



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

"COMPORTAMIENTO SISMICO DE ARENAS"



277189

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE: INGENIERO CIVIL PRESENTA: LUIS ANGEL SANCHEZ MENDOZA

ASESOR DE TESIS: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ



SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEXICO, MARZO DE 2000.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. LUIS ÁNGEL SÁNCHEZ MENDOZA  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.  
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 21 de febrero de 1997, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ARENAS "

GENERALIDADES.

1. CASOS HISTÓRICOS.
2. ORIGEN Y CONDICIONES PARA LA LICUACIÓN EN ARENAS.
3. PROCESOS PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN.
4. CRITERIOS Y MÉTODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACIÓN
5. MÉTODOS PARA EL MEJORAMIENTO DE DEPÓSITOS SUSCEPTIBLES A LICUACIÓN.
6. EJEMPLO APLICANDO EL CRITERIO DE SEED, EN EL MUNICIPIO DE CÁRDENAS TABASCO.

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.  
Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

A T E N T A M E N T E .

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "

Acatlán Edo. de México a 11 de noviembre de 1998.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso

## AGRADEZCO :

*Al Instituto Juventud*

Padre : José García Espejel.  
Profra: Consuelo Montaña Bobadilla.  
Ing. Jorge Rosales Esquinca.

*Al Centro Universitario Cultural.*

Fray Angel Zavala.

*A la Universidad Nacional Autónoma de México.*

*A mis amigos.*

Ziro, Susana, Luis, Federico, Mario, Enrique, Javier, Jorge, Alberto,  
Alejandro, Rodrigo, Lorenzo, Marcos.

*A la Comisión Federal de Electricidad.*

Ing. Mario López Aguirre.  
Arq. Víctor Delgado Serrano.  
Arq. José González.

*A la Dirección General de Servicios de Computo Académico*

Lic. Claudia Duran Olmos.  
Lic. Lizbeth Luna González.

*A la División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería*

Ing. Luis López Flores.

A todas las personas que hicieron posible mi formación académica y que de alguna manera me apoyaron incondicionalmente para la realización de éste trabajo.

DEDICO ESTE TRABAJO:

A LO MÁS MARAVILLOSO DE LA VIDA

*DIOS*

CON MUCHO AMOR Y RESPETO  
A QUIENES MUEVEN MI MUNDO Y POR QUIENES SOY Y VIVO

*MIS PADRES*

A LA PERSONA QUE CON SU AMOR, SU EJEMPLO Y SUS CONSEJOS  
ME APOYO EN TODO MOMENTO Y ME ENSEÑO A VIVIR.

*MI ABUELITA ( Q.E.P.D )*

A MIS ETERNOS AMIGOS INCONDICIONALES

*MIS HERMANOS PEPE Y HUGO*

Introducción.	1
Generalidades.	2
Capítulo 1. Casos Históricos	4
1.1. Casos Mundiales.	
1.2. Casos en México. ( Generalidades )	
Capítulo 2. Origen y Condiciones para la Licuación de Arenas	14
2.1. Condiciones del Suelo.	
características de arenas (suelos granulares finos)	
a ) Distribución Granulométrica.	
b ) Compacidad Relativa Inicial.	
c ) Características de la Vibración.	
d ) Localización del Drenaje y Dimensión del Depósito.	
e ) Magnitud y Naturaleza de las Cargas Superpuestas.	
f ) Formación del Suelo.( Estructura del Suelo )	
g ) Período bajo Cargas Sostenidas.	
h ) Historia de Deformaciones Previas.	
i ) Aire Atrapado.	

2.2. Condiciones Sísmicas Relacionadas al Fenómeno de Licuación.

- a) Clasificación de Sismos por su Origen.
- b) Generación y Propagación de Ondas
- c) Evaluación de las Acciones Sísmicas

2.3. Fenómeno de Licuación de Arenas.

Descripción del Fenómeno.

- a) Factores que Influyen en la Ocurrencia de Licuación.
- b) Aspectos más Importantes Relacionados a los Cambios de Volumen.

Capítulo 3. Procesos para estimar el Potencial de Licuación

38

- 3.1. Potencial de Licuación a partir de Ensayes de Campo.
- 3.2. Estimación del Potencial de Licuación ( Método de Seed e Idriss).
- 3.3. Velocidad de ondas "S" para estimar el Potencial de Licuación.
- 3.4. Potencial de Licuación con Pruebas de Laboratorio.
- 3.5. Determinación de las Propiedades Dinámicas del Suelo.

- a) Procedimientos de Laboratorio.
- b) Procedimientos de Campo.

Capítulo 4. Criterios y Métodos para Evaluar la Susceptibilidad De Licuación. 107

- 4.1 Métodos empíricos.
- 4.2. Métodos simplificados.
- 4.3. Métodos de análisis basados en el cálculo de la respuesta del Terreno.

Capítulo 5. Métodos para el Mejoramiento de Depósitos Susceptibles a Licuación. 122

- 5.1. Compactación Dinámica o de Impacto.
- 5.2. Vibrocompactación.
- 5.3. Vibroflotación.
- 5.4. Vibrodesplazamiento.
- 5.5. Drenes Verticales.
- 5.6. Inyección de Mezclas. ( Jet Grout )
- 5.7. Explosivos.
- 5.8. Precarga.
- 5.9. Reemplazo.
- 5.0. Pilotes de compactación.

Capitulo 6. Ejemplo Aplicando el Criterio de Seed	129
---	-----

- 6.1. Generalidades del Proyecto.
- 6.2. Condiciones del Suelo.
- 6.3. Evaluación del Potencial de Licuación  
Por el Criterio de Seed.

Conclusiones	136
--------------	-----

Referencias.

Bibliografía.

## Introducción

Sin duda la capacidad destructiva de un sismo se incrementa cuando induce en el subsuelo la licuación de arenas y, a pesar de ello, tiende a subestimarse la fuerza de este fenómeno. Se sabe que ha ocurrido principalmente en nuestras poblaciones costeras, en ambos litorales, pero solo en los últimos años la ingeniería ha estudiado los eventos más importantes.

Los casos más frecuentes de licuación de arenas se han producido durante temblores, al incidir las ondas sísmicas en la base de estratos de materiales granulares sueltos.

Los conceptos básicos para comprender el fenómeno de licuación de arenas se conocen desde hace cerca de 60 años, al publicarse los trabajos pioneros de Arthur Casagrande en los años treinta (Casagrande, 1976).

En el presente trabajo se presentan los aspectos más significativos del comportamiento de los suelos granulares (arenas) y los aspectos más relevantes del problema, así como las contribuciones recientes más significativas, ilustrando su aplicación en la medida de lo posible y en especial las que se refieren a la evaluación de los métodos para mejorar el comportamiento de los materiales granulares.

Con esto podemos ver que el comportamiento adecuado de los suelos y las cimentaciones durante la ocurrencia de temblores es esencial para evitar daños severos a toda clase de estructuras.

## Generalidades.

Una de las mayores causas de destrucción durante un sismo es la falla de la estructura del terreno. El terreno puede fallar debido a las fisuras existentes en él o a la pérdida de resistencia. Esta pérdida de resistencia en suelos arenosos, puede deberse a un *incremento en la presión de poro* a éste fenómeno se le denomina LICUACIÓN, la cual puede ocurrir en arenas finas sueltas y saturadas al incidir ondas sísmicas en la base de los estratos de éstos materiales.

Aunque también se puede presentar licuación en el terreno a causa de explosiones o vibraciones producidos por maquinaria.

Un depósito de arena saturada cuando está sujeta a vibración, tiende a compactarse y decrece su volumen. Si no se permite el drenaje del material *la presión de poro se incrementa*. Así la presión de poro en el depósito de arena rompe la estructura del suelo por la continua vibración y ésta condición se alcanzará cuando la presión de poro iguale a la presión total del suelo.

Esto se basa en el principio de esfuerzos efectivos:

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu \quad (1)$$

donde:

$\bar{\sigma}$  = esfuerzo efectivo.

$\sigma$  = presión total

$\mu$  = presión de poro.

Si  $\sigma$  es igual a  $\mu$ ,  $\bar{\sigma}$  es cero. Bajo esta condición, la resistencia al esfuerzo cortante de arena es nulo, desarrollándose la licuación.

La resistencia de la arena se debe únicamente a la fricción interna entre sus partículas. En un estado de saturación, esto puede expresarse como:

$$S = (\sigma_n - \mu) \tan \phi \quad (2)$$

$$\text{Si } \mu > \sigma_n \quad S = 0$$

Donde:

$S$  = resistencia al esfuerzo cortante.

$\sigma_n$  = presión normal en un plano a la profundidad  $Z$ .

$\mu = \gamma_w z$  (presión de poro).

$\phi$  = ángulo de fricción interna de la arena.

El incremento de la presión de poro en un suelo causa una reducción en su resistencia al corte la cual puede ser igualada o reducirse por completo. Los suelos que han perdido toda la resistencia al corte tienden a comportarse como un fluido viscoso.

Debido al movimiento relativo del terreno durante la ocurrencia de un evento sísmico, las cimentaciones pueden sufrir asentamientos importantes, y los edificios se pueden desplomar, ya que el suelo pierde la capacidad de carga para soportar las estructuras.

En la literatura sobre el tema abunda la descripción de casos en donde la licuación de arenas por efectos sísmicos ha producido daños materiales de gran cuantía y magnitud, causando numerosas pérdidas de vidas. También se han documentado casos de licuación bajo condiciones de cargas estáticas, estos últimos han ocurrido en depósitos o presas de residuos mineros.

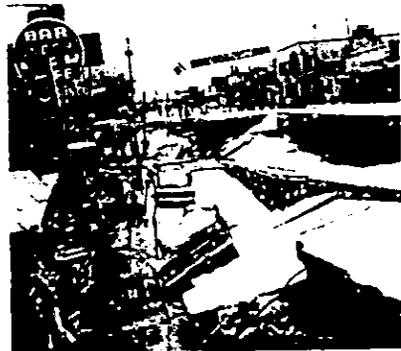
Una gran cantidad de casos de licuación de arenas se han presentado en o cerca de las costas de México, principalmente en zonas de alta sismicidad.

## Capítulo 1. Casos Históricos.

### 1.1.CASOS MUNDIALES.

#### ANCHORAGE (1964). ALASKA.

En Alaska se produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo que movió millones de toneladas de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fué completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular y provocando que aproximadamente el cuarenta por ciento de las casas y edificios comerciales fueran dañadas debido a las fallas que se extendían bajo las construcciones.(figuras 1.1 y 1.2).



Figuras 1.1 y 1.2 (Holden M. 1990).

## NIIGATA (1964) JAPÓN

En esta población se presentaron graves daños debido al fenómeno de licuación de arenas. Muchas estructuras se asentaron más de un metro y se inclinaron notablemente, algunas edificaciones giraron para posteriormente derrumbarse, también existieron evidencias físicas de licuación.

Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por grietas que se formaron, por las que se hundieron casas y automóviles, y se vieron emerger a la superficie estructuras que debían permanecer bajo el suelo, como un tanque para el tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada hubo daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc. Debido al asentamiento que se produjo (figura 1.3), la parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada se estima que en éste sismo 2130 edificios sufrieron falla total, 6200 resultaron muy dañados y 31200 sufrieron daños ligeros.

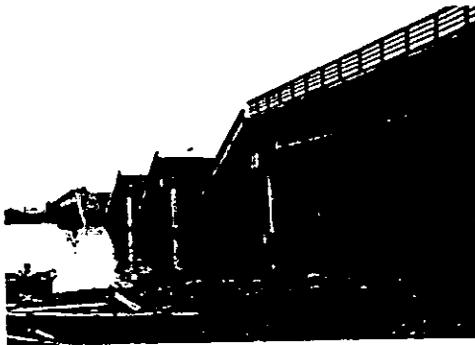


Figura 1.3 (Sauter F. 1989)

## CHILE. (1960).

En mayo de 1960 un fuerte sismo de foco poco profundo se dejó sentir en la región central de Chile en Concepción con magnitud de 7.3 a 7.5 grados en escala de Richter y su intensidad en escala de Mercalli pudo calificarse de grado IX, posteriormente se registró otro sismo de 8.3 a 8.5 grados con epifoco a 60km . La extensión del daño ocasionado fue de cientos de kms con señales de desplazamiento a lo largo de la costa en una falla

Paralela. Durante éste temblor se formaron extensas zonas de falla, la tierra fué arrastrada hacia el mar a lo largo de 600m de costa llevando consigo todas las estructuras de retención, las paredes del muelle en secciones de 5m de concreto reforzado, fueron abatidas y luego arrastradas. En ese mismo temblor falló una presa debido a la licuación del suelo de cimentación. (figura 1.4)

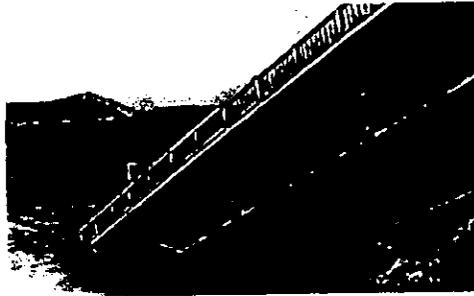


Figura 1.4 (Sauter F. 1989).

KOBE (1995).

En las instalaciones del puerto de Kobe la licuación de arenas produjo daños a lo largo de la costa que rodea a la bahía de Osaka. (Figuras 1.5, 1.6 y 1.7), el comportamiento de los rellenos artificiales de Kobe durante éste temblor constituyó una prueba a gran escala de la efectividad de algunos métodos de mejoramiento masivo de arenas.

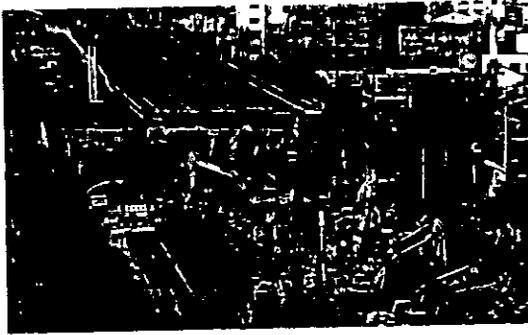
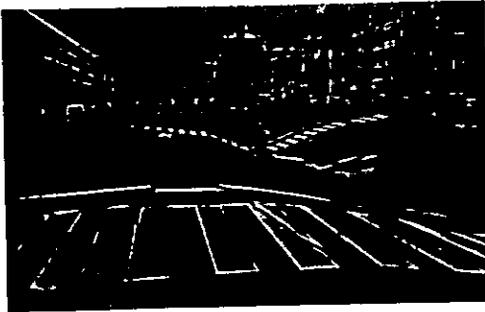


Figura 1.5 (Civil Engineering 1995).



Figuras 1.6 y 1.7 (Civil Engineering).

Buena parte de la instalación portuaria de Kobe se asienta sobre terrenos ganados al mar, constituidos por rellenos granulares que se empezaron a depositar desde 1953.

En 1966 se inició la construcción de dos islas artificiales la de PORT y la de ROKKO en donde se depositaron arenas de origen granítico. El suelo del relleno conocido localmente con el nombre de masa, es arenoso y contiene cantidades relativamente grandes de grava limo y arcilla. Toda la isla PORT, y el norte de la isla ROKKO se rellenaron con este material cuyo diámetro de partículas varía de 0.2 a 6 mm., con un contenido de gravas de 0 a 65% y finos de 5 a 35%.

El sur de la isla ROKKO se rellenó con suelos de Kobe también arenosos, donde los contenidos de grava y finos son de 15 a 75 % y 10 a 55% respectivamente.

Bajo los rellenos granulares con los que se formaron las dos islas artificiales se localiza una arcilla aluvial muy suave, los rellenos granulares se mejoraron instalando drenes verticales de arena gruesa o aplicando precargas, en las zonas donde se construyeron estructuras importantes. Los rellenos de otras partes de las islas se mejoraron con columnas de grava construidos con técnicas de (vibrodesplazamiento) o de vibrocompactacion los cuales se explicaran más adelante.

El propósito de las obras de mejoramiento no fué el de mitigar daños en el caso de que se licuaran los rellenos granulares (excepto una zona que se compactó con vibrodesplazamiento) sino de mejorar las características de las arcillas subyacentes en cuanto a sus características de deformabilidad y condiciones de drenaje.

Al ocurrir el temblor se presentaron asentamientos de diferentes magnitudes en todas las áreas ocupadas por las dos islas, la distribución de los asentamientos y su magnitud se correlaciono con el método de mejoramiento empleado en cada zona, en algunas de las zonas no tratadas, los hundimientos producidos por la licuación de los rellenos rebasaron los 90 cm., pero en las que se mejoraron por vibrodesplazamiento los asentamientos observados fueron prácticamente nulos. De acuerdo con la magnitud de los asentamientos sufridos la efectividad de los métodos de mejoramiento se aprecian en la (figura 1.8).

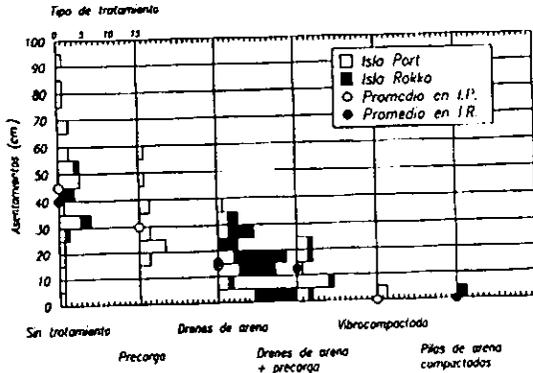


Figura 1.8 Asentamientos ocurridos en zonas tratadas con diferentes métodos (Ovando E. 1996)

Podemos observar que el método menos efectivo es el de precarga seguido por el de drenes verticales y otro en el que se combinaron ambos. Los métodos más efectivos fueron el de vibrocompactación y el de vibrodesplazamiento; sin embargo, aún en el caso del método de precarga se lograron reducciones significativas, cerca de un 30% con respecto a los asentamientos promedio que sufrieron los suelos no mejorados.

## 1.2 CASOS EN MÉXICO.

### GENERALIDADES.

- El primer caso documentado sobre licuación de arenas lo debemos al profesor Raúl J. Marsal, y corresponde al terremoto en Jaltipán Ver. que ocurrió el 26 de agosto de 1959, donde la población de Jaltipán quedó muy destruida, pereciendo 20 de sus habitantes, en Coatzacoalcos, también hubo licuación en un relleno hidráulico bajo las bodegas de las instalaciones en Puerto México, por el evento anterior, cuando se construyó el puerto pesquero de Alvarado, Ver. se llevó a cabo la compactación de arenas mediante el método de vibroflotación, y para ello se trajo de Holanda el equipo necesario, lo cual constituyó una experiencia hasta ahora única para reducir la susceptibilidad de las arenas a perder su resistencia.

- El segundo caso lo estudió Andrew Dawson en el sismo ocurrido en Chiapa de Corzo en 1975, se trató de la pérdida de resistencia de arenas aluviales en una zona de esa población, apenas poblada en ese entonces. Después vino el sismo de la costa de pacífico en 1976, en Lázaro Cárdenas, Mich. el cual indujo licuación en los rellenos hidráulicos y provocó daños a las instalaciones de Fertimex, todavía en construcción, en cambio en la planta siderúrgica SICARTSA, también en parte asentada sobre materiales de rellenos no se advirtió el problema porque el depósito del material de dragado se controló meticulosamente evitándose la formación de manchas de arena fina con "bolas de arcilla".

El sismo del Valle de Mexicali, B.C.N. en 1980, fué estudiado por Alberto Jaime y el Dr. Abraham Díaz, durante este sismo ocurrió la licuación de arenas principalmente en tierras de labor, dañando en forma importante la infraestructura hidráulica de la zona, manifestando su destrucción con la aparición de volcanes de arena y agrietamiento superficial.

(figuras 1.9, 1.10, 1.11).

- El tercer caso, nuevamente corresponde a Lázaro Cárdenas con los sismos de 1985, ocurrió en los caminos a las plantas industriales de Fertimex y NKS así como a lo largo de la línea de transmisión de energía eléctrica, aunque éstos problemas pasaron casi inadvertidos ante la gravedad de los eventos ocurridos en la ciudad de México. (figuras 1.12, 1.13).

- En octubre de 1995 un sismo en Manzanillo, Col se manifestó licuación en el puerto interior, en particular fue destructivo en el patio para contenedores de la terminal, causó daños también en varios poblados de Colima y de Jalisco.



Figura 1.9 (S.M.M.S. 1980)

#### COATZACOALCOS, VER (1961).

En la zona baja del río Coatzacoalcos se tiene, dentro de las zonas exploradas, una secuencia de depósitos principalmente de origen fluvial, constituidos en la parte superficial por arenas uniformes que van de muy sueltas a medianas, con espesores de 2 a 4m a las que subyacen arenas poco limosas, limos arenosos de baja plasticidad, arenas limpias a medias finas de compacidad mediana a compacta, y arcillas limosas de plasticidad media a alta con apreciable cantidad de materia orgánica debajo y a profundidades del orden de 18m se encuentran arenas limpias y arenas poco limosas con bolsas de arcilla. Ésta secuencia se encuentra en los sondeos hechos a lo largo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos.

Las arenas limpias superficiales, son arenas medias y finas uniformes de compacidad suelta, generalmente su contenido de agua es de 15 a 25% y su relación de vacíos varía de 0.6 a 0.75 (se obtuvieron muestras inalteradas) y su densidad de sólidos varía de 2.65 a 2.75. Bajo ellas, el estrato delgado de arcillas limosas con poca arena tiene un contenido de agua variable de 45 a 100%, su relación de vacíos varía de 1.20 a 2.05 y la densidad de sólidos de 2.6 a 2.75, más abajo las arenas poco limosas tienen contenidos de agua entre 30 y 50%, relación de vacíos de 0.85 a 1.30, densidad de sólidos de 2.65 a 2.75 y la resistencia a la compresión simple va de 0.2 a 0.7kg/cm<sup>2</sup>.

Existen evidencias de que durante el sismo de agosto de 1959, un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos sufrió desplazamientos horizontales y verticales de importancia, principalmente muy cerca de la ribera.

En particular, muchas de las instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación, y el asentamiento general del terreno alrededor de los muelles de Puertos Libres Mexicanos fue notable después del sismo. Por otra parte en esta última zona algunos tramos de los muelles, cimentados sobre pilotes metálicos de mas de 10m de longitud, sufrieron desplazamientos relativos apreciables en dirección horizontal, aunque no se tienen datos precisos de los desplazamientos totales se sabe que un muelle se desplazó hacia el río mas de 0.5m.

Tales movimientos han sido atribuidos a fenómenos de licuación en ciertos sitios de los mantos areno-limosos que se encuentran entre 0 y 8m de profundidad. En vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría uniforme de dichos suelos, esa explicación del fenómeno no puede descartarse.

Sin embargo cualquier material granular con relación de vacíos alta sufre asentamientos bruscos de importancia, por densificación bajo la acción de cargas dinámicas, sísmicas o de otro origen, sin que necesariamente haya pérdida total de la resistencia en algún momento, a ésto debe agregarse el hecho de que todas las construcciones en la zona de astilleros, algunas de las cuales sufrieron asentamientos hasta de 1m acompañadas de movimientos horizontales apreciables, estaban cimentadas superficialmente sobre zapatas muy angostas, con una profundidad de desplante máxima de 0.8m. En tales condiciones, la falta de confinamiento de material granular en que estaban apoyadas las zapatas permitió el desplazamiento lateral del suelo, lo que sumado a la densificación del material subyacente produjo los asentamientos observados.



Figura 1.10 y 1.11 Evidencias de licuación en diversas Regiones de la República Mexicana (Ovando 1996, S.M.M.S.1980).



Figura 1.12, y 1.13 Deformación lateral en zonas no confinadas y bolas De arcilla expulsadas por los chorros de arena (Ovando E. 1995)

## Capítulo 2. Origen y Condiciones para la Licuación de Arenas.

### 2.1. CONDICIONES DEL SUELO.

#### CARACTERÍSTICAS DE ARENAS (SUELOS GRANULARES FINOS)

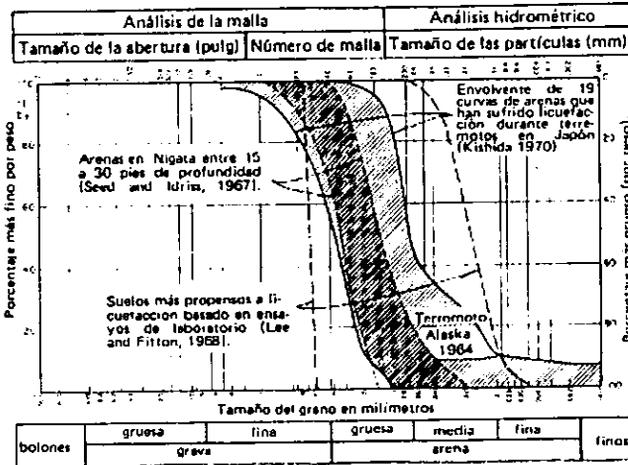
Las condiciones para que se dé la licuación de arenas son las que se indican a continuación:

#### A ) DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA.

La granulometría influye en el comportamiento de las masas de arena durante vibraciones. Arenas finas y uniformes se cree que son más propensas a la licuación que arenas gruesas bajo condiciones idénticas. Puesto que la permeabilidad de arenas gruesas es más grande que la de una arena fina, la presión de poro desarrollada durante vibraciones se disipa más fácilmente en arenas gruesas que en arenas finas.

Por lo tanto, la posibilidad de licuación es reducida con arenas gruesas. También arenas uniformemente graduadas son más susceptibles a la licuación que las arenas bien graduadas.

En la figura (2.1), se muestran las envolventes de las curvas granulométricas de varios suelos que se han licuado, y como se aprecia, los suelos más susceptibles de licuarse son de granulometría uniforme y particularmente arenas limosas poco plásticas. Si los limos son plásticos o tienen un alto contenido de arcillas, es poco probable que sean licuables, así mismo, aluviones finos ligeramente cementados por acumulaciones de carbonatos y otros agentes son poco susceptibles, mientras no se rompa la liga entre granos.



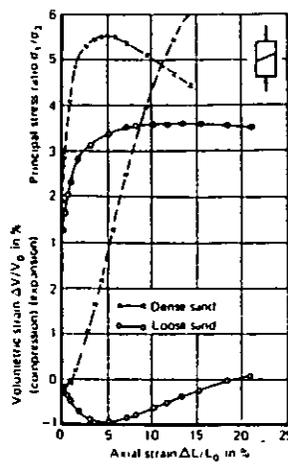


Figura 2.2 Curvas típicas de pruebas de compresión triaxial en arena.  
(Taylor 1948).

En las gráficas se aprecia que la pendiente de la curva esfuerzo-deformación, que es una medida de la rigidez del suelo, es más pequeña para arenas sueltas que para arenas densas.

Bajo condiciones de esfuerzos idénticos, las arenas con compacidades relativas pequeñas tendrán grandes deformaciones, así como asentamientos excesivos, que aquellas que tienen compacidades relativas iniciales altas.

Así podemos ver que las posibilidades de licuación y los asentamientos excesivos, se reducen incrementando la compacidad relativa.

La mayoría de los suelos que han sufrido licuación, se encontraban en estado de medio a muy suelto, es decir, con una compacidad relativa  $C_r$  menor del 60%. Por otro lado, el nivel de aguas freáticas se encontró a menos de 3m de profundidad.

En el caso del temblor de Niigata hubo licuación en zonas donde la compacidad relativa era del orden del 50%o menos, en tanto que en las zonas con compacidad relativa mayor del 70% no sufrieron ningún daño.

### C ) CARACTERÍSTICAS DE LA VIBRACIÓN.

La licuación y los asentamientos dependen de la naturaleza, magnitud y tipo de carga dinámica. El estrato completo, puede ser licuado al mismo tiempo bajo un golpe estático, mientras la licuación puede empezar desde la superficie y avanzar hacia abajo bajo estados de vibraciones fijos (Florin e Ivanov, 1961). La presión de poro máxima se desarrolla sólo después de un cierto número de ciclos que se imparten a el depósito (Seed y Lee 1966, Peacock y Seed 1968, Prakash y Gupta 1970, Yoshimi 1967). En general, ésto también establece que las vibraciones horizontales en una arena seca conducen a asentamientos más grandes que en las vibraciones verticales. (Prakash y Gupta 1967 ). Un comportamiento similar es anticipado en arenas saturadas.

La cantidad de daño a las estructuras de un suelo sufriendo licuación depende sobre cuanto tiempo la arena permanece en un estado licuado. En una arena gruesa, debido al alto coeficiente de permeabilidad la duración de la licuación puede ser más corta que para arenas finas. El deslizamiento de tierra en Anchorage durante el terremoto de Alaska siguió alrededor de 90s después del comienzo del movimiento del terreno (Seed e Idriss, 1971). Por lo tanto si el movimiento del terreno duró menos de 90 segundos se dice que en 45 s no puede desarrollarse la licuación o la inestabilidad del suelo.

### D ) LOCALIZACIÓN DEL DRENAJE Y DIMENSIÓN DEL DEPÓSITO.

Las arenas son generalmente más permeables que los suelos finos. Sin embargo, si un depósito permeable tiene grandes dimensiones, la trayectoria del drenaje aumenta y, bajo cargas rápidas durante un terremoto, el depósito podrá comportarse como si no tuviera drenaje. Por lo tanto las posibilidades de licuación son mayores en un depósito semejante.

La introducción de drenes de grava para estabilizar un depósito de arena potencialmente licuable fue propuesto por (Yosmini y Kuwabara, 1973). (Seed y Booker 1976) y (Seed 1976). Propusieron un procedimiento analítico, para diseñar un drenaje semejante, los drenes son considerados completamente efectivos si el material con los cuales son construidos es alrededor de 200 veces más permeable que el suelo en los cuales son instalados. La trayectoria del drenaje es reducida por la introducción de drenes.

## E ) MAGNITUD Y NATURALEZA DE LAS CARGAS SUPERPUESTAS.

Una condición de esfuerzo isotrópico constituye el esfuerzo efectivo inicial sobre una muestra que transfiere un gran esfuerzo efectivo inicial al agua de poro, en ambos casos la intensidad de las vibraciones debe ser grande. Por lo tanto, un esfuerzo efectivo inicial grande reduce la posibilidad de licuación.

Si la condición de esfuerzo inicial no es isotrópico, en el caso de campo. Esto conduce a una muy importante conclusión, que datos de pruebas triaxiales no simulan las condiciones del campo para un estudio de licuación, y dan resultados desde un punto de vista conservador. Sin embargo, si un gran esfuerzo efectivo inicial es aplicado en el campo por una carga, es necesario que si está compuesto de un material libremente drenado como boleas o bloques de concreto, entonces esa presión de poro es fácilmente disipada a través de ese material.

## F ) ESTRUCTURA DEL SUELO.

Las arenas son generalmente distinguidas por no manifestar una característica de su estructura como en el caso de los suelos finos, por ejemplo las arcillas. Pero aportaciones de Ladd (1976) y otros investigadores han demostrado que las características de licuación de arenas saturadas bajo una carga cíclica son significativamente influenciadas por el método de preparación de la muestra y por la estructura del suelo. Ésto es mostrado por Seed (1976) que dependiendo del método de preparación de la muestra y de la condición de esfuerzo requerido para causar licuación, da el número de ciclos de esfuerzo, para muestras de una misma arena con la misma compacidad puede variar cuando mucho 200%. Por lo tanto es necesario simular la orientación de las partículas del suelo y su estructura en el laboratorio.

## G ) PERÍODO BAJO CARGAS SOSTENIDAS.

La edad de un depósito de arena puede influir en las características de licuación. Un estudio reciente de la licuación de una arena inalterada y en muestras preparadas recientemente indican que

la resistencia a la licuación puede incrementarse en un 75% (Seed 1976), (Lee 1975). Explica que éste incremento en la resistencia es debido a la existencia de alguna forma de cementación o liga, esto puede ocurrir entre los puntos de contacto de las partículas de arena, y que existe una asociación con la consolidación secundaria del suelo. Éste efecto debe ser reconocido, debido a que es diferente la orientación de las partículas del suelo y su textura .

## H ) HISTORIA DE DEFORMACIONES PREVIAS.

Las arenas pueden estar sujetas a algunas deformaciones debido a terremotos. Para determinar el efecto de la historia de deformaciones previas, estudios hechos de las características de licuación de arenas depositadas recientemente, y de un depósito similar previamente sujeto a alguna historia de deformaciones de corte simple, fue hecho por (Finn 1970). Ésto establece que las características de licuación son influidas por la deformación sufrida previamente. (Seed 1976). Mostró que aunque la historia de deformaciones anteriores no causó un cambio significativo en la compacidad de la arena, esto incrementó el esfuerzo causante de licuación por un factor de alrededor de 1.5.

Incrementos muy grandes son mostrados en los resultados de condiciones más severas de deformaciones previas por (Bjerrum, 1973; Lee y Focht, 1975).

## I ) AIRE ATRAPADO.

Si el aire está atrapado dentro del agua en el cuál las presiones de poro se desarrollan, parte de éste aire entra en solución con el agua debido a la compresión del mismo, por lo tanto, el aire atrapado ayuda a reducir la posibilidad de licuación.

La interacción de todos los factores discutidos anteriormente es bastante compleja. Se dispone de suficientes pruebas en arenas sueltas bajo vibraciones, para efectuar justificaciones cuantitativas y conclusiones cualitativas. Las normas disponibles actualmente, también nos ayudan a buscar confiadamente un plan e interpretar racionalmente investigaciones de laboratorio y campo.

## 2.2.CONDICIONES SÍSMICAS RELACIONADAS AL FENÓMENO DE LICUACIÓN.

La sismología es la ciencia que estudia el origen de los sismos, sus causas, sus efectos y sus fenómenos asociados. Se obtiene información básica midiendo las vibraciones del suelo con instrumentos sensibles llamados sismógrafos. Las vibraciones de un sismo son ondas que se propagan a partir de un lugar donde se ha liberado, en forma repentina, cierta cantidad de energía. Éstas se denominan ondas sísmicas. Las ondas sísmicas se originan en un lugar llamado foco, ahí se libera la energía, que se propaga afuera del foco causando ondas de vibración, estas ondas viajan progresivamente, alejándose con el tiempo.

Las ondas provenientes de un impacto fuerte como en el terremoto de Alaska de 1964 pueden ser detectados por sismógrafos en todas partes del mundo. En la mayoría de los terremotos la energía se libera por el súbito movimiento que hace que se disloquen masas de roca fracturadas a lo largo de una grieta. La fractura a lo largo de la cual ha ocurrido dicho movimiento, se denomina falla.

La mayoría de los terremotos se originan en regiones bien definidas (capa sílica, entre la superficie y aproximadamente 15km de profundidad como mínimo ).

Los Chinos han realizado estudios para la predicción de temblores, y es necesario disponer de una información muy amplia y detallada. Los Chinos enfocan la lucha contra los sismos como un programa de alta prioridad, por lo que a través del tiempo han logrado realizar mediciones para detectar efectos premonitores, los cuales abarcan fenómenos relacionados con variaciones en el campo de esfuerzos de la tierra como son:

- Observaciones geodésicas.
- Desplazamientos en fallas geológicas.
- Inclínación del suelo.
- Cambios de resistividad en rocas.
- Corrientes telúricas.
- Geomagnetismo.
- Campo gravitacional.
- Mediciones geoquímicas.
- Fluctuación del nivel de agua en pozos.

- Efectos piezo-eléctricos en sondeos.
- Cambios de velocidad sísmica en rocas.
- Cambios en la ocurrencia de sismos menores.
- Cambios en el caudal de los manantiales.
- Cambio en el comportamiento animal.

Datos importantes como la localización del temblor en planta, profundidad focal, magnitud e intensidad, son necesarios para hacer estudios de probabilidad usando métodos estadísticos. Mapas simplificados regionales y nacionales de riesgo sísmico, se consideran adecuados para diseñar la mayoría de las estructuras, y para fines de zonificación y programación de trabajos de protección.

Sin embargo en países de alto riesgo sísmico, debe realizarse una evaluación más específica, como es el caso para la construcción de presas, puentes, autopistas, plataformas marinas para explotación de petróleo.

En los últimos años numerosos estudios especiales de estas estructuras han sido llevados a cabo en Estados Unidos, Japón, Irán y otros países por equipos de geólogos, sismólogos, ingenieros de cimentaciones. Con esto se ha podido prender acerca de la ocurrencia de terremotos y de los planes para mitigar los peligros que puede ocasionar un sismo.

Aún no se puede predecir con exactitud cuándo y dónde ocurrirá el próximo sismo. Pero se puede estimar con bastante precisión, el número y el grado de los terremotos que ocurrirán en cierta región durante un intervalo de tiempo bien específico.

## A) CLASIFICACIÓN DE SISMOS POR SU ORÍGEN

1.- De origen volcánico: son aquellos que se producen por explosiones relacionadas con la erupción de un volcán o por movimientos provocados por la migración del magma, éstos temblores se manifiestan en áreas muy limitadas constituyendo el 12% de los sismos registrados en el mundo.

2.- De origen tectónico: son aquellos que se producen por dislocaciones repentinas de grandes masas rocosas, debido a que el esfuerzo aplicado es muy grande y excede el límite de resistencia (elasticidad), produciendo una ruptura con desplazamiento de los cuerpos rocosos que se conocen como fallas; provocando que las masas rocosas tomen una actitud elástica que las libera de la presión acumulada, estos sismos son los más importantes de acuerdo a cantidad, porque representan el 80%.

3.- De origen plutónico: son aquellos que se originan a gran profundidad como consecuencia de procesos diastróficos, formando el 8% del total de los sismos anuales.

Cada año se detectan 850 mil terremotos. Los sismólogos ubican sus epicentros en cartas llamadas "cartas de sismicidad". El término sismicidad es la actividad sísmica en una región dada. Esto implica que la sismicidad se refiere al estudio de los efectos de los sismos en poblaciones.

La mayoría de los terremotos ocurren frecuentemente en zonas lineales de sismicidad bien definida. Se puede observar que las áreas propensas a terremotos. Como California y Japón, están rodeadas por zonas de intensa sismicidad. El océano pacífico está prácticamente rodeado por éstas zonas. figura (2.3)

También podemos observar que las principales zonas de sismicidad están situadas junto a regiones cuyo relieve topográfico está en la condición extrema, las trincheras submarinas, las dorsales oceánicas, así como algunas cadenas montañosas continentales. Ésto parecería implicar que la topografía terrestre está afectada en parte por los mismos procesos internos que causan los terremotos.

En la figura (2.3) se observa la distribución geográfica de los temblores en el mundo por medio de la ubicación de los focos, y podemos observar que la actividad sísmica va rodeando y delineando grandes unidades geográficas, que son las placas de la litósfera, en la figura (2.4) se presentan las principales placas tectónicas. Se supone que éstas placas pueden tener movimientos absolutos y relativos puesto que descansan en la capa viscosa, estenósfera, que se encuentra inmediatamente abajo de la litósfera, cuando dos placas se van alejando una de otra, el hueco es rellenado por materiales que suben desde la estenósfera, y por otro lado cuando ambas placas se van acercando, el choque es acomodado mediante la subducción, es decir la absorción de una placa ( la placa oceánica) por debajo de la otra (la placa continental). En el caso cuando ambas placas en el proceso de colisión son continentales, se produce una compresión que pliega el borde continental. Los movimientos tectónicos se originan principalmente en los bordes de las placas, debido a los efectos de tensión y compresión entre ellas.

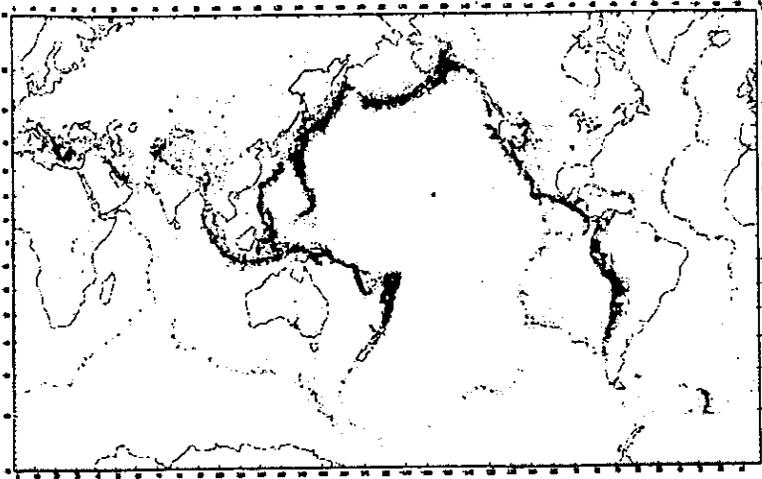


Figura 2.3 Distribución geográfica de la ubicación de los focos en el mundo.  
(Franz Sauter).

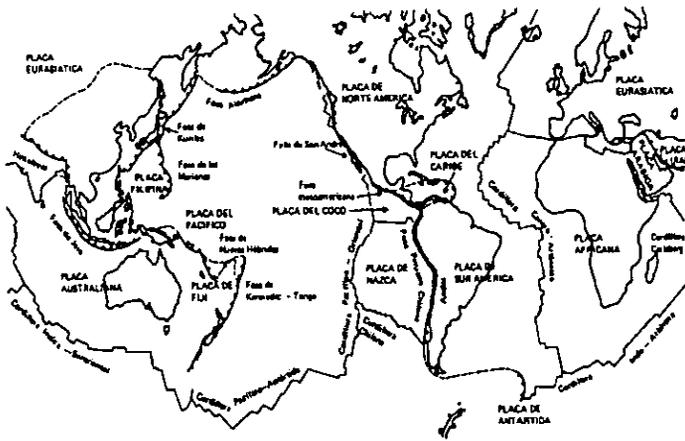


Figura 2.4 Placas tectónicas  
(Franz Sauter).

Hay también sismos en el interior de placas, puesto que no son homogéneas y presentan imperfecciones, son la causa de concentración de esfuerzos, produciendo sismos intra-placas que pueden ser altamente destructivos. Sin embargo, la mayor cantidad de energía sísmica se localiza en los bordes de las placas litosféricas.

El conocimiento de la actividad sísmica de una región, es una herramienta valiosa en la evaluación de riesgo sísmico. Es importante estimar las probables magnitudes, localización y frecuencia de eventos sísmicos, así como indicar los tipos de movimientos predominantes en una falla dada, ya que estos conocimientos pueden anticipar algunas de las características de los movimientos del suelo en las cercanías de la falla.

## B) GENERACIÓN Y PROPAGACIÓN DE ONDAS.

La energía liberada durante un sismo genera distintos tipos de ondas que se propagan en cualquier medio, su detección se limita únicamente a la sensibilidad de los aparatos y al ruido sísmico ambiente. El sismógrafo es un instrumento que usa el principio del micrófono, transforma vibraciones mecánicas en impulsos eléctricos. El resultado de un sismógrafo es una carta llamada sismograma.

Las ondas que se generan pueden ser de cuerpo y superficiales.

La propagación de ondas son de diferente carácter y se registra con diferente velocidad e intensidad, aunque siguen un mismo camino, éstas vibraciones u ondas sísmicas se clasifican en dos:

Ondas de cuerpo : (P),(S).

Ondas superficiales: (L),(R),(L).

### Ondas de cuerpo:

Ondas (P): Llamadas primarias, longitudinales o preliminares, generalmente se producen por dilatación y compresión, son las más rápidas en cuanto a su velocidad de propagación, aproximadamente varía de 5.4 a 6.3 Km/s, ésta velocidad es muy similar con la que se propagaría el sonido a través de la misma roca. Son longitudinales porque las partículas del medio de propagación vibran hacia adelante y hacia atrás en el sentido de la dirección del rayo sísmico.

Ondas (S). Llamadas secundarias o transversales, son las que siguen a las (P) por el mismo camino con una velocidad menor de aproximadamente 3.3 y 3.7 Km/seg, se propagan en sentido perpendicular al del movimiento vibratorio de las partículas del medio, por eso se les conoce como de esfuerzo cortante y tienen la característica de no transmitirse en algunos medios.

Las velocidades mencionadas se mantienen a profundidades relativamente pequeñas, variando en distintos puntos de la corteza terrestre, 40-60Km en los continentes, y de 5-10Km en las zonas oceánicas, pero se incrementan bruscamente a partir de esas profundidades hasta en 8 Km/seg las ondas (P), y las ondas (S) hasta 4.5 Km/seg. Considerando que a esas profundidades se presenta un cambio en la naturaleza del medio, tanto que cambian las condiciones de los materiales.

#### Ondas superficiales:

Son originadas a partir de las ondas (S) y (P) y se conocen los siguientes tipos:

Ondas (L): Llamadas longitudinales o largas son las últimas en llegar por su baja velocidad con respecto a las anteriores y son las que se desplazan a lo largo de la superficie de las rocas afectadas, esta onda es la más larga y la más lenta, con respecto a las de cuerpo, se propaga en forma de ondulaciones transversales, y cuando llegan a la superficie producen impulsos que se emplean para determinar la distancia del foco sísmico, estas ondas son las responsables de los destrozos sísmicos.

Ondas (R): Llamadas Rayleigh, son menos intensas que las ondas (L), se propagan a lo largo de la superficie libre de los sólidos elásticos, su amplitud de movimiento está en función directa de la profundidad.

Ondas (L): Llamadas love, son las más leves, y se producen por efecto de reflexión de las anteriores. En la figura (2.5) se presenta un sismograma representativo en donde se ilustran los pulsos de los diferentes tipos de ondas y en la figura (2.6a y 2.6b) se muestran los tipos de ondas.

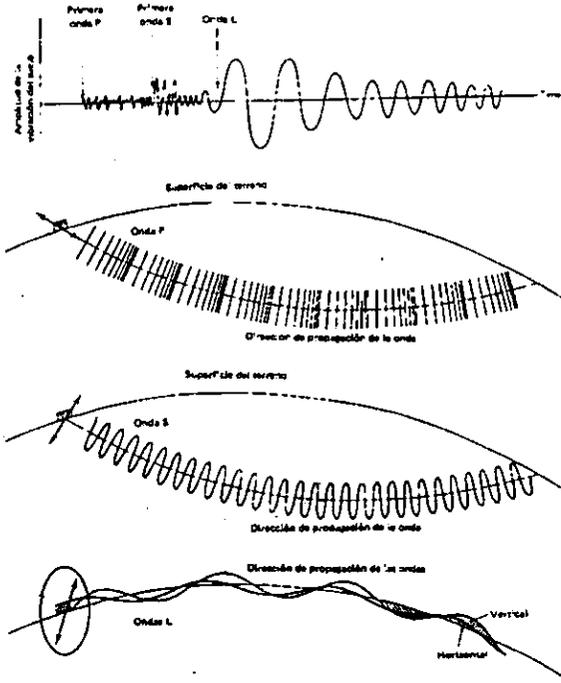


Figura 2.5 (Sismograma representativo en el que se ilustran los pulsos de las ondas primarias (P) y secundarias (S), y una serie de oscilaciones de onda larga (L) así como diagramas de movimiento del suelo asociados con los diferentes tipos de ondas sísmicas.) (Franz Sauter).

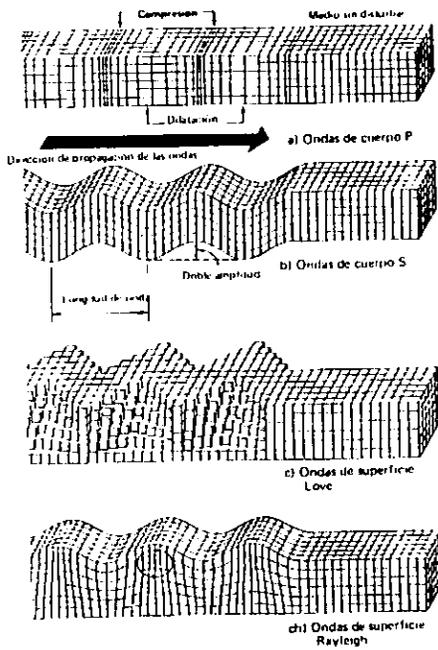


Figura 2.6a (Franz Sauter).

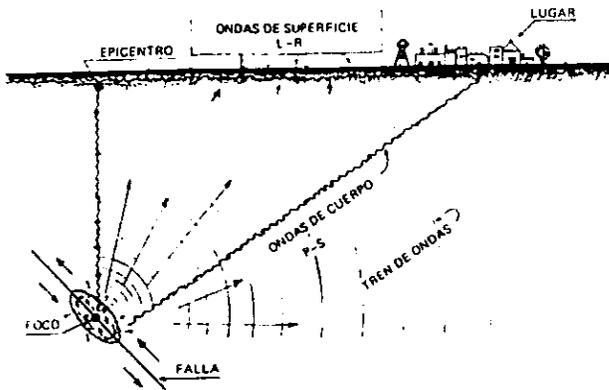


Figura 2.6b (Dinámica de suelos).

### C ) EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS.

Dentro de los principales fenómenos que la ocurrencia de temblores pueden inducir en depósitos de suelos granulares tenemos:

- Cambios de volúmen (densificación y asentamientos.)
- Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (aumento de la presión de poro).

Para evaluar el peligro sísmico en una obra de ingeniería y para estar en condiciones de considerarlo explícitamente en el diseño, debe contarse con la participación de sismólogos, geólogos y geotecnistas. El conocimiento de la sismicidad de la república mexicana ha avanzado enormemente, actualmente existe una red interuniversitaria de estaciones, con lo que se han elaborado mapas de microzonificación para casi todas las ciudades, o al menos las capitales y poblados más importantes dentro de las universidades que participan, podemos mencionar la Universidad Autónoma Metropolitana, y la Universidad Autónoma de Morelia. Aunque es evidente que por la sismicidad registrada en la ciudad de México, muchos de los trabajos están orientados a ella .

Para los fines de un estudio sobre licuación, la información sismológica mínima que se requiere es la aceleración máxima del terreno, si se aplica el método simplificado de Seed e Idriss, como frecuentemente ocurre en la práctica profesional. La aceleración máxima del terreno idealmente debiera estar definida con base en un estudio de riesgo sísmico específico, lo cuál es muy raro. Si se requieren estudios sobre la respuesta sísmica de la masa arenosa, la información sismológica debe ser más compleja. Los acelerogramas de diseño son de utilidad en estudios experimentales, en donde se requieren , con el fin de utilizarlos como señales de excitación en pruebas triaxiales cíclicas.

### 2.3. FENÓMENO DE LICUACIÓN DE ARENAS.

#### *Descripción del fenómeno:*

Un depósito de arena fina en estado suelto y saturado tiende a disminuir su volúmen cuando se somete a esfuerzos cortantes bajo condiciones no drenadas, así se incrementa rápidamente la presión de poro, y como consecuencia, su resistencia al corte disminuye. Cuando la presión de poro en un suelo granular aumenta hasta igualar a la presión aplicada exteriormente se produce la licuación.

Las arenas saturadas que son sometidas a esfuerzos que inducen deformaciones grandes, exhiben un comportamiento peculiar llamado generalmente licuación.

El fenómeno es complejo y aún no es claro y completamente comprendido; al grado que es posible encontrar interpretaciones diferentes de los hechos experimentales existentes. El exceso de términos ha provocado que el estudio de éste tema sea en un principio muy confuso. Por ésta razón se presentan las formas en las que se ha manifestado el fenómeno de licuación en campo, y las características de los suelos susceptibles de licuarse.

La discrepancia comienza con la propia definición del término licuación. Mientras que para Seed (1966), el término:

- *licuación inicial*, es la "condición de una muestra de arena en la cuál la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica alcanza el valor de la presión de confinamiento", el término:
- *licuación total* es la "condición correspondiente para que la muestra alcance una amplitud de deformación del 20%". (Casagrande, 1976) y definiendo por:
- *licuación real* "a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a flujo de taludes.
- *licuación cíclica*, a "la respuesta de un espécimen dilatante de arena la cuál eleva la presión de poro en forma gradual hasta igualar la presión de confinamiento, en una prueba triaxial cíclica".

Para Leonardo Zeevaert la

- *licuación espontánea*, se visualiza como una "acción de bombeo en la arena fina al paso del oleaje". Por tanto, permite una penetración gradual de las rocas grandes en la arena; hasta una profundidad a la cual los esfuerzos efectivos en la arena contrarrestan el exceso de la presión del agua de poro inducida.

Se han identificado varias causas que han originado licuación:

- Incremento monotónico de los esfuerzos.
- Incremento monotónico de deformaciones.
- Cargas cíclicas inducidas por sismos.
- Cargas cíclicas inducidas por maquinaria, tránsito pesado, explosiones, etc.

En las figuras (2.7a, 2.7b) se muestran las grietas y volcanes de arena que han aparecido en el terreno natural. La aparición de los volcanes de arena que expelen agua y arena, indica sin lugar a dudas tanto que se presenta el fenómeno, como que se *incrementa la presión de poro*, lo que también indica que el fenómeno se desarrolla a volumen constante o casi constante, es decir que la permeabilidad del medio debe ser relativamente baja (menor de  $10^{-3}$  cm/seg ) y el volumen del material muy grande, para que la disipación de la presión de poro sea menor que el incremento producido por la acción sísmica.

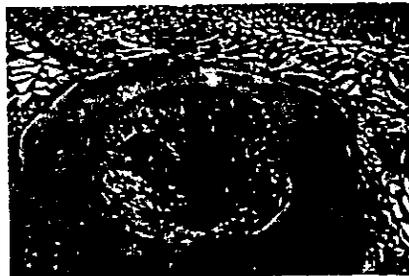


Figura 2.7a (Ovando et-al 1995).



Figuray 2.7b (Ovando et-al 1995).

No se encuentran planos de deslizamiento definidos, ni abudamientos del terreno alrededor de las estructuras que se hunden o desploman, algunas estructuras enterradas "flotan" y en el caso de taludes, grandes volúmenes de material fluyen cubriendo distancias considerables en poco tiempo.

A partir de algunas descripciones de fallas debidas a licuación (Casagrande, 1965 Castro, 1969; Marrase, 1961; Oshaki, 1966; Seed, 1975; Jaime 1979), se sabe que han ocurrido en depósitos de arenas finas, limos arenosos, o arenas limosas de compacidad suelta a media.

Los suelos naturales susceptibles son, geológicamente hablando, arenas o limos aluviales de depósito reciente, en estado de muy suelto a medio, abanicos aluviales, planicies de inundación o terrazas y diques naturales de aluvión fino. Formaciones arcillosas de alta sensibilidad con intercalaciones de materiales granulares finos, parecen ser licuables también.

La licuación de los depósitos naturales de arena saturada en estado suelto es debido al desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo.

Éstas grandes presiones de poro son inducidas cuando se aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante. La forma de aplicación de los esfuerzos cortantes pueden ser cargas monotónicas o cíclicas y transitorias, inducidas por sismos, explosiones o vibraciones de maquinaria), en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir prácticamente a volúmen constante.

La aplicación de carga cíclica a una muestra de arena seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona un reacomodo de los granos del suelo que da como resultado una contracción o densificación volumétrica.

Esta contracción explica el incremento rápido de la presión de poro en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo que reduce al esfuerzo efectivo medio a valores tales que hacen que el suelo tenga fallas parciales o totales, esto provoca la pérdida o reducción parcial o total de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. En un caso límite, el suelo puede fluir con resistencias al esfuerzo cortante prácticamente nulas.

Cuando la presión de poro en un suelo granular aumenta hasta "igualar" a la presión aplicada exteriormente se produce licuación. Si la licuación ocurre en una zona que no está completamente confinada por depósitos adyacentes, el resultado será un deslizamiento lateral de la masa del suelo hacia la superficie sin soporte.

Así un talud que se licúa eleva su resistencia únicamente cuando su inclinación o su salud se reduce unos cuantos grados, y una estructura cuyo suelo de sustentación se licua fluye o flota hasta que el esfuerzo cortante en el aumento es consistente con la reducción de la resistencia al corte.

Terzaghi en 1925 fue el primer autor que dio una explicación al fenómeno de licuación (citado por Castro 1969). Él empleó indistintamente los términos "*licuación espontánea, flujo y movilidad*".

Explicó el fenómeno indicando que si un depósito de arena saturada tiene estructura colapsable (abierta) y se somete a una perturbación (estática o cíclica), la estructura del material puede fallar provocando un incremento de presión en el agua tal que el esfuerzo efectivo se hace cero.

Conceptualmente el fenómeno de licuación que se presenta en la naturaleza queda perfectamente definido por Terzaghi (1950) cuando escribe:

*"El arreglo de la partículas de arena fina o de un limo grueso, puede ser tan inestable, que una ligera perturbación del equilibrio de los granos ocasiona un rearrreglo de las partículas y en consecuencia las partículas se asientan en posición más estable y la profundidad del suelo decrece."*

Cuando éste fenómeno ocurre arriba del nivel freático, no tiene más efecto notable que el de generar asentamientos en la superficie del terreno. Opuestamente, de ocurrir bajo el nivel freático sus consecuencias pueden ser catastróficas, ya que la viscosidad del agua que ocupa los vacíos de la arena, impide un decremento rápido de la porosidad.

El fenómeno de licuación de arenas tiene gran importancia, debido a los graves daños que ha causado en terrenos constituídos por depósitos de arena saturada, en estado suelto y sujetos a carga repetida.

En este trabajo entenderemos por *licuación de arenas* al fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a carga monotónica o cíclica) y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

Por tanto un talud que se licúa llega a estabilizarse, cuando la pendiente se ha reducido a pocos grados .

El fenómeno de licuación de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poro son inducidas cuando se aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir prácticamente a volumen constante .

Ésto se basa en el principio de esfuerzos efectivos como se mencionó anteriormente.

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu \quad (1)$$

donde:

$\bar{\sigma}$  = esfuerzo efectivo.

$\sigma$  = presión total

$\mu$  = presión de poro.

Si  $\sigma$  es igual a  $\mu$  ,  $\bar{\sigma}$  es cero. Bajo esta condición, el esfuerzo cortante de arena es nulo, desarrollándose la licuación.

La resistencia de la arena se debe únicamente a la fricción interna. En un estado de saturación, esto puede expresarse como:

$$S = (\sigma_n - \mu) \tan \phi \quad (2)$$

$$\text{Si } \mu > \sigma_n \quad S = 0$$

Donde:

$S$  = resistencia al esfuerzo cortante.

$\sigma_n$  = presión normal en un plano a la profundidad  $Z$ .

$\mu = \gamma_w z$  ( presión de poro ).

$\phi$  = ángulo de fricción interna de la arena.

El incremento en la presión de poro causa una reducción en la resistencia al corte del suelo la cual puede ser igualada o reducirse por completo. Los suelos que han perdido toda la resistencia al corte tienden a comportarse como un fluido viscoso .

#### A ) FACTORES QUE INFLUYEN EN LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN.

- Tipo de suelo (arenas finas).

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación que los suelos bien graduados, dentro de los primeros, las arenas finas se licúan mas fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales. Por lo que las estructuras cimentadas sobre arena sufren desplazamientos, mientras que las cimentadas en grava no presentan daños.

- Compacidad relativa (arena suelta).o relación de vacíos ( $e$ ).

La compacidad relativa inicial es uno de los factores mas importantes controladores de la licuación. Los asentamientos y las presiones de poro son considerablemente reducidas durante vibraciones con el incremento en la compacidad relativa inicial.

Como se mencionó anteriormente en las curvas típicas de esfuerzo deformación para una arena suelta y una arena densa. La pendiente de la curva esfuerzo-deformación es una medida de la rigidez del suelo, y es más pequeña para arenas sueltas que para arenas densas.

Bajo condiciones de esfuerzos idénticos, las arenas con compacidades relativas iniciales pequeñas tendrán grandes deformaciones, así como asentamientos excesivos, que aquellas que tienen compacidades relativas iniciales altas.

#### -Esfuerzo confinante inicial.

La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Ensayes de laboratorio han mostrado que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento en la presión de confinamiento.

#### -Magnitud del esfuerzo repetido.

Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su  $e$  (min) es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia si la excitación es de intensidad suficiente.

Depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad y se han licuado ante la acción de sismos intensos. La resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo.

#### -Número de ciclos de esfuerzo.

Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo. Confirmando esto con el sismo en Anchorage, donde los deslizamientos ocurrieron después de 90 seg. de iniciado el movimiento.

**-Estructura de la muestra.**

Diversos investigadores como Ladd (1974 y 1976) y Mulilis et al (1975). Han encontrado que el método de preparación de la muestra (estructura) afecta la relación de esfuerzos.

**-Lapso de esfuerzo sostenido.**

Experiencias de laboratorio indican que muestras idénticas, sometidas a cargas sostenidas por periodos que variaron de 1 a 100 días antes del ensaye, se vieron afectadas en la relación de esfuerzos hasta en un 25% . Estos resultados permiten suponer que el efecto de la edad del deposito es un factor importante. Debido a la enorme diferencia de escalas de tiempo entre laboratorio y campo, se puede suponer una mayor diferencia que la del 25% antes mencionada.

**- Historia previa de deformaciones.**

Éste importante factor fue señalado por (Finn et al en 1970), demostrando que las características de licuación de las arenas son influenciadas por la historia previa de deformaciones.

(Seed et al 1975) , realizaron experimentos en los cuales muestras de arena se sometieron a unas cuantas sacudidas de pequeña intensidad, los resultados indicaron que el efecto de la historia sísmica es incrementar considerablemente la resistencia a la licuacion. Es decir, para un número de ciclos, las muestras de arena sometidas a sacudidas que inducen esfuerzos o deformaciones de bajo nivel requieren una relación de esfuerzos para provocar la licuacion 45% mayor que aquellas muestras que no tenían historia previa.

Debe notarse que las características señaladas por los últimos tres factores se alteran durante el muestreo, y que por lo tanto, el ensaye de muestras "inalteradas" no reflejará claramente su influencia.

### Aspectos más importantes relacionados a los Cambios de Volúmen

- A) Los esfuerzos cortantes cíclicos constituyen el medio más efectivo de densificación.
- B) Para un peso volumétrico dado, la amplitud de las deformaciones cortantes es el parámetro más importante que afecta la velocidad y magnitud de densificación.
- C) A mayores esfuerzos de sobrecarga la velocidad de densificación generalmente resulta menor.
- D) La densificación es independiente de la frecuencia del movimiento.

## Capítulo 3. Procesos para estimar el Potencial de Licuación.

### 3.1 POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DE ENSAYES DE CAMPO.

El conocimiento sobre la licuación de arenas se enriqueció con las contribuciones de Seed y sus colaboradores, quienes entre muchas otras cosas relacionadas con el tema, propusieron un método empírico simplificado para predecir el potencial de licuación de estos suelos, a partir de los resultados de pruebas de penetración estándar que posteriormente se extendió para evaluar la licuabilidad de estos materiales usando sondeos de cono eléctrico (Seed y Lee 1966, Seed e Idriss, 1971, Seed et-al 1975, Seed 1976, Seed e Idriss, 1982, Seed et-al 1984). En nuestro país se ha usado exitosamente para predecir la licuación de rellenos granulares en la isla de enmedio en Lázaro Cárdenas y en Manzanillo.

#### A ) PRUEBAS DE CAMPO.

##### - Estudio geológico:

Este estudio es muy útil para la planeación e interpretación de una investigación completa de la zona. El propósito principal de los estudios geológicos, es determinar la naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de investigación. Con este estudio se pueden determinar los tipos de suelo y roca que probablemente se encontrarán, y así poder seleccionar los mejores métodos para las exploraciones del subsuelo. La historia geológica puede revelar alteraciones que se han producido, como fallas, inundaciones o erosión y que han cambiado el carácter original del suelo o de la roca.

##### - Inspección del lugar:

La topografía del lugar, el drenaje, el intemperismo y la vegetación, nos pueden revelar las condiciones subterráneas, así como la estructura y textura del suelo o roca. Los afloramientos de roca, o boleos, pueden indicar la presencia de diques o estratos más resistentes.

El propósito de la investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión, y composición de cada uno de los estratos. Determinar la profundidad de la roca, así como el nivel de aguas freáticas son los principales objetivos de la exploración.

## B) TIPOS DE SONDEOS.

Métodos de exploración de carácter preliminar:

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o cucharas.
- Métodos de lavado
- Método de penetración estándar.
- Método de penetración cónica.
- Perforaciones en boleos y gravas.

Métodos de sondeo definitivo:

- Pozos a cielo abierto con muestras inalteradas.
- Métodos con tubo de pared delgada.
- Métodos rotatorios para roca.

Métodos geofísicos:

- Sísmico.
- Resistividad eléctrica.
- Magnético y gravimétrico.

## POZOS A CIELO ABIERTO.

Este sondeo requiere que el material no se encuentre muy suelto, y que el nivel de aguas freáticas, no se encuentre a flor de tierra para poder realizar la excavación que permita el acceso a una parte de suelo donde se pueda labrar una muestra de suelo representativa.

En el caso de arenas saturadas no se puede realizar ya que también se requiere que la muestra sea inalterada.

### C) PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

De los métodos de exploración preliminares éste es el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información muy útil en torno al subsuelo, además de ser el más ampliamente usado en México.

El equipo necesario para aplicar este método consta de un muestreador (penetrómetro) y cuyas dimensiones ya establecidas aparecen en la figura (3.1).

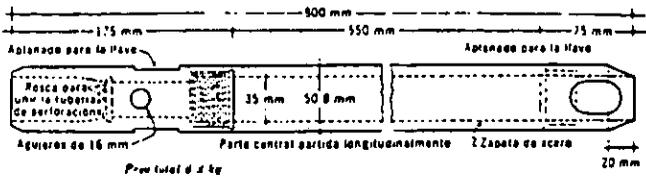


Figura 3.1

Comunmente se emplea un penetrómetro de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya quedado en su interior.

La prueba consiste en hincar el penetrómetro mediante impactos de un martinete de 63.5kg que cae desde 76cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30cm, en cada avance de 60cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior el cual será la muestra.

La mayor importancia y utilidad de la prueba de penetración estándar, radica en las correlaciones realizadas en campo y en laboratorio en diversos suelos, en el caso de las arenas, se permite relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) con el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro 30cm.

La resistencia a la penetración es una indicación de la compacidad de los suelos no cohesivos. En la tabla (3) se describe la compacidad de las arenas, de acuerdo con resultados obtenidos en pruebas de penetración estándar.

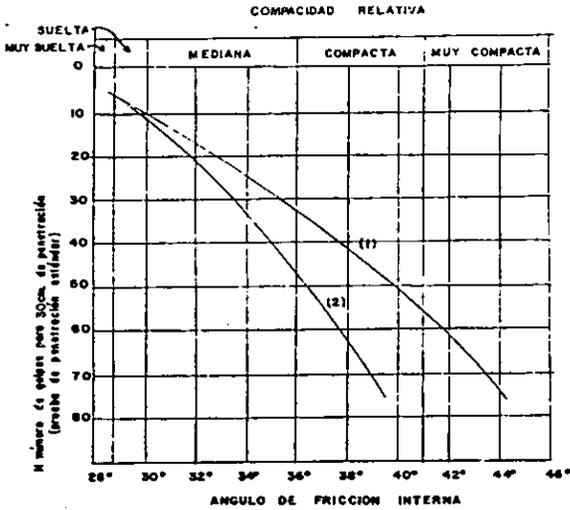
TABLA ( 3a ) COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA.

(Según Terzaghi y Peck).	
Número de golpes	Compacidad relativa
0-4	Muy suelta.
5-10	Suelta.
11-20	Firme.
21-30	Muy firme.
31-50	Densa.
Más de 50	Muy densa

MEDIDA CON MUESTREADOR DE 3.5CM  $\phi$  INTERIOR Y 5CM  $\phi$  EXTERIOR.

En la (figura 3.2) aparece una correlación, en donde al aumentar el número de golpes, se tiene mayor compacidad relativa en la arena, y consecuentemente mayor ángulo de fricción interna.

También podemos apreciar que en arenas limpias medianas o gruesas, para un mismo número de golpes, se tiene un mayor ángulo de fricción interna que en arenas limpias finas o que en arenas limosas. Pero esta gráfica no toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes.



- R RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO  
O REDONDEADO DE MEDIANO A GUESO.
- S) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA  
ARENAS LIMOSAS.

Figura 3.2

En la (figura 3.3) se presentan resultados experimentales recientes que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar, corresponden diferentes compactaciones, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cuál, a su vez es función de la profundidad.

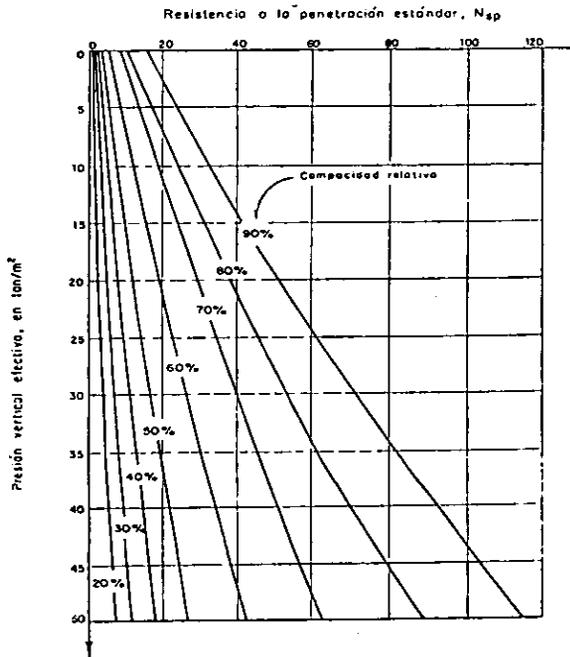


Figura 3.3 Relación entre la resistencia a la penetración, compactación Relativa y presión vertical.

#### D) CONO ELÉCTRICO.

Éste método consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo, y determinar la resistencia del suelo, existen diversos tipos de penetrometros cónicos de los cuales algunos se han usado en el pasado:

- Tipo Danés.
- Tipo Holandés.
- Tipo para ensaye dinámico
- Tipo de inyección.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, éstos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, la que es medida en la superficie, y en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro para ensaye dinámico, atornillado a un extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar. Es normal usar también el peso de 63.5kg y 76cm de altura de caída. Así también se cuentan el número de golpes para lograr una penetración de 30cm.

En la figura (3.4) podemos apreciar los penetrómetros cónicos, en donde:

- a) Tipo Danés.
- b) Tipo Holandés.
- c) Tipo para ensaye dinámico.
- d) Tipo de inyección.

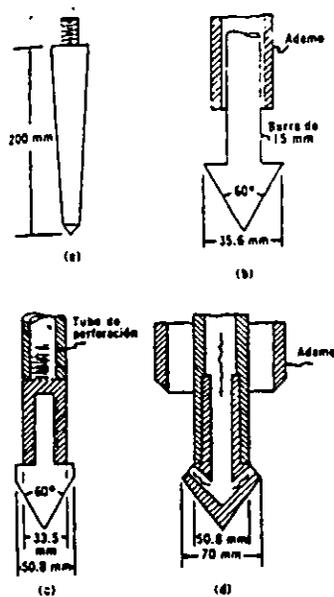


Figura 3.4 Penetrómetros cónicos

Para este tipo de prueba no existen las correlaciones antes mencionadas, como en el caso de la penetración estándar, por lo cuál los resultados no se consideran confiables. Sin embargo la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez.

La prueba de penetración estática se puede realizar con los penetrómetros antes mencionados.

En general el cono se hinca aplicando una carga estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga, que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1cm/seg. En algunas ocasiones se obtiene una gráfica de presión aplicada, contra penetración lograda con esa presión, otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una cierta penetración.

Tampoco se obtiene muestra del suelo con este procedimiento, y esto debe verse como una limitación importante. También se tiene el inconveniente de que no existen correlaciones de resistencia a prueba cónica estática con valores obtenidos por otros métodos de eficacia más confiable.

A veces se han usado en arenas penetrómetros cónicos ayudados por presión de agua, cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga actuante sobre ese nivel, que de otra manera, dificultaría la presión del cono.

A modo de resumen podría decirse que las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, son útiles en zonas cuya estratigrafía sea conocida y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico, pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente y por otros métodos.

### 3.2 ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN (MÉTODO DE SEED E IDRIS)

El método simplificado de Seed e Idriss consiste en comparar una medida de la resistencia a la penetración (el número de golpes de una prueba de penetración estándar "N" o a la resistencia de punta medida con un cono eléctrico, "qc.") con el cociente de esfuerzos cíclicos ( $\tau_c/\sigma'0$ ), que se induce en la masa arenosa, a una profundidad dada.

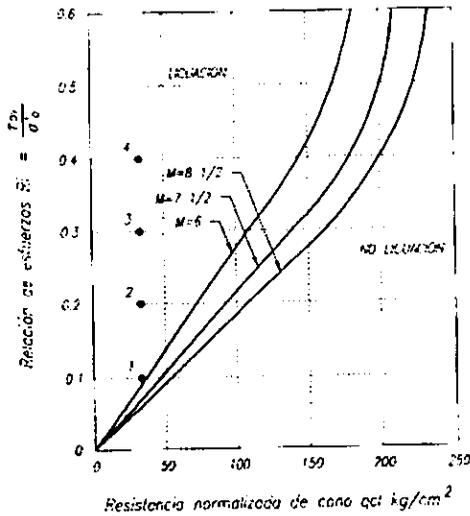


Figura 3.5 Evaluación del potencial de licuación (Ovando E.1996)

Con estos dos parámetros se determina si en la profundidad estudiada el suelo puede licuarse, de acuerdo, con experiencias previas pues los pares de valores  $(N-\tau_c)/(\sigma'0)$  ó  $(q_c - \tau_c)/(\sigma'0)$  obtenidos al examinar las condiciones de sitios en donde se ha presentado licuación, definen líneas que separan los estados de arenas licuables de los que no lo son, en la figura (3.5) se

presenta la gráfica en donde se puede estimar la licuabilidad de arenas para temblores de diferente magnitud.

La distribución de esfuerzos cortantes máximos que se presentan dentro de un depósito de arena se puede obtener aproximadamente con la siguiente expresión:

$$(\tau_c)/(\sigma'0) \approx 0.65 (a_{m\acute{a}x}/g) (\sigma0/\sigma'0) rd \quad (\text{ecuación 3.1.3})$$

En donde  $a_{m\acute{a}x}$  es la aceleración máxima del terreno,  $g$  la de la gravedad;  $\sigma0$  y  $\sigma'0$  son los esfuerzos verticales total y efectivo a la profundidad donde se estiman los esfuerzos cortantes. El parámetro  $rd \leq 1.0$  se utiliza para tomar en cuenta los efectos de amplificación que sufren las ondas sísmicas, al atravesar materiales de poca rigidez, como los suelos. Este parámetro disminuye con la profundidad y se puede obtener de la gráfica de la (figura 3.6) o bien del análisis de la respuesta sísmica del depósito estudiado.

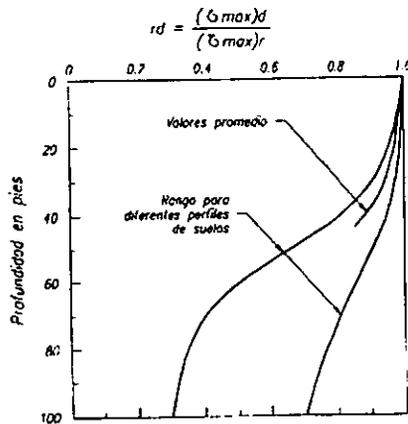


Figura 3.6 Rango de valores de  $rd$  para diferentes suelos

Conocido  $(\tau_c)/(\sigma'0)$ , se determina si el estrato es licuable para los valores de "N" o de "qc" medidos en el campo. Estos deben normalizarse con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo, antes de entrar a las gráficas de licuabilidad y para ello se puede emplear la figura (3.7) que proporciona un factor  $Cq$ , que corrige a los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo.

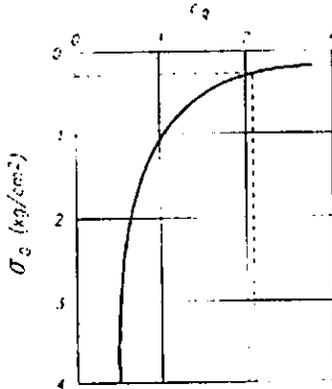


Figura 3.7 Determinación del factor de corrección

La línea que divide a los pares de valores de  $(\tau_{av}/\sigma'0)$  y de  $q_c$  que producen la licuación de los que no la producen, puede utilizarse para definir un factor de seguridad contra la licuación de arenas, ( $F_{slie}$ ).

$$F_{slie} = [(\tau_c/\sigma'0)_{crit}]/[(\tau_c/\sigma'0)] \quad (\text{ecuación 3.2.3})$$

Donde:

El numerador es el cociente de esfuerzo cortante cíclico promedio que producirá licuación (cociente crítico de esfuerzos cortantes).

El denominador representa los esfuerzos cortantes cíclicos, que induce en el suelo un temblor con cierta intensidad determinada por la aceleración máxima del terreno  $a_{máx}$ .

Basándose en el análisis de una amplia colección de casos, Robertson et-al (1992) desarrollaron otros criterios para definir directamente si un estrato es licuable a partir de los resultados de un ensaye de cono eléctrico. De acuerdo con ellos, la licuación se presenta si:

$$q_c (Pa/\sigma'0)^{0.6} \leq 67 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{ecuación 3.3a.3}).$$

$$q_c (Pa/\sigma'0)^{0.5} \leq 50 \text{ a } 75 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{ecuación 3.3b.3}).$$

$$q_c/\sigma'0 \leq 40 \text{ a } 50 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{ecuación 3.3c.3})$$

En la figura (3.8) se ilustra la aplicación de este criterio para un depósito de arenas sueltas en Manzanillo, Col, como se ve en esa figura, las ecuaciones (3.3a.3) y (3.3b.3) limitan una zona donde la licuación es posible. La expresión (3.3c.3) define límites más optimistas de las condiciones de licuabilidad, para presiones verticales pequeñas y para presiones mayores ocurre lo contrario ya que conduce a estimaciones conservadoras.



### 3.3. VELOCIDAD DE ONDAS S PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

Este método está basado en el cociente de esfuerzos cíclicos, y en los últimos años se ha propuesto un método enteramente análogo al de Seed e Idriss en el que en lugar de la resistencia a la penetración, se utiliza la velocidad de propagación de ondas de cortante, como parámetro de comparación para determinar si un estrato es licuable, este método se desarrolló a partir de la aparición del cono sísmico en Canadá (Robertson et-al 1992).

La utilización de la velocidad de propagación de ondas de corte indirectamente medida de la rigidez inicial del suelo, para estimar la licuabilidad de los depósitos arenosos, se justifica en tanto que depende de los mismos factores que la determinan:

- compacidad.
- grado de saturación.
- estado de esfuerzos efectivos.
- tamaño y forma de los granos etc.

La gráfica de la figura (3.9) presenta un perfil de velocidades de propagación de ondas de corte contra la profundidad obtenida de los resultados de un ensaye con el cono eléctrico, desarrollado en el instituto de ingeniería (Ovando et-al,1996).

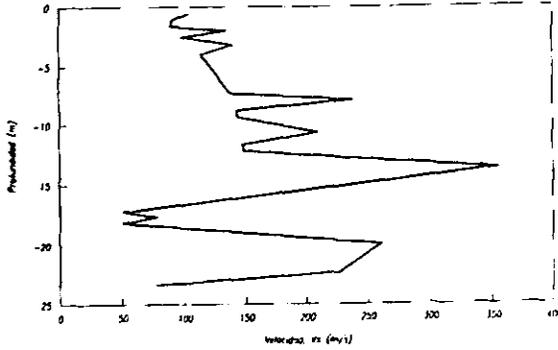


Figura 3.9 Perfil de velocidad de propagación de onda de corte contra profundidad.

El uso del nuevo criterio para predecir el potencial de licuación, requiere de gráficas como la de la figura (3.10), cuyas abscisas, son las velocidades de propagación de ondas de corte normalizadas,  $V_{s1}$ , y sus ordenadas los esfuerzos cortantes promedio inducidos en la masa del suelo durante un sismo, normalizados con respecto al esfuerzo vertical efectivo de campo  $\tau_{av} / \sigma'$  dado por la ecuación (3.1.3).

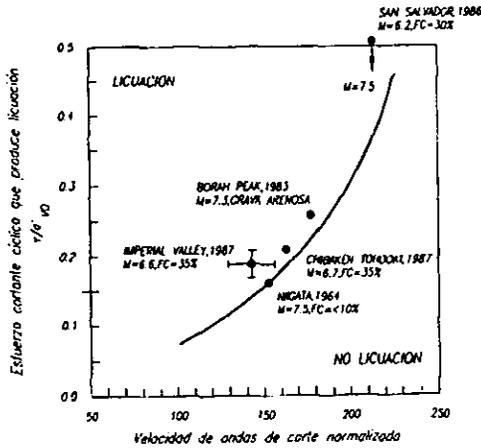


Figura 3.10 Criterio para estimar el potencial de licuación.

La velocidad normalizada de ondas se obtiene con:

$$v_{s1} = V_s (Pa/\sigma'0)^{0.25} \quad (\text{ecuación 3.4.3})$$

Donde :

$V_s$  es la velocidad de propagación de ondas de corte medida con el cono sísmico y  $Pa$  es una presión de referencia, generalmente la atmosférica.

Al utilizar este método, también se puede definir un factor de seguridad contra la licuación (ecuación 3.2.3). El factor de seguridad contra la licuación es función de la profundidad y por ello es posible construir perfiles como los de la figura siguiente (3.11)

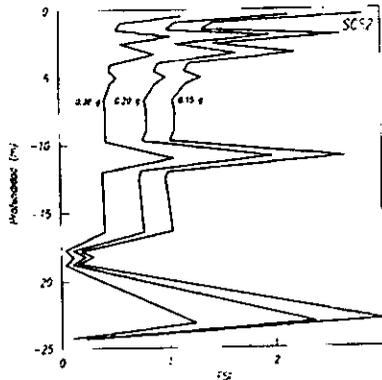


Figura 3.11. Factor de seguridad contra licuación en función de la profundidad.

En los perfiles que se muestran el factor de seguridad se calculó para tres temblores con aceleraciones máximas diferentes. Los valores de  $V_s$  se obtuvieron de la figura (3.9) En las profundidades donde el factor de seguridad es menor que uno, la licuación ocurrirá, y será tanto más severa como menor sea el valor del factor de seguridad.

El método basado en la aceleración máxima del terreno, fue desarrollado por Hozler (1988) a partir de observaciones de campo efectuadas en California durante varios temblores. Consiste en comparar en una gráfica figura (3.12)

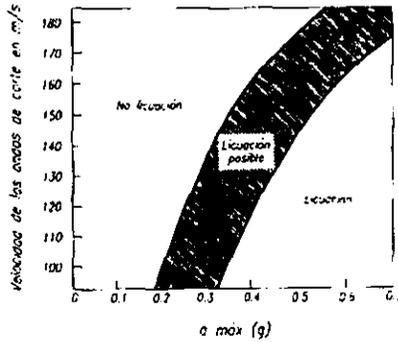


Figura 3.12 Criterio de licuación de Hozler(1988).

La aceleración máxima del terreno registrada antes de la licuación con la velocidad de propagación de ondas de corte medidas in situ, definiendo fronteras entre los sitios en donde se ha manifestado el fenómeno.

### 3.4. POTENCIAL DE LICUACIÓN CON PRUEBAS DE LABORATORIO

Las observaciones experimentales del comportamiento de las arenas sometidas a cargas no drenadas monotónicas o cíclicas permiten derivar conclusiones de carácter general, a partir de las cuales se han establecido reglas empíricas o modelos fenomenológicos para predecir el comportamiento de probetas de arena ensayadas bajo condiciones controladas en el laboratorio. Así mismo, este tipo de observaciones han permitido elaborar modelos constitutivos del comportamiento de las arenas basados en conceptos teóricos de diversa complejidad.

a) Existencia de superficies de estado límite.

Para cualquier estado de esfuerzos dado, existe una de estas superficies que limita los estados posibles que puede sostener una probeta de arena ante cargas no drenadas. La existencia de estas superficies para historias de carga drenadas también se ha verificado para un número limitado de materiales, e implica la utilización de presiones equivalentes (Roscoe y Burland 1968) para normalizar, con las limitaciones que ya se mencionaron, todo el comportamiento de esfuerzo-deformación presión de poro-deformación. Las superficies de estado límite quedan determinadas por las trayectorias de esfuerzo de muestras normalmente consolidadas y no son únicas, pues dependen de la densidad inicial del material, del método de deformación o de depositación y de las trayectorias de esfuerzo seguidas durante las etapas de consolidación y de falla.

b) Condiciones de inestabilidad

La licuación de arenas solo puede presentarse si, para cualquier trayectoria de carga, el cociente de los esfuerzos efectivos que actúan sobre una probeta es tal que

$$(q/p') \leq (q_{sc}/p'_{sc}) \quad (\text{ecuación 3.5.3})$$

Esta desigualdad define una región en el espacio de esfuerzos, como se indica en la (figura 3.13), y constituye una condición necesaria pero no suficiente para que ocurra la licuación de arenas.

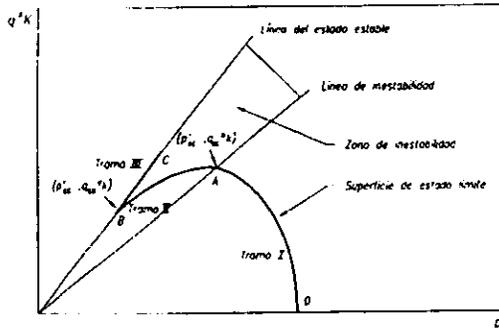


Figura 3.13. Identificación de la superficie de estado y la zona de inestabilidad.

### C) Condiciones que desencadenan la licuación.

La licuación (parcial o total) sólo ocurre cuando se verifica la desigualdad de la (ecuación 3.5.3) y además la trayectoria de esfuerzos intercepta a la superficie de estado límite.

La licuación bajo cargas monotónicas constituye un caso especial pues ahí ambas condiciones se satisfacen cuando:

$$(q/p') = (q_{sc}/p'_{sc}). \quad (\text{ecuación 3.6.3})$$

En virtud de que los puntos de colapso forman parte de la superficie de estado límite.

Como consecuencia de lo anterior se deduce que para estimar cuantitativamente la licuabilidad de las arenas, las superficies de estado límite, las condiciones de inestabilidad y las tasas de acumulación de presiones de poro deben describirse con expresiones analíticas.

Modelación de la condición de inestabilidad y de la superficie de estado límite.

Las condiciones de inestabilidad quedan descritas por la desigualdad (3.5.3) pero las superficies de estado límite requieren de expresiones más complejas. En estudios recientes se encontró que en general, las superficies de estado límite para muestras muy sueltas, i.e. altamente licuables constan de tres partes como se ve en la (figura 3.14). La primera de ellas es elíptica y va del estado de esfuerzos al final de la consolidación hasta el punto de colapso (trayectoria OA) en la (figura 3.14), la segunda es una parábola que va desde éste último punto hasta la envolvente de falla (tramo AB); la tercera es la envolvente de falla (tramo BC).

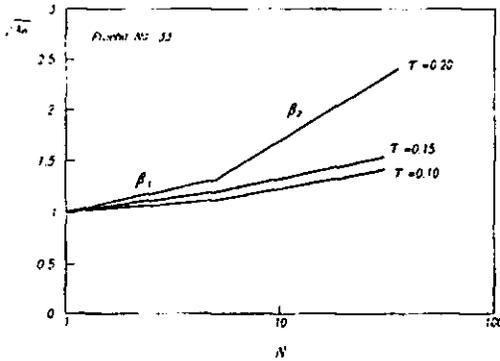


Figura 3.14. Parámetro de la presión de poro de un espécimen de arena suelta con 7% de finos.

Cuando las trayectorias de esfuerzos aplicados involucran tramos de descarga, es decir, reducciones de esfuerzos cortantes con respecto a los estados de esfuerzo después de la consolidación, deben describirse los tramos correspondientes de la superficie de estado límite, incluso cuando los esfuerzos cortantes cambian de signo en pruebas de extensión.

### 3.5 DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO.

#### A) PROCEDIMIENTOS DE LABORATORIO.

La investigación experimental de las propiedades dinámicas de los suelos (Díaz,1995) es un tema de gran interés, ya que puede afirmarse que las características de esfuerzo - deformación de los suelos sometidos a cargas dinámicas son diferentes de aquellas obtenidas bajo cargas estáticas, por tanto, ha sido necesario desarrollar equipo, técnicas y procedimientos de prueba que nos permitan medir el comportamiento de los suelos en condiciones lo más cercanas posibles a las que estarán sometidos en una obra de ingeniería.

Debe reconocerse que la determinación de la respuesta dinámica de los suelos está determinada por los procedimientos de medición y/o ensaye.

Cualquier consideración de la investigación de laboratorio sobre el comportamiento de los especímenes de suelo sujeto a carga dinámica debe empezar por tomar en cuenta el equipo utilizado y los procedimientos de ensaye.

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

Primero describiremos los principales parámetros y propiedades dinámicas de los suelos :

Tabla ( 3.b )

PROPIEDAD	TIPO DE ENSAYE	TIPO DE SUELO	MÉTODO DE PRUEBA RECOMENDABLE.
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico.
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante.
Amortiguamiento	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de Poisson (v)	Campo	Cualquiera	Geofísico.
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima Resistencia estática.
	Laboratorio	Cohesivo	Compresión no- confinada.
Compacidad relativa	Campo	Granular	Penetración estándar.
	Laboratorio	Granular	Muestra inalterada si es posible.

MÓDULO DE CORTANTE DINÁMICO (G): La mayoría de los suelos exhiben relaciones de esfuerzo - deformación curvilíneas (figura 3.15) por esta razón, el módulo G se determina en el laboratorio como el módulo secante. En la figura se aprecia que G es función de la magnitud de la deformación.

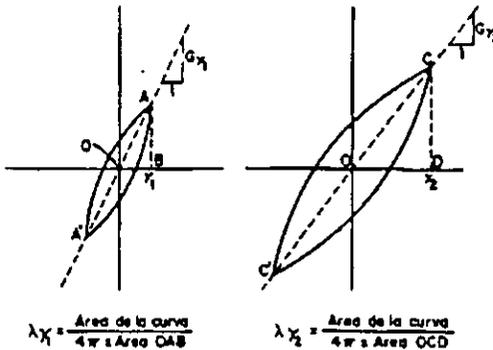


Figura 3.15 Determinación del módulo de cortante y de la relación de amortiguamiento

RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\lambda$ ): Como el módulo  $G$ , ésta propiedad también depende de la magnitud de la deformación (figura 3.15) la relación  $\lambda$ , es proporcional al área limitada por la curva histerética, y por lo tanto es una medida de la capacidad de disipación de energía del material, se expresa como:

$$\lambda = [\text{área de la curva}] / [(4\pi) (\text{área OCD})] \quad (\text{ecuación 3.7.3})$$

RELACIÓN DE POISSON, ( $\nu$ ). Aún cuando existen técnicas de laboratorio y de campo para determinar la relación de Poisson, normalmente se estima su valor. Este varía de 0.5 para arcillas saturadas a 0.30 - 0.35 para suelos granulares.

MÓDULO DE COMPRESIBILIDAD VOLUMÉTRICO.( $B$ ): Normalmente se estima a partir del módulo  $G$  y de  $\nu$  por medio de la expresión:

$$B = \{ 1/3 [2(1+\nu)/(1-2\nu)] \} G \quad (\text{ecuación 3.8.3})$$

Los estudios de Hardin y Drnevich (1972), así como Hardin y Black (1968), demostraron que los factores que afectan los valores de  $G$  y  $\lambda$  de un suelo son:

- a) Magnitud de la deformación angular  $\gamma$ .
- b) El esfuerzo principal efectivo promedio  $\sigma_m$ .
- c) La relación de vacíos  $e$ .
- d) Números de ciclos de carga  $N$ .
- e) El grado de saturación.

Encontraron que el esfuerzo cortante octaédrico, el grado de consolidación OCR, los parámetros efectivos de resistencia  $c'$  y  $\phi'$ , y el tiempo, influyen en  $G$  y  $\lambda$ , aunque en menor grado que los factores anteriores.

Basándose en sus experimentos los autores mencionados proponen la siguiente expresión para calcular el módulo de cortante dinámico máximo de un suelo correspondiente a una deformación angular

$$\gamma = 10^{-4}$$

$$G_{\text{máx}} = \{1230 [(2.973 - e)^2 / 1 + e] (\text{OCR})^a (\sigma_m)^{1/2}\} \quad (\text{ecuación 3.9.3})$$

Donde:

$G_{\text{máx}}$  = Módulo de cortante dinámico (libras por pulgada cuadrada.)

$\sigma_m$  = Esfuerzo normal =  $(1 + 2K_0) \sigma_v / 3$ , en libras por pulgada cuadrada.

$K_0$  = Coeficiente de empuje de tierras en reposo.

$a$  = Depende del índice plástico del suelo, IP, varía de 0, para suelos granulares a 0.5 para arcillas con IP  $\approx 100$ .

$\sigma_v$  = Esfuerzo vertical efectivo.

La expresión (3.9.3) es válida para arenas o arcillas.  $G_{\text{máx}}$  es el valor a una deformación tan pequeña que prácticamente ya no cambia a deformaciones menores que ésta.

Como ya se ha discutido, los valores de  $G$  y  $\lambda$ , dependen de la magnitud de la deformación, por tanto al hacer un análisis dinámico, dichos valores deben ajustarse de acuerdo con el nivel de deformaciones al cual el suelo se ve sometido, en la (figura 3.16) se muestran los niveles de deformación inducidos en el suelo por diferentes causas.

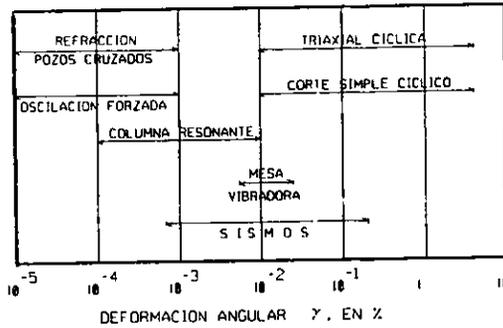


Figura 3.16 Deformaciones inducidas en el suelo por diversas causas

Utilizando la ecuación (3.9.3) y las relaciones siguientes se pueden estimar los valores de  $G$  al nivel de la deformación bajo consideración.

$$G\gamma = G_{\text{máx}} / (1 + (\gamma / \gamma_r)) \quad (\text{ecuación 3.10.3})$$

En la cuál:

$$\gamma_r = \tau_{\text{máx}} / G_{\text{máx}}. \quad (\text{ecuación 3.11.3})$$

Y  $\tau_{\text{máx}}$  se calcula con la siguiente expresión :

$$\tau_{\text{máx}} = \{ [(1 + K_0/2) \sigma_v \sin \phi' + C' \cos \phi']^2 - [(1 - K_0/2) \sigma_v]^2 \}^{1/2}. \quad (\text{ecuación 3.12.3})$$

Las variables tienen el mismo significado definido antes.

Hardin y Drnevich (1972) proponen también algunas expresiones para obtener las relaciones de amortiguamiento máximas de varios suelos, correspondientes a grandes deformaciones.

Arena limpia:

$$\lambda_{\text{máx}} = D \cdot 1.5 \log_{10} N \quad (\text{ecuación 3.13.3})$$

Donde:

D = 33% para arena seca

D = 28% para arena saturada

N = número de ciclos de carga.

Hasta aquí se han presentado expresiones generales que permiten estimar los valores de G y  $\lambda$ , para cualquier tipo de suelo. En lo que sigue se presentan para distintas clases de suelo, una serie de correlaciones para obtener G y  $\lambda$  basadas en los resultados de muchos ensayos con diversos suelos.

Para suelos granulares, Seed e Idriss (1970) proponen estimar el módulo G por medio de la expresión :

$$G = 1000 K_2 (\sigma_m)^{2/3} \quad (\text{ecuación 3.14.3})$$

En el cual  $\sigma_m$  (libras/pie<sup>2</sup>) y K<sub>2</sub> se obtiene de la (figura 3.17a) . El valor de K<sub>2</sub> toma la influencia de la deformación angular y la compacidad relativa del suelo, mientras que la ecuación (3.14.3) se considera directamente el efecto de la presión confinante. Ésta expresión y la (figura 3.17a) se recomiendan cuando las características del depósito arenoso se determinan en función de la prueba de penetración estándar.

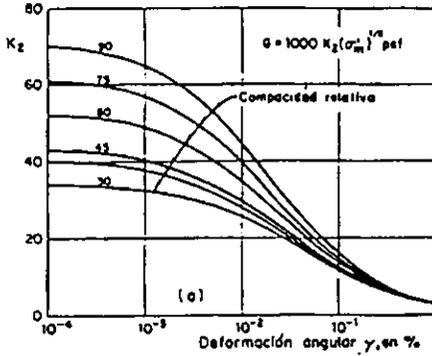


Figura 3.17a

En el caso más desfavorable de determinar el módulo de deformación a niveles de deformación pequeños por medio de una prueba de campo, éstos autores sugieren la (figura 3.17b) , para determinar los valores de  $G$  a otras deformaciones angulares.

En la tabla ( 3.c ) se muestran algunos valores típicos de  $G$ .

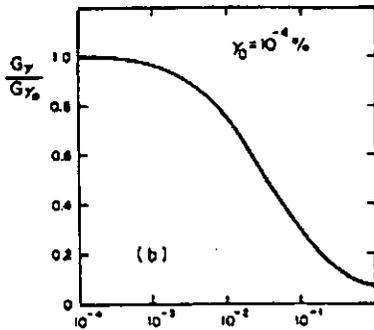


Figura 3.17b

Tabla ( 3.c ) Valores típicos del módulo cortante (G).

TIPO DE SUELO	MÓDULO DE CORTANTE G, ton/m <sup>2</sup>
Arcilla limosa blanda a media	900 - 1400
Arcilla limosa media, seca	1700 - 2100
Arcilla media a firme	1400 - 2800
Arcilla muy blanda	200 - 300
Arena densa limpia	1200 - 2000
Mezcla grava - arena densa	5000 - 7000

Finalmente, en la (figura 3.17c) , se presenta una correlación para estimar la relación de amortiguamiento de una arena en función del nivel de deformaciones.

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio, se han desarrollado varias técnicas que inducen deformaciones de diversas magnitudes en el espécimen de suelo.

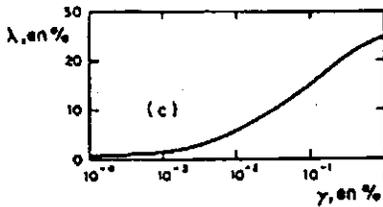


Figura 3.17c

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

Dentro de los procedimientos de laboratorio tenemos:

- Ensayes de pulsos ultrasónicos.
- Ensaye de columna resonante.
- Ensaye de péndulo de torsión.
- Ensaye triaxial cíclico.
- Ensaye de corte simple cíclico.
- Ensaye de torsión cíclica.
- Ensaye en mesa vibradora.

### ENSAYES DE PULSOS ULTRASÓNICOS.

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

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

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

Por lo tanto, el método consiste en aplicar un pulso de carga repentinamente en un extremo del espécimen de suelo mediante un cristal piezoeléctrico, la deformación del espécimen debido a la carga se propaga a través de él mediante ondas de esfuerzo. La llegada del pulso de carga al extremo opuesto del espécimen al igual que la aplicación del pulso se registra en un osciloscopio, como se muestra en la (figura 3.18).

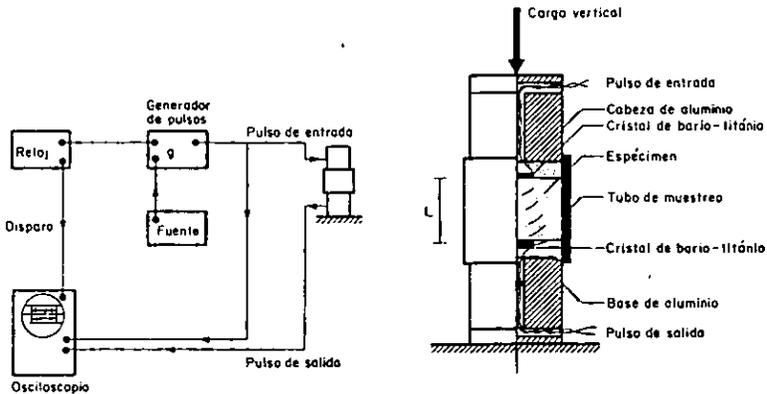


Figura 3.18 Esquema del equipo utilizado en el ensaye De pulsos. (Whitman y Lawrence, 1963).

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

$$V_c = L/t$$

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

$$E_{eq} = \rho V_c^2 = \rho L^2/tc^2$$

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

$$V_s = L/t_s$$

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

$$G = \rho V_s^2 = \rho L^2/t_s^2$$

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

Una descripción más detallada es descrita por Lawrence (1963).

### ENSAYE DE COLUMNA RESONANTE.

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

El módulo correspondiente se calcula con los datos de la frecuencia de resonancia,  $f_n$ , la geometría del espécimen (figura 3.19) y las características del equipo.

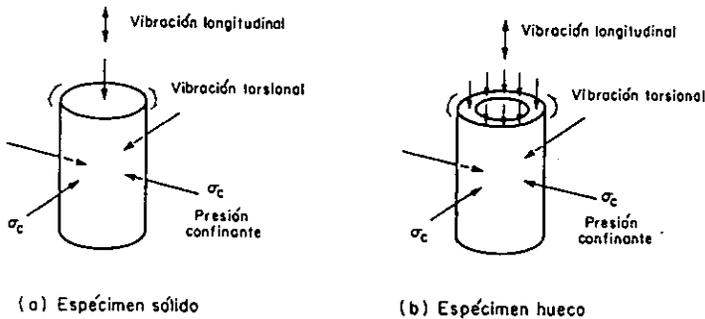


Figura 3.19 Ensaye de columna resonante.

Los antecedentes del equipo resonante se remontan a 1937 (Ishimoto, M. y Lida, K.). posteriormente Bishopp (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) y otros, fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante. En la (figura 3.20), se muestra en equipo utilizado por Wilson y Dietrich (1960) para ensayos de vibración longitudinal.

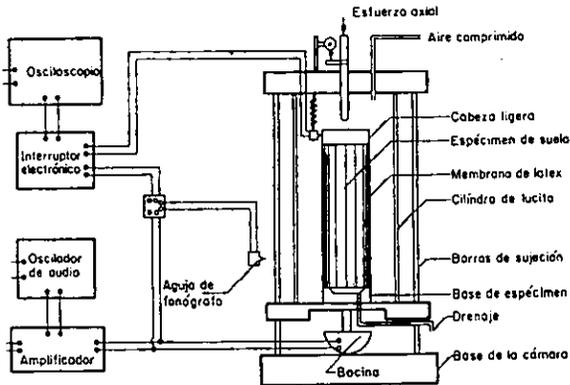


Figura 3.20 Diagrama esquemático del aparato de columna Resonante (Wilson y Dietrich, 1960).

En el que se emplea una bocina para fonógrafo como actuador y dos agujas también de fonógrafo como captadores de la respuesta del espécimen.

En la figura (3.21), se muestra en forma esquemática una versión moderna de la columna resonante.

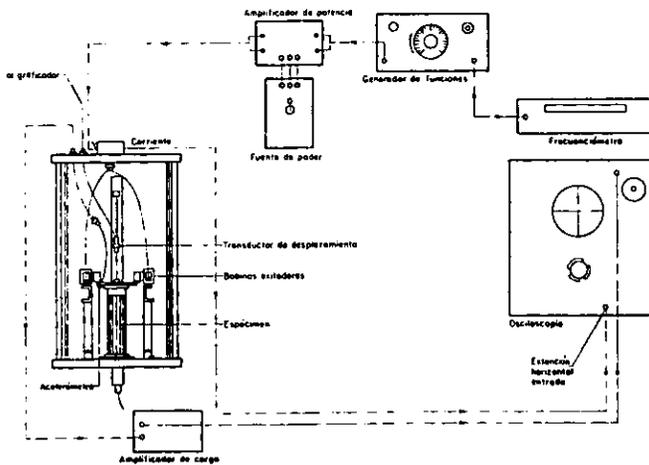


Figura 3.21 Esquema del aparato de columna resonante a torsión.

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

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

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

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

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

También, mediante la gráfica observada en el osciloscopio se puede conocer cuando el sistema está en resonancia.

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

La presión de confinamiento se aplica mediante aire comprimido.

Los principales factores que afectan los resultados de la prueba son:

- La amplitud de la deformación angular  $\gamma$ .
- La presión de confinamiento  $\sigma_c$ .
- La relación de vacíos  $e$ .

Otros factores tales como la temperatura y el tiempo afectan los resultados de la prueba pero de una manera menos importante.

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

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

$$V_s = 2\pi f_n L/\psi_s$$

En donde  $L$ , es la longitud del espécimen y,  $\psi_s$ , es la raíz de la ecuación de frecuencias.

$$\psi_s \tan \psi_s = J/J_0.$$

En donde  $J$ , es el momento de inercia del espécimen y,  $J_0$ , es el momento de inercia de la cabeza del sistema.

Finalmente:

$$G = V_s^2 \rho.$$

En donde:  $\rho$  es la densidad de masa del espécimen.

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

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

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

## ENSAYE DE PÉNDULO DE TORSIÓN.

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

La figura (3.22) ilustra el aparato desarrollado por Zeevaert (1967), que consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter la muestra a diferentes presiones de confinamiento  $\sigma_c$ , esto lleva al conocimiento de la variación del módulo  $G$ , con la presión de confinamiento.

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

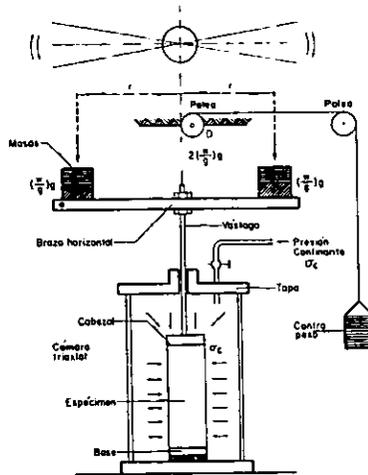


Figura 3.22 Péndulo de torsión de vibración libre  
(Zeevaert, 1967).

El brazo horizontal, sobre el cual se colocan masas que guardan simetría con el eje de la muestra, da lugar a un sistema de un grado de libertad. Al brazo se le da un pequeño impulso inicial y esto hace que el sistema vibre libremente. La vibración como respuesta de los elementos elásticos del suelo es registrada por un pequeño graficador dotado de dos plumillas; una registra la vibración

libre del sistema, y la otra las marcas del tiempo. De los registros típicos para diferentes suelos (figura 3.23). se obtiene la amplitud, periodo y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema aparato - suelo; de ésta deformación se calcula el módulo G de acuerdo con la expresión:

$$G = (\omega^2 s_d)(C) / [(1-\zeta^2 s) - (1-\zeta^2 a) (\omega_{sd} / \omega_{ad})^2]$$

Donde:

$C = J a h / I_p$ .

$J =$  Momento de inercia de las masas.

$h =$  Altura del espécimen.

$I_p = \pi D^4 / 32$ .

$D =$  Es el diámetro del espécimen.

$\omega_{sd} =$  La frecuencia circular amortiguada del sistema.

$\omega_{ad} =$  Es la frecuencia circular amortiguada de calibración.

$Z_s$  y  $Z_a =$  Representa las relaciones de amortiguamiento del sistema y del instrumento respectivamente.

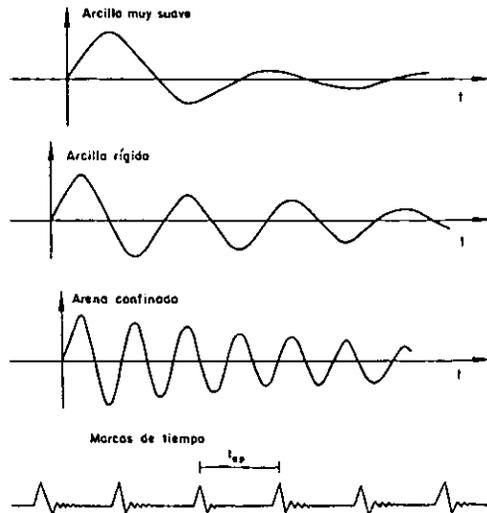


Figura 3.23 Registros típicos obtenidos con el Péndulo de torsión.

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

## ENSAYE TRIAXIAL CÍCLICO.

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

Los antecedentes del ensaye se basan en las investigaciones realizadas para la construcción del canal de Panamá. La (figura 3.24) muestra un equipo para aplicar cargas dinámicas desarrollado por Casagrande y Shannon (1948), éste equipo utilizaba la energía de un péndulo, el cuál golpeaba un resorte conectado a un pistón hidráulico, que a su vez transmitía la energía a otro pistón hidráulico que finalmente la aplicaba a un espécimen de suelo.

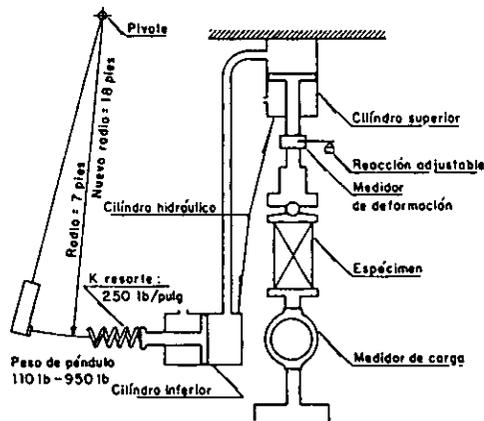


Figura 3.24 Equipo de carga de péndulo  
(Casagrande y Shannon, 1948).

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

La (figura 3.25) muestra un esquema de una cámara triaxial cíclica moderna. El ensaye triaxial cíclico consiste en someter un espécimen de suelo a un esfuerzo de confinamiento,  $\sigma_c$ , hasta lograr su consolidación, y posteriormente aplicarle un esfuerzo axial cíclico de magnitud conocida,  $\sigma_d$ , a una frecuencia determinada.

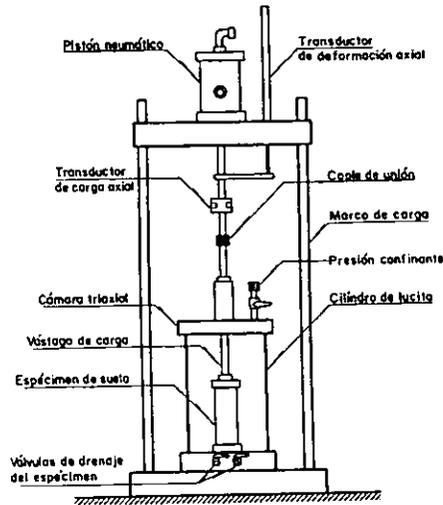


Figura 3.25 Cámara triaxial cíclica.

En la (figura 3.26a), se representa el estado de esfuerzos de un espécimen sometido a consolidación isotrópica de magnitud,  $\sigma_c$ . Si posteriormente en condiciones no drenadas, se cambia el estado de esfuerzos, de tal forma que el esfuerzo axial se incremente en una cantidad igual a  $\frac{1}{2}\sigma_d$ , y el esfuerzo radial se decremente en una cantidad igual a  $\frac{1}{2}\sigma_d$ , el estado de esfuerzos resultante se muestra en la (figura 3.26b) Este mismo estado de esfuerzos se logra si se incrementa el esfuerzo axial en una cantidad igual a  $\sigma_d$  y simultáneamente se disminuye la presión confinante en una cantidad igual a  $\frac{1}{2}\sigma_d$  (figura 3.26c) En la (figura 3.26b), se puede apreciar que la condición antes descrita produce esfuerzos cortantes,  $\tau$ , de magnitud  $\frac{1}{2}\sigma_d$  en los planos con una inclinación de 45 grados con respecto a la horizontal.

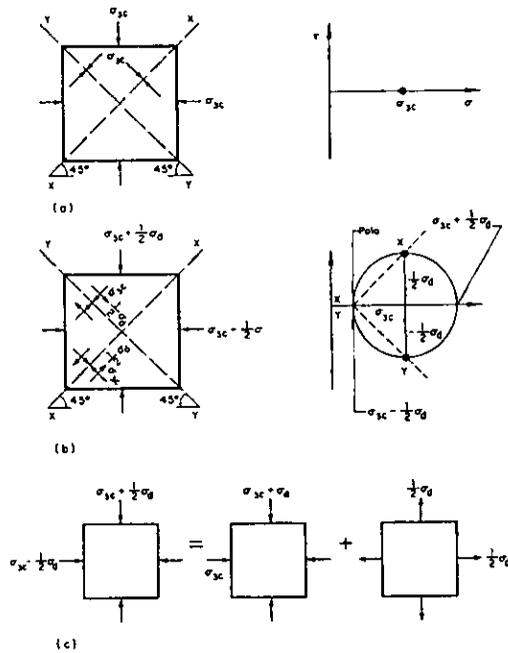


Figura 3.26 Esquema del estado de esfuerzos  
En un ensaye triaxial cíclico.

Si a partir de la condición de consolidación isotrópica (figura 3.27a), y en condiciones no drenadas, se decrementa el esfuerzo axial en una cantidad igual a  $\sigma_d$ , y simultáneamente se incrementa la presión confinante en una cantidad igual a  $\frac{1}{2}\sigma_d$  (figura 3.27b), el estado de esfuerzos correspondiente produce esfuerzos cortantes de una magnitud igual a  $\frac{1}{2}\sigma_d$  en planos con una inclinación de 45 grados con respecto a la horizontal, en este caso el sentido de los esfuerzos cortantes resulta ser contrario al sentido de los generados en la condición mostrada en la (figura 3.26b).

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

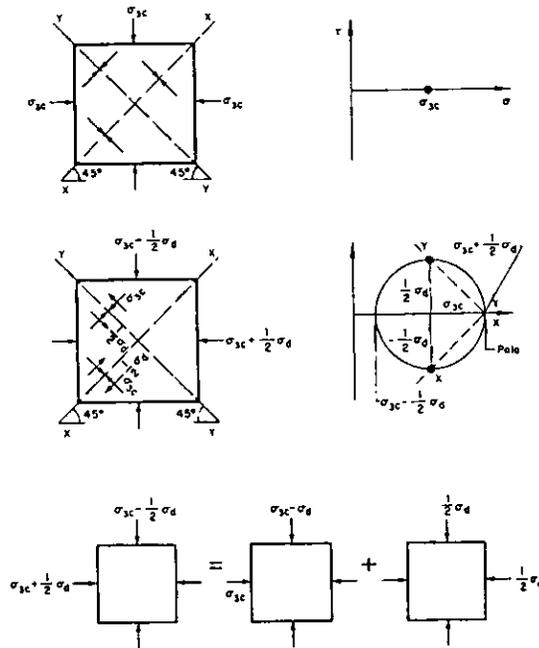


Figura 3.27 Esquema del estado de esfuerzos en un  
Ensayo triaxial cíclico.

El ensayo triaxial cíclico es la condición deseable, puesto que mantiene el esfuerzo normal medio constante, sin embargo es difícil realizar, ya que requiere que tanto la carga axial como la presión de confinamiento varíen en forma cíclica y sincronizada.

Debido a lo anterior, el ensayo triaxial cíclico se realiza en forma diferente:

Manteniendo la presión de confinamiento  $\sigma_{3c}$ , constante y aplicando el esfuerzo axial cíclicamente, con magnitud de  $\pm \sigma_d$  como se indica en la (figura 3.28a). Según Seed y Lee (1966) ésta última condición descrita produce resultados semejantes a los obtenidos por las condiciones indicadas en las (figuras 3.26 y 3.27), siempre y cuando los especímenes ensayados estén completamente saturados, ya que la única diferencia entre ambos procedimientos radica en la variación cíclica de la presión confinante en una cantidad de  $\pm \frac{1}{2}\sigma_d$ , la deformación axial no requiere ninguna corrección.

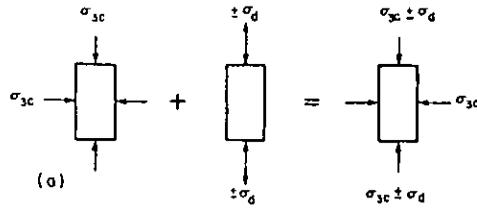


Figura 3.28 a

La (figura 3.29) muestra las condiciones de esfuerzo de un ensaye triaxial cíclico para un espécimen anisotrópicamente consolidado (TC -AC). En éste ensaye el espécimen se consolida primeramente a una presión isotrópica  $\sigma_{3c}$ , y posteriormente se aplica un esfuerzo axial estático adicional bajo condiciones drenadas, para lograr un estado de esfuerzos de consolidación anisotrópica (punto A en la figura 3.29b). La condición descrita tiene por objeto simular el estado de esfuerzos cortantes *in situ* a los que estaba sometido el elemento de suelo antes de extraerse mediante muestreo. A partir de la consolidación anisotrópica se aplica al espécimen de suelo un esfuerzo axial cíclico  $+\sigma_d$ , y se obtiene un registro continuo de las variables en estudio.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

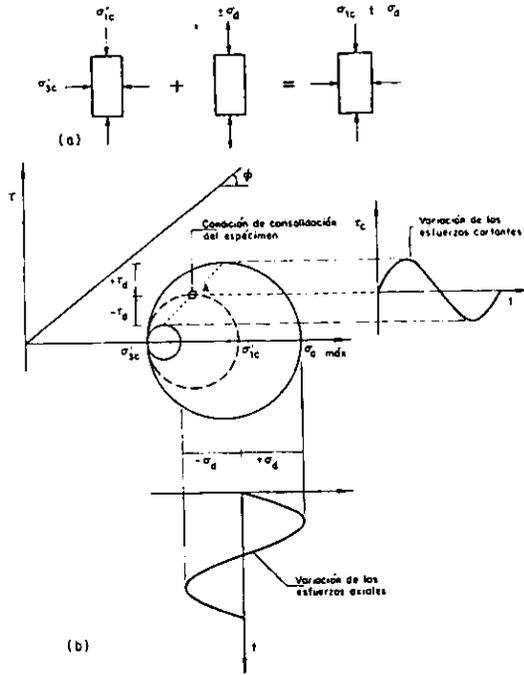


Figura 3.29 Esquema del ensayo triaxial cíclico convencional para  
Especímen anisotrópicamente consolidado (TC-AC).

En general, se obtienen las trazas o registros continuos de la variación de la carga axial aplicada,  $p$  la deformación axial producida,  $\delta_c$ , y la presión de poro,  $\Delta u$ , generada durante la aplicación de carga cíclica (figura 3.30).

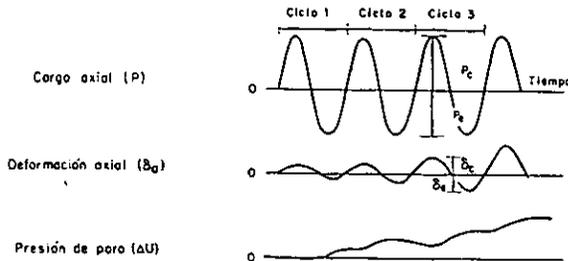


Figura 3.30 Esquema de registro y cálculo de un ensayo  
Triaxial cíclico.

La (figura 3.31)muestra un lazo de histéresis típico de un ensaye triaxial cíclico, en la figura se presenta el estado inicial de consolidación del espécimen la variación del esfuerzo axial cíclico  $q_c$ , y la variación de la deformación axial cíclica  $\epsilon_c$ .

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

$$\lambda = (1 / 4\pi) ( \text{Area del lazo de histéresis} / \text{Area del triángulo BCD} ).$$

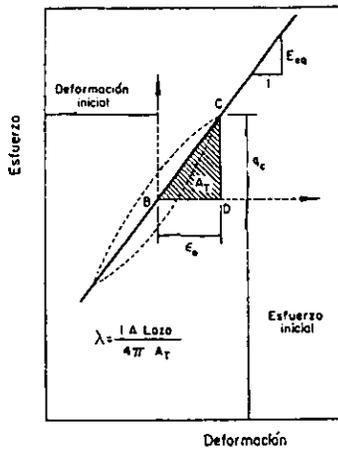


Figura 3.31 Lazo de histéresis y definiciones.

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

La (figura 3.32) muestra un esquema de un equipo moderno para el ensaye triaxial cíclico.

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

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

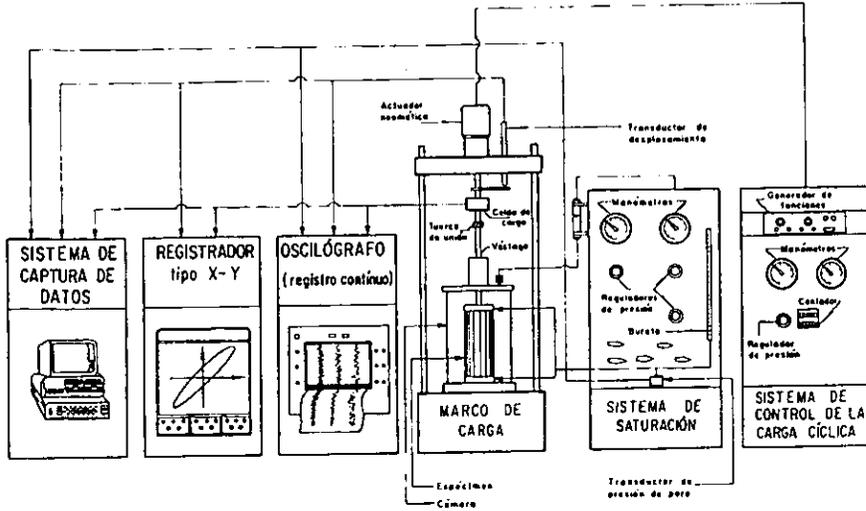


Figura 3.32 Esquema de un equipo triaxial cíclico.

### ENSAYE DE CORTE SIMPLE CÍCLICO.

Éste ensaye tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo - deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometido a una condición de esfuerzos de corte simple (figura 3.33).

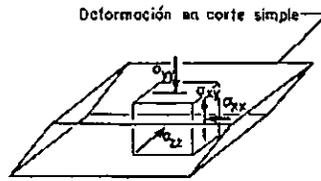


Figura 3.33. Deformación en corte simple de un elemento prismático.

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la finalidad de conseguir una mayor aproximación a las condiciones de campo en las que se encuentra un elemento de suelo al ser sometido a la propagación vertical de las ondas esfuerzo cortante (figura 3.34) que aquella lograda con la cámara triaxial cíclica.

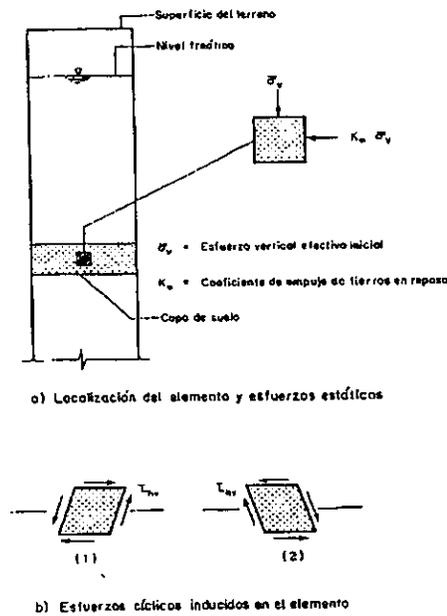


Figura 3.34 Condición idealizada de esfuerzos para un Elemento de suelo sujeto a un sismo.

Las condiciones de corte simple teóricas que debe cumplir un elemento de suelo en un equipo de corte simple son ilustradas en la (figura 3.35). Y se resumen en:

- a) Estático: simular el estado de esfuerzos iniciales (figura 3.35a).
- b) Cíclico: imponer condiciones de corte simple (figura 3.35b).

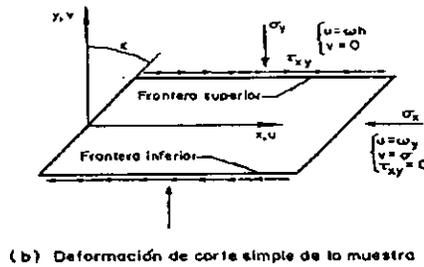
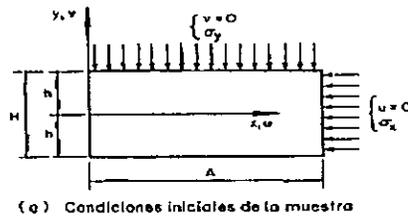


Figura .3.35 Condiciones teóricas de corte simple.

En el plano xy ésta condición queda definida por:

$$\frac{\delta u}{\delta x} = \frac{\delta v}{\delta y} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\delta u}{\delta y} \neq 0 \quad (\text{ecuación 3.15.3})$$

Donde:  $u$  y  $v$  son los desplazamientos en las direcciones  $x$ ,  $y$ , respectivamente.

Debido a las condiciones no drenadas, el cambio de volumen de la muestra tendrá que ser nulo; por lo tanto al ocurrir deformaciones angulares,  $\omega$ , no deberán producirse deformaciones verticales, es decir, cada punto de las fronteras inferior y superior, deberá moverse una cantidad de  $\pm \omega \cdot h$ .

Para conseguir esto último, dichas fronteras deberán ser rugosas para evitar deslizamientos, que darán origen a zonas muertas.

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

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

Roscoe (1953), modificó el aparato, utilizó muestras de sección rectangular y paredes rígidas.

En la universidad de California, en Berkeley, Peacock y Seed (1968), desarrollaron un aparato de corte simple, que emplearon para examinar la tendencia a licuarse de muestras de arena sometida a éste tipo de esfuerzo.

También en la Universidad de British Columbia, Pickering (1969) , Finn, Pickering y Bransby (1971) diseñaron y utilizaron pruebas de corte simple para el estudio de licuación.

Al ensaye de corte simple cíclico se le han señalado limitaciones tales como la generación de condiciones de no-uniformidad de esfuerzos en las fronteras (figura 3.36) lo cual causa falla de los especímenes para esfuerzos menores que aquellos requeridos en el sitio de estudio. La (figura 3.36b) ilustra la distribución no uniforme de los esfuerzos normales en las fronteras, lo que da lugar a una excentricidad en los esfuerzos normales.

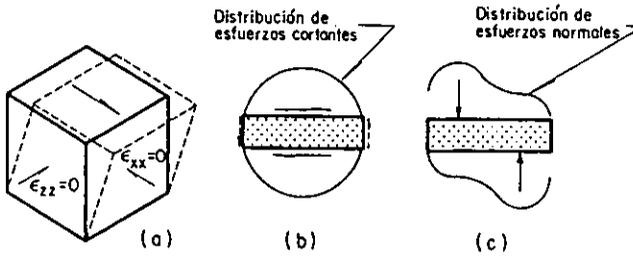


Figura 3.36 Distribución de esfuerzos para condiciones  
De deformación en corte simple.

Díaz Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) presentan un análisis matemático de la influencia de las dimensiones del espécimen sobre la distribución de los esfuerzos.

En la actualidad, se pueden encontrar dos tipos de aparatos de corte simple; uno de paredes rígidas y forma prismática de aproximadamente 5x5x2.9 cm (figura 3.37a), a otro de forma cilíndrica, con dimensiones de 71mm de diámetro y 20mm de altura, en este caso los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre en espiral (figura 3.37b). Esto último tiene como finalidad lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de la muestra defina una línea recta.

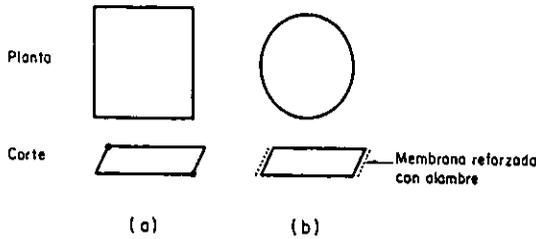


Figura 3.37 Tipos de aparatos de corte simple

Finn y Vaid (1977) desarrollaron un aparato de corte simple cíclico para ensayos a volumen constante (figura 3.38), éste aparato tiene el propósito de reducir los efectos del cambio de volumen de la muestra debido a la deformación del equipo. Los errores debidos a la deformación del equipo son comunes en los ensayos no drenados para estudiar el potencial de licuación de los suelos. La magnitud de la deformación es el primer término en función del tipo de equipo utilizado y de la granulometría del suelo bajo ensaye. En los equipos de corte simple de paredes rígidas, la deformación puede presentarse en las esquinas de la muestra.

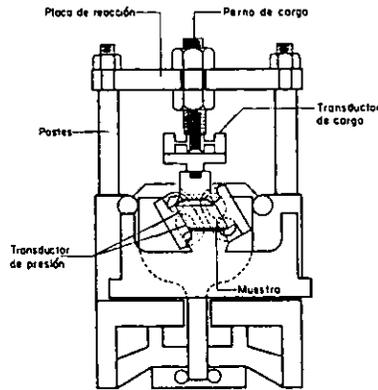


Figura 3.38 Aparato de corte simple cíclico de volumen constante.

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

Con objeto de superar algunas de las dificultades de los especímenes de tamaño pequeño, Díaz Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) diseñaron un aparato de corte simple de paredes rígidas para muestras de gran tamaño (30x60x90 cm). El equipo está diseñado para usarse sobre una mesa vibradora (figura 3.39) y ofrece las siguientes características:

- a. Simular el efecto de la presión de sobrecarga y de fuerzas de inercia.
- b. Imponer a la muestra condiciones de deformación de corte simple.

- c. Donde la presión de poro generada en diferentes puntos de la muestra y de esta forma conocer la distribución de la presión de poro que da origen a la licuación.

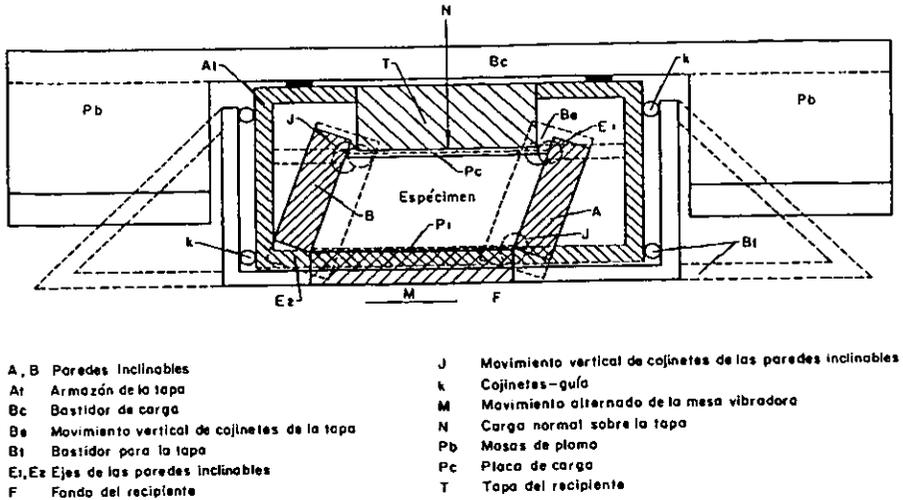


Figura 3.39 Aparato gigante de corte simple cíclico.

### ENSAYE EN MESA VIBRADORA.

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

Una mesa vibradora consta principalmente de:

- Una plataforma rígida sobre la cual se fija o se construye el espécimen a ensayar. Sus dimensiones varían desde unos centímetros hasta varios metros.
- Un sistema de soporte de la plataforma, que puede ser a base de ruedas metálicas (figura 3.40), pedestales doblemente articulados (figura 3.41), rodamientos de agujas o aire comprimido.
- Un sistema excitador o actuador, encargado de aplicar a la plataforma el tipo de excitación, (impacto, periódica o aleatoria) que el ensayo requiera. Díaz-Rodríguez (1971) utilizó un actuador de masas giratorias excéntricas para la generación de vibraciones armónicas en un rango de

frecuencias hasta de 20Hz y una fuerza máxima de 5ton, en tanto que Díaz-Rodríguez y Del Valle (1977). Describen un moderno laboratorio con una mesa vibradora equipada con un actuador electrohidráulico, doblemente articulado en sus extremos, controlado electrónicamente, y capaz de simular diferentes tipos de vibración (por ejemplo un acelerograma). El rango de frecuencia de vibración abarca hasta 100 Hz, con una fuerza de 75 ton, capaz de provocar una aceleración hasta de 3g.

d. Un sistema de control electrónico equipado con: un controlador , un selector de programas, un acondicionador de programas y un servocontrolador. La función principal de éste último es comparar una señal de entrada con una retroalimentación y generar una señal de error que tiene la magnitud y la polaridad requeridas para corregir la señal deseada.

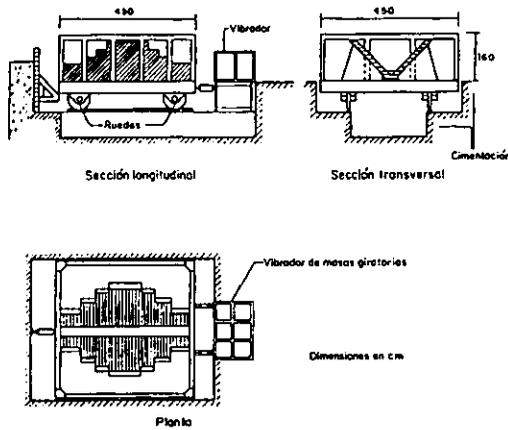


Figura 3.40 Características de una mesa vibradora.

- e. Un sistema de captura de datos, compuesto básicamente de: un transductor, un acondicionador de señal y dispositivos de registro (en papel o en forma magnética).
- f. Sistemas auxiliares.

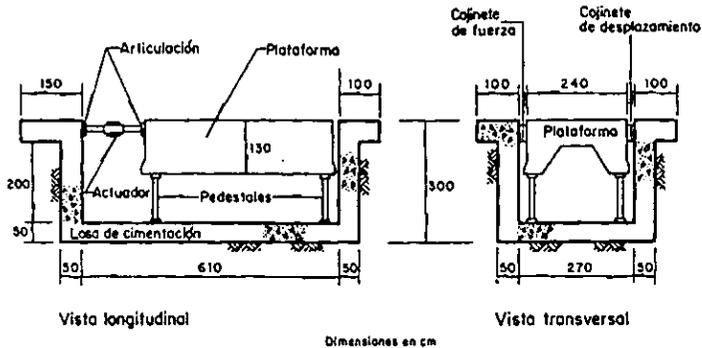


Figura 3.41 Mesa vibradora.

La (figura 3.42) muestra un esquema de conjunto de una mesa vibradora moderna. Son muchas las aplicaciones que se pueden dar al uso de mesas vibratoras en la investigación del comportamiento dinámico de los suelos y estructuras construidas de suelo. Díaz - Rodríguez (1971,1984) utilizó una mesa vibradora para investigar las características dinámicas en modelos a escala reducida de cortinas de enrocamiento, y obtuvo excelentes resultados en la determinación de las frecuencias naturales de vibración y la fracción del amortiguamiento crítico asociado .

Finn et al (1970 y 1971) han utilizado recipientes con paredes rígidas colocadas sobre mesa vibradora para estudiar el fenómeno de licuación de arenas .

Es claro que un recipiente con paredes rígidas es difícil conocer que condición de campo representa. Es por esto que Díaz -Rodríguez, Weckmann e Iturbe (1973) desarrollaron un aparato de corte simple gigante para la investigación de las características de licuación de suelos granulares finos. En este aparato las fuerzas cortantes se generan mediante las fuerzas de inercia del sistema.

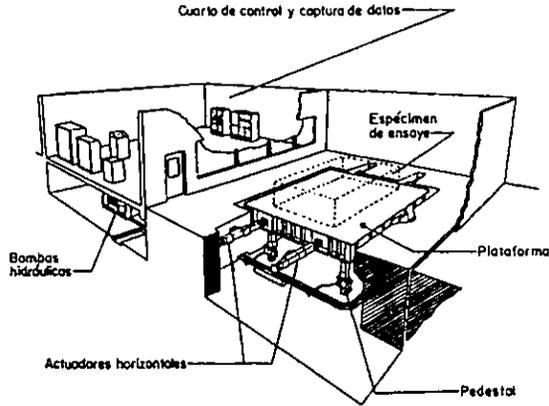


Figura 3.42 Esquema de conjunto de una mesa vibradora.

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

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

#### A) PROCEDIMIENTOS DE CAMPO.

El ensaye de muestras de suelo representativas de las condiciones *in situ* no tiene problemas con respecto a los efectos que sobre la muestra tiene la alteración causada por la extracción, transporte, almacenamiento y preparación del ensaye.

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

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

- Ensayos de ondas de superficie.

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

El esquema general del ensayo se muestra en la (figura 3.43) y consiste en colocar un vibrador (mecánico o electromagnético ) sobre una placa de acero.

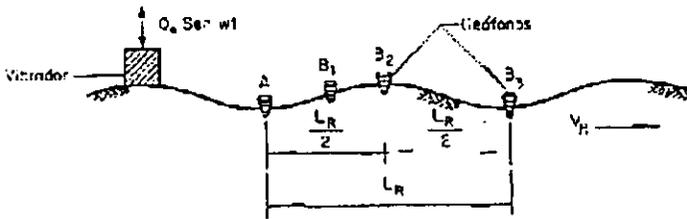


Figura 3.43 Ensayo de vibración de la superficie del terreno.

Con el vibrador se produce un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia  $f$ , conocida y mediante la colocación de geófonos en la superficie del terreno, medir la longitud de onda,  $L$ , de la vibración provocada. Para la medición de la longitud de ondas se utiliza un mínimo de dos geófonos. La (figura 3.44) ilustra de manera esquemática como se realiza tal determinación. Se coloca un geófono en el punto A (figura 3.43) cercano al vibrador y otro en B a una cierta distancia; se obtienen los registros correspondientes, trazas 1 y 2 respectivamente como puede apreciarse los registros muestran un desfaseamiento,  $\theta$ . Se mueve el geófono del punto B1 hasta la posición B2 de tal forma que los registros muestren un desfaseamiento de  $180^\circ$  (trazas 1 y 3) respectivamente, la distancia entre A y B es  $L/2$ . Para verificar la determinación se coloca un tercer geófono a una distancia  $L$  del punto A, los registros deberán estar en fase como lo muestran las trazas 1 y 4.

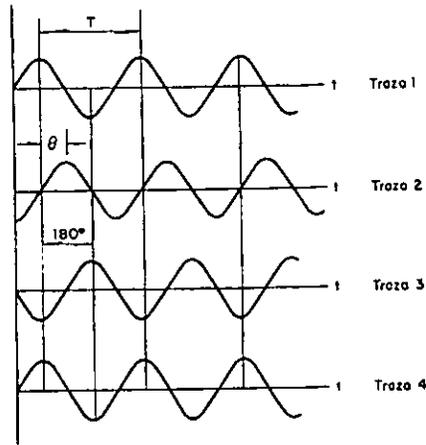


Figura 3.44 Esquema para la determinación de la longitud de onda.

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

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

$$V_r = L_r (f).$$

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

$$V_s = V_r = G/\rho \text{ raíz.}$$

De ésta ecuación se despeja el valor del módulo de rigidez ( $G$ ).

La profundidad efectiva de la onda Rayleigh se ha estimado empíricamente por Ballard (1964), y resulta ser de  $1/2$  de  $L_r$ .

Ésta profundidad constituye la principal desventaja del uso de ésta técnica, además se pueden presentar errores provocados por refracciones si se trata de un depósito estratificado.

- Ensaye de refracción sísmica.

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

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

El esquema general del ensaye se muestra en la (figura 3.45) y consiste en colocar en la superficie del terreno una línea de geófonos, separados entre sí por una longitud media de 1 a 18m.

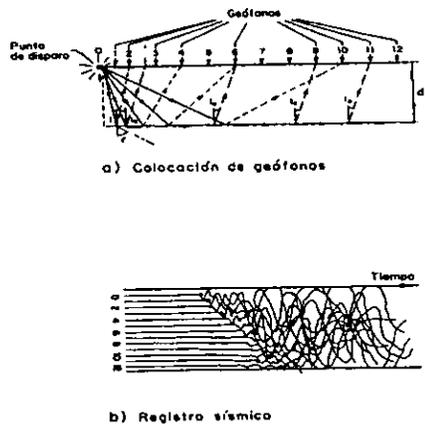


Figura 3.45 Esquema del ensaye de refracción sísmica.

El punto de la perturbación se sitúa a una distancia igual a la escogida como la separación entre geófonos del primero de ellos.

El impacto genera ondas que se propagan en el terreno, el tiempo de llegada de estas ondas a los distintos geófonos se amplifica y se registra en un oscilógrafo. El registro obtenido (figura 3.45b) consiste en varias líneas o trazos, una por cada geófono. El instante de impacto se registra mediante una marca en el canal del oscilógrafo, y el instante de llegada a cada uno de los geófonos queda igualmente registrado.

Algunas ondas se propagan próximas a la superficie del terreno a una velocidad  $V_1$ ; otras cruzan la capa superior tanto hacia abajo como hacia arriba bajo cierto ángulo crítico denominado ángulo de refracción (figura 3.46).

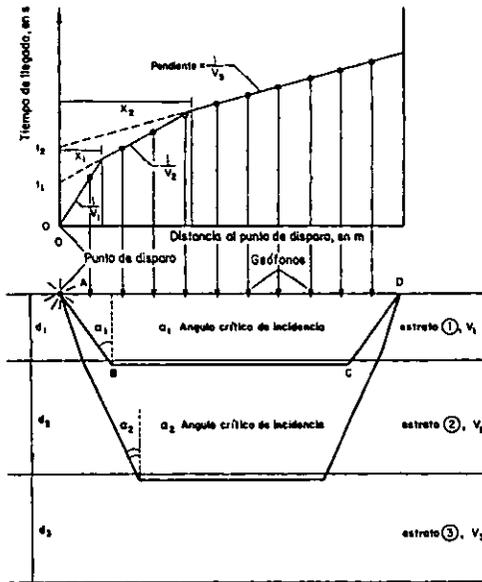


Figura 3.46 Esquema de interpretación del ensayo  
De refracción sísmica.

Debido a que las leyes de refracción de las ondas elásticas son semejantes a las de la refracción de la luz, existe semejanza en su terminología.

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

La profundidad de exploración con éste método es aproximadamente 10 veces la longitud del tendido total de geófonos.

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

Para el caso de tres capas de suelo, cada una de las propiedades elásticas uniformes, la primera con un espesor  $d_1$ , y una velocidad  $V_1$ , la segunda y tercera con  $(d_2, V_2)$  y  $(d_3, V_3)$  respectivamente y además si se cumple la condición  $V_3 > V_2 > V_1$ , al producirse el impacto en el punto A de la superficie del terreno, la energía se transmite a partir de ese punto al primer geófono, colocado a una distancia  $x$ , siguiendo una trayectoria directa (figura 3.46b). Cuando el frente de ondas choca contra la frontera de las dos capas, donde cambia la velocidad, la energía se refracta en la capa inferior.

La onda directa que se propaga desde el punto del impacto o explosión hasta el primer geófono tardará en llegar  $T_1 = x/V_1$ , dicho tiempo asociado a la distancia correspondiente están representados en la gráfica distancia-tiempo, por una línea recta que pasa por el origen y tiene una pendiente igual a  $1/V_1$ . Para una onda refractada, como la ABCD en la (figura 3.46) puede mostrarse que tardará en llegar:

$$T_2 = (x/\sqrt{2}) + [2d_1 \sqrt{(V_2^2 - V_1^2)}/(V_1 V_2)] \quad (\text{ecuación 3.16.3})$$

En la gráfica distancia tiempo esta expresión es la ecuación de una recta con pendiente igual a  $1/\sqrt{2}$  que corta al eje de las ordenadas en  $T_1$ , denominado tiempo de intercepción, cuya expresión es:

$$T_1 = 2d_1 (V_2^2 - V_1^2)/(V_1 V_2) \quad (\text{ecuación 3.17.3}).$$

Sustituyendo  $T_1 = T_2 - x/\sqrt{2}$  y despejando la profundidad  $d_1$  :

$$d_1 = (X_1/2) (V_2 - V_1/\sqrt{2} + V_1) \quad (\text{ecuación 3.18.3})$$

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

$$d_2 = 5/6 d_1 + X_2/2 (V_3 - V_2/\sqrt{3} + V_2) \quad (\text{ecuación 3.19.3})$$

$$d_3 = 1/6 d_1 + 3/4 d_2 + X_3/2 (V_4 - V_3/\sqrt{4} + V_3) \quad (\text{ecuación 3.20.3})$$

Donde:

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

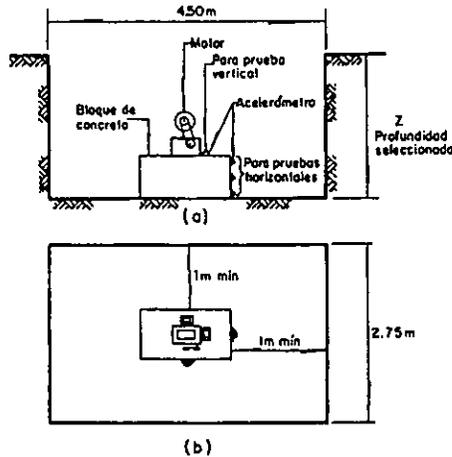
$X_{1,2,3}$ . Son las distancias de la fuente a los puntos de cambio de pendiente.

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

- Ensaye de resonancia vertical.

El fundamento teórico de éste tipo de ensaye está ubicado en el campo de la interacción suelo-estructura. Consiste en colocar, a una profundidad  $Z$ , sobre una base de concreto de las dimensiones indicadas en la (figura 3.47) un vibrador mecánico o electromagnético y realizar un barrido de frecuencias para obtener la curva frecuencia - amplitud de movimiento (figura 3.48), con objeto de determinar la frecuencia de resonancia  $fR$ , vertical, del sistema vibrador - cimentación - suelo.

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



3.47 Esquema para ensaye de resonancia.

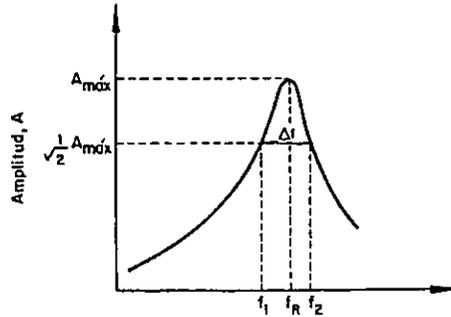


Figura 3.48 Curva de respuesta de la frecuencia.

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

$$A_z = az / (4\pi^2 f^2) \quad (\text{ecuación 3.21.3})$$

En donde:

- $az =$  Es la aceleración de la vibración en  $\text{mm}/\text{seg}^2$
- $f =$  Es la frecuencia de vibración en Hertz.

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

$$C_u = 4\pi^2 f^2 R M / A b$$

Donde:

- $f_r$  frecuencia de resonancia en Hertz.
- $M$  Masa del bloque y vibrador.
- $A b$  Área de contacto del bloque.

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

$$C_u = \{ [E_{eq}/(1 \cdot \nu^2)] [C_s/ (BL)] \} \quad (\text{ecuación 3.22.3}).$$

Donde:

- $\nu$  Es la relación de Poisson.
- B Es el ancho del área de contacto.
- L Es la longitud del área de contacto.
- $C_s$  Es un coeficiente en función de la relación L/B

Tabla de valores de  $C_s$  (Barkan 1962).

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

El amortiguamiento efectivo se puede determinar de la forma de la curva amplitud de desplazamiento frecuencia (figura 3.48)  $\Delta f$  define el ancho de la curva de respuesta para una amplitud igual a  $A_{m\acute{a}x} / 2$ . La fracción del amortiguamiento queda expresada por:

$$\zeta = \Delta f / 2 f_R$$

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

- Ensaye de resonancia horizontal.

Este ensaye es similar al de resonancia vertical y consiste en colocar a una profundidad  $Z$ , sobre una base de concreto de las dimensiones indicadas en la (figura 3.47), un vibrador mecánico o electromagnético y realizar un barrido de frecuencias para obtener la curva de frecuencia - amplitud de movimiento (figura 3.48), con el objeto de determinar la frecuencia de resonancia horizontal del sistema vibrador-cimentación-suelo.

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

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

$$A_h = a_h / (4\pi^2 F^2)$$

Donde:

$a_h$  Es la aceleración horizontal en mm/seg<sup>2</sup>

$f$  Es la frecuencia de vibración en Hertz.

El coeficiente de cortante elástico  $C_\tau$ , se expresa por:

$$C_\tau = (8 \pi^2 \gamma f^2 R) / [(A_o + I_o) \pm (a_o + I_o) + 4 \gamma A_o + I_o]$$

Donde:

$\gamma = M_m / M_{m0}$ .

$f_R$  es la frecuencia de resonancia en Hertz.

$A_o = A / M$ .

$I_o = 3.46 (I / M_{m0})$ .

$M_m =$  Momento de inercia del bloque y vibrador alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad del bloque y perpendicular a la dirección de vibración.

$M_{mo}$  = Momento de inercia del bloque y vibrador alrededor del eje que pasa por el centro del área de contacto y perpendicular a la dirección del movimiento.

$I$  = Momento de inercia del área de contacto alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad del área de contacto y perpendicular a la dirección de vibración.

A partir del coeficiente,  $C_r$ , se puede obtener el módulo de rigidez al esfuerzo cortante  $G$ . Asimismo, el amortiguamiento efectivo se determina a partir de la curva de respuesta a la frecuencia (figura 3.48) como se explicó para el ensaye de resonancia vertical.

- Ensayes up-hole y down-hole.

Éstos ensayos están basados en la medición de la propagación de ondas sísmicas en los suelos, provocadas por una fuente de perturbación,  $F$ , y registradas en un punto,  $R$ , denominado receptor. Para llevar a cabo los ensayos es necesario la realización de un sondeo.

En la (figura 3.49) se muestra esquemáticamente la colocación de la fuente, y el receptor. Si la fuente se coloca en la superficie y el receptor en el interior del sondeo, a la profundidad de exploración, las ondas generadas viajarán hacia abajo y el ensaye recibe el nombre de down-hole (figura 3.49a).

Si por el contrario la fuente se coloca en el interior del sondeo y el receptor en la superficie, el ensaye se conoce como up-hole (figura 3.49b).

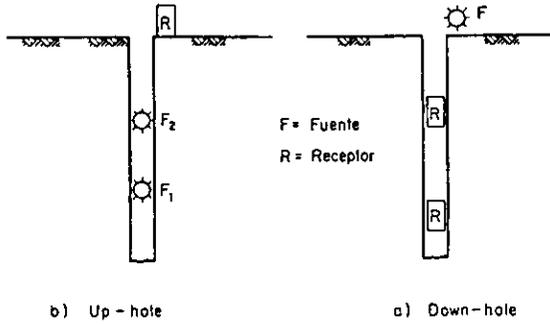


Figura 3.49 Ensayes down-hole y up-hole.

El procedimiento down-hole consiste en perforar un sondeo de 7.6 cm de diámetro hasta la profundidad de exploración requerida y proceder a colocar un ademe poco rígido. Se cuela un pequeño bloque de concreto de aproximadamente 0.6m de lado, como se muestra en la (figura 3.50).

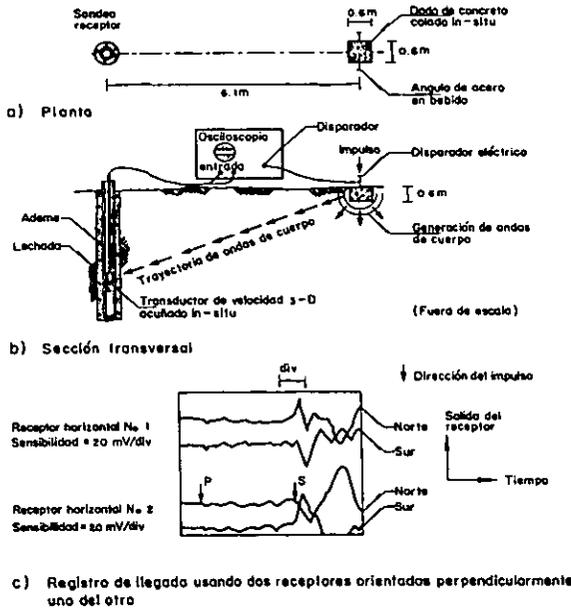


Figura 3.50 Ensaye sísmico down-hole.

Se coloca a cierta profundidad Z, un geófono de tres componentes dentro del sondeo y se acuña contra el ademe. El impulso se logra mediante el golpe, con un martillo de 4.5 kg de peso al bloque de concreto. El impacto genera ondas de cuerpo. En un osciloscopio con memoria se registra la traza del impacto y las trazas de llegada de las ondas del geófono. El procedimiento se repite de cada 1.5 a 3m, hasta la profundidad final.

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

La interpretación de los registros obtenidos requiere experiencia ya que desafortunadamente se generan dos tipos de ondas (compresionales y de esfuerzo cortante) lo que hace difícil la interpretación de los registros.

Sin embargo, debido a que las ondas compresionales llegan primero a la estación de registro y que es posible cambiar el sentido de las ondas de cortante, también es posible realizar dos ensayes en los cuales el arribo de la onda compresional permanezca sin cambio en tanto que la llegada de la onda de cortante se encuentre desfasada  $180^\circ$  y esto lleva a su identificación; Hoar y Stokoe (1978) describen con detalle la forma de interpretación de los registros.

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

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

- Ensaye cross-hole.

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

Mediante este ensaye se mide la velocidad de propagación de ondas de cuerpo (P o S) para puntos colocados a la misma profundidad. (figura 3.51).

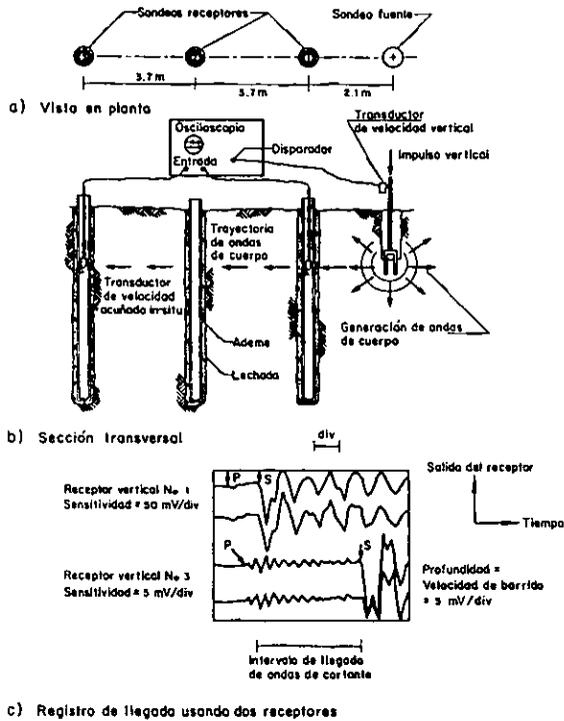


Figura 3.51 Ensaye sísmico Cross-Hole.

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

Los sondeos se deben ademar varios días antes de la realización del ensaye con objeto de lograr un buen contacto entre la pared exterior del ademe y el suelo. El material del ademe puede ser aluminio o plástico. El diámetro del ademe no debe ser menor de 7.6 cm para permitir la colocación de geófonos, los cuales deberán acuñarse contra el ademe.

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

La (figura 3.52) ilustra un ensaye cross-hole en el que se puede variar el nivel de deformación variando la energía que se aplica mediante el impacto de un martillo de 68 kg de peso, en un anclaje expandible fijo a las paredes del sondeo fuente. Este tipo de ensaye tiene la ventaja de generar predominantemente ondas de cortante.

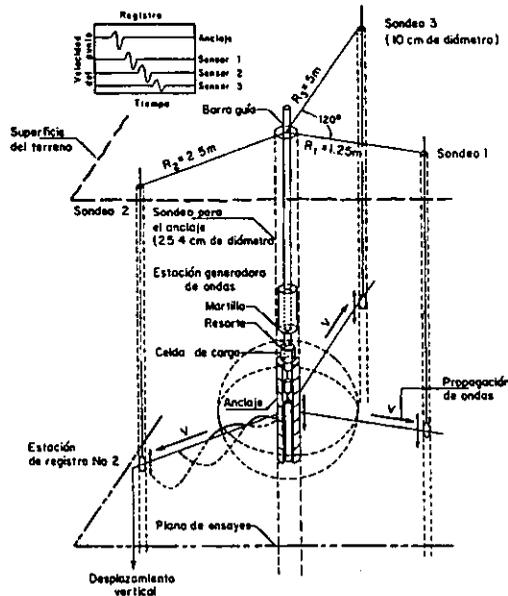


Figura 3.52 Representación esquemática de un ensayo de impulso in situ.

## Capítulo 4. Criterios y Métodos para evaluar la Susceptibilidad de Licuación.

Con relación a la predicción de la susceptibilidad a la licuación de depósitos de suelos granulares saturados, una considerable cantidad de investigación se ha dirigido hacia el desarrollo de mejores métodos de predicción y técnicas de ensaye.

Los métodos se pueden clasificar en tres categorías:

1.- Métodos empíricos, basados en la comparación de las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no licuación con las condiciones del sitio que se desea analizar.

Dentro de esta categoría se clasifican los siguientes cuatro métodos.

### 4.1 MÉTODOS EMPÍRICOS.

- *CRITERIO DE FLORIN E IVANOV.*

Este criterio desarrollado en Rusia en 1973 permite estimar la susceptibilidad a la licuación de los suelos por medio de pruebas de campo. Se investigan los 10 m superiores de suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de dinamita de 5kg. Colocadas a una profundidad media de 4.5m, y determinando después de cada explosión, el asentamiento promedio de la superficie dentro de un radio de 4.5m. La cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de forma que no haya expulsión del suelo durante la explosión. Si el asentamiento promedio es menor de 8 a 10cms y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor que 0.6, se puede afirmar que ese suelo no es susceptible a licuación.

• **CRITERIO DE KISHIDA.**

Este criterio está basado en el análisis de las condiciones del suelo de 3 sitios en los que ocurrió licuación (Kishida, 1969). Bajo sismos de igual magnitud, puede ocurrir licuación si el nivel freático está cerca de la superficie, si las características granulométricas satisfacen las relaciones:

$$2\text{mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm} \quad C_u < 10 \quad y,$$

Además si se cumplen las siguientes condiciones:

- El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del estrato, licuable es menor que 8m.
- La relación de los espesores del estrato no licuable al licuable es menor que 1.

Kishida también concluye que los suelos no son susceptibles a la licuación si:

- La presión efectiva de confinamiento es superior a  $2 \text{ Kg/cm}^2$ .
- La compactación relativa es superior a 75%.

• **CRITERIO DE OSHAKI.**

Este criterio (Osaki 1969) establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si presentan las siguientes características granulométricas :

$$2\text{mm} > D_{60} > 0.2\text{mm}; D_{10} < 0.1 \text{ mm}$$

Adicionalmente, establece que éstos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes  $N_{sp}$  en prueba de penetración estándar es mayor que  $2z$ , en que  $z$  es la profundidad en metros.

## 4.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS.

Consisten básicamente en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio, con los esfuerzos que provocará el sismo, calculados en forma simplificada.

En ésta categoría se clasifican los métodos propuestos por Seed e Idriss (1970) y por Casagrande (1976).

- MÉTODO DE SEED E IDRIS.

Éste método consiste en comparar los esfuerzos inducidos por el sismo en los estratos licuables con los que puede resistir el suelo sin que ocurra licuación. Para determinar los esfuerzos inducidos *in situ*, debe contarse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de los suelos. Seed e Idriss proponen un procedimiento simplificado para estimar la magnitud de los esfuerzos que origina el sismo. La magnitud de los esfuerzos que pueden provocar licuación en el suelo se obtiene a partir de pruebas de laboratorio, tanto triaxiales como de corte simple, con esfuerzos repetidos, o bien se estima con gráficas de diseño obtenidas por Seed e Idris. La comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del suelo permite juzgar la susceptibilidad de un suelo a sufrir éste fenómeno.

El esfuerzo cortante máximo ( $\tau_{máx}$ ) a una profundidad  $z$ , conocida de la aceleración máxima ( $a_{máx}$ ) en la superficie del terreno, y suponiendo que la masa de suelo se comporta como un cuerpo rígido, se calcula mediante la expresión:

$$\tau_{máx} = (\gamma z/g) (a_{máx}).$$

Donde:

$a_{máx}$  aceleración máxima en la superficie del terreno.

$\gamma z$  presión vertical total a la profundidad  $z$ .

$g$  aceleración de la gravedad.

$\tau_{máx}$  esfuerzo cortante máximo a la profundidad  $z$ .

Como el terreno es deformable, en general se tendrá que:

$$\tau_{\text{máx}} = (\gamma z/g) (\sigma_{\text{máx}})(r_d).$$

Siendo  $r_d$  un factor de corrección, menor que 1.

El análisis de varios sismos en sitios que presentan un estrato de arena en los 15m superiores ha mostrado que  $r_d$  cae dentro del intervalo de valores de la (figura 4.1).

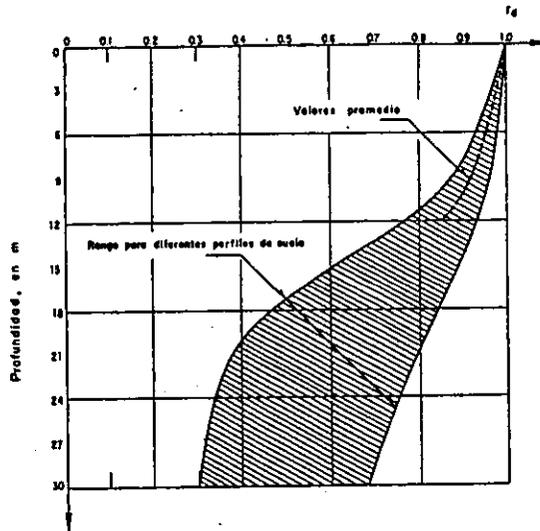


Figura 4.1 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes perfiles de suelo

Seed e Idriss proponen calcular el esfuerzo cortante promedio  $\tau_p$  que, para un número determinado de ciclos, produce el mismo efecto que el sismo con la expresión:

$$\tau_p = 0.65 (\gamma z/g) (\sigma_{\text{máx}})(r_d).$$

Por su parte, el número de ciclos significativos en el comportamiento del material dependerá de la duración del sismo. Para fines prácticos se puede usar la siguiente tabla:

Magnitud del sismo	No. de ciclos significativos, N
7	10
7 ½	20
8	30

Previamente a la realización de pruebas de laboratorio, es preciso conocer la compacidad relativa del material *in situ*. Para ello se utilizan los resultados de las investigaciones hechas por Holtz y Gibbs. En la (figura 4.2) se presenta una gráfica modificada por Seed e Idriss que permite conocer la compacidad relativa.

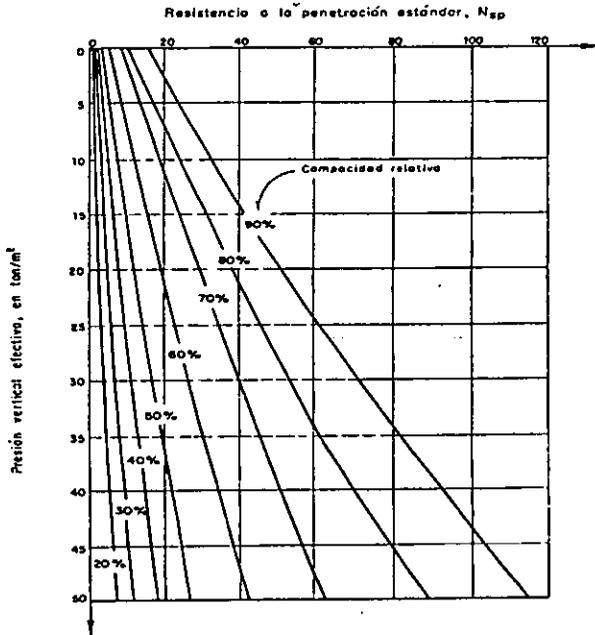


Figura 4.2 Relación entre la resistencia a la penetración, compacidad relativa y presión vertical (Seed e Idriss, 1970).

Los esfuerzos que provocarían la licuación en un suelo a una compacidad relativa dada, se pueden deducir en forma aproximada de los experimentos llevados a cabo por diversos investigadores, tanto en cámaras triaxiales como en aparatos de corte simple.

A partir de pruebas en cámaras triaxiales se han obtenido gráficas que permiten estimar si ocurrirá licuación en un suelo sometido a un determinado número de ciclos (10 o 30 usualmente). Para una relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) dada y determinado tamaño de las partículas (representado por el  $D_{50}$ ). En las (figuras 4.3 y 4.4) se presentan éstas gráficas para una compacidad relativa de 50%.

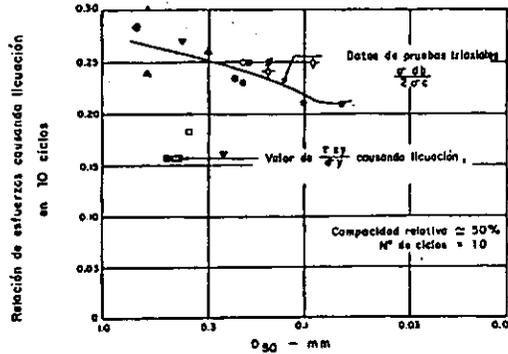


Figura 4.3 Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 10 ciclos.

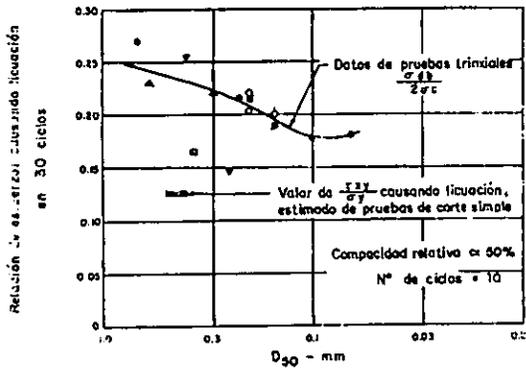


Figura 4.4 Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 30 ciclos.

Para determinar la relación de esfuerzos correspondiente a otra compacidad relativa se usa el hecho experimental de que la relación de esfuerzos ( $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ ) es aproximadamente proporcional a

la compacidad relativa (fig 4.3 y 4.4) . En las mismas figuras, se observa que el material menos resistente corresponde a un  $D_{50} = 0.074\text{mm}$ .

Tomando en cuenta que el esfuerzo más significativo, en la licuación de un suelo bajo la acción de un temblor, es el esfuerzo cortante actuante en el plano horizontal, la prueba de corte simple es la que mejor asemeja las condiciones de deformación *in situ*. Es por tanto importante correlacionar los resultados anteriores, obtenidos en cámaras triaxiales, con los obtenidos en pruebas de corte . Las investigaciones llevadas a cabo por Seed e Idriss, permitieron concluir que, para fines prácticos:

$$(\zeta_{xy} / \sigma_y) \text{ corte simple} \quad C_o (\sigma_{dc} / 2\sigma_c) \text{ triaxial.}$$

En que  $C_o$  depende de la compacidad relativa (figura 4.4).

Comparando los esfuerzos producidos en el terreno por un temblor y los esfuerzos que el material es capaz de soportar, es posible determinar si el suelo presentará o no el fenómeno de licuación, para las condiciones particulares supuestas.

Seed e Idriss presentan un procedimiento simplificado que permite aplicar el método anterior, mediante gráficas de penetración estándar contra la profundidad, elaboradas para dos profundidades típicas del nivel freático y para dos aceleraciones máximas del terreno (figuras 4.5 Y 4.6).

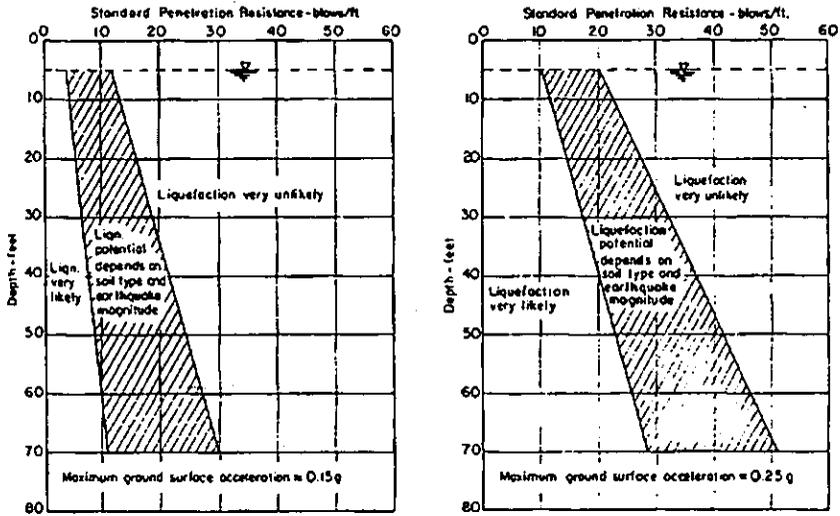


Figura 4.5 Gráfica para evaluar la susceptibilidad a licuación de arenas con el nivel freático a una profundidad aproximada de 5ft (1.5m).

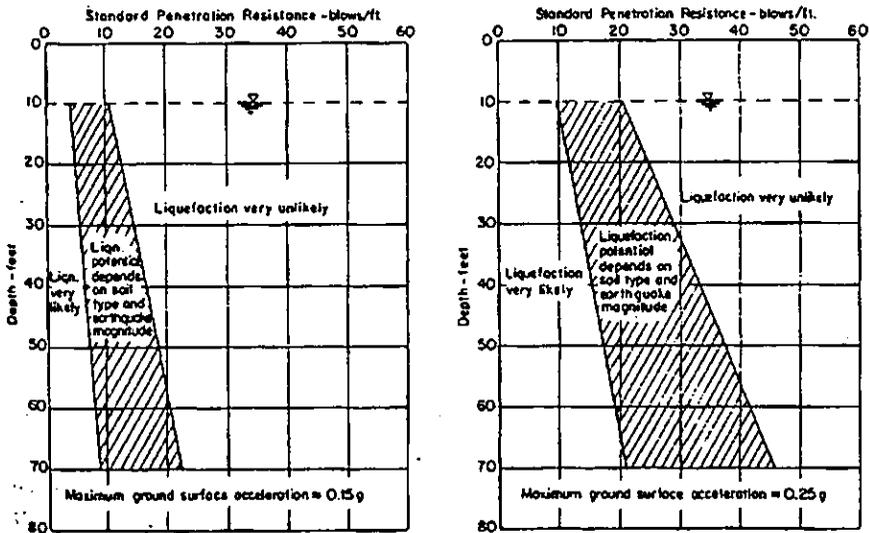


Figura 4.6 Gráfica para evaluar la susceptibilidad a licuación de arenas con el nivel freático a una profundidad aproximada de 10ft (3m).

En estas gráficas se delimitan tres zonas: una, en la cual no habrá licuación; otra, en la que podría o no presentarse licuación dependiendo de las características granulométricas del material y de la magnitud del temblor; y la tercera en la cual es muy probable que el material se licúe. Las fronteras entre las zonas anteriores se determinaron para una compacidad relativa de 50% y corresponden a condiciones extremas en cuanto al número de ciclos significativos producidos por un temblor y a la granulometría del material. La frontera a la izquierda de la cual se concluye que habrá licuación fue obtenida usando el mínimo número de ciclos razonable ( $N_{sp} = 10$ ) combinado con la granulometría del material menos susceptible a la licuación

( $D_{50} = 2\text{mm}$ ); la frontera a la derecha de la cual se dice no habrá licuación se obtuvo combinando el máximo número de ciclos razonable ( $N_{sp} = 30$ ) con la granulometría del material más susceptible ( $D_{50} = 0.074$ ).

- MÉTODO DE CASAGRANDE.

En esencia el procedimiento consta de los siguientes pasos:

- 1.- Se ejecutan pruebas triaxiales con aplicación de carga monotónica (o cíclica, dependiendo de la compacidad relativa de la arena), en muestras inalteradas labradas de bloques obtenidos manualmente, y se determina su respuesta. De preferencia las pruebas deben ejecutarse en un equipo que disponga de extremos lubricados y los especímenes deben estar consolidados con una relación de esfuerzos principales de 2.
- 2.- Se determina la línea de estado crítico, línea ef, si es que las pruebas de los resultados lo permiten.
- 3.- A partir de pruebas de compresión unidimensional, se estiman las combinaciones de esfuerzos efectivos y compacidad relativa (relación de vacíos) susceptible a desarrollarse en el campo.
- 4.- Se compara la posición de los puntos estimados en el paso anterior con la posición de la línea ef. Los puntos situados arriba y a la derecha de la línea ef son susceptibles de experimentar licuación. Puntos situados a la izquierda de y sobre la línea ef, no son susceptibles de experimentar licuación.
- 5.- En suelos no susceptibles de experimentar licuación por su posición en relación con la línea ef, es posible estimar el incremento de presión de poro inducido por la aplicación de cargas cíclicas para un cierto número de ciclos necesario para inducir presiones de poro superiores al 50% de la presión de confinamiento *in situ*, es superior a cuatro veces el número de ciclos observados en el laboratorio

(valor a partir del cual la influencia del fenómeno de movilidad cíclica en los resultados, es muy importante).

6.- Si se requiere una estimación de las deformaciones inducidas por carga cíclica en el campo, es necesario ejecutar mediciones precisas de las deformaciones en el laboratorio, hasta que la presión de poro alcance el 50% de la presión de confinamiento, y utilizar estas mediciones como una guía de las posibles deformaciones *in situ*, teniendo en cuenta que solo una fracción de las deformaciones medidas en el laboratorio son causadas por el mecanismo que controla el desarrollo de presiones de poro y deformaciones en el campo.

#### • LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS SIMPLIFICADOS.

La aplicación de los métodos simplificados permite determinar si un estrato arenoso es susceptible de licuarse y, con la aplicación de factores de seguridad como el de la ecuación 16 se puede estimar cualitativamente la severidad del fenómeno sin que se defina cuantitativamente. La cuantificación a priori de los daños que produce un temblor es siempre una tarea que solo puede proporcionar aproximaciones de su orden de magnitud. Aún así los métodos simplificados, proporcionan elementos indicativos que se pueden mejorar haciendo análisis de la respuesta sísmica de los depósitos arenosos sueltos.

#### - Métodos analíticos.

En estos casos se integran las ecuaciones de movimiento, modelando las arenas como materiales capaces de sufrir grandes deformaciones. El efecto de la presión de poro se introduce mediante esquemas simplificados, algunos de ellos obtenidos de los resultados de ensayos de laboratorio, o bien mediante modelos "acoplados" en los que las ecuaciones de equilibrio también incluyen las propiedades del suelo que determinan su capacidad para acumular o disipar presión de poro, y además el suelo se representa como un material elastoplástico (Zienkiewicz et-al 1990).

Para efectuar un análisis numérico detallado de ese tipo, las arenas deben caracterizarse en términos de modelos constitutivos esfuerzo-rigidez-deformación y de su potencial para generar presión de poro en función de las cargas cíclicas aplicadas. Todo esto se obtiene de ensayos de laboratorio, ensayos de columna resonante así como de ciclos triaxiales, torsionales o de corte simple, en muestras de arena reconstituida, ante la gran dificultad de obtener muestras inalteradas de arena.

#### 4.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS BASADOS EN EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA DEL TERRENO.

Un número creciente de modelos numéricos para análisis de la respuesta dinámica de suelos granulares sujetos a cargas sísmicas se encuentran actualmente en uso.

Los modelos difieren entre si en:

- a) Las hipótesis de partida.
- b) La representación de las relaciones esfuerzo deformación .
- c) La generación de la presión de poro.
- d) Los métodos para integrar las ecuaciones de movimiento.

- **MODELO DE LA UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA. (BERKELEY).**

Las características principales son:

- 1) Establece las ecuaciones de movimiento en función de esfuerzos totales.
- 2) Considera el problema de desplazamientos pequeños.
- 3) El comportamiento no lineal de los suelos se trata, ya sea mediante un procedimiento lineal equivalente o mediante un criterio tipo Massing (Pyke,R,1979), que puede ser un Ramberg-Osgood o un Martin Davidenkov (Martin,P.P.1975).
- 4) La generación de la presión de poro se calcula a partir de resultados de pruebas triaxiales cíclicas consolidadas-no drenadas (Lee,K,L y Albaisa, A, 1974), cuyas variables son:

$\sigma'_o$  = Esfuerzo de consolidación.

$\sigma_{dp}$  = Esfuerzo desviador cíclico.

$(U_g)N$  = Presión de poro generada para N ciclos.

NL = Número de ciclos para provocar la licuación.

Al representar las relaciones N/NL contra  $U_g / \sigma'_o$  se obtiene la siguiente ecuación.

$$N/NL = [1/2 (1 - \cos U_g / \sigma'_o)] ^ \alpha$$

Donde  $\alpha$  es un parámetro que depende del tipo de arena y de las condiciones de la prueba (Martin,P.P.,1975). Al aplicar la ecuación para una historia irregular de ciclos de esfuerzos es

necesario transformar dicha historia en un número de ciclos equivalente, de amplitud constante, según el criterio descrito por (Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdesi, F., Y Banerjee, N., 1975).

5) Las ecuaciones de movimiento se integran con el método del elemento finito ya sea con el criterio del método lineal equivalente o bien en forma incremental. La integración respecto al tiempo se lleva a cabo mediante un esquema que utilice el dominio de frecuencia, o bien uno directo, paso a paso, en el dominio del tiempo.

6) El amortiguamiento considerado es el lineal equivalente (Seed, H.B. e Idriss, I.M. 1970), o bien el que resulta de considerar un modelo histerético.

7) La disipación de la presión de poro, se calcula con base en la generación de la presión de poro conocida y la teoría de consolidación unidimensional.

8) Para problemas bidimensionales la respuesta dinámica se cuantifica con el método equivalente, mientras que para los problemas no lineales incrementales se considera únicamente el caso unidimensional.

• *MODELO DE LA UNIVERSIDAD DE MICHIGAN. (ANN ARBOR).*

Wylie, E. B. y Streeter, V.L. 1976. Liou, C.P. y Richard, F.E. 1977. describieron el procedimiento seguido para el desarrollo del modelo en cuestión, cuyas características principales son:

- 1) Las ecuaciones de movimiento se establecen en función de los esfuerzos efectivos.
- 2) Considera el problema de desplazamientos pequeños.
- 3) Utiliza como ecuación constitutiva para el esqueleto un modelo Ramberg-Osgood modificado con ablandamiento por deformación, de la forma siguiente:

$$\gamma = \tau / G_0 (\sigma_z) [1 + \alpha \{ \tau / C_1 \tau_m (\sigma_z) \}^{R-1}]$$

Donde:

$\tau$  = esfuerzo cortante.

$\gamma$  = Deformación angular.

$\sigma_z$  = Esfuerzo vertical efectivo.

• *MODELO DE LA BRITISH COLUMBIA (VANCOUVER CANADÁ).*

Este modelo tiene las siguientes características:

- 1) Establece las ecuaciones de movimiento en función de los esfuerzos efectivos.
- 2) Considera el problema de desplazamientos pequeños.
- 3) La curva esfuerzo deformación para el esqueleto es del tipo hiperbólico.  $\tau$  y

$$\tau = G_{mo} \gamma / (1 + G_{mo} \gamma / \tau_{mo}).$$

donde:

$G_{mo}$  = Módulo de tangente inicial máximo.

$\tau_{mo}$  = Es el esfuerzo cortante máximo sin provocar la falla.

$G_{mo}$  y  $\tau_{mo}$ , Se determinan según (Hardin ,B.O. y Drnevich,V.P.,1972).

Las trayectorias de descarga y recarga se describen mediante el criterio tipo Masing (Pyke,R,1979).

$$\tau - \tau_r / 2 = \{ [G_{mn} (\gamma - \gamma_r) / 2 ] / [1 + G_{mn} | (\gamma - \gamma_r) | / 2 \tau_{mn}] \}$$

Donde

$\gamma_r$  y  $\tau_r$  son la deformación por cortante y esfuerzo cortante del punto donde ocurre la inversión de esfuerzo.

$G_{mn}$  y  $\tau_{mn}$  Son el módulo al cortante y el esfuerzo cortante, respectivamente, para el ciclo N, expresados por:

$$G_{mn} = G_{mo} [1 + \varepsilon_v \delta / H_1 + H_2 \varepsilon_v \delta] (\sigma'_v / \sigma'_{vo})^{1/2}$$

$$\tau_{mn} = \tau_{mo} [1 + \varepsilon_v \delta / H_3 + H_4 \varepsilon_v \delta] (\sigma'_v / \sigma'_{vo})^{1/2}$$

Donde:

$\varepsilon_v \delta$  = la deformación volumétrica acumulada.

$H_1, H_2$ , y  $H_4$  son constantes experimentales.

$\sigma'_v$  y  $\sigma'_{vo}$  son los esfuerzos verticales efectivos en el ciclo N e inicial, respectivamente.

4) La generación de la presión de poro se calcula mediante el cambio de volumen acumulado, obtenido experimentalmente. La expresión del incremento del cambio de volumen es:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + [C_3 \varepsilon^2_{vd} / \gamma + C_4 \varepsilon_{vd}]$$

Donde:

$C_1, C_2, C_3$ , y  $C_4$  son constantes experimentales que toman en cuenta el tipo de arena y la compacidad relativa.

En condiciones no drenadas y saturadas, el incremento de la presión de poro durante cada intervalo de tiempo de integración se calcula mediante:

$$\Delta = E_r \Delta \varepsilon_{vd}$$

Donde:

$E_r =$  es el módulo de recuperación elástica unidimensional.

5) Las ecuaciones de movimiento se resuelven con el método de diferencias finitas y la integración se lleva a cabo con el método beta de Newmark.

6) Además del amortiguamiento hysterético, se puede incluir amortiguamiento viscoso, de acuerdo con el criterio de Rayleigh.

7) La disipación de la presión de poro se calcula con base en la teoría de consolidación unidimensional.

8) El modelo es unidimensional, y las ecuaciones de movimiento y las de disipación de la presión de poro se integran en forma independiente.

## Capítulo 5. Métodos para el mejoramiento de depósitos Susceptibles a Licuación.

El mejoramiento de rellenos granulares generalmente involucra grandes volúmenes de material y por ello la selección del método idóneo para cada caso suele involucrar aspectos económicos, que en muchas ocasiones, se privilegian en detrimento de las consideraciones exclusivamente técnicas. los costos varían notablemente de uno a otro método y por ello los ingenieros geotecnistas deben conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

La mayoría de los métodos de mejoramiento aprovechan la capacidad del suelo para deformarse e incluso licuarse para lograr el mejoramiento deseado. por lo tanto es imprescindible tener un conocimiento claro de las características y propiedades del depósito.

### Compactación dinámica o de impacto.

Probablemente la técnica mas antigua para el mejoramiento de suelos, utilizada por los romanos y en E.U.A. desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (1975) en la década de los setenta. consiste en dejar caer una masa, en un arreglo particular, desde una altura fija, para compactar el suelo usando una grúa para izarla, los pesos pueden llegar a las 40 ton y a alturas de caída de 30m. las experiencias han demostrado que este método es el menos confiable pues es difícil lograr el mismo nivel de control y por ello también requiere de ensayos de verificación extensivos. se recomienda para mejorar rellenos de poco espesor pues el efecto del impacto decrece rápidamente con la profundidad.

### Vibrocompactación.

Método de mejoramiento profundo de suelos granulares que efectúa la densificación por el movimiento vertical y horizontal de un tubo vibrador hincado en el suelo. El vibrador es un tubo hueco de acero con masas excéntricas sostenido por una grúa, la forma de densificar consiste en hincar el tubo en arreglos regulares, provocando la licuación del suelo, para posteriormente reacomodar la estructura hasta alcanzar el grado de densificación deseado. Se han desarrollado varias técnicas y equipos para su ejecución, en algunas se utiliza un martillo hincador vibratorio y un tubo o perfil de acero y desde la superficie se introduce y se retira continuamente el tubo, esta técnica resulta poco eficiente ya que hay que cerrar el espacio de los hincados para lograr la densificación deseada. En el puerto de Alvarado se desarrollo un tratamiento con esta técnica (figura 5.1).

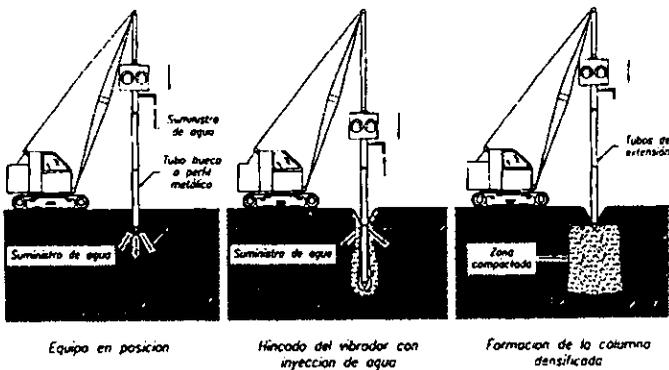


Figura 5.1 Técnica de vibrocompactación.

## Vibroflotación.

El principio de la densificación de depósitos de arena suelta mediante vibroflotación fue aplicado primeramente en Rusia, después en Alemania y en 1939 fue introducido en los Estados Unidos de Norteamérica.

La vibroflotación es una técnica que consiste en la aplicación simultánea de flujo de agua a presión y vibración. El equipo consiste de un vibroflot, una grúa, un sistema de bombeo, una fuente de potencia y un cargador frontal.

Las dimensiones aproximadas del vibroflot (componente principal del sistema) son:

diámetro  $\cong 15''$ .

Longitud  $\cong 6'$ .

Peso  $\cong 2$  ton.

Fuerza centrífuga horizontal  $\cong 10$  t

El sistema de bombeo requiere entregar un gasto de aproximadamente 80 gpm a una presión de 80 psi. La velocidad aproximada de densificación es de 30 cms/min, el área de influencia tiene un radio de 2.7m.

Técnica similar a la anterior en ejecución, pero proporciona mejores resultados porque se hace aporte de arena o grava al momento que el suelo se licúa, formando de este modo columnas de suelo mejorado. (figura 5.2).

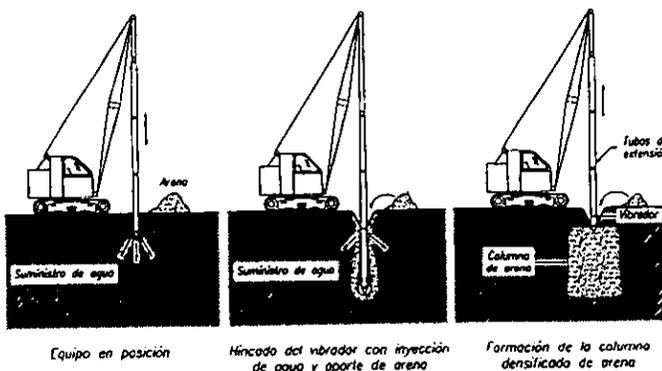


Figura 5.2 Técnica de vibroflotación.

### Vibrodesplazamiento.

Consiste en la compactación por desplazamiento lateral del suelo que provoca un torpedeo vibratorio con toberas en la punta para inyección de aire agua que se hincan hasta la profundidad deseada, variando la frecuencia de vibración y el arreglo del hincado, el torpedeo de hincado consiste en un tubo de acero de gran peso de 70 a 120 cm de diámetro, equipado con masas excéntricas internas. el proceso consiste en hincar el torpedeo provocando el desplazamiento lateral del suelo, posteriormente se retira el torpedeo y se rellena en capas con grava gruesa o piedra triturada columnas de piedra se introduce nuevamente el torpedeo y se densifica el material colocado, con lo que se logra reforzar el suelo por remplazo. Con este procedimiento se logra la densificación del material por refuerzo y se obtienen zonas de disipación de presión de poro. (figura 5.3)

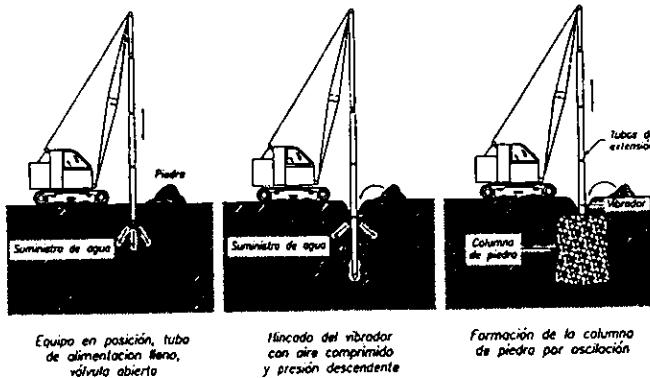


Figura 5.3 Técnica de vibrodesplazamiento.

### Drenes verticales de grava.

Como se dijo anteriormente, si la presión de poro generada por carga cíclica puede ser disipada, tan rápidamente como es generada, entonces el peligro de licuación puede ser evitado.

Por lo tanto, un procedimiento para estabilizar un depósito susceptible de licuarse es instalar un sistema de drenes de grava.

El diseño y análisis de tal sistema se puede hacer mediante alguno de los programas de computadora que hay para tal efecto como por ejemplo, el LARF (liquefaction análisis for radial flow) desarrollado por Seed y Booker (1976).

Empleado principalmente para ayudar a la consolidación de depósitos de suelos cohesivos, como auxiliares en algunos casos de las precargas, también han sido utilizados para ayudar a mitigar los problemas de licuación, por su capacidad para disipar como drenes las presiones de poro que se generan durante el evento sísmico. Su efectividad para mitigar problemas de licuación ha sido limitada.

#### **Inyección de mezclas (jet grout).**

El Jet Grout desarrollado en su versión actual en Japón, es una técnica que utiliza una broca con toberas horizontales de alta eficiencia que cortan a los suelos lateralmente y al mismo tiempo introduce una inyección que se combina con el suelo formando columnas de material inyectado, logrando desde la mezcla del depósito de suelo con la inyección, hasta el completo remplazo.

Generalmente se inyecta cemento y usualmente se ha utilizado para recimentar y restablecer la capacidad de estructuras dañadas (figura 5.4).

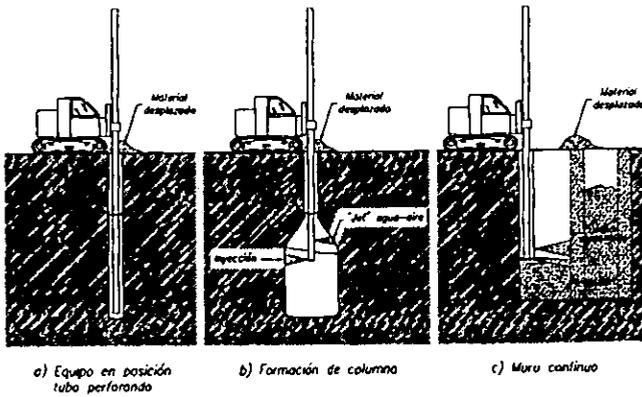


Figura 5.4 Técnica del Jet-Grout.

### Explosivos.

En algunas ocasiones se han empleado para compactar materiales arenosos, su principal limitación es la falta de control que se tiene en el proceso debido a la gran erraticidad de los resultados que suelen obtenerse cuando se utiliza este método.

### Precarga.

Consiste en aplicar una carga temporal sobre el área que se requiere mejorar, para lograr reducciones de volumen en la masa arenosa por consolidación. Su efectividad depende de la magnitud de la sobrecarga inducida en el suelo y si se utiliza en grandes extensiones puede resultar muy onerosa. generalmente es menos efectiva que los métodos vibratorios de compactación.

### Remplazo.

Consiste en retirar el material licuable y remplazarlo con otro de mejores características. Atendiendo a los costos que significa, en general solo resulta recomendable en el tratamiento de superficies relativamente pequeñas y en depósitos de poco espesor.

La efectividad del Jet Grout y el vibrodesplazamiento es alta, porque los equipos actuales producen resultados confiables con la vibroflotación, la vibrocompactación, el impacto, e incluso, la Precarga, es necesario ratificar constantemente los trabajos con pruebas de campo para verificar su eficacia.

### Pilotes de compactación.

Los pilotes de compactación son empleados con el propósito de densificar arenas sueltas mediante dos efectos:

- A) desplazamiento de material de un volumen igual al del pilote.
- B) Vibración debida al hincado.

En este procedimiento generalmente se usan tubos metálicos llenos de material granular compacto que tienen una etapa falsa en la punta que permite su extracción una vez que se alcanza la profundidad deseada.

El efecto de la densificación se extiende de 3 a 4 diámetros, lateralmente y de 2 a 3 diámetros en la punta.

En el segundo grupo el objetivo es facilitar la disipación de la presión de poro generada mediante un sistema de drenaje eficiente.

## Capítulo 6. Ejemplo aplicando el Criterio de Seed, en el municipio de Cardenas Tabasco.

Proyecto: Unidad habitacional "El embudo"  
 Localización: Zona suroeste de la ciudad de Cárdenas Tabasco.

### 6.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO.

El terreno es un polígono irregular de 5 lados y cuenta aproximadamente con un área de 5.10 hectáreas.

La zona donde se llevó a cabo el proyecto se encuentra en la zona suroeste de la ciudad de Cárdenas Tabasco. En donde se construyeron viviendas del FOVISSSTE en total 280 viviendas de las cuales 208 se construyeron en 104 edificaciones de tipo duplex mientras que las 72 viviendas restantes fueron de casas individuales de 2 niveles. El rectángulo envolvente de las primeras fue de 8m por 10.65m, mientras que en las segundas fue de 5.80m por 8.40m ver (figura 6.1).

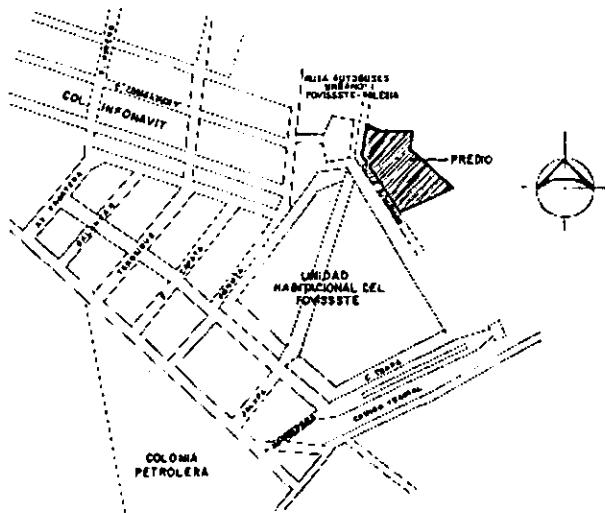


Figura 6.1 Croquis de localización.

La estructuración de ambos tipos de construcción fue con muros de block hueco con castillos de concreto armado y losas con sistema de vigueta y bovedilla del mismo material en el entrepiso y la azotea .

La zona puede catalogarse en proceso de urbanización, constituida principalmente por viviendas de interés social de uno a tres niveles. La estructuración es a base de muros de carga. La cimentación de todas ellas es mediante zapatas corridas de concreto armado bajo los muros de carga. La profundidad de los cimientos es variable entre 50 cm y 1m. y su ancho varía entre 0.50 y 1.20m. El comportamiento de éstas estructuras es hasta la fecha satisfactorio.

La vialidad en la ciudad de Cárdenas presenta dos tipos de pavimentos, rígido y flexible

## 6.2. CONDICIONES DEL SUELO.

La investigación bibliográfica efectuada indica que el terreno se encuentra en la llanura costera del golfo de México, formada por depósitos marinos, aluviales y hasta eólicos. En el caso específico del predio, se trata de depósitos marinos y aluviales, en los que se pueden encontrar suelos arenosos y arcillosos. El nivel de agua freática se localiza a profundidades menores que 2m. La cimentación comunmente empleada en estructuras de uno a tres niveles ha sido mediante zapatas corridas de concreto reforzado, a profundidades variables entre 50cm y 1m. No obstante lo anterior en varios casos se han llegado a utilizar losas de cimentación apoyadas superficialmente. El comportamiento de la mayoría de éstas estructuras ha sido en general satisfactorio, ya que no se aprecian daños.

La exploración del terreno consistió en dos pozos a cielo abierto de 1.30m de profundidad cada uno, por la presencia de nivel freático, también se realizaron dos sondeos de penetración estándar de 10.20m de profundidad cada uno, y un sondeo mixto a 10.40m de profundidad, en el que sólo fué posible extraer una muestra inalterada con tubo shelby de la parte superior del sondeo, y después se empleó la penetración estándar con muestreo alterado representativo. De los dos pozos se extrajeron muestras alteradas representativas y muestras cúbicas inalteradas. En los bancos visitados se realizó el muestreo integral de los mismos.

- En el predio los suelos encontrados fueron:

De 0.00 a 0.25m - Capa vegetal de arcilla arenosa café grisácea, de consistencia blanda y con raíces

De 0.25m a profundidades variables entre 1.20m y 1.7, se tiene una arcilla café oscuro de consistencia blanda. El número de golpes varió entre 2 y 4. Las propiedades índice determinadas indican que éste suelo es de baja resistencia, y mediana a alta compresibilidad, pues tiene una relación de vacíos variables entre 1.08 y 1.36; una porosidad entre 52 y 58%, un grado de saturación entre 87 y 100%, un peso volumétrico entre 1.69 y 1.76 ton/m<sup>3</sup> y finalmente una densidad de sólidos entre 2.58 y 2.69.

Finalmente hasta la máxima profundidad de exploración se detectó un depósito de arena fina a media con poco limo, color gris verdoso, y hasta la parte inferior (el último metro) presentó un color café amarillento, a juzgar por el número de golpes, variable entre 4 y 10, este manto es de compacidad suelta hasta una profundidad del orden de 4.50m, y de compacidad media el resto del estrato, a juzgar por el número de golpes variable entre 10 y 22.

El nivel de agua freática se estabilizó a una profundidad del orden de 80cm, en todos los sondeos.

En vista de que éste sitio se localiza en una región de movimientos telúricos, los depósitos de arena pudieran ser susceptibles al fenómeno de LICUACIÓN. Lo anterior deberá ser tomado en consideración. En la ciudad de Cárdenas, las estructuras ligeras de uno a tres niveles, suelen cimentarse con zapatas corridas de concreto reforzado, salvo en lugares donde se han detectado pantanos o estratos sumergidos de materiales blandos o sueltos, en cuyo caso se han empleado losas de concreto armado.

### 6.3. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACION POR EL CRITERIO DE SEED.

Para conocer de manera simplista la susceptibilidad a la LICUACIÓN de éste material, se empleó el criterio de Seed, el cuál llega a una correlación empírica entre algunas de las variables más significativas en dicho fenómeno, como son la siguientes: los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, normalizados con respecto al esfuerzo vertical efectivo a diversas profundidades ( $T/\sigma_v$ ), y la resistencia al corte definida como la resistencia a la penetración estándar normalizada ( $N'$ ). Los resultados obtenidos de éste análisis, así como la gráfica que muestra la correlación de éstas variables con el comportamiento de las arenas durante un sismo se indican en la (figura 6.2) con éste criterio se concluye que las arenas aquí tratadas son potencialmente licuables hasta los 6m de profundidad, para una aceleración máxima del terreno de 0.15g ( $g=9.81 \text{ m/seg}^2$ ).

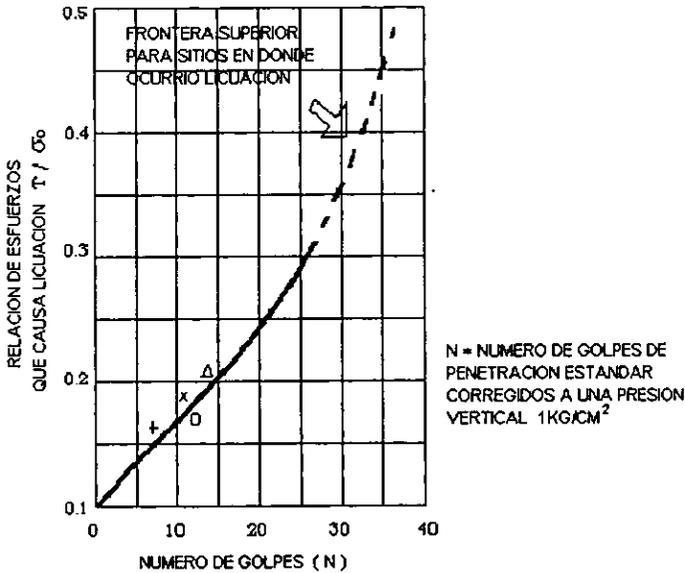


Figura 6.2 Correlación entre la relación de esfuerzos y La resistencia a la penetración estándar de depósitos de arena En donde ha ocurrido licuación.

$$T=(0.65 \gamma sh/g)(am_{\acute{a}x})(rd).$$

Donde:

- $\gamma_s$  = Peso volumétrico del suelo. (Kg/m<sup>3</sup>).
- h = Profundidad. (m).
- g = Aceleración de la gravedad
- am<sub>ax</sub> = Aceleración máxima de la superficie.
- rd = Coeficiente de reducción de esfuerzos (0.95 para 6m de profundidad).  
(y 0.85 para 12m.)

$$N' = (1.25 \log \sigma_0/\sigma_1) N$$

Donde:

- N = Número de golpes de penetración estandar.
- $\sigma_0$  = Esfuerzo efectivo a la profundidad estudiada. (kg/cm<sup>2</sup>).
- $\sigma_1$  = Esfuerzo efectivo unitario. (1kg/cm<sup>2</sup>).

P R O F U N D I D A D

PARAMETRO	2	3	4	5	6
Esfuerzo total	3.68	5.78	7.88	9.98	12.08
Esfuerzo efectivo.	3.80	4.90	6.0	7.10	6.20
Resist prom morn	7.0	12	12	15	15
Esfuerzo cortante	0.34	0.55	0.73	0.93	1.12
T / $\sigma_0$	0.13	0.14	0.15	0.15	0.16
Simbologia	+	x	Δ		O

Además se empleó otro criterio semiempírico basado en las experiencias de varios autores con arenas licuables. Con tal criterio se encontró una zona granulométrica en donde se ha observado que quedan contenidos todos los materiales que han sufrido éste fenómeno. En éste caso se determinaron 10 granulometrías del depósito de arena aquí estudiado, a diversas profundidades. La mayoría de éstas curvas granulométricas de materiales comprendidos entre 1,50m y 6m se sitúan en la zona de suelos licuables. Por tal motivo, se concluye que las arenas estudiadas son susceptibles a éste fenómeno y en consecuencia se tomaron previsiones para atenuar el fenómeno. En éste caso, se determinaron 10 granulometrías del depósito de arena estudiado, a diversas profundidades. La mayoría de éstas curvas granulométricas comprendidas entre 1.50m y 6m, se sitúan en la zona de suelos licuables. Por tal motivo, se concluye que las arenas estudiadas son susceptibles a éste fenómeno y en consecuencia se tomarán previsiones para atenuar tal fenómeno.

En la (figura 6.3) se presentan las curvas granulométricas efectuadas y su posición con respecto a la citada "zona granulométrica".

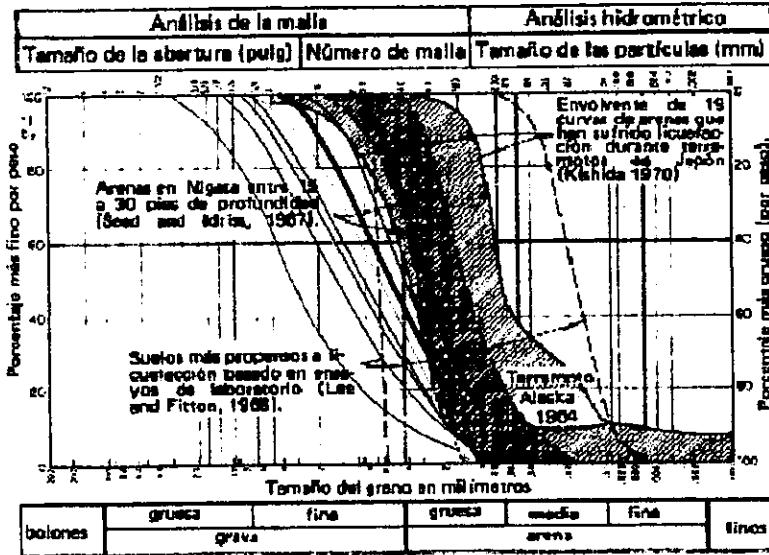


Figura 6.3

En donde podemos observar la zona granulométrica que forman las curvas de los sondeos hechos en el terreno, en la tabla siguiente podemos relacionar el sondeo con su línea granulométrica.

SONDEO	PROF (m)	D <sub>20</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>40</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	SIMB
SPT - 1	2.7	0.08	0.16	0.22	0.25	3.13	2.00	—
SPT - 1	5.7	0.10	1.22	0.39	0.62	6.20	0.78	—
SPT - 1	9.3	0.20	0.40	0.60	0.80	8.00	1.00	—
SPT - 2	2.7	0.17	0.27	0.37	0.43	2.61	1.03	—
SPT - 2	5.7	0.10	0.37	0.54	0.67	6.30	2.17	—
SPT - 2	8.10	0.013	0.11	0.19	0.23	17.69	4.05	—
SPT - 2	9.30	0.10	0.27	0.42	0.70	7.00	1.00	—
SM - 1	2.90	0.04	0.18	0.20	0.22	5.5	3.68	—
SM - 1	6.50	0.14	0.39	0.50	0.53	3.79	2.05	—
SM - 1	9.50	0.29	0.86	1.55	2.00	6.90	1.28	—

Con base a los resultados de la exploración realizada se proporcionaron las siguientes recomendaciones:

- A) El problema de la cimentación pudo resolverse con losas rígidas, las que se desplantaron sobre los rellenos compactados que se hicieron para atenuar el fenómeno de licuación de arenas.
- B) La capacidad de carga de la arcilla plástica sobre la que se apoyaron los rellenos es de 4ton/m<sup>2</sup>  
La capacidad de carga admisible del manto arenoso presentó una capacidad de 6ton/m<sup>2</sup>

Con lo anterior podemos ver que de acuerdo a los rellenos como a la estructuración las viviendas podran tener un comportamiento aceptable ,se presentaron asentamientos tanto inmediatos como diferidos los cuales no serán mayores de 5cms, de los cuales el 70% se presentaron durante la construcción y el resto se presentarán a largo plazo debido a la formación de arcilla.

## Conclusiones.

Como podemos observar son varios los factores que influyen en la ocurrencia de la licuación, dentro de los más importantes, que el depósito tenga las siguientes características.

Que se encuentre saturado, con granulometría fina, uniforme y de forma redondeada, en estado de compacidad suelto y que este sujeto a cargas dinámicas como sismos y explosiones, vibraciones etc, e incluso cargas estáticas.

Con respecto al potencial de licuación pudimos ver que aunque existen criterios empíricos para evaluar o predecir el potencial de licuación de un depósito de arena y, que en ocasiones se obtienen resultados confiables, es recomendable realizar ensayos de campo para determinar las propiedades dinámicas del depósito de arena. Y en muchas ocasiones, también se deberán realizar ensayos de laboratorio, que reproduzcan las condiciones de campo, y posteriormente comparar los parámetros obtenidos, para determinar si el suelo es susceptible a licuarse.

Una vez conocido o determinado el potencial de licuación, podremos determinar algún método para la estabilización del suelo y poder mejorar sus propiedades, lo cual estará en función de la magnitud y características del depósito así como del alcance y magnitud de la obra, así como de los recursos con que se cuenten.

Los métodos más recomendables para el mejoramiento suelos susceptibles a licuarse son el de vibrocompactación y el de vibrodesplazamiento, aunque como se mencionó anteriormente el mejoramiento de rellenos granulares involucra grandes volúmenes de material así como un incremento en los costos, y por esto se deben conocer las características de los métodos disponibles, así como su efectividad probable, y las dificultades para implantarlos en situaciones particulares.

El problema de la licuación de arenas existe y sus consecuencias han sido pérdidas humanas y materiales, con esto podemos ver la vulnerabilidad del ser humano ante los eventos de la naturaleza, y la importancia que debemos dar al irregular crecimiento de las poblaciones.

El fenómeno ha sido estudiado por diversos investigadores y aún no se puede decir que esta totalmente comprendido por lo que se tiene un campo fértil para investigaciones futuras.

## REFERENCIAS

- Casagrande, A., 1976  
"Liquefaction and cyclic Deformation of Sands : A critical Review Harward soil mecanics series No.88, Harvard University, Cambridge Mass.
- Casagrande, A., 1965.  
"Role of the calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering "  
Journal of the soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE.
- Florin, V. A. and Ivanov, E. L., 1973.  
"Liquefaction of saturated Sands Soils",Proced 5<sup>th</sup> interntl. Conf, on soil mechanics and foundations Engineering , Paris, France.
- Finn, W :D :L :, Bransby , P.L., and Pickering, P.J., 1970.  
"Effect of strain history of liquefaction of sand" , Journal of the soil Mechanics and Foundations Diviston, ASCE, vol, 96 No. SM6.
- Jaime , P.A. "I Curso Internacional de Mecánica de Suelos" Edit. Palacio de Minería, México 1988.
- Ladd, R, S, 1976.  
"Effects of specimen preparation on the cyclic. Structural Stability of sands", Simposium on soil liquefaction, ASCE National Convention , Philadelphia.
- Marrase 1961 Oshaki 1966.
- Mulilis, J. P., Cha, C :K :, and H.B. , 1975.  
"The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain Behavior of sands ", Report No. EERC 75-18, University of California Berkeley.
- Prakash. S. "Soil Dynamics" Ed. Mc Graw Hill Book company U.S.A. 1981.
- Pyke. R. Chan, C.K. and Seed H.B. 1974 "Settlement and liquefaction of Sands under multidirectional Shaking" Report EERC 74-2 Earthquake Eng.Res, Center University of California, Berkeley, Calif.
- Seed, H.B. and Lee, K.L. , 1966.  
"liquefaction of Saturated Sands During Cyclic loading" Proc. ASCE, 92 (SM6): 105-134.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1971. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE, 97, SM9 , 1249-1273.
  
- Seed, H.B. and Booker, J.R. 1976. "Stabilization of potentially liquefiable Sands Deposits Using Gravel Drain Systems" , Report No. EERC 76-10 University of California, Berkeley , Calif.
- Seed, H.B. Mori, K; and Chan, C.K. 1975 "Influence of Seismic History on the liquefaction Characteristics of Sands., Report No. 75-25, University of California Berkeley .
- Seed H.B. (1979) "Soil liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for level Ground During Earthquakes " Journal of Geotechnical Enginnering Division, ASCE, 105 GTZ, 201-255.
- Bishopp, K.E. (1959) "Forced Torsional Vibration of Systems with Distributed mass and Internal and External damping". Transactions of the ASCE: 8-12.

- Ballard, R.F.; Jr (1964) " Determination of soil shear moduli at depth by in-situ vibratory techniques", WES Misc Paper No. 4-691.
- Ballard, R.F.; Jr and Mc Lean, F.G. (1975) "Seismic field Methods for in situ moduli " Proceedings of the conference on "in situ" measurement of soil properties, Geotechnical Engineering Division ASCE Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, June 1-4, Vol 1 121-150.

## IMÁGENES.

- Abraham Diaz R. Oscar Weckmann, Rosario Iturbe. "Licuación de arenas" Apuntes Instituto de Ingeniería U.N.A.M. Septiembre 1973.  
(Figuras: 3.2, 3.3, 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6.)
- Civil Engineering (magazine) New York Abril 1995 Vol. 65 Member Business Publications Audit. Of Circulation Inc.  
(Figuras: 1.5, a 1.7.)
- Efraín Ovando Shelley, J. A. Segovia "Licuación de arenas" ed. TGC Geotecnia, México 1996.  
(Figuras 1.8, 1.12, 1.13, 2.7 a y b, 3.5, a la 3.14, 5.1, 5.2, 5.3, 5.4.)
- Hernández Dominguez E. Guardado Armendáriz P. "Licuación de Arenas" Instituto Politécnico Nacional. México 1996.  
(Figuras 2.2, 3.1, 3.4, 3.15, 3.17 a, b y c.)
- J. A. Díaz, O. Weckmann, Rosario Iturbide " Licuación de arenas" U.N.A.M. México 1973 ( Figuras 1.2 a, b, y c).
- J. Abraham Díaz R. "Determinación de las propiedades Dinámicas de los suelos" División de estudios de Postgrado Fac. Ingeniería U.N.A.M. México, enero 1995.  
(Figuras: 3.18 a la 3.27, 3.28 a y b, 3.29 a la 3.52.)
- Martin Holden "Natural Disasters" Ed. Michael Friedman Publishing. 1990.  
(Figuras 1.1 y 1.2).
- R. Colindres Selva "Dinámica de suelos y Estructuras" (Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica.) Ed. Limusa México 1983.  
(Figuras : 2.6b, y 3.16).
- Sauter Franz "Introducción a la Sismología Ed. Tecnológica de Costa Rica 1989 (Figuras: 1.3, 1.4, 2.1, 2.3, 2.4, 2.5, 2.6a).
- S.M.M.S. "X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos Tomo I ed. S.M.M.S. ac. México 1980.  
(Figuras: 1.9 a la 1.11).

## BIBLIOGRAFÍA.

### LICUACION DE ARENAS

Efrain ovando. José A. Segovia.  
Ed TGC geotecnia.  
1996.

### LICUACION DE ARENAS.

Abraham Díaz R. Oscar Weckmann.  
Rosario Iturbide.  
Instituto de Ingeniería U.N.A.M.  
Septiembre 1973

### "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SUELOS GRANULARES".

J. Abraham Díaz Rodríguez.  
División de estudios de Postgrado de la Fac. de  
Ingeniería de la U.N.A.M. (artículo).

### "DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS" (Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica.)

R. Colindres Selva Ed. Limusa México 1983.

### "INTRODUCCION A LA SISMOLOGÍA" Franz Sauter Ed. Tecnologica de Costa Rica, Costa Rica 1989.

### "DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS"

J. Abraham Díaz R. División de estudios de Postgrado Fac. Ingeniería U.N.A.M. México, enero  
1995.

### "PROYECTO EL EMBUDO" Grupo Consultor y Constructor de Obras Civiles GRUCCOC, S.A. DE C.V. Octubre 1989. Cárdenas Tabasco.