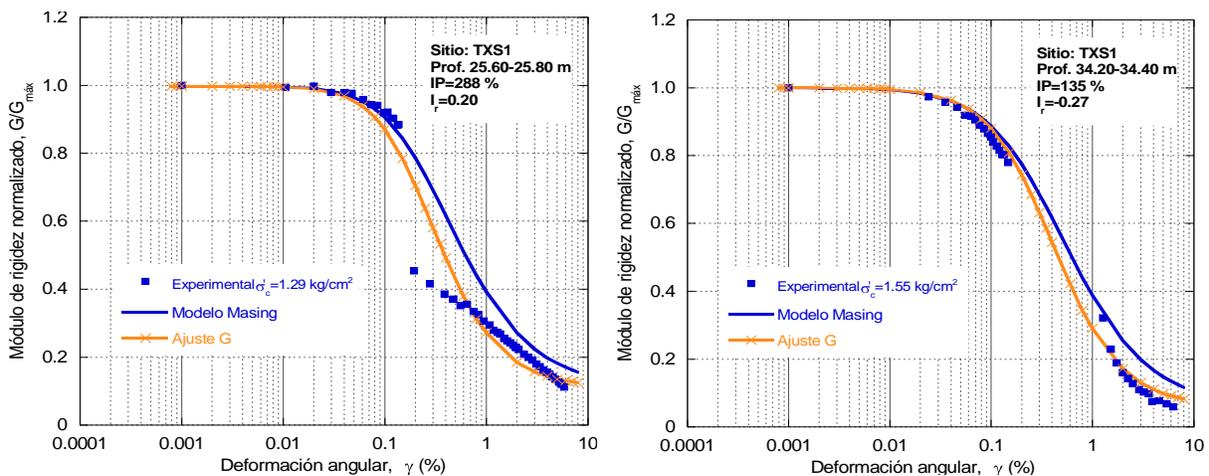


Figura 5.35. *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 3 y 4*

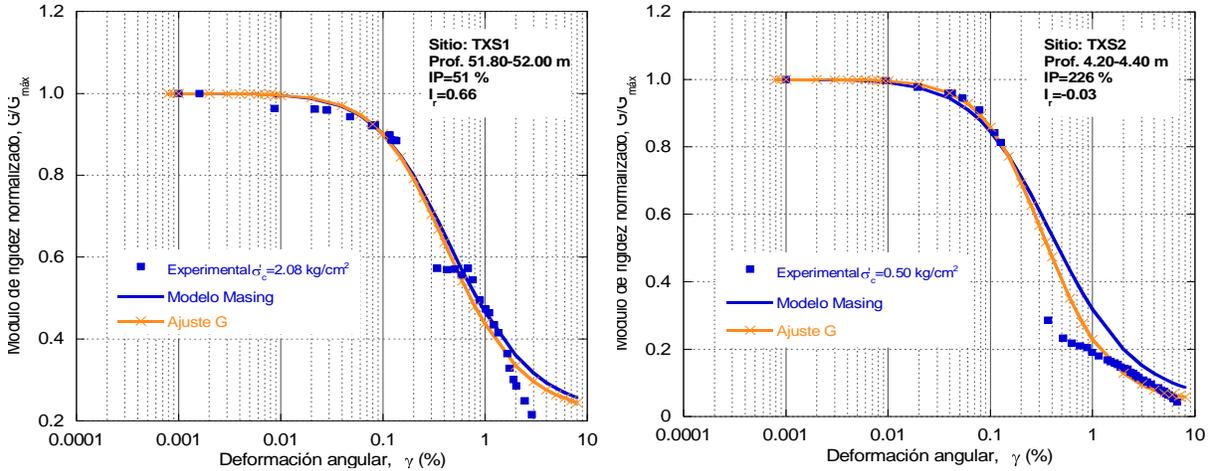


Figura 5.36. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 5 y 6

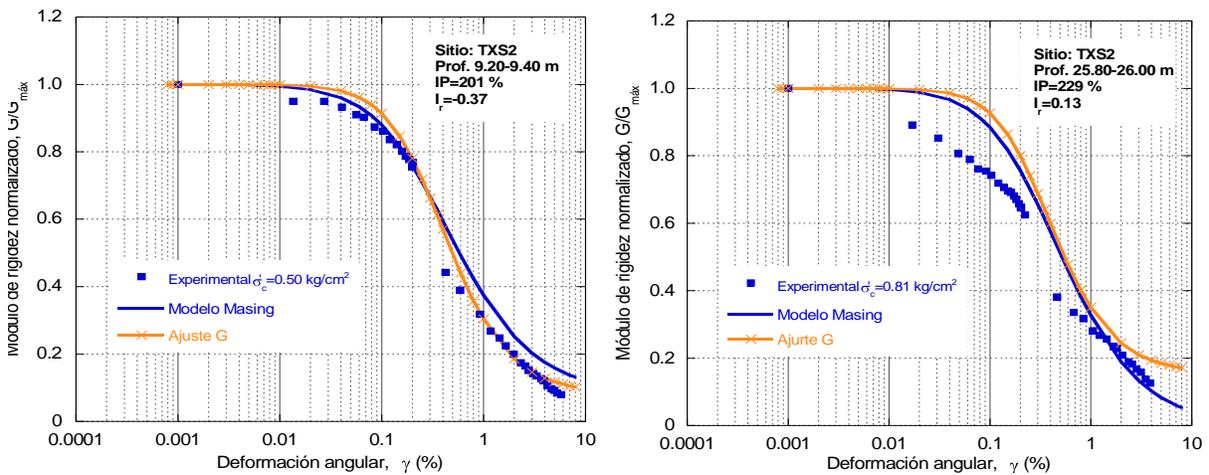


Figura 5.37. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 7 y 8

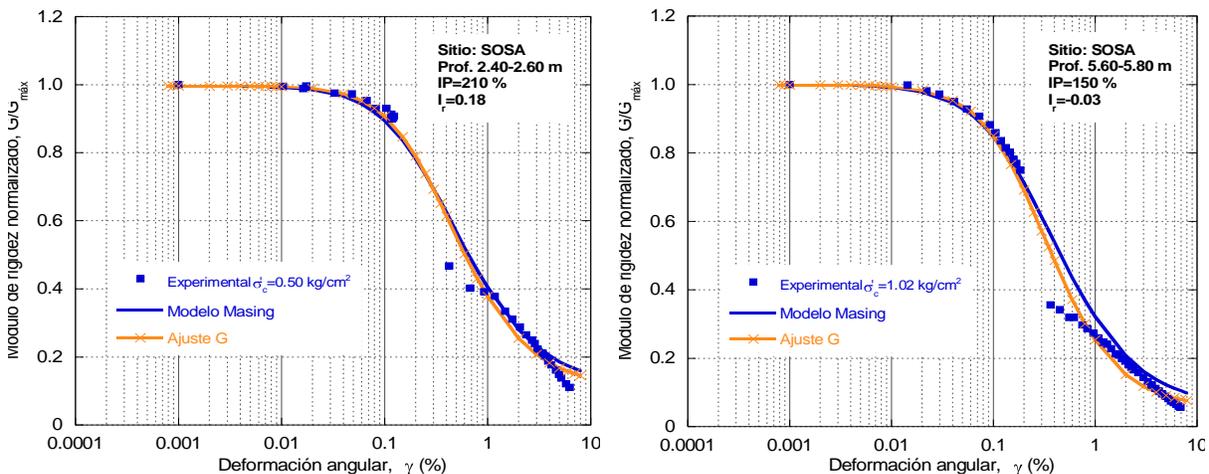


Figura 5.38. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 9 y 10

- *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing*

A continuación se presentan las curvas generadas $\lambda - \gamma$, empleando los parámetros A_λ y B_λ obtenidos a partir del proceso de ajuste por mínimos cuadrados, para el segundo esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_2 , correspondiente a cada ensaye, logrando así una mejor apreciación del efecto de dicho ajuste en el comportamiento de la relación de amortiguamiento.

Para el ensaye 6 el método de ajuste no convergió impidiendo con ello la obtención de los parámetros de forma, razón por la cual en este caso únicamente se presentan los resultados obtenidos con el modelo Masing comparado con los datos experimentales.

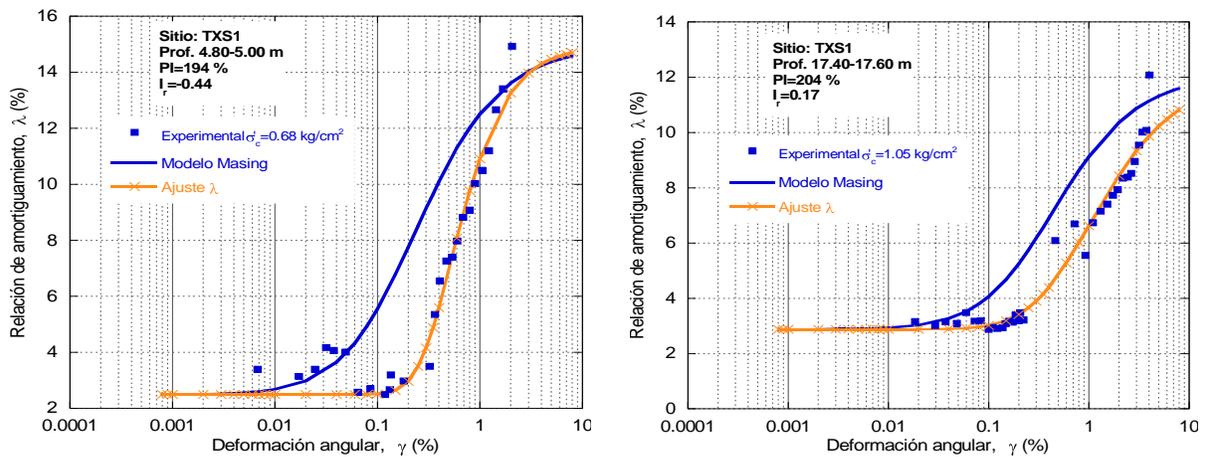


Figura 5.39. *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 1 y 2*

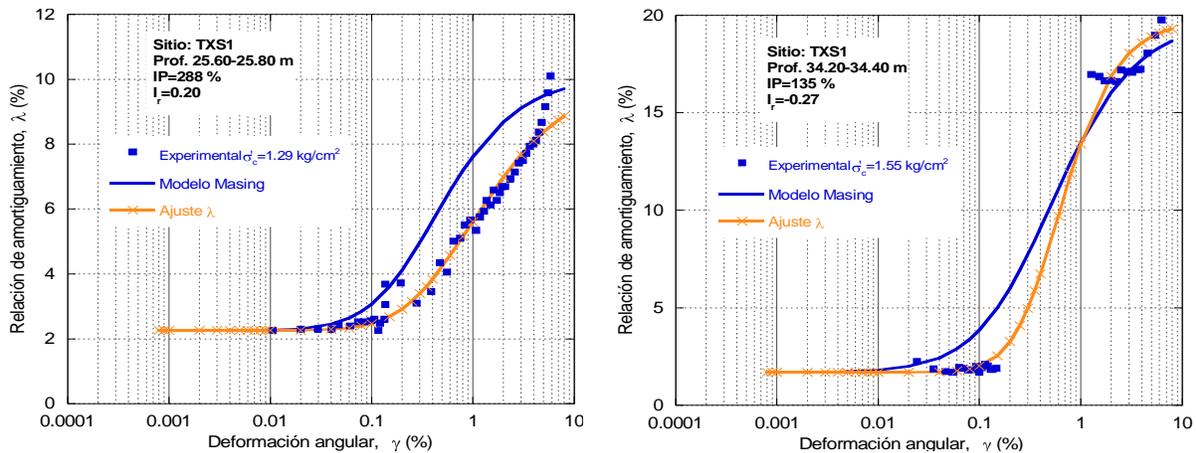


Figura 5.40. *Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 3 y 4*

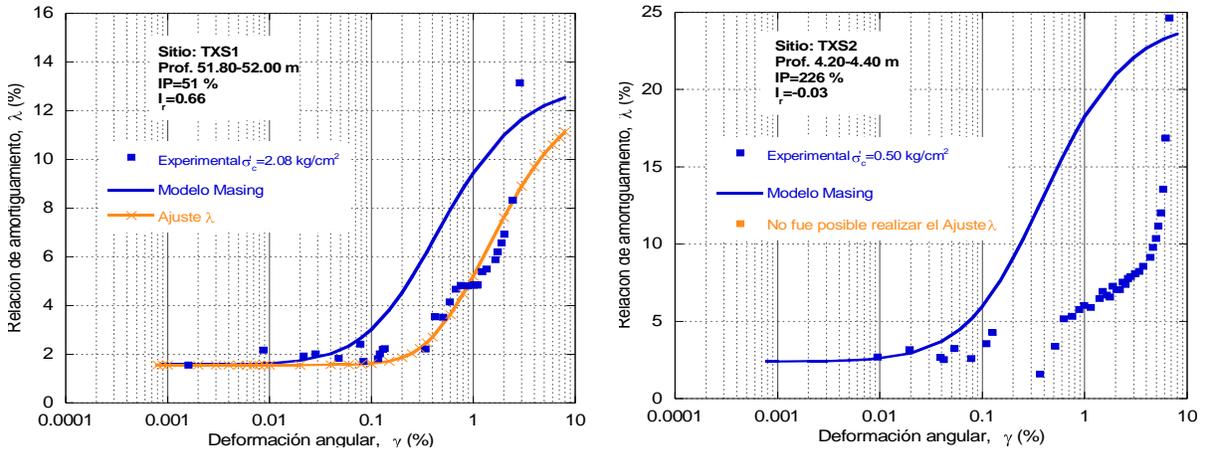


Figura 5.41. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 5 y 6

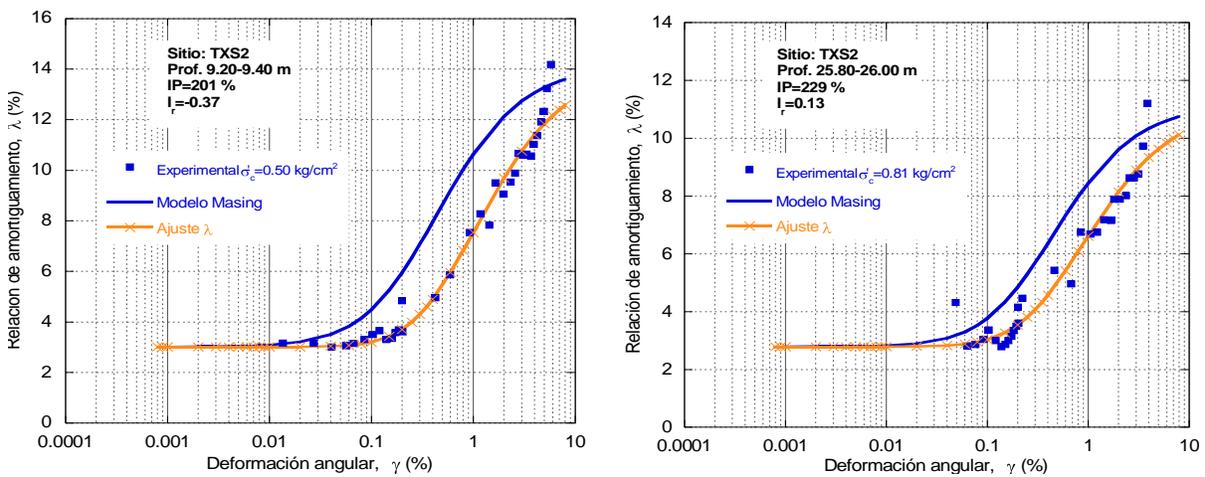


Figura 5.42. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 7 y 8

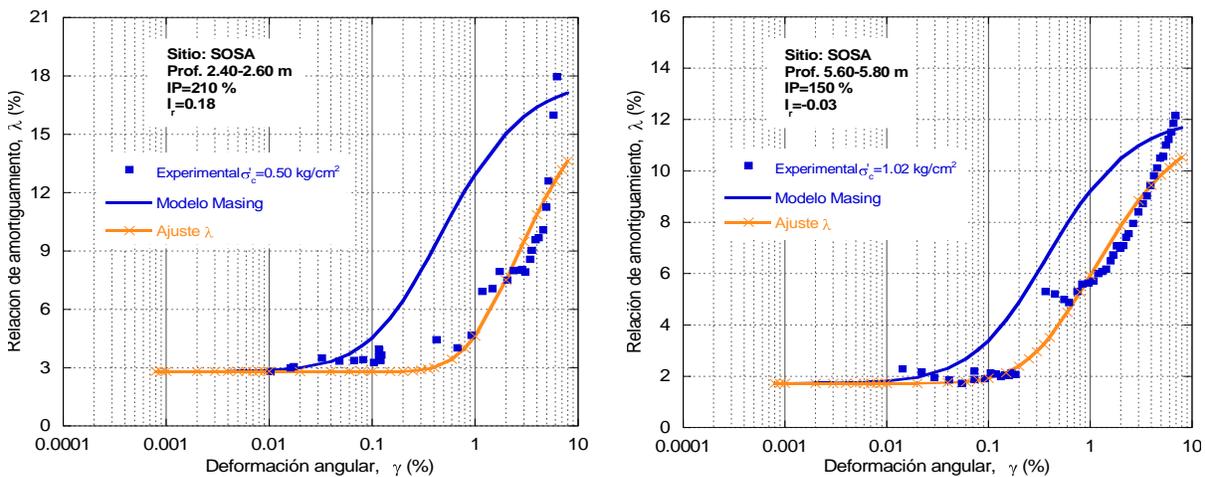


Figura 5.43. Ajuste por mínimos cuadrados entre las curvas experimentales $\lambda - \gamma$ y las obtenidas con el modelo Masing correspondientes a σ'_2 del ensaye 9 y 10

En las figuras 5.34 a 5.38 se observa que el ajuste entre los datos de $G/G_{\text{máx}}$ obtenidos con el modelo Masing y los determinados experimentales con ensayos dinámicos, en algunos casos es insignificante (Figura 5.34), sin embargo, en ciertas curvas se aprecia una ligera mejora (Figura 5.35), lo cual nos indica que para modelar el comportamiento del módulo de rigidez es suficiente con emplear el modelo Masing sin necesidad de llevar a cabo el ajuste por mínimos cuadrados. Lo importante es considerar las características del material en estudio, principalmente el PI, ya que como se mencionó anteriormente los parámetros A, B y γ_r dependen de dicha propiedad.

Para el caso de la relación de amortiguamiento mostrada en las figuras 5.39 a 5.43, se observa claramente la mejora que presentan las curvas $\lambda - \gamma$, al realizar el ajuste por mínimos cuadrados entre los datos experimentales y los obtenidos con el modelo tipo Masing.

El problema que presentan los modelos empleados en este capítulo para estimar las propiedades dinámicas de los suelos, es con respecto a la relación de amortiguamiento, puesto que como se señaló anteriormente, dichos modelos muestran una deficiencia al predecir la disipación de energía para deformaciones angulares grandes (Figura 5.31), lo cual puede atenuarse al realizar el ajuste de λ entre los datos calculados con el modelo Masing y los obtenidos con ensayos dinámicos.

González (2005), además de desarrollar el procedimiento de ajuste de las propiedades dinámicas mediante regresión no lineal por mínimos cuadrados, también propuso una modificación del modelo tipo Masing, con la finalidad de que éste pudiera ser empleado en el estudio de arcillas de origen marino, cuyas características mineralógicas y fisicoquímicas son distintas a las de las arcillas de origen lacustre.

Con el fin de resaltar dichas diferencias, en la figura siguiente se presentan los resultados experimentales de una de las pruebas ejecutadas con arcilla extraída de la Zona del Ex-Lago de Texcoco y su modelación empleando tanto el modelo Masing como el Masing modificado para arcillas marinas.

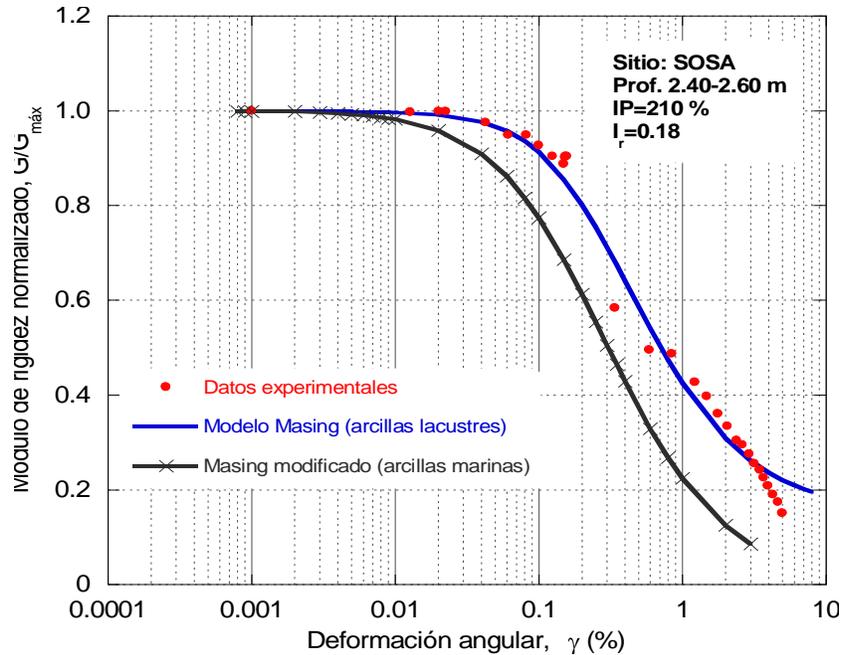


Figura 5.44. Comparación entre el modelo tipo Masing y el modelo Masing modificado

En la figura anterior se muestra la discrepancia existente al modelar las curvas experimentales $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, empleando tanto el modelo tipo Masing como el Masing modificado (González 2005). Dicha discrepancia radica principalmente en la diferencia de las propiedades de las arcillas para las cuales está calibrado cada modelo. Por una parte el modelo Masing es empleado para estimar las propiedades dinámicas de arcillas de alta plasticidad de la zona del valle de México, mientras que el modelo Masing modificado permite ajustar las propiedades dinámicas de arcillas de origen marino, cuyos índices de plasticidad son bajos.

Los datos experimentales mostrados en la Figura 5.44 corresponden a un material arcilloso extraído de la Zona del Ex-Lago de Texcoco, con índice de plasticidad de 210%; razón por la cual se observa que el modelo Masing reproduce eficazmente la curva experimental $G/G_{\text{máx}} - \gamma$. Por otra parte, los índices de plasticidad de las arcillas para las cuales fue modificado el modelo Masing, fluctúan en un rango aproximado de $15 < PI < 60 \%$, por tal motivo en dicha figura se observa que la curva generada por este modelo se encuentra por debajo de los datos experimentales, corroborando con ello la influencia del PI en las propiedades dinámicas de los suelos, puesto que como se mencionó en el capítulo I de este trabajo, a mayor PI la degradación del módulo de rigidez, G , es menor para igual deformación angular, γ (Romo *et al.*, 1989). Por otra parte si el PI aumenta el suelo tiene menor capacidad de disipar energía, por lo que el amortiguamiento disminuye para un mismo valor de γ (Romo *et al.*, 1989).

El principal objetivo de los modelos propuestos es reproducir el comportamiento dinámico de un depósito de suelo ajustándose lo mejor posible a los datos obtenidos de pruebas de laboratorio, como columna resonante y cámara triaxial cíclica, además de permitir su uso práctico.

Con la finalidad de comparar los ajustes proporcionados por cada modelo empleado en este trabajo, a continuación se presentan las curvas $G/G_{\max} - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, correspondiente al segundo esfuerzo efectivo de cada ensaye, de manera que se pueda apreciar la aportación de cada método de ajuste sobre las propiedades dinámicas de las arcillas localizadas en la Zona del Ex-Lago de Texcoco.

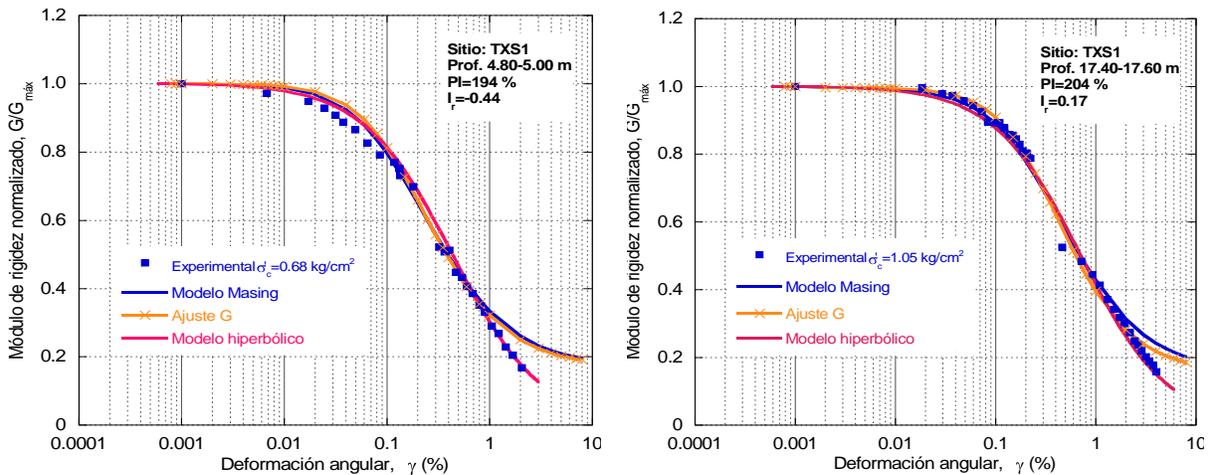


Figura 5.45. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 1 y 2

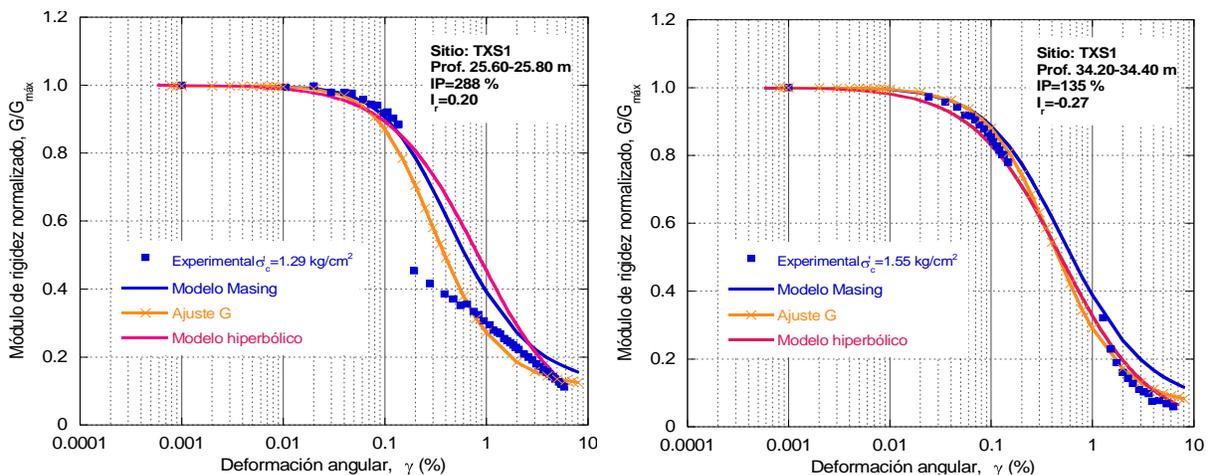


Figura 5.46. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $G/G_{\max} - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 3 y 4

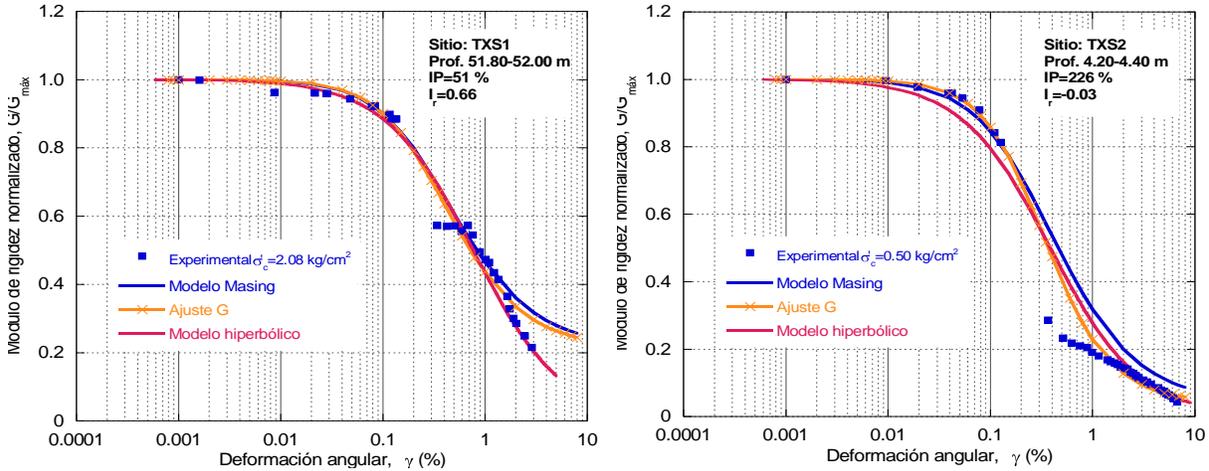


Figura 5.47. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $G/G_{máx} - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 5 y 6

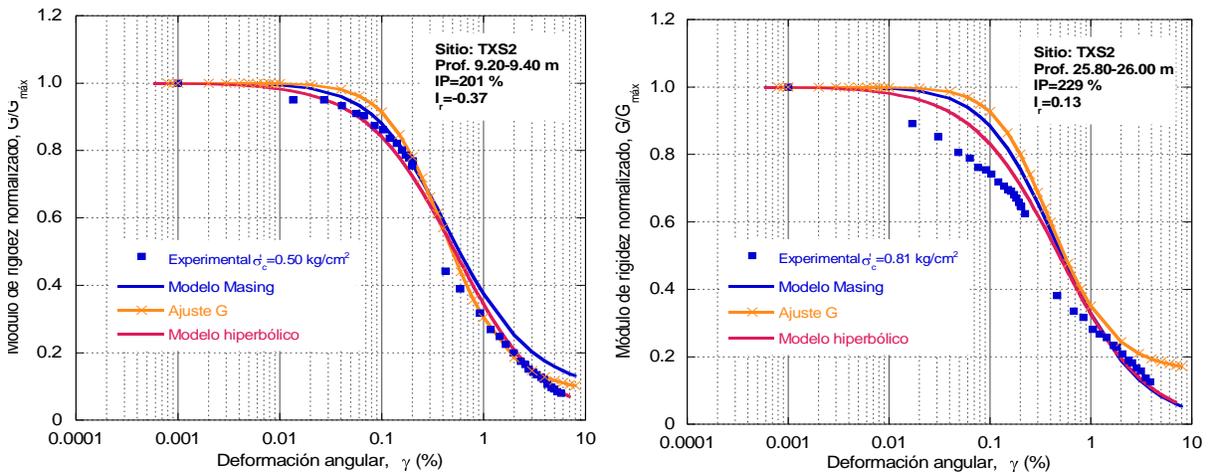


Figura 5.48. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $G/G_{máx} - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 7 y 8

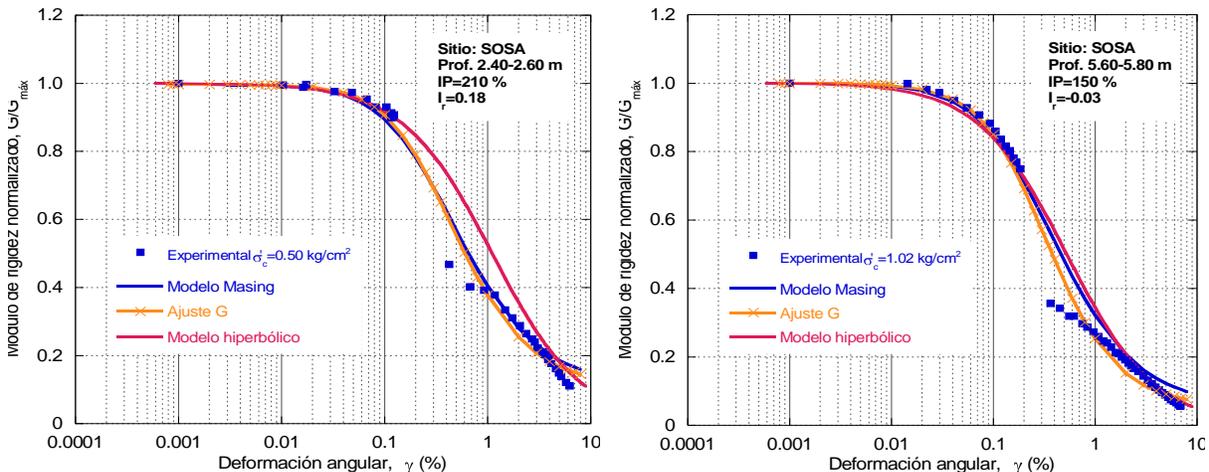


Figura 5.49. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $G/G_{máx} - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 9 y 10

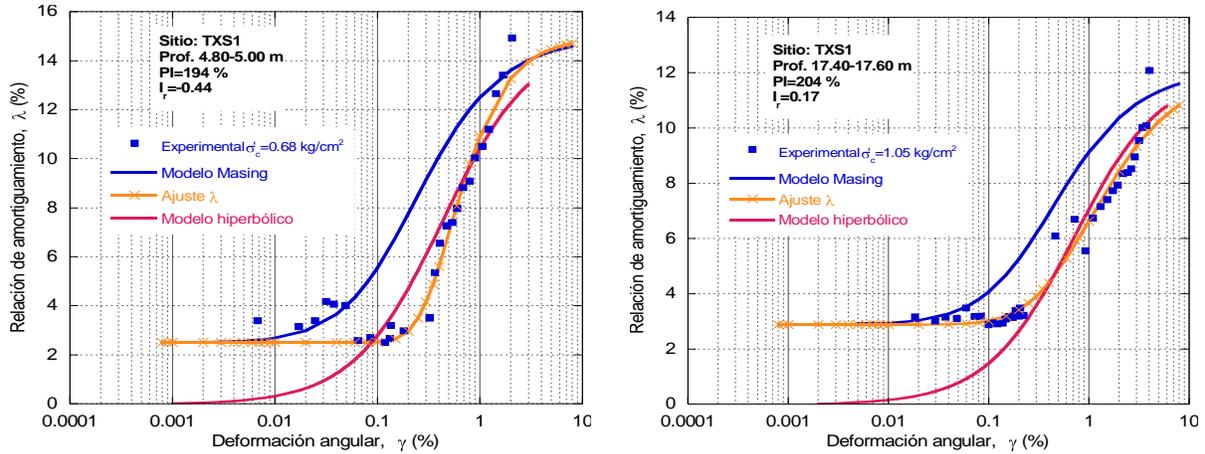


Figura 5.50. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 1 y 2

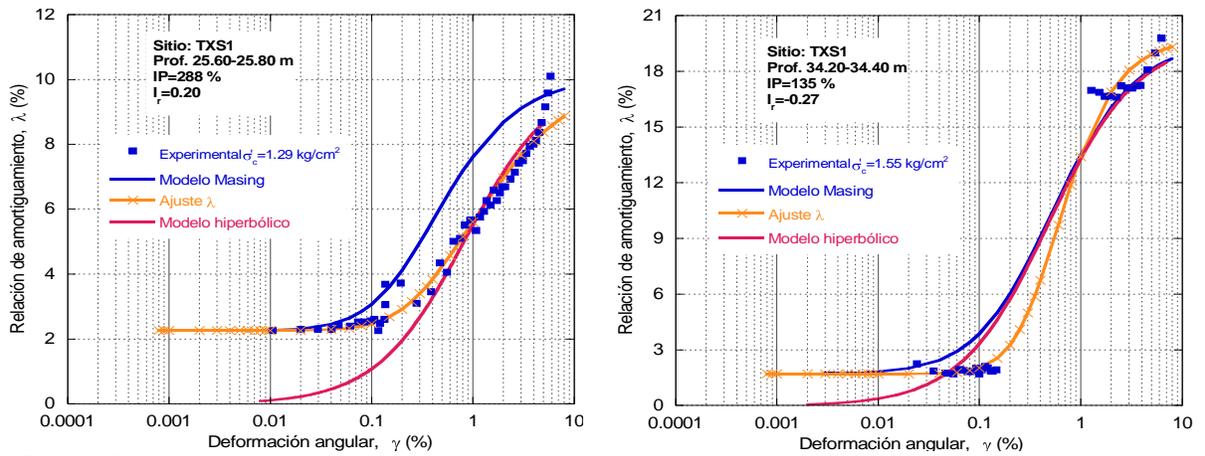


Figura 5.51. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 3 y 4

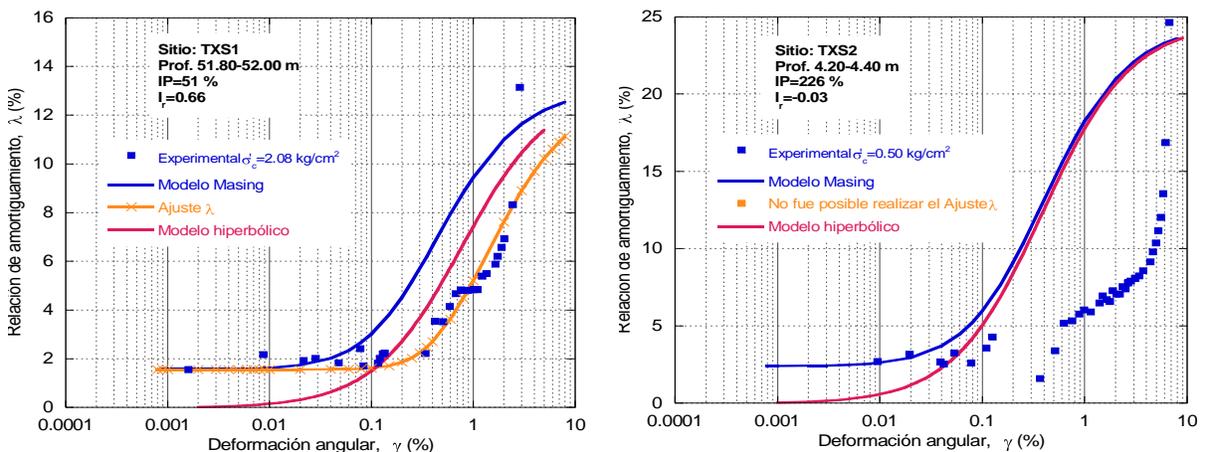


Figura 5.52. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 5 y 6

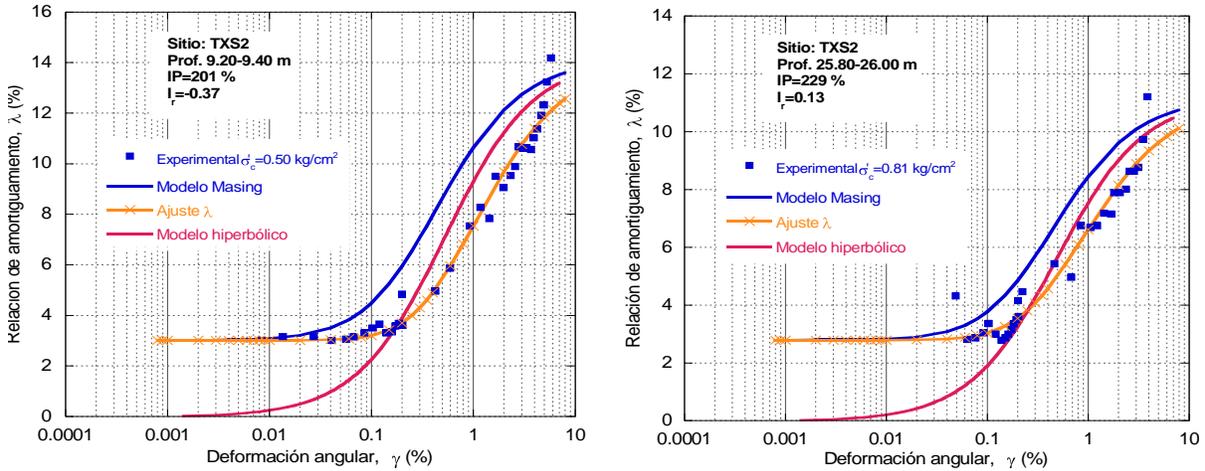


Figura 5.53. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 7 y 8

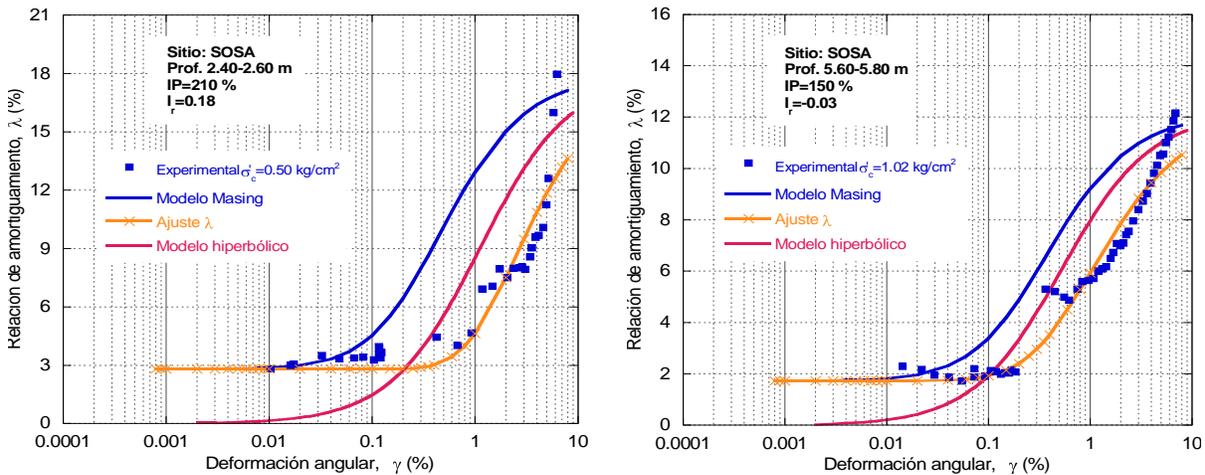


Figura 5.54. Comparación de los resultados obtenidos con cada modelo para el ajuste de las curvas experimentales $\lambda - \gamma$, correspondientes a σ'_2 del ensaye 9 y 10

En las figuras 5.45 a 5.49 se observa que la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante normalizado $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, no presenta dificultades al ser interpretado con modelos constitutivos. El modelo Masing resulta ser una herramienta útil y sencilla para predecir el comportamiento de las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, ya que en él se ven involucrados parámetros de forma que permiten definir con mayor precisión la configuración de las curvas experimentales, lo cual resulta ser una ventaja en comparación con un modelo que no cuente con dichos parámetros como lo es el hiperbólico.

Por otra parte, la variación que presentan las curvas obtenidas con el modelo Masing y las calculadas con el ajuste de G es pequeña, por lo cual puede considerarse que el modelo Masing es suficiente para estimar adecuadamente el comportamiento del módulo de rigidez del suelo.



En lo que respecta a la relación de amortiguamiento, λ , en las figuras 5.50 a 5.54 se observa mayor discrepancia entre los ajustes obtenidos con cada modelo, lo cual se debe a la deficiencia que estos presentan para estimar la disipación de energía del material.

Las curvas obtenidas con el modelo hiperbólico parecen estar más cercanas a las curvas experimentales que las obtenidas con el modelo Masing, sin embargo, el valor de λ_{\min} , calculado difiere considerablemente del valor experimental.

Por otra parte, la modelación de λ empleando el modelo Masing presenta deficiencias al momento de estimar la curva experimental $\lambda - \gamma$ para deformaciones angulares grandes. Por tal razón en el caso de buscar reproducir el comportamiento de λ , se sugiere realizar un ajuste matemático como lo es el de regresión no lineal por mínimos cuadrados.

Al seleccionar un modelo que nos permita estimar el comportamiento de las propiedades dinámicas de un suelo, es importante considerar las características del mismo (en especial el PI) de tal forma que sea posible reproducir los datos experimentales tomando en cuenta las similitudes entre el material en estudio y las del suelo para el cual fue calibrado el modelo, esto con el fin de que los resultados de la modelación sean satisfactorios.

El punto importante de modelar los resultados experimentales, es entender el comportamiento de las propiedades dinámicas de los suelos, ya que dichas propiedades son esenciales para la aplicación de modelos matemáticos que nos permitan predecir la respuesta sísmica de depósitos de suelo, y llevar a cabo estudios de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura.

CONCLUSIONES

Este trabajo de tesis, presenta la caracterización de las propiedades dinámicas de los depósitos de suelo localizados en la Zona noreste del Ex-Lago de Texcoco, para lo cual fue llevada a cabo una extensa campaña de exploración geotécnica en tres sitios de interés; denominados TXS1, TXS2 y SOSA por estar cercanos a las estaciones acelerograficas con dichos nombres.

Dada la importancia de conocer las propiedades dinámicas de un depósito de suelo para la aplicación de modelos matemáticos que nos permitan definir el ambiente sísmico y llevar a cabo estudios de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura; con las muestras recuperadas de los trabajos de campo fueron llevadas a cabo pruebas básicas de laboratorio para determinar las propiedades índice del material y clasificar al mismo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Posteriormente se realizaron pruebas dinámicas en muestras representativas extraídas a diferentes profundidades, con el objetivo de conocer las curvas normalizadas de degradación del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento del suelo, en función de la deformación angular.

Las pruebas fueron realizadas en los equipos dinámicos de columna resonante y cámara triaxial cíclica, cubriendo con ello un amplio rango de deformaciones angulares, γ (10^{-4} a 10%).

Los resultados de las pruebas índice indicaron relaciones de vacíos relativamente altas en un rango de $4.0 \leq e \leq 10.4$, contenidos de agua entre $139 \leq w_n \leq 400$ %, índices de plasticidad de $50 \leq PI \leq 300$ %, e índices de rigidez de $-0.44 \leq I_R \leq 0.66$, I_R puede presentar valores negativos si el suelo corresponde a una arcilla sensitiva de alta plasticidad, cuyo contenido natural de agua, w_n , es mayor que su límite líquido, w_L , presentándose con ello índices de liquidez mayores a 1; ($I_L > 1$). Las propiedades anteriores confieren al suelo localizado en la Zona del Ex-Lago de Texcoco condiciones geotécnicas muy particulares.

Por otra parte, las pruebas dinámicas consistieron en ensayos consolidados-no drenados (CU), que comprendieron el labrado, montaje y ensaye de 40 probetas de suelo; 10 de las cuales fueron ensayadas en el equipo dinámico de columna resonante, sometiendo a cada espécimen a tres diferentes esfuerzos de confinamiento, mismos que estuvieron comprendidos entre los siguientes rangos: $0.10 \leq \sigma'_1 \leq 1.39$ kg/cm²; $0.50 \leq \sigma'_2 \leq 2.08$ kg/cm²; $0.75 \leq \sigma'_3 \leq 2.77$ kg/cm², mientras que las probetas restantes fueron ensayadas en la cámara triaxial cíclica (a desplazamiento controlado), bajo los mismos niveles de esfuerzo efectivo que en la columna resonante.

De las curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, e incremento de la relación de amortiguamiento, $\lambda - \gamma$, generadas a partir de los ensayos dinámicos, es posible hacer las siguientes observaciones:

- Para deformaciones angulares en un rango de $10^{-4} \leq \gamma \leq 10^{-3} \%$, el suelo exhibe un comportamiento elástico lineal, donde las propiedades dinámicas del mismo permanecen prácticamente constante.

Para dicho rango de deformaciones angulares fueron definidos los valores experimentales de $G_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$, proporcionados de los ensayos en columna resonante, correspondientes a cada nivel de esfuerzo efectivo aplicado.

Los valores calculados de $G_{\text{máx}}$ y $\lambda_{\text{mín}}$ estuvieron comprendidos en los siguientes rangos: $38 \leq G_{\text{máx}} \leq 202 \text{ kg/cm}^2$ y $1.9 \leq \lambda_{\text{mix}} \leq 3.1 \%$, para σ'_1 ; $46 \leq G_{\text{máx}} \leq 232 \text{ kg/cm}^2$ y $1.5 \leq \lambda_{\text{mix}} \leq 4.4 \%$, para σ'_2 ; y finalmente, $61 \leq G_{\text{máx}} \leq 255 \text{ kg/cm}^2$ y $1.7 \leq \lambda_{\text{mix}} \leq 4.1 \%$, para σ'_3 .

De los resultados presentados se observa que a medida que el esfuerzo efectivo es mayor, el módulo de rigidez se incrementa; sin embargo, para el caso de la relación de amortiguamiento el efecto de σ'_c no es tan significativo.

- Para valores de deformación angular comprendidos entre $10^{-3} \leq \gamma \leq 8 \%$, el suelo presenta un comportamiento elasto-plástico no lineal con deformaciones permanentes. Pudiéndose apreciar en las curvas experimentales, que $G/G_{\text{máx}}$ decrece considerablemente mientras que λ se incrementa; a medida que la deformación γ es mayor.

Los valores de $G_{\text{mín}}$ y $\lambda_{\text{máx}}$ fueron determinados para un rango de deformaciones angulares entre 3 y 8 %, obtenidos de los ensayos dinámicos en cámara triaxial cíclica, en el cual los especímenes de suelo fueron llevados a la falla o presentaron el 80 % de deformación. Cabe mencionar que dicho rango es ligeramente mayor al reportado por algunos investigadores para arcillas plásticas del valle de México (Romo, 1989).

Los valores determinados de $G_{\text{mín}}$ y $\lambda_{\text{máx}}$ fluctuaron en un rango entre: $3.3 \leq G_{\text{mín}} \leq 37 \text{ kg/cm}^2$ y $8.3 \leq \lambda_{\text{máx}} \leq 20.7 \%$, para σ'_1 ; $3.5 \leq G_{\text{mín}} \leq 50 \text{ kg/cm}^2$ y $10 \leq \lambda_{\text{máx}} \leq 25 \%$, para σ'_2 ; y finalmente, $3.4 \leq G_{\text{mín}} \leq 52 \text{ kg/cm}^2$ y $9.1 \leq \lambda_{\text{máx}} \leq 23.4 \%$, para σ'_3 .

Partiendo de los resultados experimentales se modelaron las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ y $\lambda - \gamma$, tanto con un modelo empírico como con modelos hiperbólicos, los cuales proporcionaron a través de leyes constitutivas la relación entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones angulares generadas.

De los resultados de la modelación se desprenden las siguientes conclusiones:

- El modelo empírico de Vucetic y Dobry (1991), podría ser empleado para casos prácticos en los cuales no fuera posible llevar a cabo una investigación de laboratorio. El ajuste de los datos experimentales con las curvas propuestas por dichos investigadores, se basa principalmente en la similitud del PI de los materiales, siendo éste, el parámetro que presenta mayor influencia en las propiedades dinámicas de un depósito de suelo, ocasionando el módulo de rigidez, G , se incremente y la relación de amortiguamiento, λ , decrezca, para igual deformación angular, γ . Al incrementarse G , el suelo presenta un comportamiento elástico lineal para un rango de deformaciones mayores.

Es posible observar en las curvas experimentales que debido a un incremento del PI, las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, se desplazan hacia la derecha mientras que las curvas $\lambda - \gamma$, se desplazan hacia abajo.

- Al emplear el modelo hiperbólico, se observa que a pesar de ser un modelo sencillo, proporciona resultados satisfactorios al ajustar las curvas experimentales $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, sin embargo no simula adecuadamente la disipación de energía del material. Lo anterior se debe a que el modelo hiperbólico predice de manera incorrecta una alta disipación de energía para ciclos con deformaciones grandes, por lo que se recomienda para el ajuste de las curvas $\lambda - \gamma$ emplear un modelo más elaborado.
- El modelo tipo Masing parte de un modelo hiperbólico al cual le fueron asignadas condiciones de frontera y parámetros que permiten definir con mayor aproximación la forma de las curvas experimentales. Al aplicar dicho modelo a los datos obtenidos de las pruebas dinámicas, se observa que proporciona resultados favorables en el análisis de la degradación del módulo de rigidez al esfuerzo cortante, sin embargo, no así para las curvas de relación de amortiguamiento, ya que al partir de un modelo hiperbólico predice de manera deficiente la disipación de energía del material.

Con la finalidad de disminuir la discrepancia entre los resultados obtenidos con la aplicación del modelo tipo Masing y los derivados de los ensayos de laboratorio, se empleó el método de ajuste propuesto por González (2005), basado en un proceso de regresión no lineal por mínimos cuadrados, con el cual fue posible definir de mejor manera la disipación de energía del suelo a través de la obtención de nuevos parámetros de forma que sirvieron para generar nuevamente las curvas $G/G_{\text{máx}} - \gamma$ y $\lambda - \gamma$.

El ajuste por mínimos cuadrados entre los datos obtenidos con el modelo tipo Masing y los resultados de laboratorio, permitió modelar de mejor manera el comportamiento de las propiedades dinámicas de las arcillas localizadas en la Zona del Ex-Lago de Texcoco.



Al seleccionar un modelo para ajustar las propiedades dinámicas de un suelo, es importante considerar las características del mismo, (en especial el PI) y emplear un método que nos permita reproducir los datos experimentales tomando en cuenta las similitudes del material en estudio con las del material para el cual fue calibrado el modelo, de manera que los resultados sean satisfactorios.

Por otra parte, como se observa en las curvas experimentales de $G/G_{\text{máx}} - \gamma$, el módulo de rigidez prácticamente no presenta problemas al ser modelado, ya que las estimaciones realizadas tanto con el modelo hiperbólico como con el modelo Masing, proporcionan curvas que prácticamente se sobreponen entre ellas. Lo anterior nos permite confirmar la hipótesis de que para propiedades que pueden ser normalizadas, existe una curva única a partir de la cual es posible generar nuevas curvas conociendo el valor de $G_{\text{máx}}$.

Finalmente es importante mencionar que la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos en un proyecto ingenieril abre la posibilidad de realizar análisis de respuesta de sitio más realistas, mismos que pueden ser verificados en lugares donde se cuenta con la instrumentación adecuada para registrar los movimientos *in-situ*, lo que finalmente se traduce en diseños seguros, viéndose esto reflejado en los costos de construcción.

Los resultados obtenidos en este trabajo de tesis son una base sólida para investigaciones futuras que permitan desarrollar análisis de interacción sísmica suelo-cimentación-estructura; además de que resulten útiles para la caracterización de los parámetros sísmicos de la zona, permitiendo proponer actualizaciones del mapa de zonificación sísmica estipulado en el RCDF.



REFERENCIAS

- Airey, D.W. and Wood, D.M., 1987. "An evaluation of direct simple shear test on clay", *Geotechnique*, vol. 37, No. 1, pp. 25-35.
- Anderson, D. G. and Stokoe II K. H., 1978. "Shear modulus a time dependent soil property. STP 654", ASTM, pp. 66 – 90.
- ASTM, 1986. "Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils" ASTM Standards in Building Codes. Twenty-Seventh Edition 1990, vol. III. D25-G57 Index. D1586.
- ASTM, 2000. "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", Designation: D 4318 – 00.
- ASTM, 1996. "Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus", Designation: D 3999 – 91 (Reapproved 1996).
- ASTM, 2000. "Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method", Designation: D 4015 – 92 (Reapproved 2000).
- ASTM, 1991. "Standard Test Method for the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus", Designation: D 3999-91.
- ASTM, 1992. "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of soil", Designation: D 5311-92.
- Atterberg, A., 1911. "On the Physical Testing of Soil and the Plasticity of Clays", *Int Mitt Bodenkunde*, vol, 1.
- Bishop, K. E., 1959. "Forced torsional vibration of systems with distributed mass and internal and external damping", *Transactions of the ASME*, pp. 8 – 12.
- Boulanger, R.W., Chan, C.K., Seed, H.B., Seed, R.B., and Sousa, J., 1993. "A low-compliance bidirectional cyclic simple shear apparatus", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol. 16, No. 1, pp. 36-45.
- Cardona, C., 2008. "Análisis no lineal de la respuesta sísmica de taludes sumergidos", Tesis de maestría en ingeniería (ingeniería civil) orientación geotecnia. México, D.F. Marzo.



- Coffman, B. S., 1960. "Estimating the relative density of sands" Civil Engineering, Octubre.
- De Alba, P., Baldwin, K., Janoo, V., Roe, G. and Celikkal, B., 1984. "Elastic-wave velocities and liquefaction potencial", Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 7, No. 2, pp. 77-78.
- Dobry, R. and Vucetic, M., 1987., "Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits", Proc. International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, México, vol. 2, pp. 49 – 85.
- Drnevich, V., 1967. "Effect of strain history on the dynamic properties of sand" Ph. D. Dissertation, University of Michigan, pp. 151.
- Drnevich, V., 1972 "Undrained cyclic shear of saturated sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE , vol. 98 SM8, pp. 807-825.
- Dyvik, R. and Madshus, C., 1985. "Laboratory measurements of Gmax using bender elements", Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions , ASCE, New York, pp. 186-196.
- Enríquez, O., Osorio, L. Flores, O. y Mayoral, J. M., 2008. " Determinación de las propiedades dinámicas de arcillas blandas de la zona noreste del ex Lago de Texcoco", XXIV Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Aguascalientes, México, pp. 121-127.
- Esteva, L. y Ordaz, M., 1989. "Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Flores, O., Gómez, E, Romo, M. P. y Flores, B., 2002. "Instrumentación y automatización del equipo triaxial cíclico MTS", Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, México.
- Flores, O., Romo, M. P. y Gómez, E., 2002. "Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante", Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, México.
- González, C., 2005. "Modelación de las Propiedades Dinámicas de Arcillas Marinas", Tesis de maestría en ingeniería (ingeniería civil) orientación geotecnia. México, D.F. diciembre.
- Hardin, B. O. and Black, W. L., 1968. "Vibration modulus of normally consolidated clay", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 94 (SM2), pp. 353 – 369.
-



- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P., 1972a. "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 98 (SM6), pp. 667 – 692.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P., 1972b. "Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 98 (SM6), pp 603 – 624.
- Holtz, W. G. y Gibbs, H. J., 1957. "Research on determining density of sands by spoon penetration testing" Memoria del Cuarto Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, vol. I.
- Ishibashi, I. and Zhang, X., 1993. "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay," Soil and Foundations , vol. 33, No. 1, pp. 182-191.
- Ishihara, K and Li, S., 1972.."Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test", Soil an Foundations, vol. 12, No. 2, pp. 19-39.
- Ishihara, K., 1996. "Soil behavior in earthquake geotechnics", Oxford Science Publications, Oxford Engineering, New York, No. 46.
- Ishimoto, M. y Lida, K., 1937. "Determination of elastic constants of soils by means of vibrations 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 Foundation, 18 (1).
- Jaime, A., 1987. "Características dinámicas de la arcilla del valle de México". Tesis doctoral, DEPMI, UNAM.
- Jaime, A. y Legorreta, A., 1990. "Equipo triaxial cíclico controlado por computadora", XV Reunión Nacional de Mecánica de suelos, San Luis Potosí, Mexico, pp. 101-110.
- Kagawa, T., 1992 "Moduli and damping factors of soft marine clays", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 118 (9), pp. 1360 – 1375.
- Kokusho, T., Yoshida, Y. y Esashi, Y., 1982. "Dynamic properties of soft clay for mid strain range", Soils and Foundations, vol. 22 (4), pp. 1 – 18.
- Kovacs, W.D. and Leo, E., 1981." Cyclic simple shear of large-scale sand samples: Effects of diameter to height ratio", Proceedings, International Conference on recent advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, vol. 3, pp. 897-907.

- Kramer, S. L., 1996. "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Lawrence, F.V. Jr., 1963. "Propagation velocity of ultrasonic waves through sand", MIT Research Report R63-8, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Lazan, B. J., 1968. "Damping of materials and members in structural mechanics", Pergamon Press Ltd. London.
- Lermo, J. y Chávez-García, F. J., 1994. "Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 13, pp. 413-423.
- Masing, G., 1926. "Eigenspannungen and Verfestigung beim Messing (self stretching and hardening for brass)", Proc. of the Second International Congress for Applied Mechanics, Zurich, Switzerland, pp. 332 – 335.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P. y Osorio, L., 2006. "Estudios de campo y laboratorio llevados a cabo para la caracterización geo-sísmica en la zona del Lago de Texcoco", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P., Osorio, L., 2007. "Seismic parameters characterization at Texcoco Lake, México". Submitted to Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Nacci, V.A. and Taylor, K.J., 1967. "Influence of clay structure on elastic wave velocities", Proceedings, International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, New Mexico, pp. 491-502.
- Osorio, L., 2007. "Caracterización de parametros sísmicos en el Lago de Texcoco", Tesis de maestría en ingeniería (ingeniería civil) orientación geotecnia. México, D.F. Mayo.
- Osorio, L. Mayoral, J. M. y Romo, M. P., 2008. "Microzonificación sísmica de la zona noreste del ex Lago de Texcoco: Una Propuesta", XXIV Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Aguascalientes, México, pp. 45-52.
- Ovando, E. y Romo, M. P., 1990. "Correlaciones entre velocidades de ondas sísmicas y resistencia a la penetración del cono", XV Reunión Nacional de Mecánica de suelos, San Luis Potosí, Mexico, pp. 287-296.
- Ovando, E. y Romo, M. P., 1991. "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", Revista Sismodinámica, 2, pp. 107-123.
-



- Peck, R. B., Hanson, W. E. y Thornburn, T. H., 1957. "Foundation Engineering" Capítulo 14 John Wiley and Sons.
- Pérez-Rocha, Sánchez-Sesma, Ordaz, Singh y Reinoso., 2000. "Strong ground motion prediction at México City", Proceedings 12WCEE, New Zealand, paper 2693.
- Pestana, J. M., 2000. "User's Manual, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, California.
- Pyke, R.M., 1973. "Settlement and liquefaction of sands under multi-directional loading", Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley.
- Pyke, R.M., 1979. "Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 105, No. GT6, pp. 715-726.
- Ramberg, W. and Osgood, W.R., 1943., "Description of stress-strain curves by three parameters", Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, D.C.
- Rangel, J. L., 1990. "Evaluación de las propiedades dinámicas y de la respuesta unidimensional, no lineal de depósitos del valle de México ante excitaciones sísmicas", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM.
- Rivera, R., Juárez, E., Nava, H., Villa, R. y Jerónimo, F., 2003. "Prediction of mechanical behavior of Mexico city clay; normally consolidated undrained case", 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA, vol. 1: 527 – 534.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B. y Daily, W. D., 1998. "Shear modulus and damping relationships for gravels", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (5), pp. 396 – 405, 375 - 466.
- Romo, M. P., Jaime, A. y Taboada, V., 1989. "Comportamiento cíclico de la arcilla normalmente consolidada de la Ciudad de México", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM.
- Romo, M. P. y Jaime, A., 1986. "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta de sitio", Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril.
- Romo, M. P. y Ovando, E., 1995. "A model for the dynamic behavior of a Mexican marine clay", Memorias, X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Guadalajara, México.
- Romo, M. P., 1976. "Soil-structure interaction in a random seismic environment", PhD dissertation, University of California, Berkeley.



- Romo, M. P., 1990. "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del Simposio "El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación en la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo", SMMS, pp. 83 – 94.
- Romo, M. P., 1991. "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", Sismodinámica, vol. 2, pp. 125–143.
- Romo, M. P., 1995. "Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in México city (state of the art paper)", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri (USA), vol. II: 1039 – 1051.
- Romo, M. P., Jaime, A. and Reséndiz, D., 1988. "The Mexico earthquake of september 19, 1985-general soil conditions and clay properties in the Valley of Mexico", Earthquake SPECTRA, 4 (4), pp. 731 – 752.
- Rosenblueth, E. y Ovando, E., 1991. "Geotechnical lessons from Mexico City and other recent earthquakes", Proc. Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earth. Engng. and Soil Dynamics, vol. II, pp. 1799-1811, Univ. of Missouri, Rolla.
- Rosenblueth, E., 1987. "Modelos probabilísticos de la ocurrencia de temblores, Memorias del Simposio Generación, Propagación y Efectos de Temblores", SMMS, SMIS, SMF, UGM, abril.
- Saada y Macky., 1985. "Integrated testing and properties of a gulf of Mexico clay", Strength Testing of Marine Sediments, Laboratory and in situ Measurements, ASTM STP 883, pp. 363 – 380.
- Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal, 1988, "Manual de exploración geotécnica", México, D.F.
- Seed, H. B., Idriss, M. I. y Arango, I., 1983. "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 109(3), pp. 458-82.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M., 1970. "Soil moduli and damping factors for dynamics response analysis", Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Report EERC, December 1970, pp. 70 – 10.
- Seed, H. B., Wong, T. R., Idriss, I. M. y Tokimatsu, K., 1986. "Moduli and damping factors for dynamics analysis of cohesionless soils", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering, 1986, 112 (11), pp. 1016 – 1032.
-

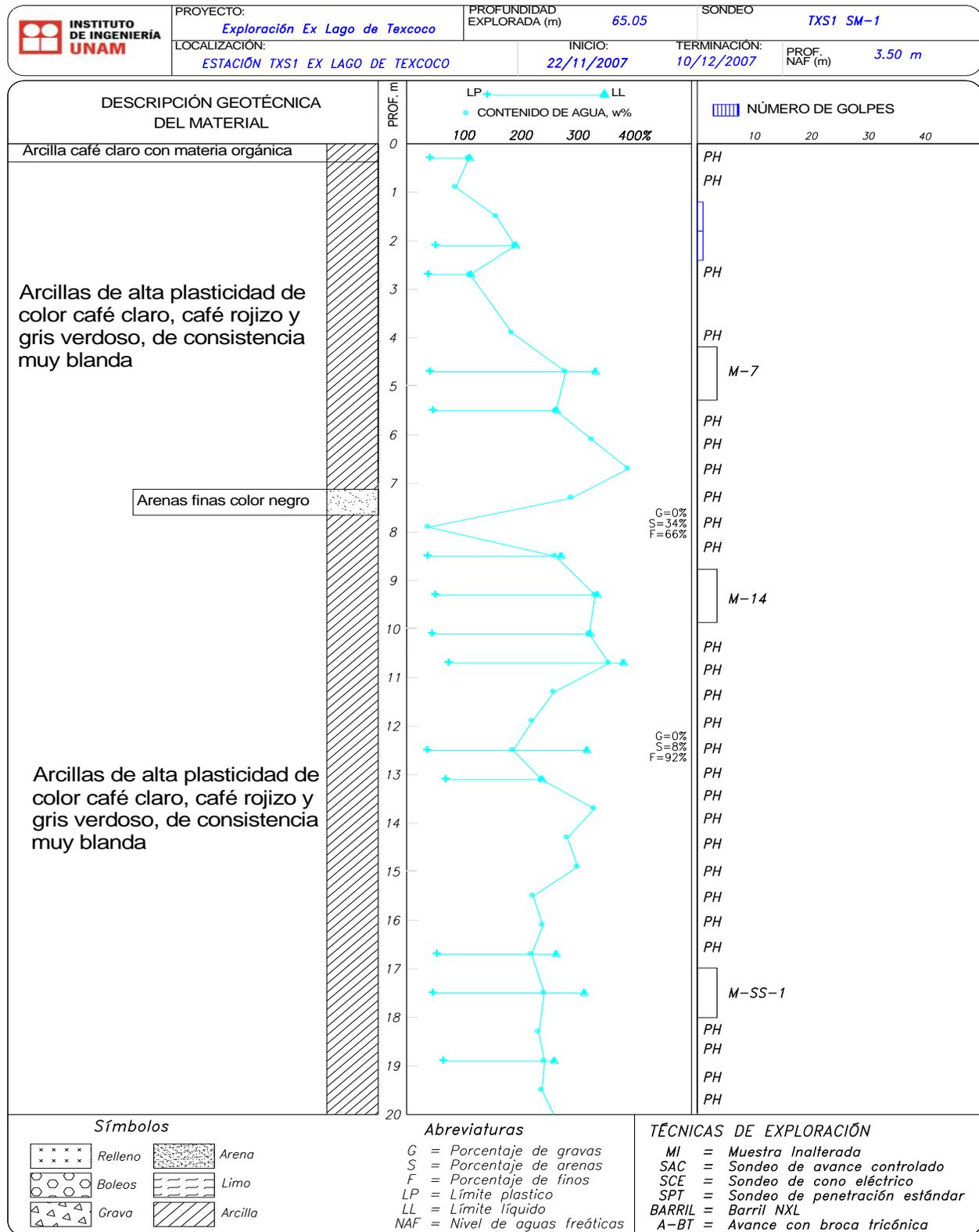


- Seed, H. B. y Sun, J. I., 1989. "Implications of site effects in the Mexico City earthquake of Sept. 19, 1995 for earthquake-resistant design criteria in the San Francisco Bay area of California", Report No UCB/EERC-89/03, March.
- Shirley, D.J and Anderson, A.L., 1975 "Acoustic and engineering properties of sediments, Report ARL-TR-75-58, Applied Research Laboratory , University of Texas, Austin.
- Singh, S..K. y Ordaz, M., 1994. "Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual". CENAPRED.
- Stokoe, K. H., Isenhower, W. M. y Hsu, J. R., 1980. "Dynamic properties of offshore silty samples", Twelfth Offshore Technology Conference, Houston, vol. 2: 289 – 302.
- Tortenson, B. A., 1975. "Pore pressure sounding instrument", Disc. Session 1. Proceedings ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, vol. 2 Raleigh, N.C.
- Vega, M. L., 2003. "Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del Ex Lago de Texcoco", Tesis de maestría en ingeniería (ingeniería civil) orientación geotecnia. México, D.F.
- Vucetic, M. y Dobry, R., 1991. "Effect of soil plasticity on cyclic response", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 117 (1): 89 - 107.
- Wisaa, A.E.Z., Martin, R.T and Garlander, J. E., 1975. "The piezometer probe", 5th Proceedings, ASCE. Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, vol. 1, Raleigh, N.C.
- Woods, R.D., 1978. "Measuiremet of dynamic soil properties", Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics Specialty Conference, ASCE, Pasadena, California, vol. 1, pp. 91-178.
- Zen, K., Umehara, Y., Hamada, K., 1978. "Laboratory test and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities", Fifth Japanese Earthquake Engineering Symposium, pp. 721 – 728.



ANEXO A

Registros de exploración de campo de SPT

A1.1. Registros de exploración de campo de SPT correspondientes al sitio TXS1

Figura A1.1. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS1

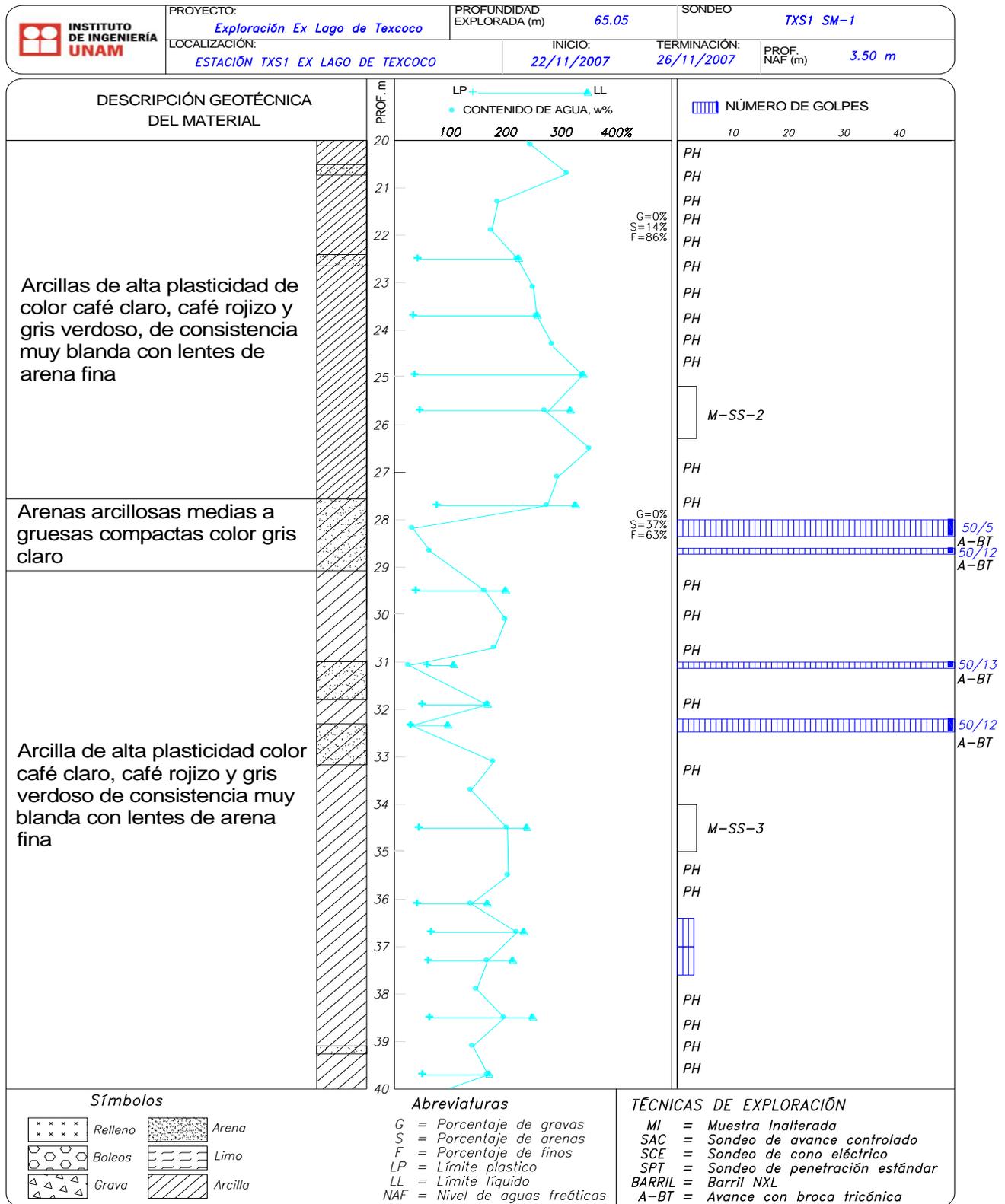


Figura A1.1. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS1 (continuación)

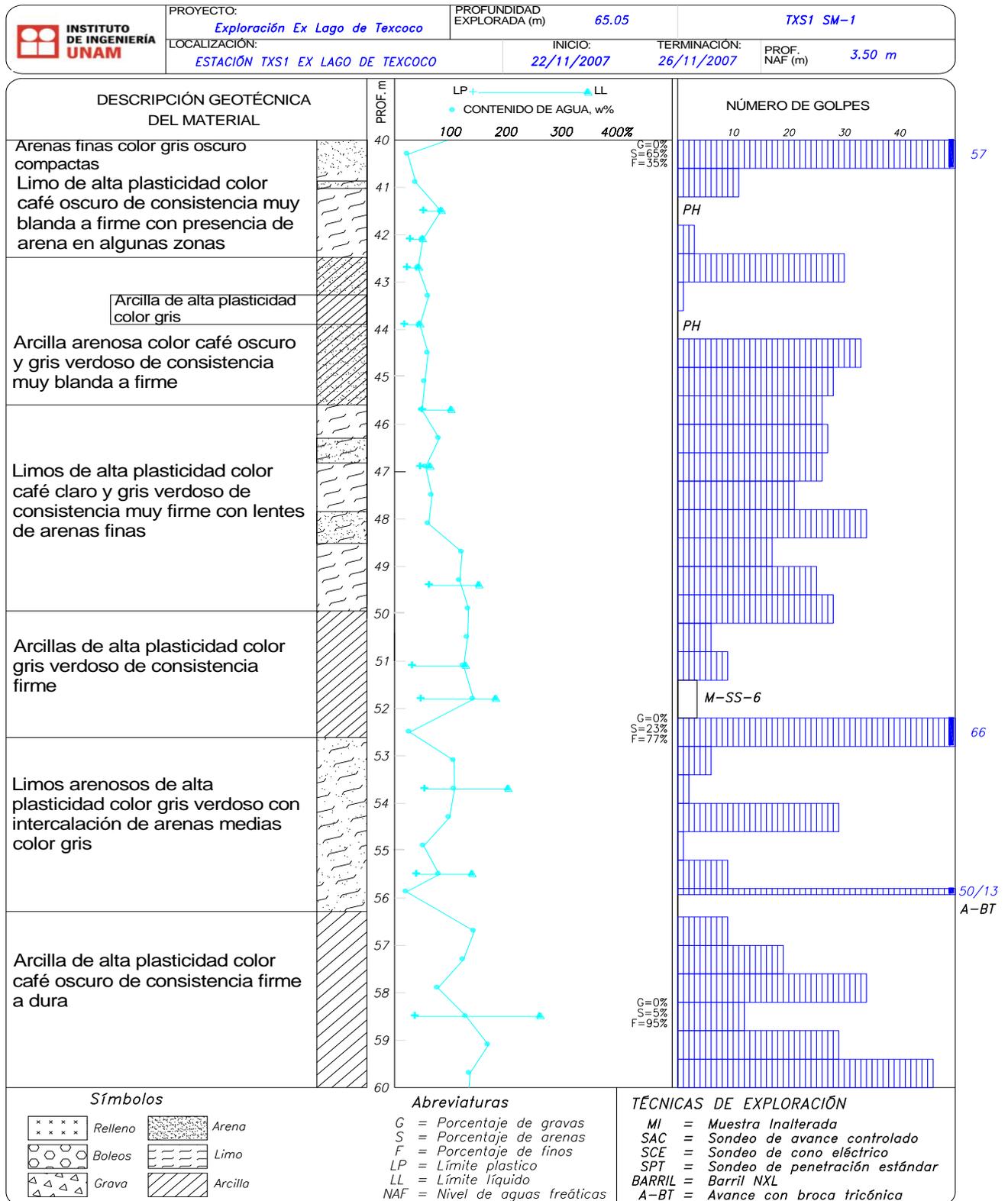


Figura A1.1. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS1 (continuación)

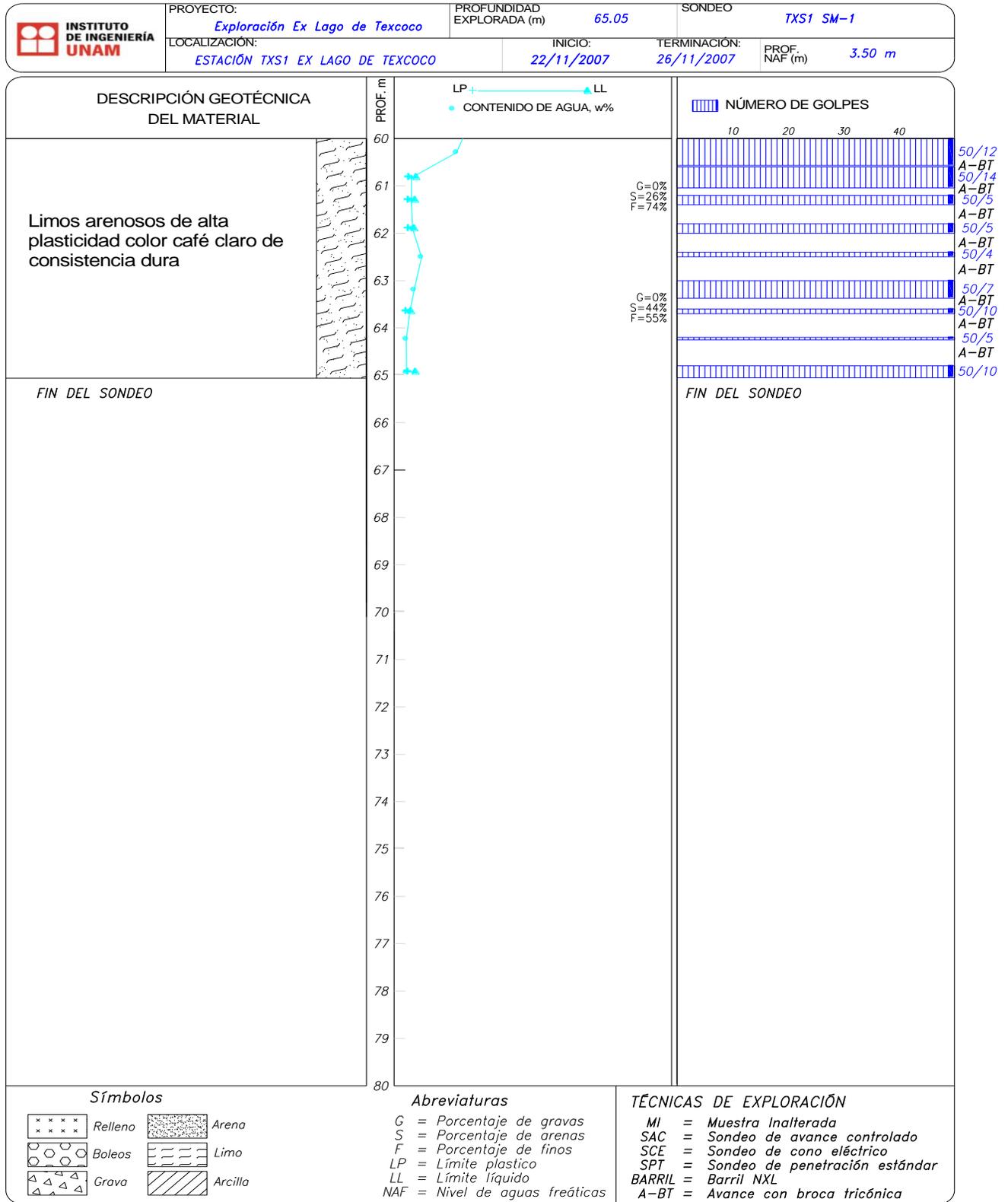
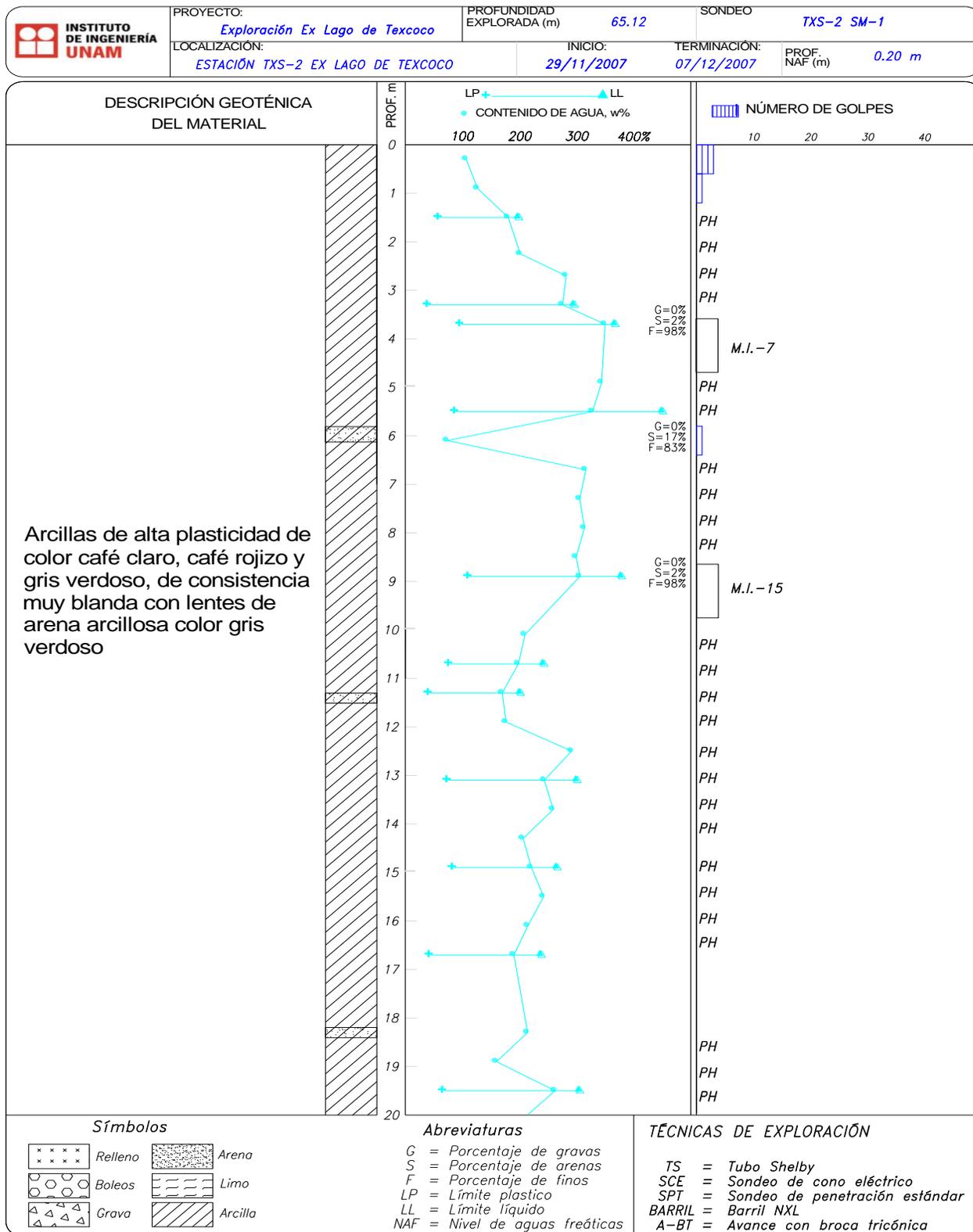


Figura A1.1. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS1 (continuación)

A1.2. Registros de exploración de campo de SPT correspondientes al sitio TXS2

Figura A1.2. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS2

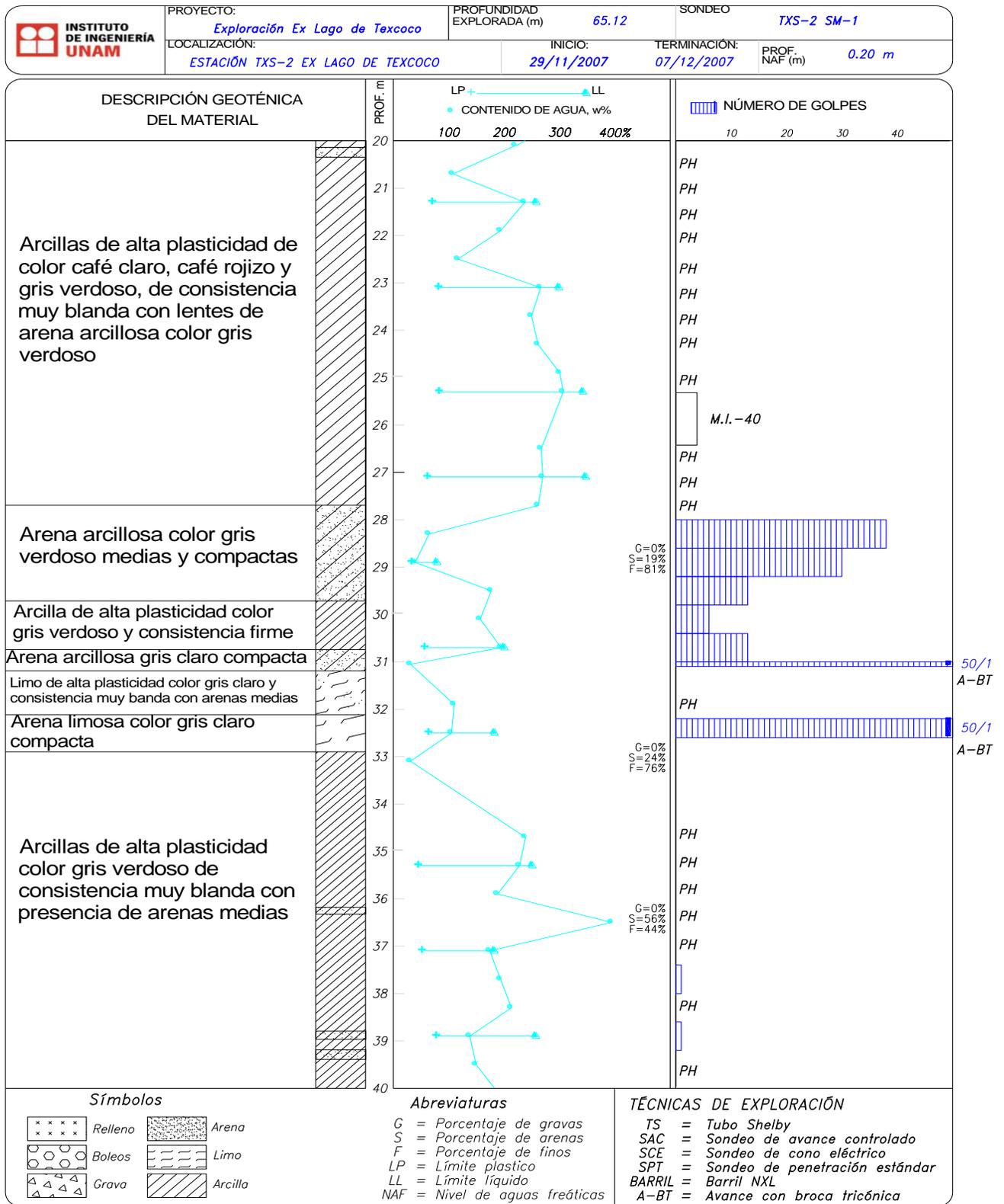


Figura A1.2. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS2 (continuación)

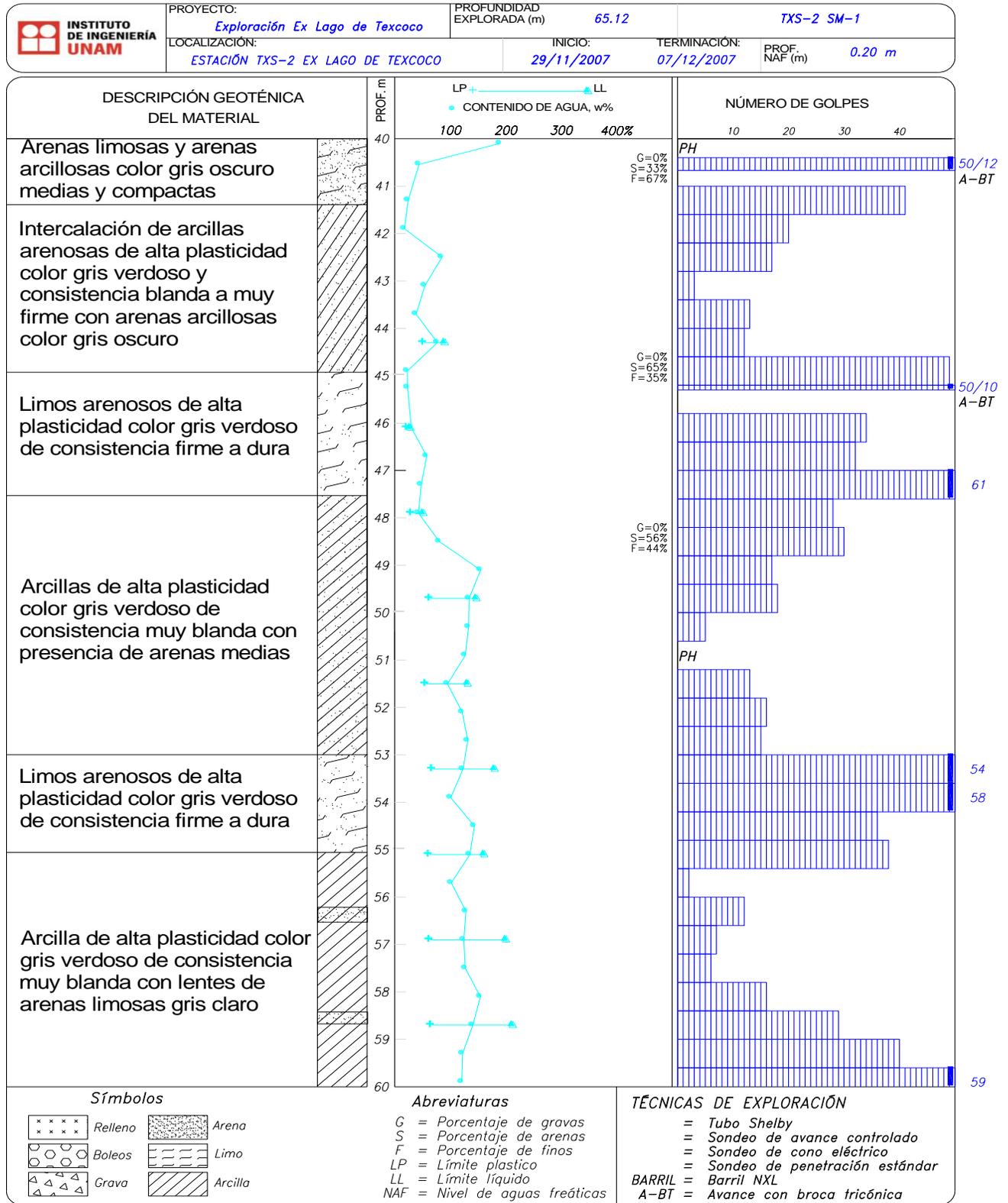


Figura A1.2. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS2 (continuación)

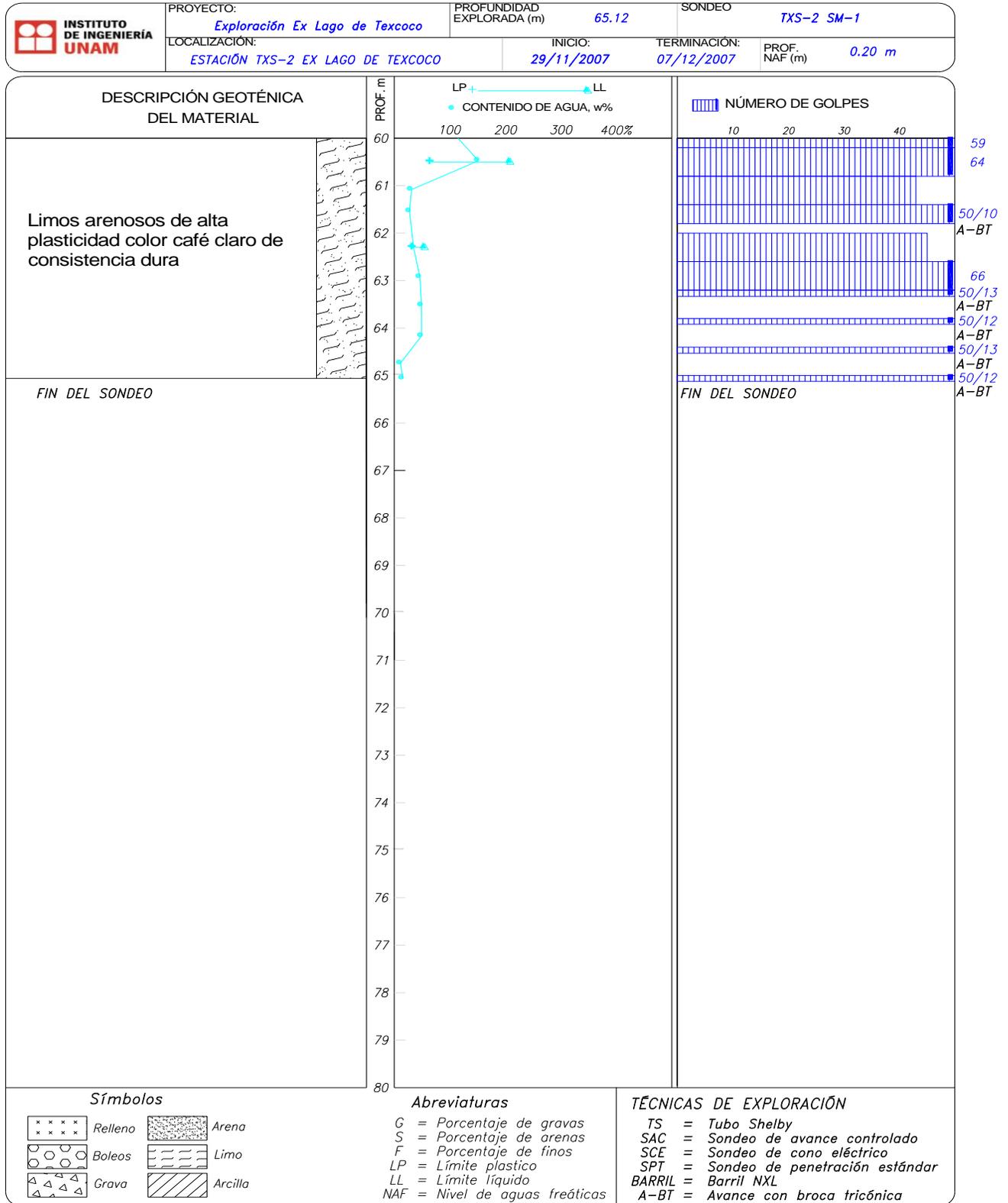
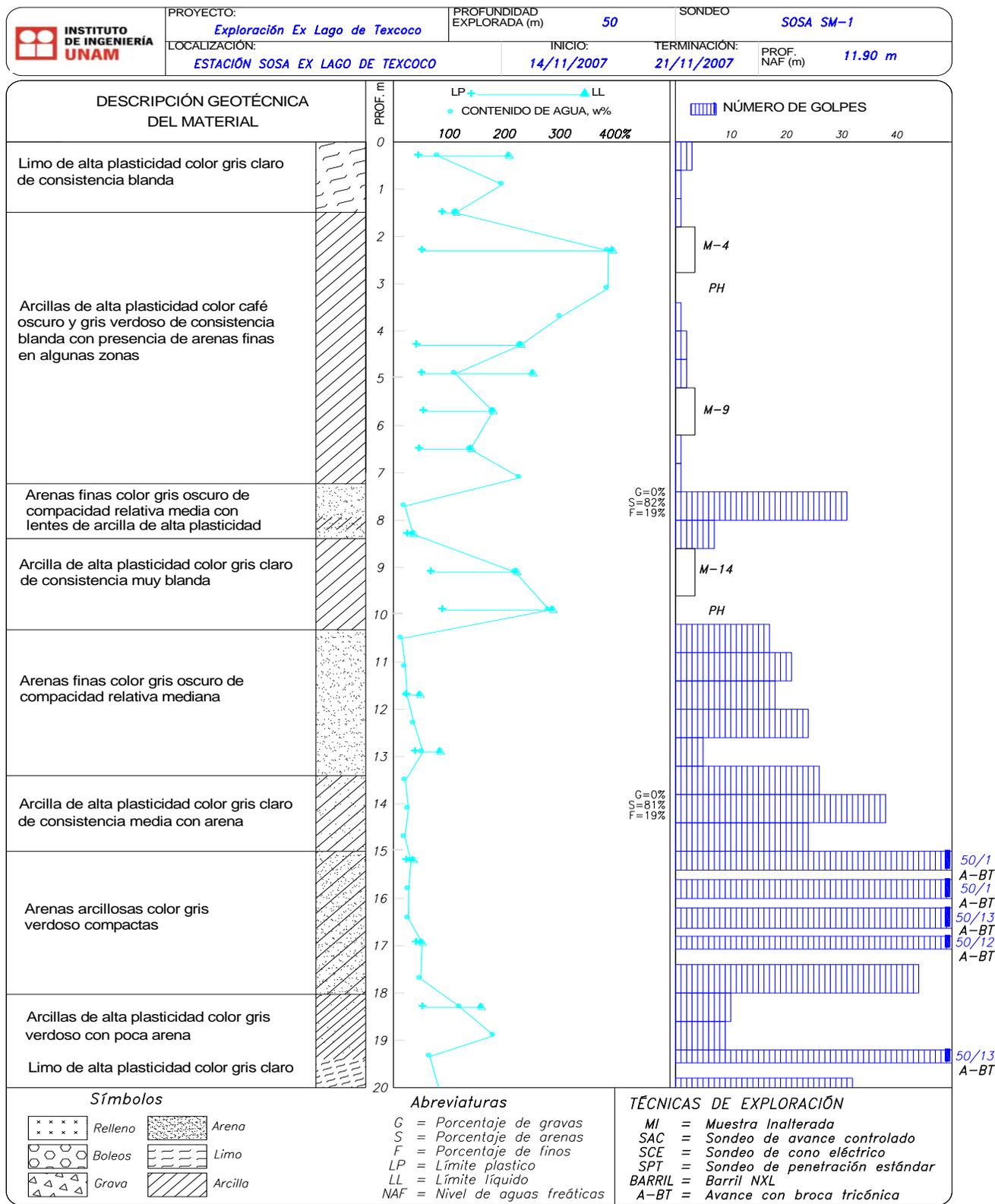


Figura A1.2. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio TXS2 (continuación)

A1.3. Registros de exploración de campo de SPT correspondientes al sitio SOSA

Figura A1.3. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio SOSA

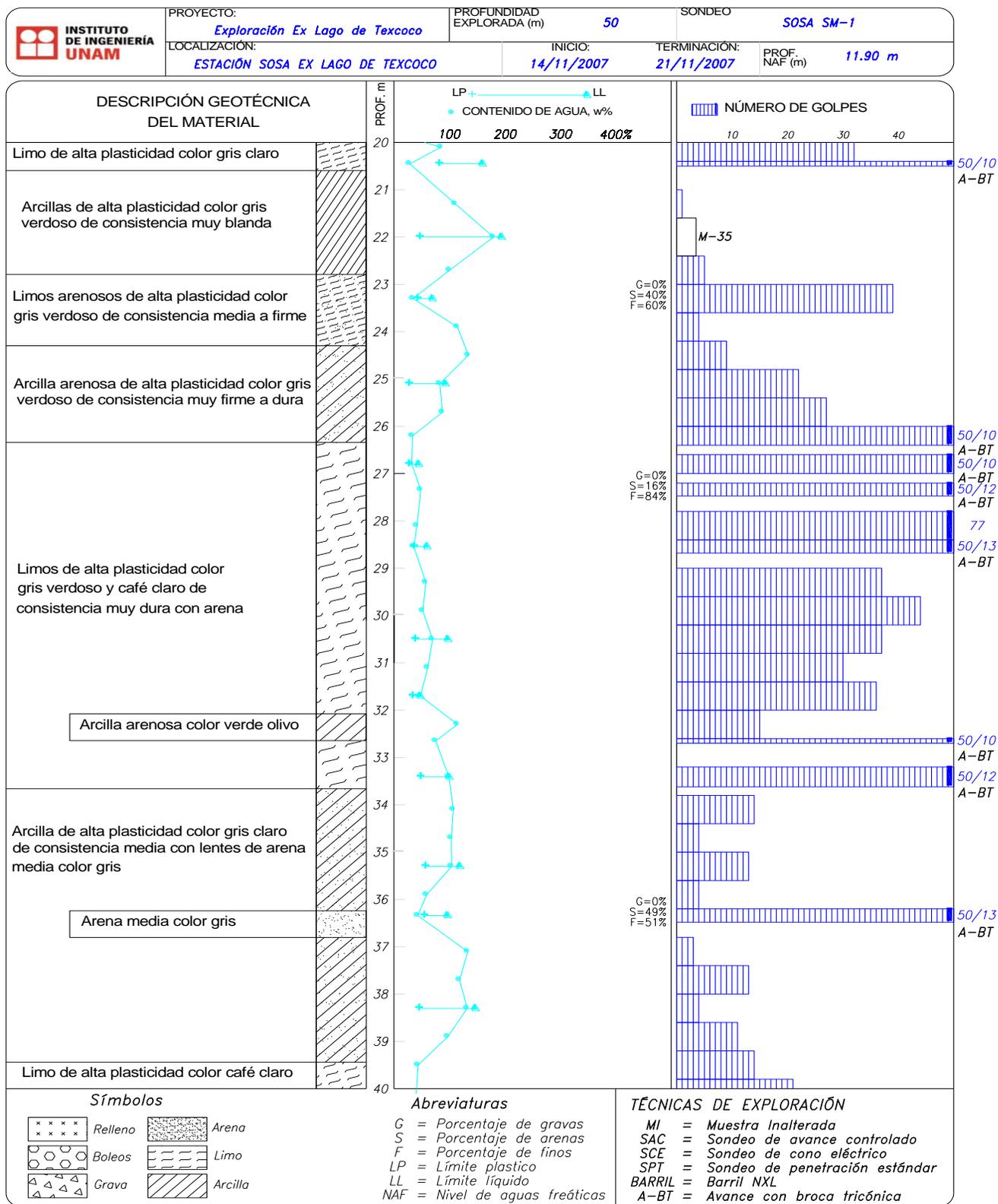


Figura A1.3. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio SOSA (continuación)

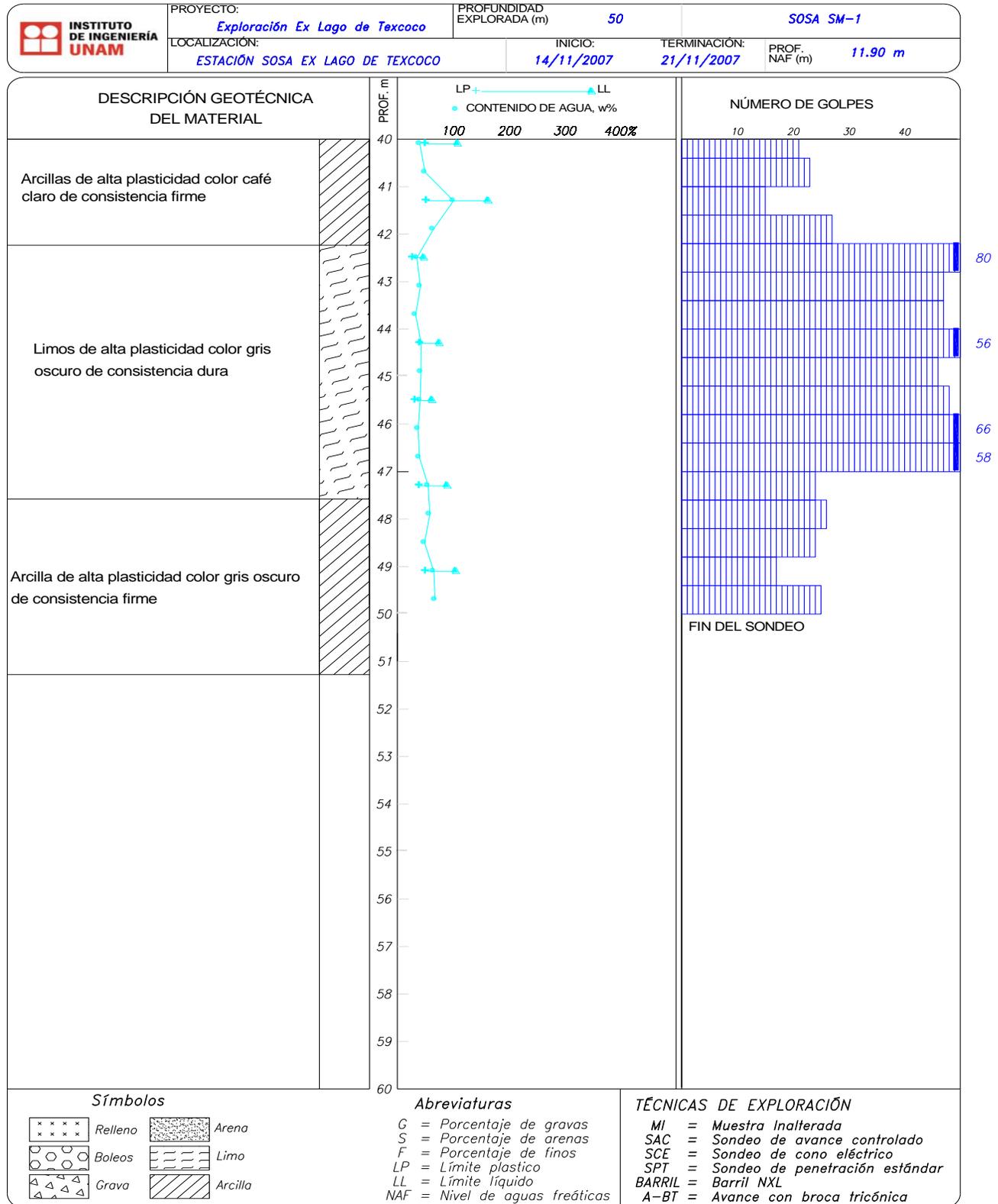


Figura A1.3. Registro de exploración de campo de SPT correspondiente al sitio SOSA (continuación)



ANEXO B

Registros de exploración de campo de CPT

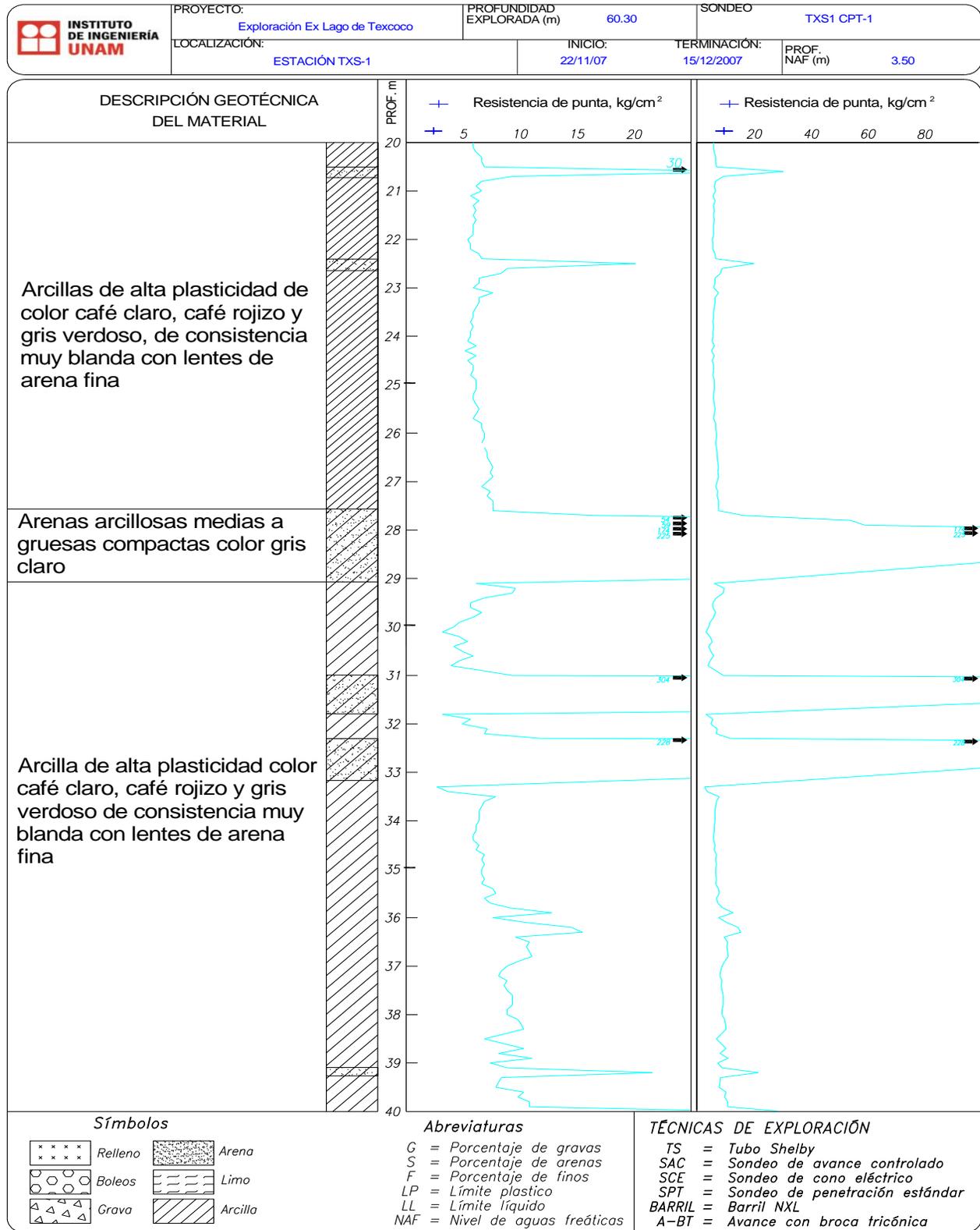


Figura B1.1. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio TXS1 (continuación)

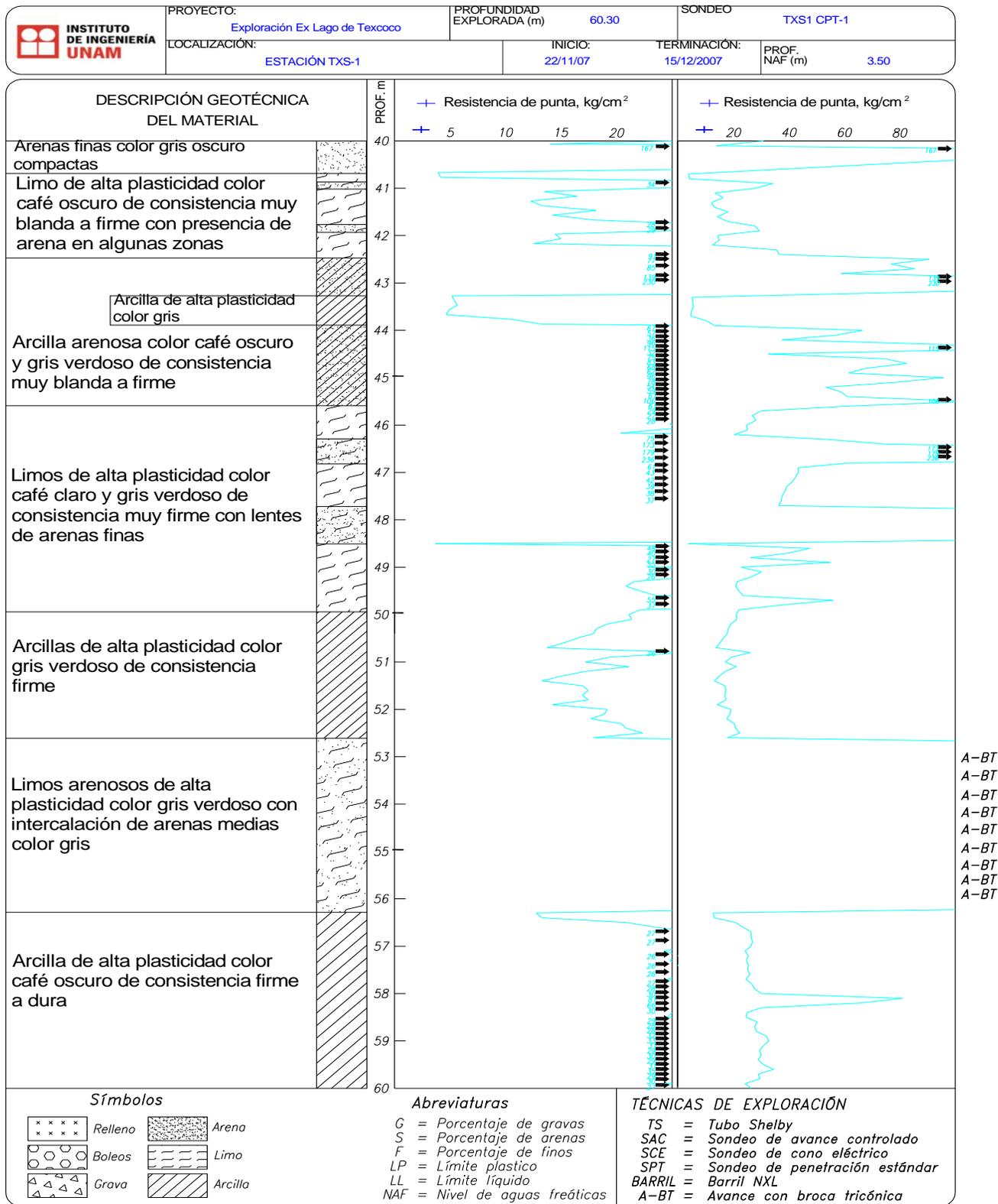


Figura B1.1. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio TXS1 (continuación)

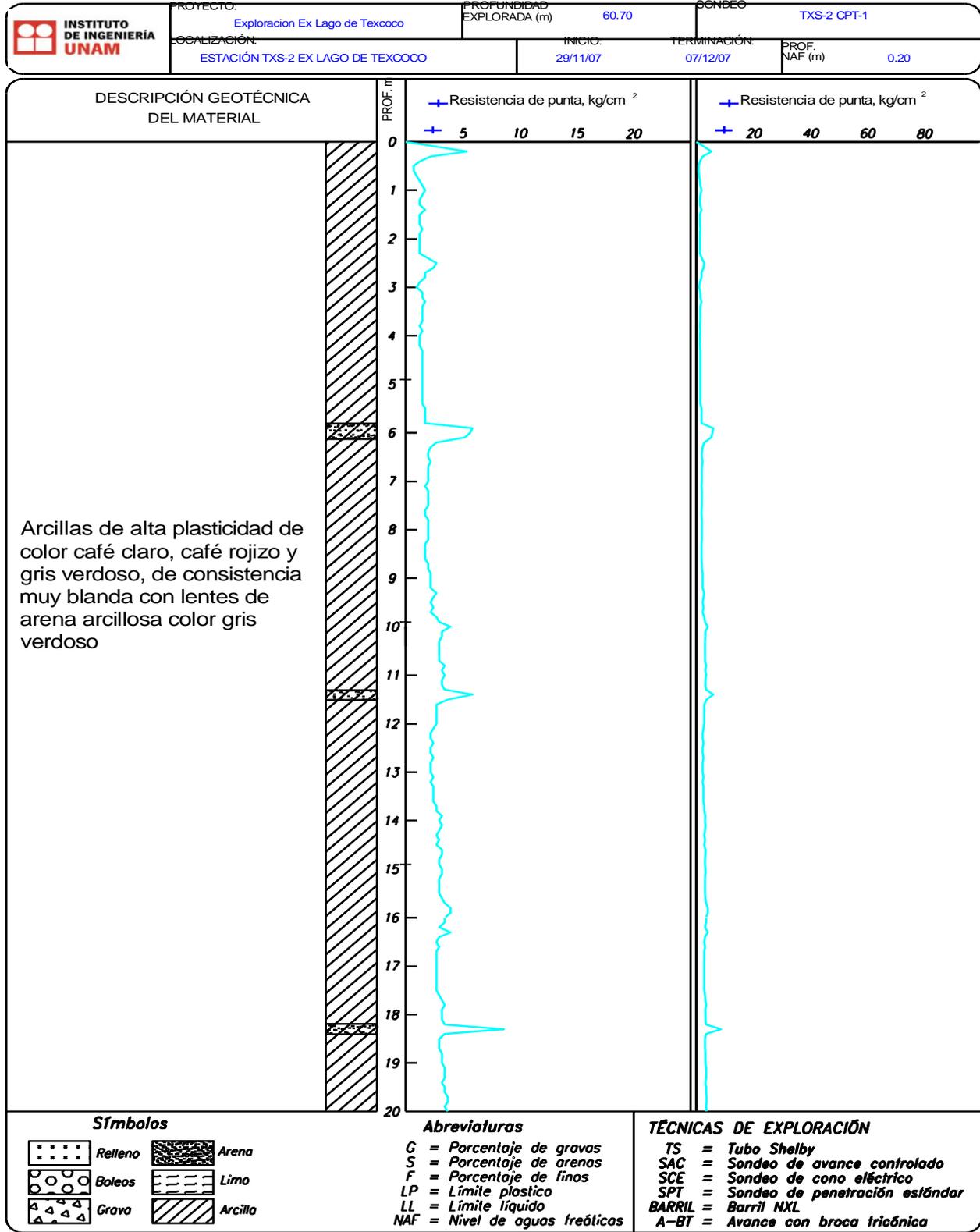
B1.2. Registros de exploración de campo de CPT correspondientes al sitio TXS2


Figura B1.2. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio TXS2

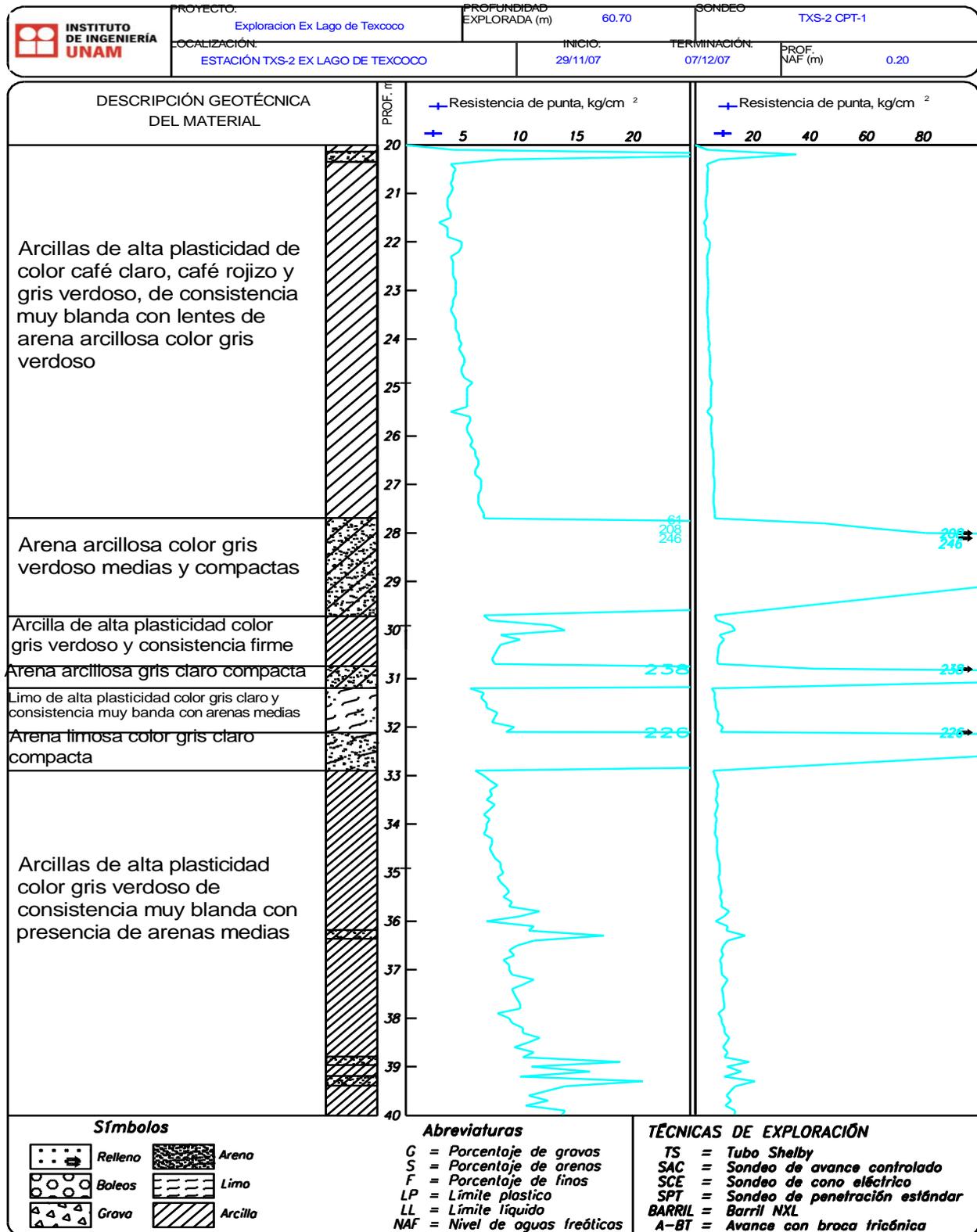


Figura B1.2. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio TXS2 (continuación)

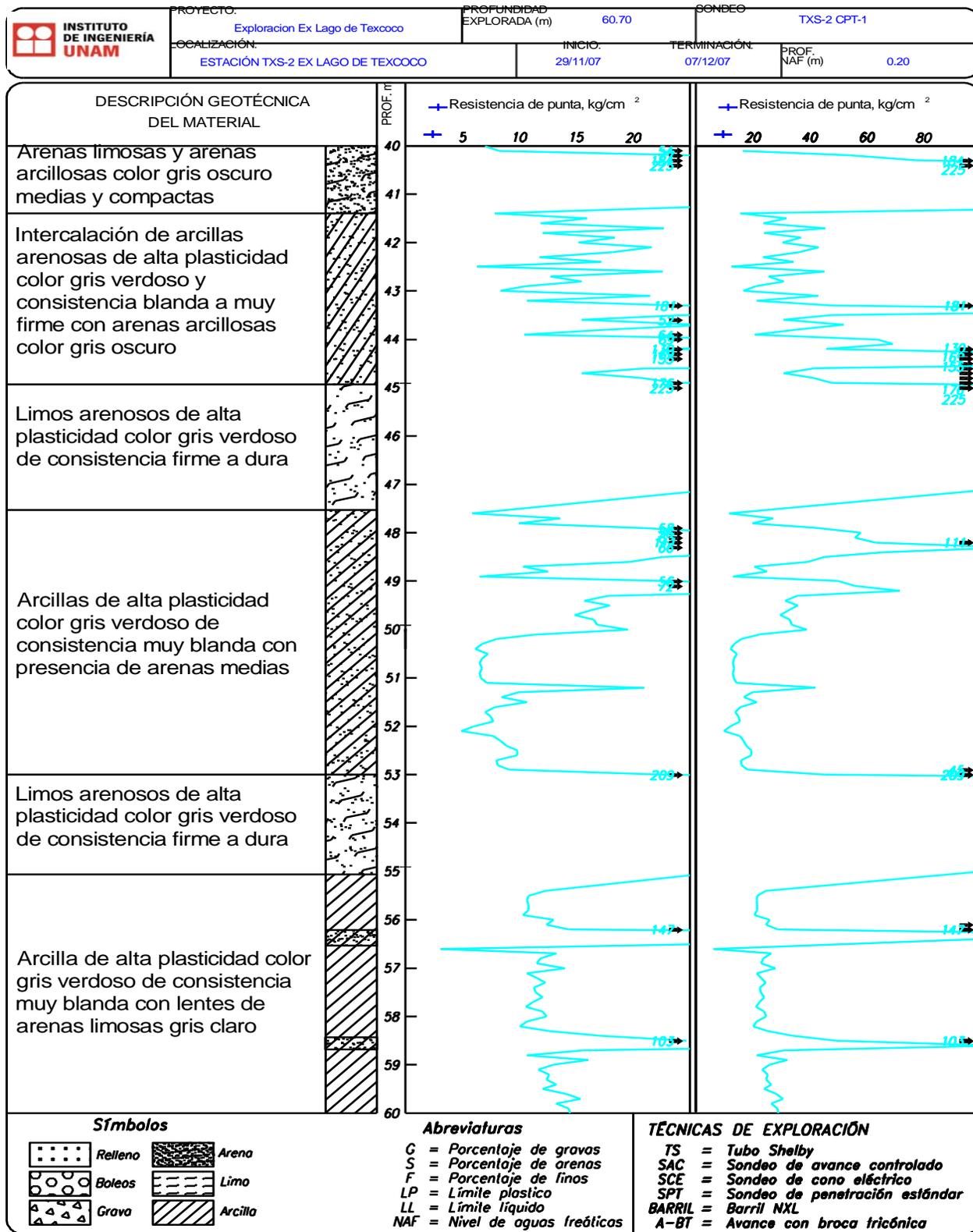
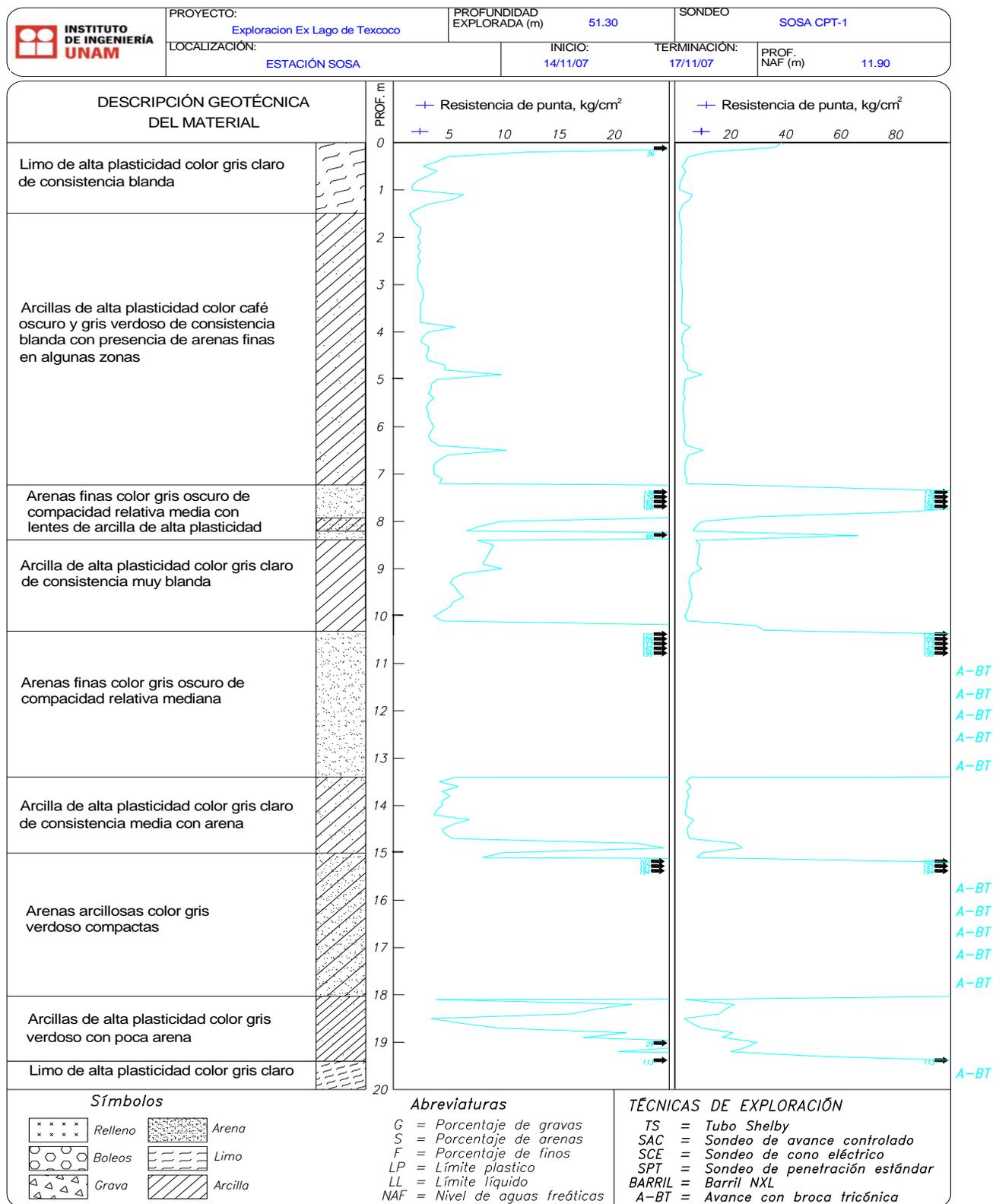


Figura B1.2. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio TXS2 (continuación)

B1.3. Registros de exploración de campo de CPT correspondientes al sitio SOSA

Figura B1.3. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio SOSA

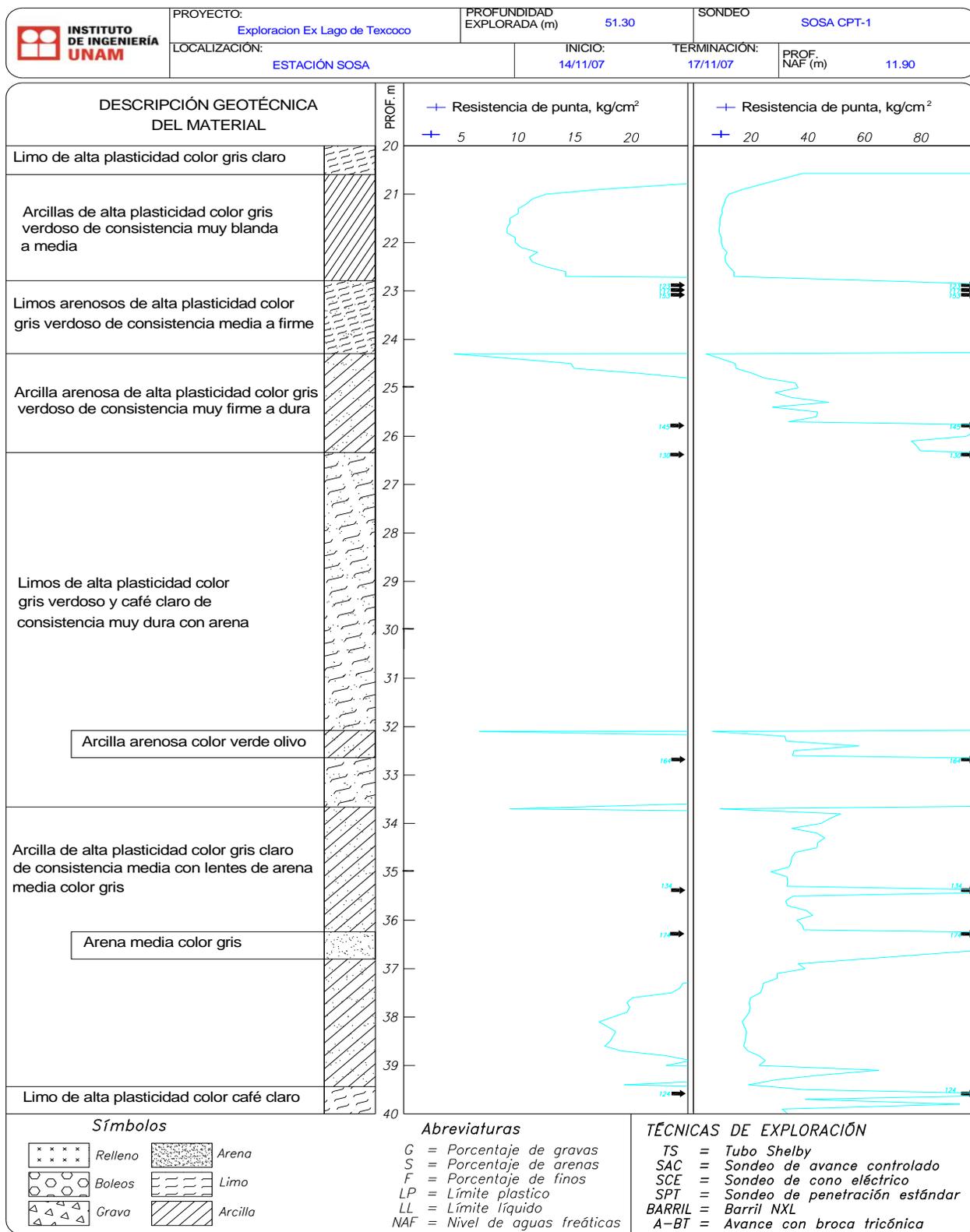


Figura B1.3. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio SOSA (continuación)

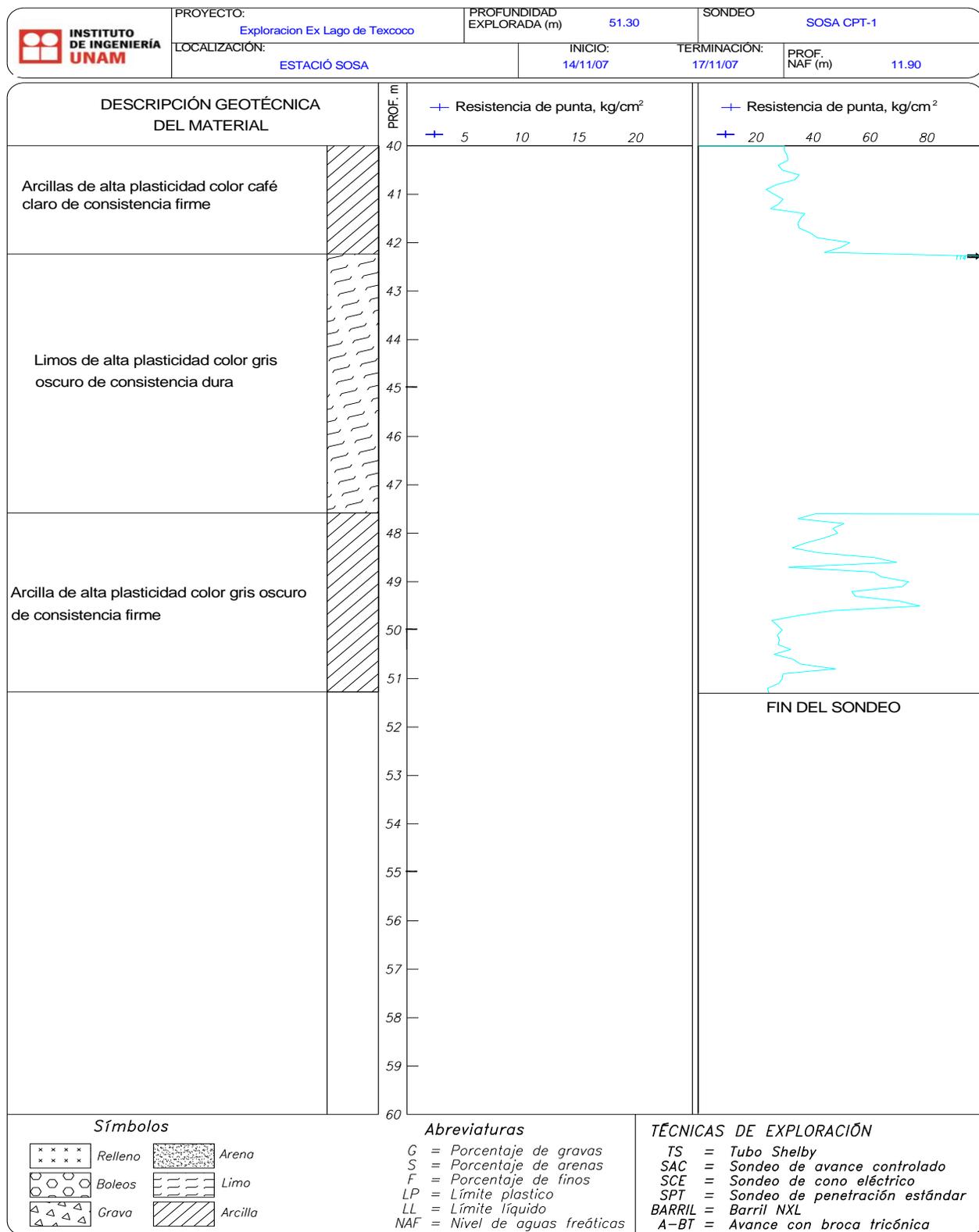


Figura B1.3. Registro de exploración de campo de CPT correspondiente al sitio SOSA (continuación)