



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

# Análisis y Mejoramiento de Suelos Potencialmente Licuables

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

**Isidro Rodríguez Mendoza**

Tutor:

**M. I. Héctor Sanginés García**

Noviembre 2011





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.

*A mis padres, por todos esos días y noches que atreves de la distancia me hacían sentir siempre como en casa, gracias por confiar y creer en mí, los amo.*

\*\*\*\*\*

*A mi papá por darme el apoyo y sostenerme a lo largo de todos mis estudios, reconozco que ha sido maravilloso lo que ha hecho por mí y agradezco infinitamente a la vida de tenerlo como padre.*

*A mi mamá hermosa, por todos esos momentos en los que su voz llenaba mi corazón de anhelos y sus palabras a mi alma de deseos.*

*A mi hermano Ricky, gracias por ser mi mejor amigo, mi cómplice y mi confidente, por tantos fines de semana de interesantes anécdotas, por esos tus ojos llenos de aspiraciones, por tu gran corazón y valentía, mi admiración y respeto.*

*A mi Hare querida, gracias por el ejemplo que pusiste en los momentos más difíciles de mi vida y enseñarme que podemos llegar muy lejos si así lo deseamos.*

*Agradezco a mis amigos que desde pequeños han crecido conmigo y contribuyeron en gran parte a mi formación y aspiraciones.*

*A mi amigo Lalo por ser de los primeros en creer que podía lograrlo y por las interminables anécdotas que desde pequeños nos han ido formando en nuestras profesiones.*

*A mi amiga Viry y a su hermosa familia, gracias por tenerme confianza, creer en mí y brindarme un hogar y un lugar donde sentirme en casa.*

*Al Sr. José Luis y la Sra. María que me brindaron la oportunidad de conocerlos y de descubrir las excelentes personas que son, gracias por todas esas tardes de café, por compartir mis triunfos y tristezas, por dejarme ser parte de ustedes, por consentirme y apoyarme en mis metas.*

*Al amor que cultivo mis esperanzas, lleno mis días de alegría, por tu comprensión, tu apoyo y tus tecitos de bombones.*

*A Dani por sus múltiples consejos y las numerosas charlas que complementan mi formación y mi calidad como persona.*

*A los profesores e ingenieros de la facultad que me impulsaron siendo ejemplo y motivación para realizar mis estudios de ingeniería.*

*Al Ing. Héctor Sanginés, Eriverto Esquivel, Gabriel López, Mauro Niño, Héctor Legorreta y todos los que no he podido mencionar aquí, gracias por aclararme mis dudas en todo momento, con buena actitud y sobre todo por la amistad y respeto.*

*A mis sinodales por confiar en mí, por sus comentarios sobre mi trabajo y por todos los consejos que recibí de ellos.*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a los doctores que me hicieron ser parte de su equipo de trabajo, por la paciencia y por todos los conocimientos que de ellos pude obtener.*

*A mis amigos del Instituto de Ingeniería que formamos un gran equipo fuera y dentro del plantel.*

*A mis amigos de primer semestre, hoy **GRUPO GORVIO S.A C.V.**, gracias por estar conmigo en todos estos años y por todos esos viernes de tardes alegres.*

*A todos los ingenieros y amigos que vivieron conmigo esta experiencia, gracias por esos momentos, gracias por dejarme mostrarles quien soy y por escribir esta historia junto a mí.*

*A Dios por permitir tenerlos a todos ustedes familia y amigos.*

*A la **Facultad de Ingeniería**, que fue mi hogar durante tantos años, a la que le debo mi formación profesional, así como el conocimiento necesario para emprender los retos que me esperan y de la que siempre estaré orgulloso de pertenecer.*

*Por todo esto y por tantas satisfacciones personales, por qué mi vida ha cambiado y han dejado una marca en mi corazón. No es fácil expresar la enorme e incansable gratitud que tengo hacia algo tan grandioso, magnifico y maravilloso en la vida de una persona; sin embargo, sólo dejaré que mi corazón lo exprese pues es donde llevo grabada a mi alma  
Mater: la **Universidad Nacional Autónoma de México**.*

\*\*\*\*\*

---

**ÍNDICE GENERAL.**

<b>INTRODUCCION.</b>	<b>4</b>
----------------------	----------

**Capítulo 1**

**Fenómeno de licuación en Arenas**

1.1 Licuación de arenas	6
1.1.1 Definición	6
1.2 Licuación en suelos bajo acciones de carga	7
1.2.1 Carga en condiciones drenadas	7
1.2.2 Carga en condiciones no drenadas	7
1.3 Comportamiento de suelos	7
1.3.1 Descripción	7
1.3.2 Trayectorias drenadas	8
1.3.3 Influencia de contenidos finos	9
1.4 Estados de Falla	10
1.4.1 Esfuerzos antes de la falla	10
1.4.2 Esfuerzos durante la falla	11
1.4.3 Colapso	12

**Capítulo 2**

**Susceptibilidad de licuación en un suelo**

2.1 Licuación	14
2.1.1 Potencial de licuación	14
2.2 Estudios de campo	14
2.2.1 Penetración estándar y de cono eléctrico	14
2.3 Análisis de licuación de arenas	16
2.3.1 Metodología de cálculo del potencial de licuación	16
2.4 Estudio de licuación de arenas para la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán	21
2.4.1 Antecedentes	21
2.4.2 Condiciones del subsuelo	22
2.5 Susceptibilidad del sitio	23
2.5.1 Cálculo	23
a) Estrato 1	23
b) Estrato 2	26
c) Estrato 3	27

### CAPITULO 3

#### Daños provocados por licuación en diferentes sismos

3.1 Importantes fenómenos de licuación en México	29
3.1.1 Zonas susceptibles de licuación	29
3.2 Manzanillo Colima, 1995	31
3.2.1 Ubicación del sismo	31
3.2.2 Geología y sismicidad	32
3.2.3 Derrumbes	32
3.2.4 Licuación y hundimientos	32
3.2.5 Localidad Barra de Navidad	33
3.2.6 Casos estructurales	33
3.2.7 Infraestructura	34
3.3 Tecmán, Colima, 2003	35
3.3.1 Ubicación del sismo	35
3.3.2 Levantamientos y hundimientos	36
3.4 Valle de Mexicali, 2010	37
3.4.1 Ubicación del sismo	37
3.4.2 Sismicidad	38
3.4.3 Geología regional	38
3.4.4 Canales y drenes agrícolas	39
3.4.5 Edificación y vivienda	39
3.4.6 Otras estructuras	40
3.4.7 Soluciones	40

### CAPITULO 4

#### Mejoramiento de un suelo potencialmente licuable

4.1 Soluciones de mejoramiento	41
4.1.1 Depósitos de suelo	41
4.1.2 Técnicas de mejoramiento	41
4.2 Compactación dinámica	42
4.2.1 Compactación de impacto	42
4.3 Vibrocompactación	44
4.3.1 Mejoramiento profundo	44
4.3.2 Ensayos	46
4.3.3 Proceso de vibrocompactación	47
a) Penetración	47
b) Compactación	48
c) Relleno	48
d) Terminado	48
4.3.4 Limitaciones	49
4.3.5 Trabajos de vibrocompactación	49
4.3.6 Estratigrafía de la zona	50

4.4 Vibrosustitución ó vibrodesplazamiento	51
4.4.1 Método de mejora de terreno	51
4.4.2 Fundamento teórico	51
4.4.3 Proceso de vibrosustitución	52
4.4.4 Vibrosustitución por vía húmeda	52
a) Penetración	52
b) Sustitución	53
c) Terminado	53
4.4.5 Vibrosustitución por vía seca o vibrodesplazamiento	54
a) Penetración	54
b) Relleno	54
c) Terminado	54
4.4.6 Técnica por vía húmeda (vibrosustitución)	56
4.4.7 Técnica por vía seca (vibrodesplazamiento)	56
4.4.8 Comparación entre vibrocompactación y vibrosustitución	56
4.4.9 Trabajos de vibrosustitución	56
<b>Conclusiones</b>	59
<b>Recomendaciones</b>	60
<b>Referencias</b>	61



# Introducción

Para estudiar la posibilidad de riesgos de fallas o daños por sismos futuros en construcciones existentes y para el establecimiento de criterios y normas para diseño sísmico en un sitio o en una región, es indispensable contar con información que permita estimar la amenaza sísmica, es decir, las características probables de los movimientos sísmicos de mayor intensidad que pueden presentarse en dicho sitio o región durante lapsos de varias décadas o siglos. Así mismo tener en cuenta el tipo de suelo que generalmente juega un papel muy importante dentro de la infraestructura y como tal debe ser estudiado para prevenir futuros incidentes por fenómenos como el mencionado en esta tesis.

Para muchos el fenómeno de licuación no representa un riesgo activo, pero en muchas ocasiones ha sido la principal causa de daños en la infraestructura de un país, quedando el propio sismo por debajo de éste, ya que en ocasiones la magnitud del sismo no representa daño alguno; sin embargo el daño colateral si representa un peligro que en este caso lo llamamos licuación de arenas.

En este trabajo de tesis se habla del fenómeno de licuación de arenas cuyo comportamiento se presenta bajo algunas condiciones de carga, que inducen al colapso debido a diferentes tipos de esfuerzos producidos antes de la falla del suelo.

La licuación describe el comportamiento de suelos blandos saturado no consolidados, es decir, arenas flojas que van de un estado sólido a tener la consistencia de un líquido pesado o alcanzar un estado licuado. La licuación es más probable en suelos poco cohesivos para moderar suelos granulares con drenaje pobre, tal como arenas y limos conteniendo las costuras de sedimentos impermeables.

El análisis del fenómeno de licuación ha causado el interés de muchos, ya que en varios de los últimos eventos registrados como sismos de alta magnitud se ha demostrado que la licuación de arenas no solo debilita la estructura del suelo, también afecta directamente a todo tipo de estructuras, como edificios, instalaciones industriales, puentes, caminos, puertos, aeropuertos, presas, etc., y a toda edificación que se presente sobre suelos licuables, con esto; se ha concluido que un gran porcentaje de fallas estructurales han ocurrido como consecuencia del comportamiento desfavorable de los suelos. Con la finalidad de intervenir en este fenómeno y asegurar su estabilidad se debe determinar la magnitud del peligro que puede provocarse en un suelo potencialmente licuable, para lo cual, se tiene que realizar un análisis detallado para determinar si existe o no la susceptibilidad a licuación para un suelo. En los capítulos próximos se presenta un análisis para demostrar el potencial de licuación de un suelo de acuerdo con su estratigrafía, donde se denotan los estratos que son propensos a licuarse y hasta qué estrato se deberá revisar para tener certeza del resultado obtenido.

Alguno de los terremotos mencionados en este trabajo, hacen referencia a los eventos más intensos, ya que sus principales daños fueron causados por licuación, como el caso más reciente del valle de Mexicali en 2010, donde los daños se evaluaron tan solo en un inmueble de casi 25 millones de dólares en contenidos. Con esto, se hace hincapié en la importancia del

estudio y desarrollo de este análisis, así como la perfección de algunos métodos de mejoramiento de suelos.

Sin lugar a dudas en años pasados, no se tenía el conocimiento claro de este fenómeno, ni se contaba con el avance tecnológico que hoy nos ayuda a determinar con mayor precisión los alcances y amenazas que vivimos día con día; pero con el desarrollo de nuevas tecnologías se ha logrado combatir la licuación de arenas, mejorando la calidad de los suelos que en principio no son adecuados para la construcción y que en este momento ya se cuentan con diversos métodos que permiten el hundimiento acelerado de un suelo, hasta la prevención y mejora de suelos afectados por licuación de arenas casi en su totalidad.

El objetivo de esta tesis, es dar las herramientas necesarias para determinar el análisis de un suelo potencialmente licuable y conocer si existe o no la licuación de arenas; por otro lado, dar a conocer alguno de los métodos para un mejoramiento de suelo, además de obtener un juicio general del cálculo y del mejoramiento para fines que el ingeniero requiera.

# Capítulo 1

## Fenómeno de Licuación en Arenas

### 1.1 Licuación de arenas

#### 1.1.1 Definición

La licuación describe el comportamiento de suelos blandos saturado no consolidados, es decir, arenas flojas que van de un estado sólido a tener la consistencia de un líquido pesado o alcanzar un estado licuado, como consecuencia del aumento de la presión de poro y así disminuir la tensión media llevada por la estructura del suelo (tensión eficaz), inducido por su tendencia a disminuir el volumen cuando está sujeto a carga no drenada. La licuación es más probable en suelos poco cohesivos para moderar suelos granulares con drenaje pobre, tal como arenas y limos contenidos en sedimentos impermeables. Los depósitos más susceptibles a la licuefacción son arenas jóvenes y limos de alta plasticidad, en estratos de por lo menos varios metros de profundidad y saturado con agua. Tales depósitos se encuentran a menudo a lo largo de las márgenes de los ríos, playas, dunas y de áreas donde el lúgamo y la arena se han acumulado. Algunos ejemplos de la licuefacción incluyen arena movediza, arcilla rápida (arcilla marina), y corrientes de la turbiedad (*Taylor & Francis, 2006*) *Soil Liquefaction*.

Dependiendo de la relación de vacíos, el material del suelo puede responder a cargas de tensión-dúctil o tensión-rigidez. Los suelos tensión-dúctil son arenas flojas, se pueden accionar para derrumbarse, si la tensión estática de la estructura del suelo es mayor que la fuerza de estado estacionario del suelo. En este caso la licuación ocurre, donde la deformación de suelo permite que la tensión estructural de las partículas baje. Si los suelos tensión-rigidez son arenas densas, la licuación no ocurrirá generalmente. Sin embargo, el ablandamiento del suelo puede ocurrir debido a la carga saturada ejercida sobre sí misma. La deformación durante la carga dependerá de la densidad del suelo, la magnitud y la duración de la carga de la tensión estructural del suelo mismo.

Aunque los efectos de la licuefacción se han entendido a lo largo de los años, fue estudiado más a fondo por ingenieros y sismólogos debido a los fenómenos de licuación de arenas que se suscitaban alrededor del mundo como en 1964 Niigata, Japón y Alaska así como en la República Mexicana tomando los eventos más representativos como el de Coatzacoalcos en 1961, Manzanillo 1996 sin olvidar mencionar el valle de Mexicali en 2010.

## **1.2 Licuación en suelos bajo acciones de carga**

### **1.2.1 Carga en condiciones drenadas**

Si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material, antes de la aplicación de esfuerzos. Si el material es medianamente denso, la reducción del volumen puede ser pequeña y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Los materiales densos o muy densos sólo aumentan de volumen al someterse a esfuerzos cortantes. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata. Los suelos que se comprimen por el efecto de la aplicación de cargas se definen como contractivos; los que aumentan de volumen, como dilatantes. Los suelos granulares, saturados y sueltos son contractivos, y desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica son los más problemáticos, pues en ellos se puede presentar el fenómeno de licuación de arenas.

### **1.2.2 Carga en condiciones no drenadas**

Si se impide el cambio de volumen durante la aplicación de esfuerzos cortantes, es decir, si estos se aplican bajo condiciones de drenaje nulo, el agua contenida en los poros del suelo experimentará cambios de presión. Si el suelo es contractivo, la presión de poro aumentará; si es dilatante ocurrirá lo contrario y el valor de la presión de poro disminuirá. Cuando el suelo se encuentra en un estado muy suelto, los aumentos de presión de poro pueden anular a los esfuerzos efectivos. En ese momento sobreviene la licuación pues el material habrá perdido toda su capacidad para resistir esfuerzos cortantes y se comportará como un fluido. La licuación es más frecuente en arenas finas y uniformes aun que también se han registrado casos de licuación en algunas gravas sueltas.

## **1.3 Comportamiento de los suelos**

### **1.3.1 Descripción**

Se describe mediante variables de esfuerzo–deformación apropiadas. El de las arenas, ensayadas en cámaras triaxiales, suelen hacerse mediante curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial; asimismo, es muy útil contar con las trayectorias de esfuerzo. Estas últimas se representan con gráficas en las que en el eje de las abscisas se da el esfuerzo normal efectivo medio, y en las ordenadas, el esfuerzo cortante máximo; como se aprecia en las figuras 1.1 y 1.2 así como en las expresiones (1) y (2) respectivamente.

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} ; \quad t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (1)$$

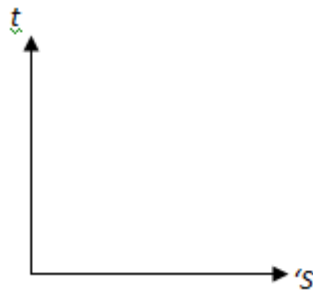


Figura 1.1 Esfuerzos normal y cortante.

Los subíndices denotan esfuerzos principales efectivos. Las trayectorias de esfuerzo también se pueden representar con diagramas  $p'$ - $q$ , siendo  $p'$  el esfuerzo efectivo octaédrico y  $q$  el esfuerzo desviador.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} ; \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

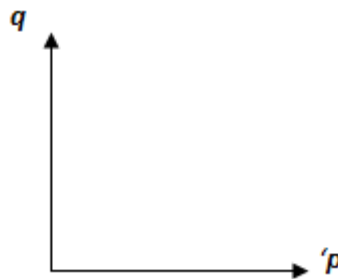


Figura 1.2 Esfuerzos principales efectivos.

Para ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ( $\sigma'_v = \sigma'_1$ ) y el menor, el horizontal ( $\sigma'_h = \sigma'_3$ ).

### 1.3.2 Trayectorias drenadas

Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin drenaje después de la consolidación, se genera presión de poro, y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtiene para condiciones drenadas. La distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada es la presión de poro en exceso de la presión de consolidación o, simplemente, el exceso de presión de poro,  $\Delta u$ .

En la figura 1.3 se ejemplifican trayectorias de esfuerzos para pruebas triaxiales consolidadas y después llevadas a la falla con y sin drenaje (pruebas CD y CU).

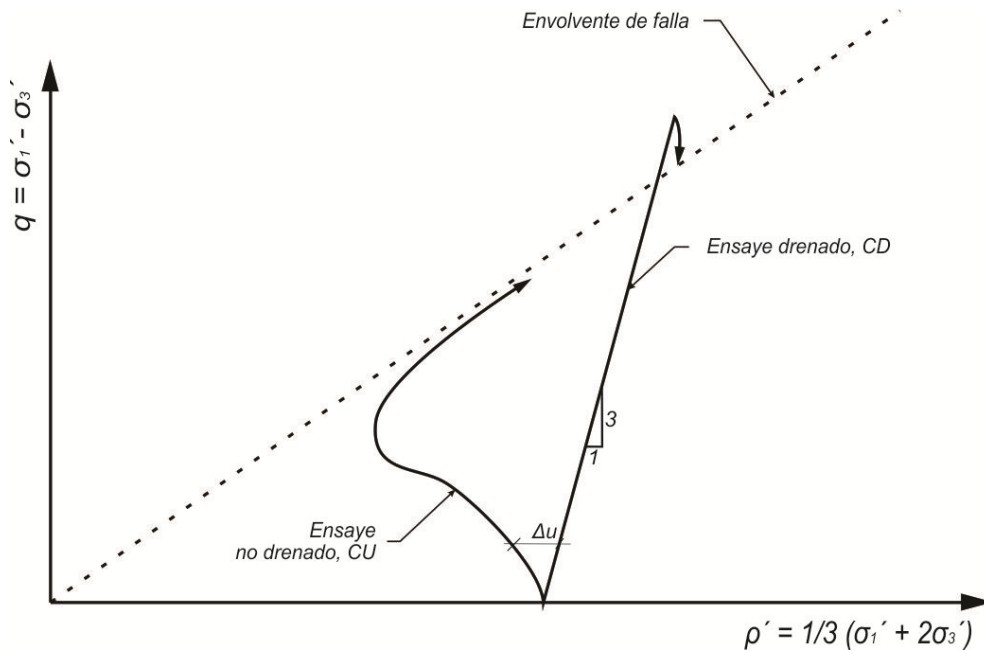


Figura 1.3 Trayectoria de esfuerzos efectivos de compresión triaxial, (pruebas CD y CU).

### 1.3.3 Influencia del contenido de finos

En los análisis para predecir el potencial de licuación, generalmente se supone que la presencia de materia fina como limos y arcillas, aumenta la resistencia a la licuación. No obstante, se ha demostrado experimentalmente que la inclusión de porcentajes pequeños de arcillas o limos dentro de la masa arenosa tiene el efecto contrario (Ford, 1985; Ovando, 1986, Georgiou et al, 1990). Los materiales finos en pequeñas cantidades 3 a 7 u 8 % promueven la formación de estructuras granulares más sueltas pues su presencia disminuye el número de contactos intergranulares y además su contribución a la resistencia al esfuerzo cortante es muy poca. Cuantos más finos se agreguen, mayor será la capacidad de los materiales para generar presiones de poro bajo condiciones no drenadas y mayor su potencial de licuación. Eventualmente se alcanzará una cierta cantidad de finos en la que estos contribuirán a tomar esfuerzos cortantes y a partir de este porcentaje de umbral, el comportamiento del material se asemejará crecientemente al de las partículas finas y su licuabilidad disminuirá (Ovando y Meza, 1991). Es decir, el comportamiento del material dejará de ser "arenoso" para convertirse en "arcilloso".

Para simplificar puede suponerse que los finos no contribuyen a resistir esfuerzos cortantes y por ello, en lugar de la definición usual de la relación de vacíos, conviene adoptar la siguiente que se refiere a los volúmenes que ocupan los vacíos y la materia fina en un volumen unitario de suelo, expresión (3).

$$e_{gf} = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (3)$$

en donde  $e_{gf}$  es la relación de vacíos denominada intergranular,  $V_v$ ,  $V_f$  y  $V_s$  son los volúmenes de vacíos, de materia fina y de arena, respectivamente. Utilizando esta definición para la relación de vacíos, también se pueden construir diagramas de estado.

## 1.4 Estados de Falla

### 1.4.1 Esfuerzos antes de la falla

Los estados de esfuerzos que se presentan en el campo generalmente incluyen la existencia de esfuerzos cortantes estáticos. Llamando  $K$  al cociente entre los esfuerzos efectivos horizontales y verticales ( $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$ ) se obtiene que las muestras ensayadas con valores de  $K$  pequeños son más inestables que las que se consolidan bajo estados de esfuerzos hidrostáticos o isotrópicos ( $K = 1$ ), como se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de la figura 1.4 y en las trayectorias de esfuerzo de la figura 1.5

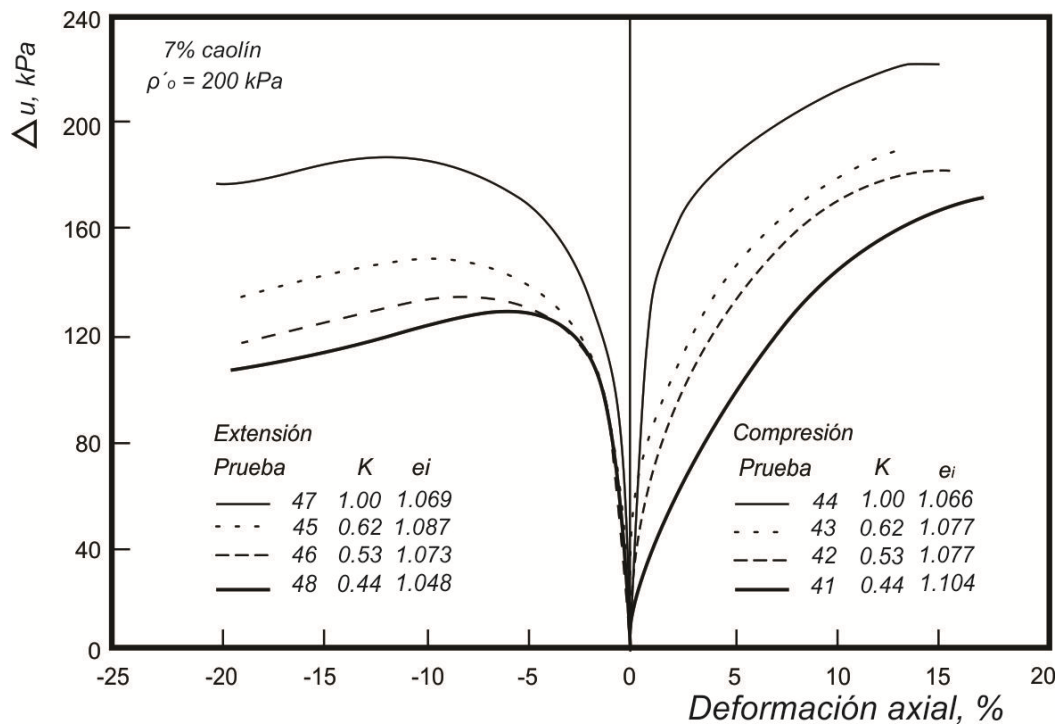


Figura 1.4 Curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación.

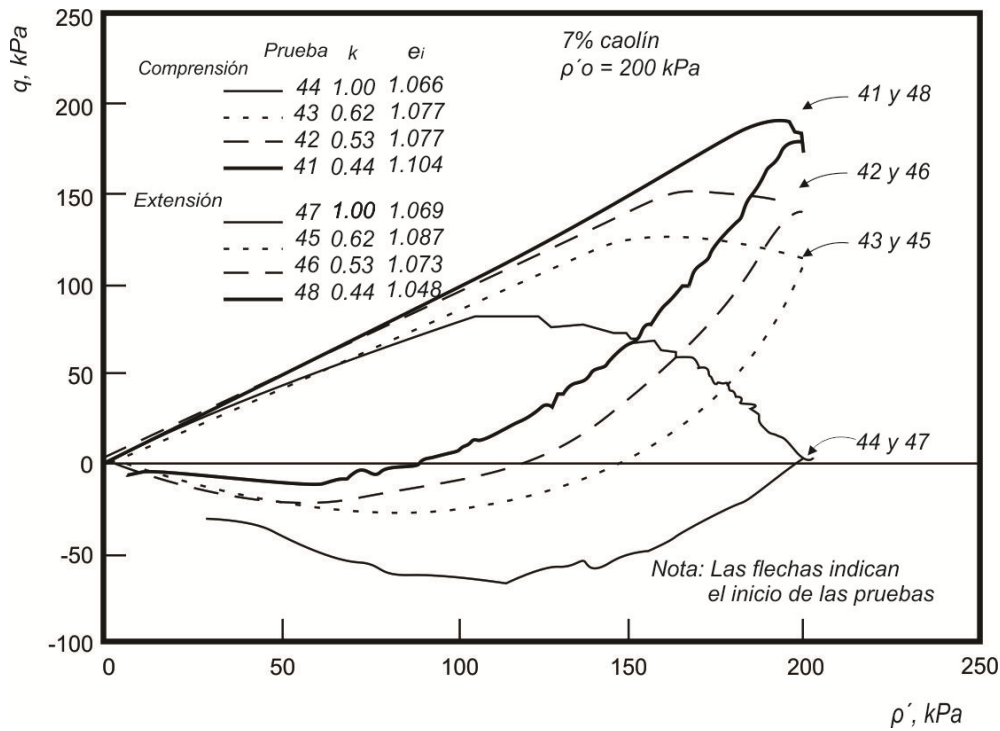


Figura 1.5 Trayectorias de esfuerzos correspondientes a las curvas de la figura anterior.

La influencia del valor de  $K$  en la licuabilidad de estas arenas es notable; a menor  $K$ , mayor propensión a sufrir deformaciones de flujo y licuación. Además, las muestras ensayadas en la extensión son más propensas a acumular presiones de poro bajo condiciones no drenadas que las que se ensayan en compresión; también son menos rígidas y resistentes. El interés de estos resultados dista de ser solamente académico, pues en muchas situaciones de carga cíclica en depósitos naturales de arena, durante un temblor o bajo la cimentación de una estructura fuera de la costa, por ejemplo ocurren rotaciones de las direcciones de esfuerzos principales en las que la dirección del esfuerzo principal mayor gira durante la aplicación de esfuerzos cortantes.

#### 1.4.2 Esfuerzos durante la falla

El comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llevan a las fallas en extensión, como también se aprecia en las figuras 1.4 y 1.5; esta diferencia se le ha atribuido a la anisotropía – orientación preferencial de los contactos intergranulares – de las arenas (Alberro, 1992). En una cámara triaxial sólo es posible efectuar ensayos de compresión, en donde el esfuerzo principal mayor es vertical, o ensayos de extensión – donde el esfuerzo principal mayor es horizontal-. Existen dispositivos en los que es posible controlar las direcciones principales durante la falla de los especímenes y en los que se han demostrado que la resistencia, rigidez y la capacidad para generar presiones de poro de las arenas, depende de la dirección del esfuerzo principal mayor durante la etapa de falla (Shibuya, 1985). Para materiales anisótropos, como las arenas reconstituidas que generalmente se ensayan en el laboratorio, los ensayos de compresión y extensión efectuados



en cámaras triaxiales permiten estudiar condiciones límite del comportamiento en lo que se refiere a los efectos de la anisotropía.

### 1.4.3 Colapso

Definen los esfuerzos cortantes máximos que se presentan antes de que sobrevenga la pérdida de resistencia que conduce a la licuación (total o parcial) y a la aparición de deformaciones de flujo. Al alcanzar el estado de colapso, las muestras ensayadas se vuelven inestables y en la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación la estructura del material arenoso sufre un reordenamiento generalizado, que es la causa de la aparición de incrementos substanciales de presión de poro que pueden conducir a la licuación. Desde el punto de vista práctico, es importante definir las condiciones que conducen a la inestabilidad de los materiales arenosos y por ello, los esfuerzos que los definen constituyen las envolventes de colapso en el espacio  $p'-q$ . En la figura 1.6 se presenta una gráfica en la que las ordenadas son los esfuerzos desviadores en el estado de colapso, normalizados con respecto al esfuerzo efectivo normal octaédrico y las abscisas son las relaciones de vacíos intergranulares. Las curvas de esta figura se construyeron con ensayos triaxiales de compresión y extensión efectuados en arenas de Jáltipan mezclada con pequeñas cantidades de caolín (3, 5 y 7%). Como se aprecia en la figura, se definen curvas que sólo dependen del valor del cociente de esfuerzos utilizado para consolidarlas,  $K$  y de la dirección con la que se aplicaron los esfuerzos cortantes para llevarlas a la falla (compresión y extensión); además, esas curvas son geoméricamente similares y por ello susceptibles de normalizarse con respecto a un parámetro que depende del estado de esfuerzos al final de la consolidación. Este parámetro es  $\beta_c = K$  para las probetas ensayadas en compresión y  $\beta_e = 1/K$  para las que se fallaron en extensión. Las curvas normalizadas se presentan en la figura 1.7 y de estas últimas se concluye que el factor determinante para definir las curvas es la dirección de la aplicación de la carga.

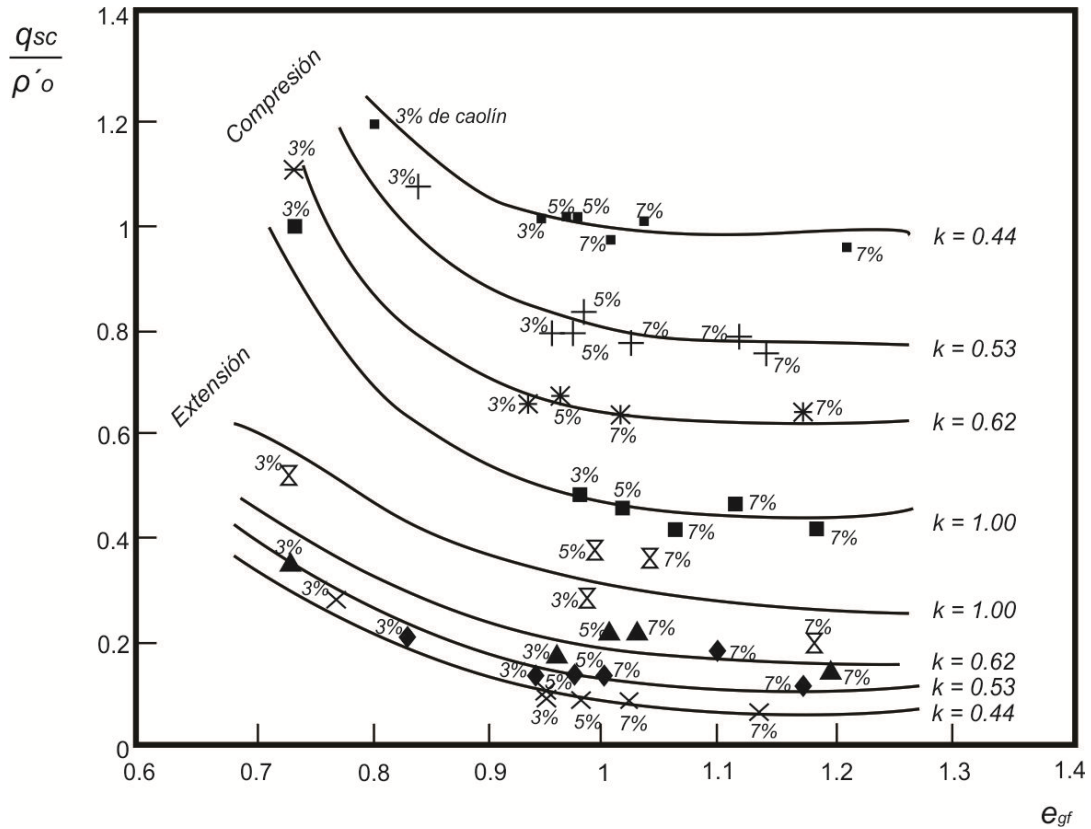


Figura 1.6 Líneas de resistencia mínima.

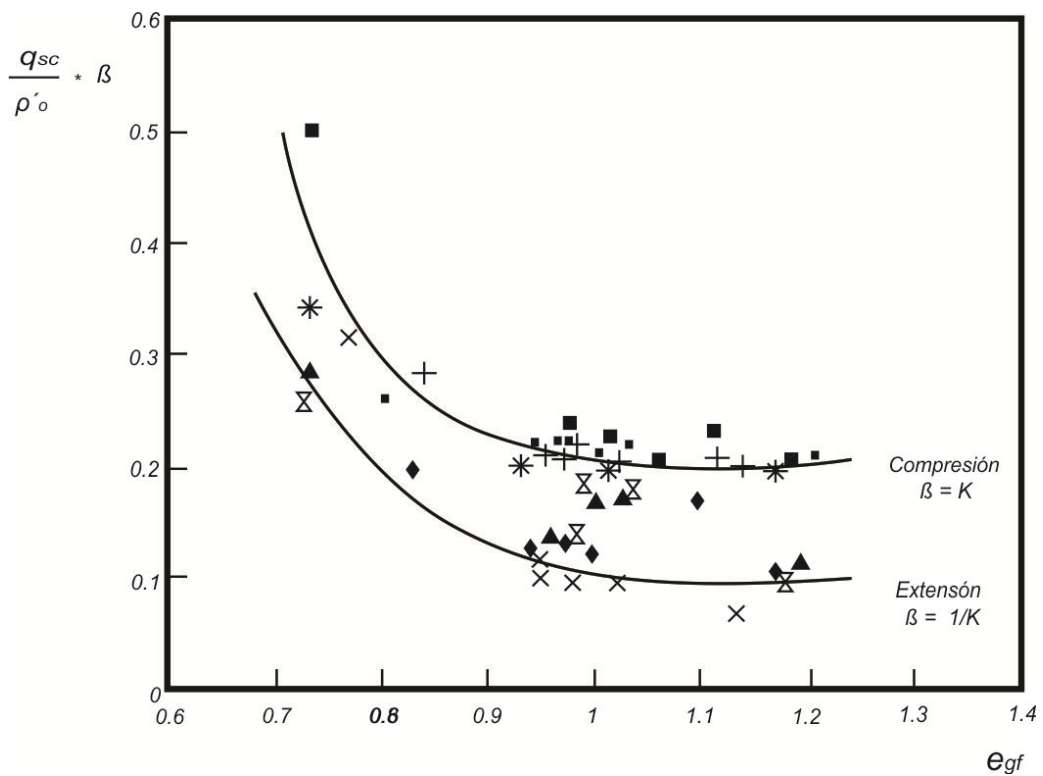


Figura 1.7 Líneas de resistencia mínima normalizadas.

## Capítulo 2

### Susceptibilidad de licuación en un suelo

#### 2.1 Licuación

##### 2.1.1 Potencial de licuación

El conocimiento sobre licuación de arenas se enriqueció con las contribuciones de Seed y colaboradores quienes, entre muchas otras cosas relacionadas en 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 et al, 1984). En nuestro país se ha usado exitosamente para predecir la licuación de rellenos granulares en Lázaro Cárdenas y en Manzanillo.

#### 2.2 Estudios de campo

##### 2.2.1 Penetración estándar y de cono eléctrico

El método simplificado de Seed e Idriss consiste en comparar una medida de resistencia a la penetración con el cociente de esfuerzos cíclicos,  $\frac{\tau}{p'_v}$ , que se induce en la masa arenosa, a una profundidad dada. Se define:

$\frac{\tau}{p'_v}$       *cociente de esfuerzos cíclicos.*

$rd$       *factor de reducción.*

$N$       *el número de golpes de una prueba de penetración estándar.*

$q_c$       *resistencia de punta medida con un cono eléctrico.*

Con estos parámetros se determina si en la profundidad estudiada el suelo puede licuarse, de acuerdo con experiencias previas, pues los valores obtenidos al examinar las condiciones de sitios en donde se ha presentado licuación, definen líneas que separan los estados de arenas licuables de lo que no lo son, figura 2.1.

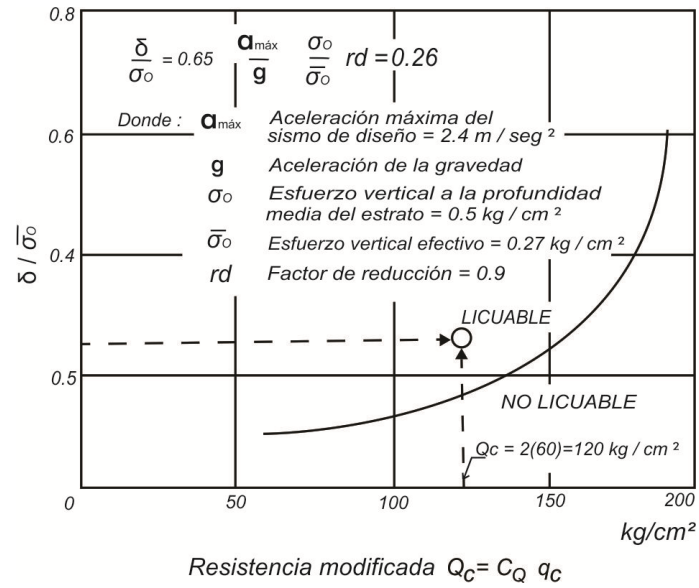


Figura 2.1 Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico.

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 figura 2.2 o bien del análisis de la respuesta sísmica del depósito estudiado.

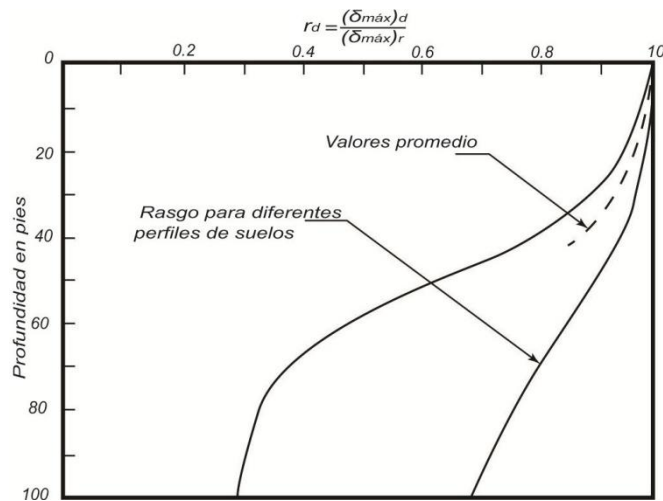


Figura 2.2 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes perfiles de suelo. (Seed e Idriss, 1982)

Conocido  $\frac{\tau}{p'_v}$ , se determina si el estrato es licuable para los valores de  $N$  o de  $q_c$  estos deben normalizarse con respecto al esfuerzo vertical efectivo del campo, antes de entrar a las gráficas de licuabilidad y para ello se puede emplear la figura 2.3 que proporciona un factor,  $Cq$ , que corrige a los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo.

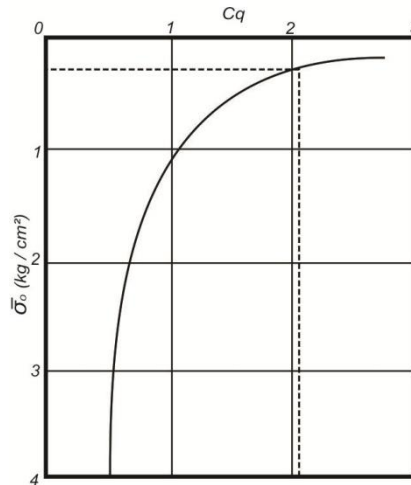


Figura 2.3 Determinar factores de corrección  $C_q$ .

## 2.3 Análisis de licuación de arenas

### 2.3.1 Metodología de cálculo del potencial de licuación

Consideremos una arena fina en estado suelto, totalmente saturada, cuya ecuación de resistencia al corte está dada por

$$S = \sigma' \tan \Phi$$

$$S = (\sigma - u) \tan \Phi$$

Si la arena se somete a una sollicitación dinámica (debido a un sismo, una vibración, etcétera), la presión de poro  $u$  aumenta en forma instantánea, lo que produce una reducción de la cantidad  $(\sigma - u)$ . Si la presión efectiva  $(\sigma - u)$  alcanza el valor de cero, la resistencia al corte de suelo se anula, y se dice que se presenta el fenómeno de licuación.

Con el fin de estudiar el fenómeno de licuación, Casagrande introdujo el concepto de relajación de vacíos crítica, cuya comprensión se facilita observado el comportamiento de una arena en una prueba de corte directo. En la figura 2.4 *b* la curva  $L'$  muestra la respuesta contractiva de una arena suelta, la curva  $D'$  la respuesta dilatante de una arena compacta, y la recta  $M'$  representa la *relación de vacíos crítica o capacidad crítica* que ambas muestras alcanzarían si el esfuerzo cortante hubiera continuado con un gran desplazamiento, o si la prueba de corte hubiera iniciado con esa relación de vacíos. En la figura 2.4 *a* la curva  $L$  muestra un incremento continuo del desplazamiento en una arena suelta, hasta eventualmente se alcanza la resistencia última. En cambio la arena compactada la curva  $D$  desarrolla primero una resistencia de pico y luego, con un incremento de volumen, la resistencia disminuye y se

alcanza la resistencia última de la arena suelta. La curva M representa una prueba iniciada con la relación de vacíos crítica, de tal forma que teóricamente no ocurre cambio de volumen, como se indica en la línea M' de la figura 2.4 b.

Las curvas  $L_c$ ,  $M_c$  y  $D_c$  corresponden a curvas de consolidación en pruebas de consolidación unidimensional. Las pruebas de corte directo se hicieron a una presión de confinamiento de  $1 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que los puntos  $x$ ,  $y$  y  $z$  son los puntos de inicio de las pruebas de corte directo. Proyectando estos puntos horizontales sobre la escala vertical del diagrama (b) encontramos los puntos de inicio  $x'$ ,  $y'$  y  $z'$  de las curvas relación de vacíos vs desplazamientos. Así, los puntos  $z$  y  $z'$  representan la relación de vacíos crítica para esta arena, para un esfuerzo vertical de consolidación de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Repitiendo estas pruebas para varias presiones de confinamiento, se obtiene la curva E de la relación de vacíos crítica, mostrada en la figura 2.4 c (Casagrande, 1975).

En la figura 2.5 están graficados las condiciones iniciales, y las condiciones de flujo cuando ocurrió la licuación. Las flechas con sentido a la izquierda indican las condiciones iniciales, y el punto graficado hacia la izquierda de cada flecha corresponde al esfuerzo efectivo principal menor durante el estado de flujo. En toda clase de pruebas (isotrópicas, anisotrópicas, cíclicas), la falla por flujo se presenta sobre una misma línea, que se denomina línea F, por que corresponde a una licuación acompañada de un flujo de la estructura (Casagrande, 1975).

En la figura 2.6 se muestra una línea de estado estable normalizada, donde

$$P' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$$

y  $p_c$  = presión de consolidación o de preconsolidación.

Los estados iniciales que quedan arriba y a la derecha de la línea de estado estable, representan a materiales contractivos susceptibles de licuarse o de sufrir deformaciones de flujo; la susceptibilidad de licuación aumenta conforme los estados iniciales definen puntos más alejados por arriba y a la derecha de la línea de estado estable. Si el estado inicial queda por debajo y a la izquierda de la línea de estado estable, el comportamiento del material será tanto más dilatante cuanto más alejado esté de dicha línea (Ovando y Segovia, 1996).

La susceptibilidad a licuación se puede estimar conforme al criterio de Seed e Idriss (1982), que utiliza los resultados de una prueba de cono.

Los resultados de una prueba de penetración estándar se pueden correlacionar con los de cono con las siguientes expresiones

Para arenas limpias:

$$q_c = 4 \text{ a } 5 \text{ N} \quad (1)$$

Para arenas limosas:

$$q_c = 3.5 \text{ a } 4.5 \text{ N} \quad (2)$$

Seed et al (1983) proponen corregir  $q_c$  con la siguiente expresión:

$$Q_c = C_q q_c \quad (3)$$

donde  $Q_c$  = resistencia modificada.

$C_q$  = factor de corrección (figuras 2.3).

El estado de esfuerzos inducidos por un sismo a la profundidad media del estrato cuyo potencial de licuación se pretende estimar, se define mediante el cociente  $\tau/p_v'$ , siendo  $\tau$  el esfuerzo cortante debido al sismo y  $p_v'$  el esfuerzo vertical efectivo inicial. Para calcular  $\tau/p_v'$  se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{\tau}{p_v'} = \beta \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \left( \frac{p_v}{p_v'} \right) \quad (4)$$

Siendo:  $g$  = aceleración de la gravedad.

$a_{\max}$  = aceleración máxima que podría presentarse durante un sismo.

$\beta$  = parámetro empírico (se recomienda usar  $\beta = 0.65$ ).

$r_d$  = factor de reducción (figura 2.2).

La ampliación de las ondas sísmicas al atravesar desde la base hasta la parte superior de un depósito de suelo, depende del contenido de frecuencias, de las aceleraciones incidentes en la base del depósito y de las propiedades dinámicas de los suelos; así, la magnitud de las aceleraciones dentro de la masa de suelo disminuye con la profundidad. El parámetro  $r_d$  toma en cuenta esta reducción y se puede obtener a partir de la figura 2.2. Para depósitos poco profundos suele aceptarse que un valor medio para este parámetro es  $r_d = 0.9$  (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989).

Las arenas con diversos porcentajes de limos o arcillas también licuables, aun que su susceptibilidad es menor que las arenas limpias (Santoyo, Riqing y Ovando, 1989). Para materiales granulares con finos y con diámetro medio  $D_{50}$  menor que 2.5 mm se han construido curvas de  $Q_c$  contra  $\tau/p_v'$  (figura 2.7).

La susceptibilidad a licuación de un elemento de suelo se estima de la siguiente forma: se calcula el cociente  $\tau/p_v'$  utilizando la ecuación 4. Con los valores de  $\tau/p_v'$  y  $Q_c$  se entra a las gráficas de la figura 2.1, con lo que se aprecia si el suelo es o no licuable.

El factor de seguridad contra licuación se puede definir como:

$$FS = \frac{Q_c}{Q_{cl}} \quad (5)$$

donde  $Q_{cl}$  es el valor menor de la resistencia de punta modificada para que no exista licuación (Santoyo, Riquig y Ovando, 1989).

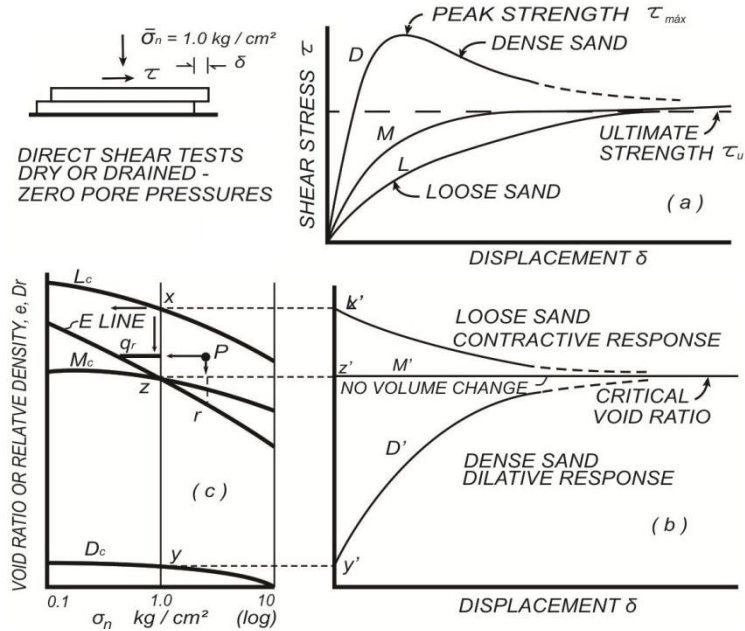


Figura 2.4 Hipótesis de la relación de vacíos tomados por medio de ensayos de corte directo.

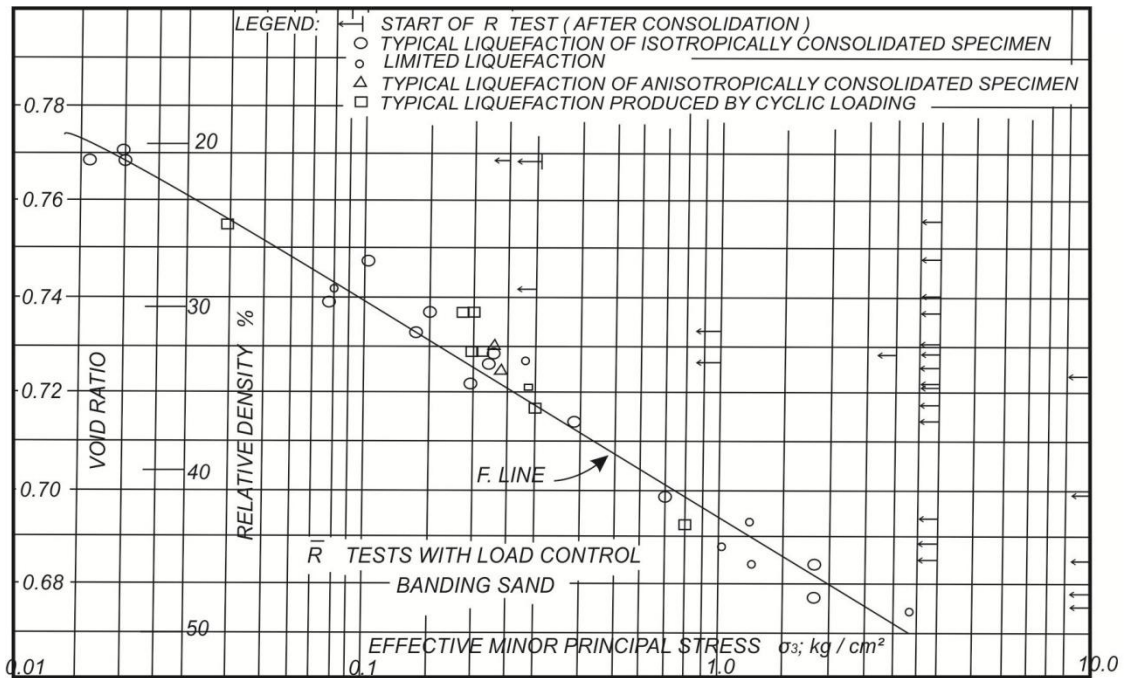


Figura 2.5 Relación de vacíos con incrementos de cargas cíclicas. (Casagrande, 1975)



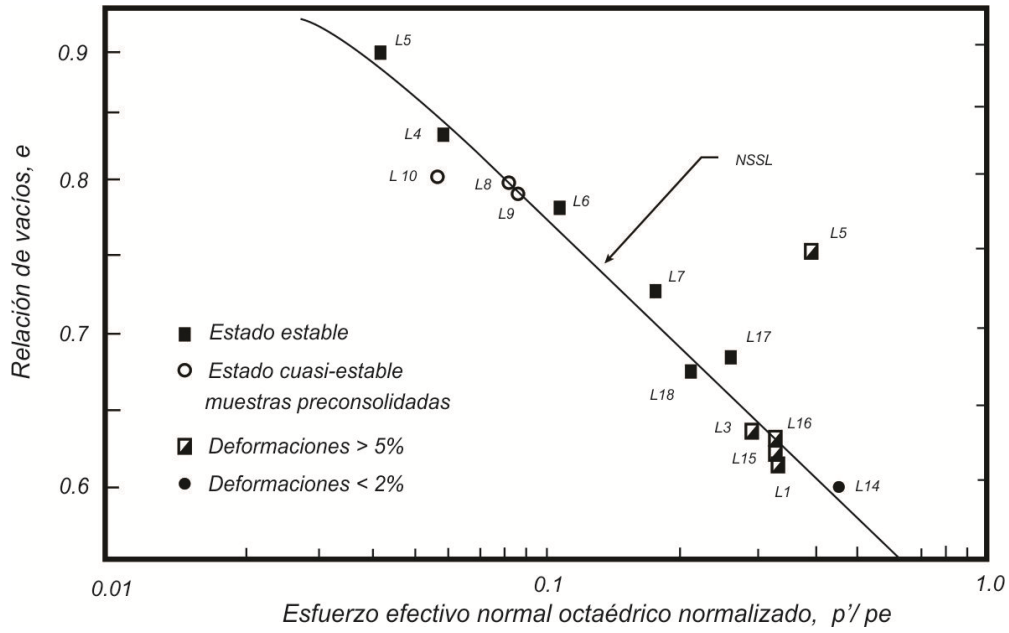


Figura 2.6 Línea de estado estable normalizada. Datos tomados de Konrad, (1990).

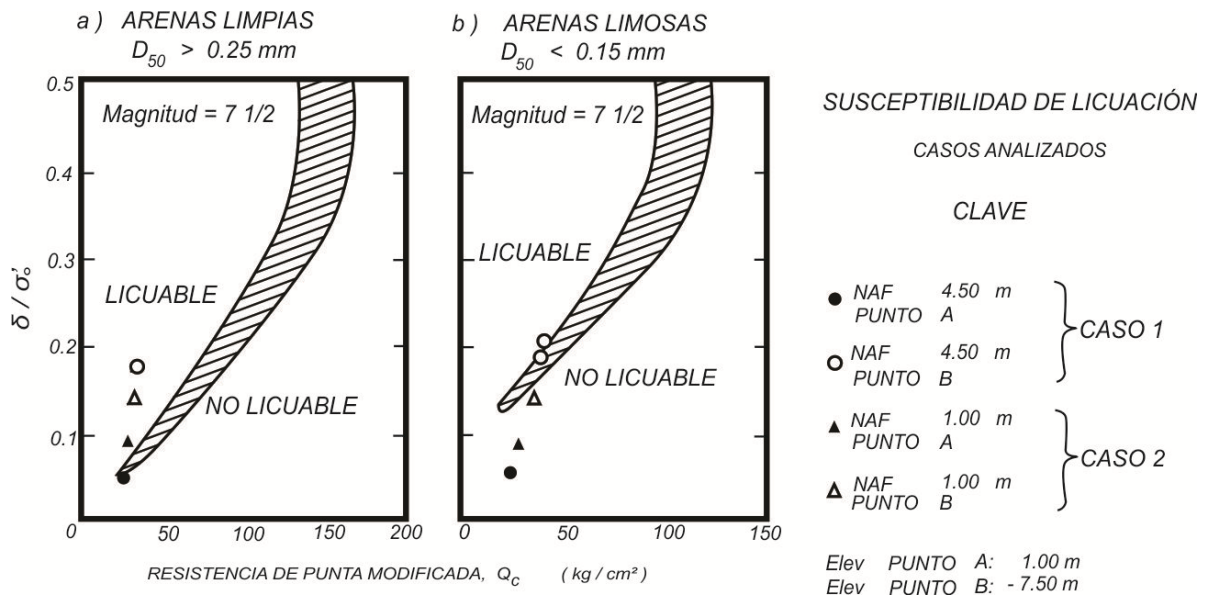


Figura 2.7 Correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración. (Seed et a, 1983)

## 2.4 Estudio de licuación de arenas para la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán.

### 2.4.1 Antecedentes

El Terremoto de México de 1985, afectó en la zona centro, sur y occidente de México y ha sido el más significativo y mortífero de la historia escrita de dicho país. En la ciudad de Lázaro Cárdenas, por ser el punto más cercano al epicentro del sismo, se registraron daños de medianos a graves en un 60 % de las viviendas, así como hoteles y edificios públicos también resultaron con graves daños.

El comportamiento observado de los suelos como consecuencia de algunos sismos, debe ser referido al marco geológico en el que se originaron. En este aspecto cabe destacar que existen suelos de formación antigua, en general muy duros y compactos y suelos blandos o sueltos medianamente compactos de formación más reciente. También es importante la presencia de los suelos francamente sueltos existentes hacia la zona de playa y de los rellenos de material de dragado; así también existen estratos de arenas finas y arenas limosas en estado muy suelto, subyaciendo estratos de materiales más compactos.

La zona industrial de estudio se localiza en el delta del río Balsas (Figura 2.8); el subsuelo en el sitio está formado por depósitos superficiales resistentes de resistencia baja a media, de 10 a 15 m del antiguo delta. Esta estratigrafía y la alta sismicidad de la zona, hacen necesario pensar que las construcciones pesadas se basarán en cimentaciones sobre pilas de gran diámetro.

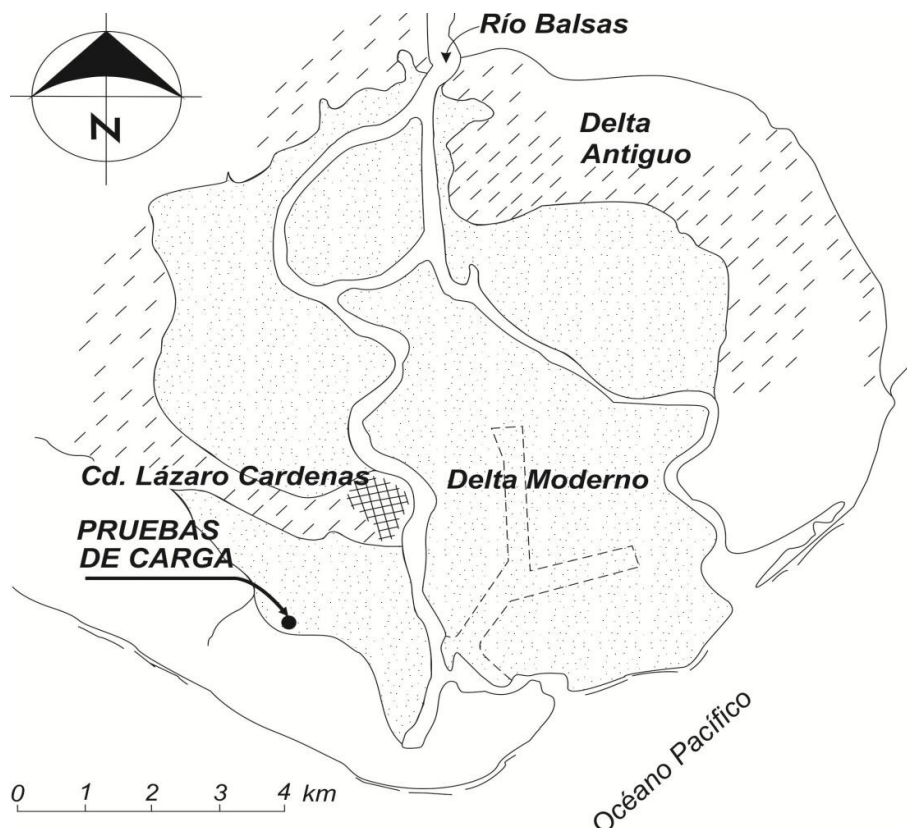


Figura 2.8 Localización de sitio de pruebas, Lázaro Cárdenas, Michoacán, México.

### 2.4.2 Condiciones del subsuelo

El subsuelo corresponde a materiales que se formaron en etapas alternadas de deposición y erosión, integrándose una estratigrafía más bien errática. La exploración geotécnica consistió principalmente en sondeos de penetración estándar; encontrando estratos importantes de suelos arcillosos blandos y eventualmente capas de turba y materia orgánica. A partir de estos materiales se encuentran depósitos muy resistentes de arenas y arcillas, alternadas hasta las profundidades que son del orden de 20 m. En la figura 2.9 se presenta la estratigrafía correspondiente para el sitio de estudio.

A raíz del sismo de 1985, en la zona en la que actualmente se analiza, se detectaron agrietamientos del terreno, alguno de los cuales mostraron indicios de licuación.

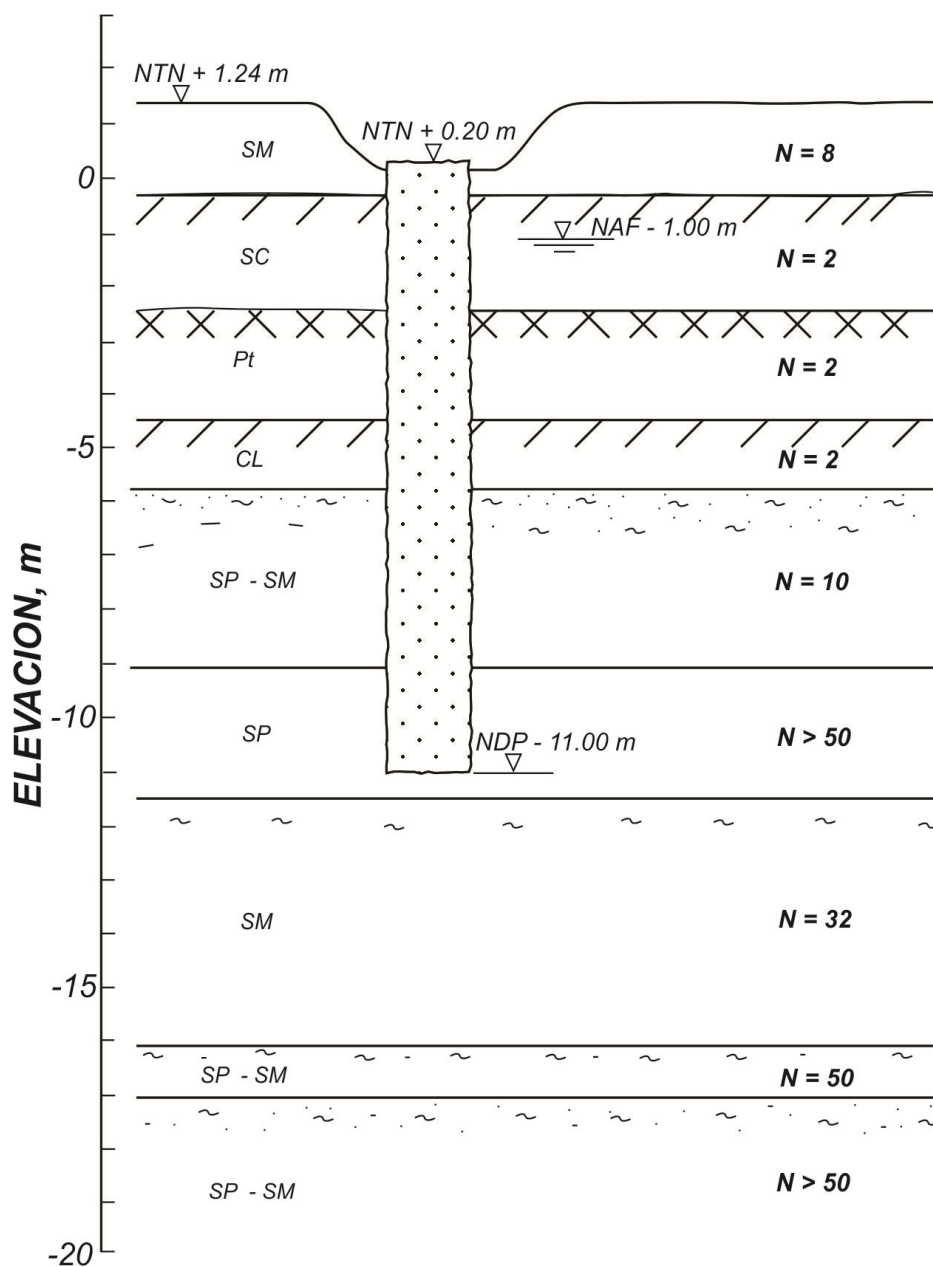


Figura 2.9 Estratigrafía del suelo en la prueba de carga.

## 2.5 Susceptibilidad del sitio

### 2.5.1 Cálculo

La estratigrafía que se presenta muestra 5 estratos de depósitos de arena fina, limpia y limosa (SM, SP-SM, SP), cuya capacidad aumenta de baja a alta con la profundidad. Sin ser una condición generalizada, se dictaminó que en algunos sitios estos estratos son susceptibles a licuarse.

Debido a la condición estratigráfica antes mencionada se evalúa cada uno de los estratos con posible licuación.

#### a) Estrato 1, SP-SM.

Profundidad del estrato = 6 m

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ t/m}^3$$

Aceleración máxima = 0.12 g

Magnitud del sismo,  $M = 7.5$

Numero de golpes,  $N = 2$

Profundidad NAF = 1 m

Se calcula el esfuerzo efectivo

$$Pv = Prof * \gamma_{\text{sat}}$$

$$Pv = 6 * 1.6 = 9.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pv = 0.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula el esfuerzo vertical

$$Pv' = [(NAF * \gamma_{\text{sat}})] + [(Prof - NAF) * 0.6]$$

$$Pv' = [1 * 1.6] + [(6 - 1) * 0.6] = 4.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pv' = 0.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De la figura 2.3 se determina el factor de corrección  $C_q$  entrando con  $P_v = 0.96 \text{ kg/cm}^2$

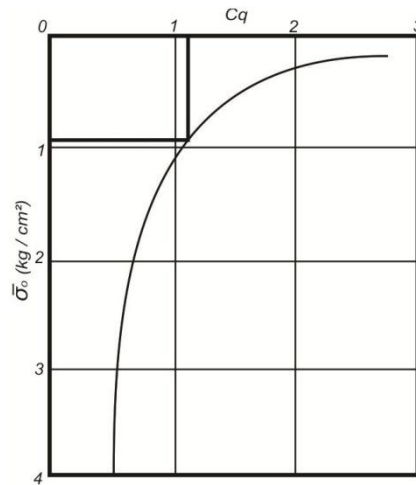


Figura 2.3 Factor de corrección  $C_q$ .

Por lo que obtenemos el valor de

$$C_q = 1.1$$

Determinamos  $q_c$  de la siguiente tabla

Suelo	$q_c/N$
Limo, limo arenoso	2
Arena de fina a media. Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa. Arena con poca grava	5
Arena con grava. Grava	6

Tabla 2.1 Relación entre  $N$  y  $q_c$  en la punta del cono holandés, en  $\text{kg/cm}^2$ . (Schmertmann, 1970)

$$\frac{q_c}{N} = 3.5$$

$$q_c = 7$$

De las expresiones presentadas en la metodología de cálculo del potencial de licuación de este capítulo, se toma la ecuación 3 y se sustituyen los valores antes obtenidos para la resistencia modificada.

$$Q_c = C_q * q_c \tag{3}$$

$$Q_c = 1.1 * 7 = 7.7$$

De la figura 2.2 obtenemos el valor de  $r_d$

$$r_d = 0.99$$

sustituyendo en ecuación 4

$$\frac{\tau}{p'_v} = \beta \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \left( \frac{p_v}{p'_v} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\tau}{p'_v} = \left[ 0.65(0.12) * 0.99 * \left( \frac{0.96}{0.46} \right) \right] = 0.1612$$

en la figura 2.1 se evalúa si el suelo es licuable, de acuerdo a los valores

$Q_c$  vs  $\frac{\tau}{p'_v}$ , que para este primer estrato analizado tenemos presencia de licuación de suelos.

Realizaremos un segundo análisis para determinar si existe o no licuación en los siguientes estratos.

**b) Estrato 2, SP-SM.**

Profundidad del estrato = 9 m

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.6 \text{ t/m}^3$$

Aceleración máxima = 0.12 g

Magnitud del sismo,  $M = 7.5$

Numero de golpes,  $N = 10$

Nivel freático,  $NF = 1.24 \text{ m}$

Profundidad NAF = 1.24 m

$$Pv = Prof * \gamma_{\text{sat}}$$

$$Pv = 9 * 1.6 = 14.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pv = 1.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Pv' = [(NAF * \gamma_{\text{sat}})] + [(Prof - NAF) * 0.6]$$

$$Pv' = [1 * 1.6] + [(9 - 1) * 0.6] = 6.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$Pv' = 0.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De la figura 2.3

$$Cq = 0.8$$

Determinamos  $q_c$  de la siguiente tabla 2.1

$$q_c = 35$$

sustituyendo en la ecuación 3

$$Qc = Cq * q_c \quad (3)$$

$$Qc = 0.8 * 35 = 28$$

De la figura 2.2 obtenemos el valor de  $r_d$

$$r_d = 0.96$$

sustituyendo en ecuación 4

$$\frac{\tau}{p_v'} = \beta \left( \frac{a_{\text{max}}}{g} \right) r_d \left( \frac{p_v}{p_v'} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\tau}{p_v'} = \left[ 0.65(0.12) * 0.96 * \left( \frac{1.44}{0.64} \right) \right] = 0.1684$$

en la figura 2.1 se evalúa si el suelo es licuable, de acuerdo a los valores

$Q_c$  vs  $\frac{\tau}{P_v}$ , que para este segundo estrato analizado tenemos presencia de licuación de suelos.

Se vuelve a calcular un tercer estrato a una profundidad de 10 m, para saber si también presenta licuación.

**c) Estrato 3, SP.**

Profundidad del estrato = 10 m

$\gamma_{sat} = 1.6 \text{ t/m}^3$

Aceleración máxima = 0.12 g

Magnitud del sismo,  $M = 7.5$

Numero de golpes,  $N = 50$

Profundidad NAF = 1 m

$$Pv = Prof * \gamma_{sat}$$

$$Pv = 10 * 1.6 = 16 \frac{ton}{m^2}$$

$$Pv = 0.96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Pv' = [(NAF * \gamma_{sat})] + [(Prof - NAF) * 0.6]$$

$$Pv' = [1 * 1.6] + [(10 - 1) * 0.6] = 7 \frac{ton}{m^2}$$

$$Pv' = 0.7 \frac{kg}{cm^2}$$

De la figura 2.3

$$Cq = 0.7$$

Determinamos  $q_c$  de la siguiente tabla 2.1

$$q_c = 175$$



sustituyendo en la ecuación 3

$$Q_c = Cq * q_c \quad (3)$$

$$Q_c = 0.7 * 175 = 122.5$$

De la figura 2.2 obtenemos el valor de  $r_d$

$$r_d = 0.93$$

sustituyendo en ecuación 4

$$\frac{\tau}{p'_v} = \beta \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \left( \frac{p_v}{p'_v} \right) \quad (4)$$

$$\frac{\tau}{p'_v} = \left[ 0.65(0.12) * 0.93 * \left( \frac{1.6}{0.7} \right) \right] = 0.166$$

en la figura 2.1 se evalúa si el suelo es licuable, de acuerdo a los valores

$Q_{cvs} \frac{\tau}{p'_v}$ , que para este tercer estrato analizado no tenemos presencia de licuación de suelos.

## Capítulo 3

### Daños provocados por licuación en diferentes sismos

#### 3.1 Importantes fenómenos de licuación en México

##### 3.1.1 Zonas susceptibles de licuación

México es uno de los países del mundo con mayor actividad sísmica. Según datos estadísticos, se registran más de 90 sismos por año con magnitud superior a cuatro grados en la escala de Richter (*Crónicas de desastres, N°3, Terremoto de 1985, Organización Panamericana de la Salud*). Los estados con mayor riesgo y donde ocurren sismos de gran magnitud (superiores a 7 grados en escala Richter) son: Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca, Puebla y el Distrito Federal. Otras entidades donde también se presentan sismos de gran magnitud, aun que con menor frecuencia, son: Chiapas, Estado de México, la Península de Baja California, y Sonora.

A partir de los sismos registrados a lo largo de los años, se ha detectado la presencia en algunos casos del fenómeno de licuación de suelos. Dicho fenómeno está vinculado con las zonas de riesgo por sismo que tienen su ocurrencia a lo largo de la República Mexicana. Dichas zonas dividen al país de acuerdo a la intensidad de sus eventos suscitados prácticamente en las costas del océano pacífico.

Las fallas geológicas localizadas en las costas del pacífico causantes de la mayoría de los fenómenos sísmicos, representan la fuente principal de la licuación de suelos, ya que dicho fenómeno ha golpeado de manera espontánea algunos sitios susceptibles a fenómenos sísmicos.

Algunos eventos de gran trascendencia, idóneos para el estudio exhaustivo en materia sísmológica, ya sea para mecánica de suelos, estructuras, riesgo o cualquier tipo de aplicación en diversos campos de la ingeniería se mencionan en este capítulo, haciendo énfasis en la licuación de suelos como fenómeno que afecta de manera directa cualquier tipo de estructura.

Los mapas de riesgo por licuación de suelos generan un panorama objetivo de las zona en las que es posible y factible la ocurrencia de este fenómeno, ya que están basados en estudios geológicos y litológicos que muestran zonas de susceptibilidad a lo largo del país propensas a licuación y en algunos otros casos hasta tsunamis debidos a la actividad sísmica ocurrida.



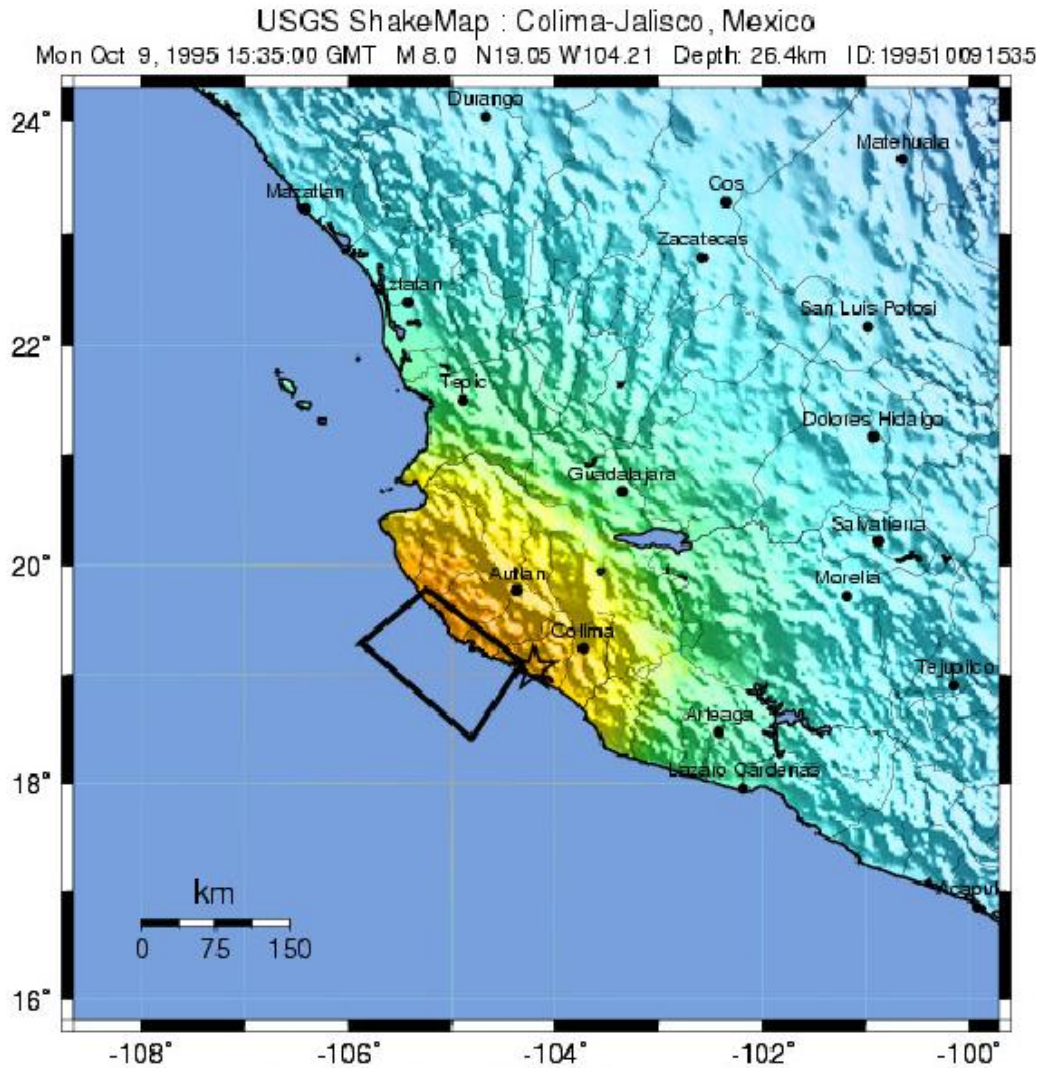
*Figura 3.1 Mapa de licuación de suelos de la República Mexicana.*

A lo largo del tiempo se han registrado algunos eventos relacionados con licuación de suelos ocurridos en la república Mexicana. Tomando en cuenta la magnitud de estos fenómenos y haciendo énfasis en dos de los eventos registrados en años pasados, como es el estado de Colima y el estado de Baja California, Mexicali, que presentaron el fenómeno de licuación de suelos y generaron pérdidas materiales, mismas que se citan en este capítulo.

### 3.2 Manzanillo, Colima, 1995.

#### 3.2.1 Ubicación del sismo

En 1995, el estado de Colima vivió un sismo de 7.3° de magnitud Richter con un epicentro localizado en 19.05°N y 104.21°O que pego en las áreas suroeste de Jalisco y el norte de Colima, figura 3.2.



PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Moderate/Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC. ( $\%g$ )	<.17	.17-1.4	1.4-3.9	3.9-9.2	9.2-18	18-34	34-65	65-124	>124
PEAK VEL. (cm/s)	<0.1	0.1-1.1	1.1-3.4	3.4-8.1	8.1-16	16-31	31-60	60-116	>116
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Figura 3.2 Mapa Manzanillo, Colima, 1995.

En diferentes lugares de los estados de Jalisco y Colima, los daños causados por el movimiento, el tsunami que se originó minutos después y la licuación resultantes se reportaron a lo largo de 120 km de costa en la región epicentral, cerca de 17 000 estructuras sufrieron daños considerables y a su vez a 45 000 habitantes sin hogar.

### 3.2.2 Geología y sismicidad

La región epicentral se localiza en la porción norte de la placa de Norteamérica, cercana a la trinchera de la zona de subducción, en la subplaca conocida como bloque de Jalisco. Este bloque está definido por el desarrollo de un punto triple en la vecindad de Guadalajara, el cual se localiza en la intersección de un sistema triple de fallas normales y de graben, como lo indicó *Luhr et al, 1985*.

Las velocidades de colisión entre el bloque de Jalisco de la placa Norteamericana y la placa Rivera, se consideran cercanas a los 2 cm/año, según *Nixon (1982)*, quien considera que el bloque de Jalisco se está uniendo a la placa del Pacífico. Estas velocidades son bajas si se les compara con las de 6 cm/año y 9 cm/año que se presenta en la zona de subducción de la placa de Cocos (*Drummond, 1986*). El sismo de Manzanillo se cree que ocurrió en esta zona de subducción del bloque de Jalisco, y por el resultado de estas colisiones de 2cm/año que ocurren en la zona.

El único efecto primario que se presentó fue la alta aceleración que se sintió en la zona epicentral, no se encontraron fracturas superficiales. Entre los efectos secundarios del sismo se presentaron derrumbes de taludes y desprendimiento de rocas, licuación, hundimientos, y un tsunami moderado.

### 3.2.3 Derrumbes

Los derrumbes y desprendimientos de roca se presentaron sólo en taludes, muchos de los cuales se precipitaron sobre carreteras que atraviesan la zona epicentral; no se encontraron ni se reportaron estructuras dañadas en este proceso.

### 3.2.4 Licuación y hundimientos

La licuación y los hundimientos se presentaron en algunos lugares bajos de la zona epicentral, esto ocurrió en rellenos sanitarios y en formaciones naturales, este fenómeno se presentó en Jaluco, Barra de Navidad, y en algunas áreas de la bahía, estas áreas sufrieron los mayores daños que son:

En este poblado la mayoría de las casas sufrieron daños producidos por licuación de arenas y por los hundimientos. Los hundimientos máximos observados fueron de cerca de 50 cm, que provocaron fuertes asentamientos diferenciales y graves daños estructurales. La mayoría de las losas de piso sin refuerzo, fueron empujadas por arriba del suelo que estaba licuándose, alcanzando alturas de un metro en algunos casos. Muchas estructuras resultaron dañadas por los grandes desplazamientos sufridos por las cimentaciones, lo que originó algunos colapsos. En la figura 3.3 se ilustra cómo los efectos de las altas aceleraciones en combinación con la licuación y el hundimiento del terreno provocaron daños severos en las estructuras.



*Figura 3.3 Asentamiento causado por licuación.*

### **3.2.5 Localidad Barra de Navidad**

Se encuentra localizado a 10 km al sur de Jaluco, en una de sus colonias, Cabo Blanco, existen una serie de canales internos que conectan la bahía con las casas, estos canales se construyeron con rellenos, al igual que muchos de los terrenos donde se asentaron las construcciones de esta colonia. Algunos de los rellenos y de los depósitos de la laguna se licuaron, dejando daños considerables en las casas y en estructuras auxiliares (patios, pequeños embarcaderos, piscinas, etc.). Entre los daños se incluyen hundimientos, desplazamiento lateral y colapso de los bancos de relleno, inclusive se presentaron algunos colapsos parciales. En la colonia Barrio Nuevo, los depósitos naturales de suelo se licuaron, dejando daños importantes; el desplazamiento lateral fue mínimo en esta zona, sin embargo el hundimiento fue considerable, en algunos casos la losa del piso se fracturó y sobresalió de su nivel hasta un metro; los sucesos fueron similares a los ocurridos en Jaluco que se describieron previamente.

### **3.2.6 Casos estructurales**

Las construcciones de la zona epicentral van desde casas de autoconstrucción de adobe, hasta edificios modernos de acero y de concreto reforzado. Algunas de las edificaciones modernas contaron con diseños adecuados, y supervisión durante su construcción, estas estructuras tuvieron un buen comportamiento sísmico.

Una gran variedad de estructuras de concreto, sobre todo en la zona turística; su desempeño durante el sismo fue el adecuado. Aquellos que presentaron daños importantes, carecían de un buen diseño y control de calidad. Los problemas que se presentaron más frecuentemente fueron los de planta baja flexible; configuración estructural inadecuada; mal detallado del refuerzo longitudinal y lateral, mal anclaje, sin traslape o separación excesiva de los estribos.

### 3.2.7 Infraestructura

La autopista 200 sufrió daños debidos a licuación y desplazamiento lateral del suelo, pero la operación se restableció en la mañana siguiente. Algunas otras instalaciones resultaron dañadas, incluida una hidroeléctrica de la Comisión Federal de Electricidad en Manzanillo, donde las tuberías del sistema de enfriamiento del generador sufrieron daños, cuando la estructura que las soportaba se hundió debido a la licuación del terreno, dos semanas después del sismo las autoridades seguían trabajando en este problema.

El puerto de contenedores de Manzanillo sufrió daño moderado; la licuación del terreno provocó hundimientos diferenciales y movimiento lateral del terreno. Después del sismo el puerto sólo trabajaba al 20 % de su capacidad, debido a grietas graves en el patio de los contenedores; este agrietamiento provocó daño ligero en las grúas de carga.



*Figura 3.4 Daños a infraestructura debido a hundimientos causados por licuación.*

### 3.3 Tecomán, Colima 2003.

#### 3.3.1 Ubicación del sismo

El fenómeno de licuación de arenas se presentó en la localidad de Tecomán en el estado de Colima en 2003. En este evento el epicentro se localizó por el Servicio Sismológico Nacional en 18.22° N y 104.6° O, frente a las costas de Colima, con magnitud 7.6 en la escala de Richter y profundidad de 10 km.

El movimiento fue sentido con gran intensidad en toda la región de Colima, produciendo daños importantes en viviendas, interrupción de servicios telefónicos y de suministro de energía eléctrica, así como un buen número de deslizamientos en laderas naturales y taludes en carreteras.

Este evento, considerado dentro del contexto sísmológico de nuestro país como de gran magnitud, se origina en la zona de subducción ubicada a lo largo de la costa del Pacífico, entre los estados de Jalisco y Chiapas donde tiene lugar la mayor parte de la sismicidad de la República Mexicana.

Colima tiene zonas susceptibles en licuación de suelos, mismos que han dado motivos para el estudio de este fenómeno a nivel estado y a nivel república mexicana, ya que dentro de esta zona se presentaron fallas por licuación a lo largo del puerto de Manzanillo y las zonas urbanas de Villa de Álvarez y Colima, sobre todo entre estas últimas dos en lugares inhabitados, disminuyendo las posibles pérdidas humanas y materiales.

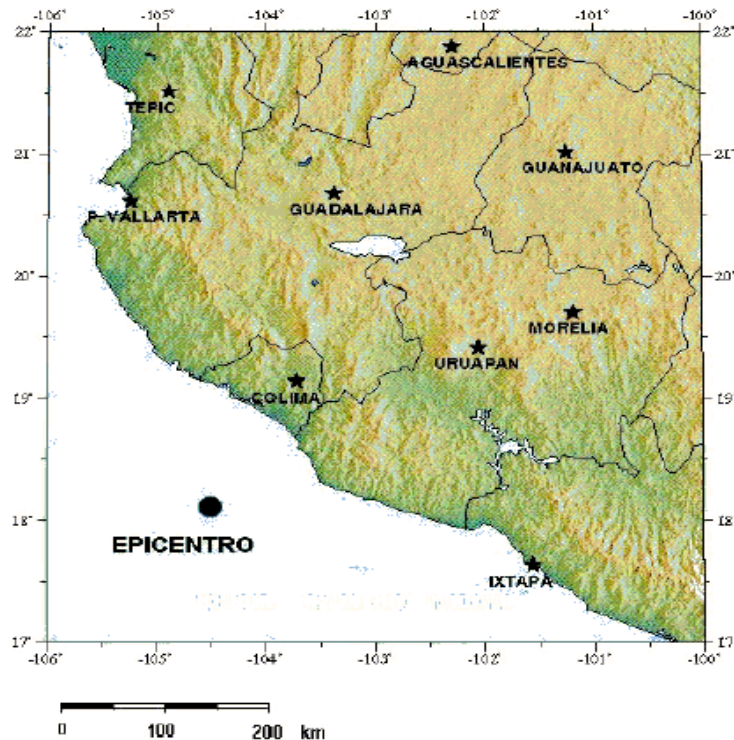


Figura 3.5 Sismo de Tecomán, Colima, 2003.



### 3.3.2 Levantamientos y hundimientos

El daño incluyó levantamiento, hundimiento y/o agrietamiento de bloques de concreto del piso; agrietamiento y/o deformaciones en pavimento y aceras y desplazamiento lateral, sobre todo en las estructuras residenciales.

Los habitantes locales reportaron que inmediatamente después del sismo se vieron ebulliciones de lodo y arenas en grietas del pavimento y bloques de concreto dañados, que es otra manifestación del fenómeno de licuación, figura 3.6.

En la costera de Manzanillo, consistente de bloques prefabricados, después del sismo se pudo ver la deformación causada por la propagación del movimiento lateral. Acorde con *Wartman, et al. (2003)*, la inclinación del suelo fue de aproximadamente 3% y el desplazamiento lateral del orden de 1 a 3 . Los daños por licuación se limitaron casi exclusivamente a dicha zona, incluyendo un camino cercano al centro y un paso del boulevard principal. La licuación ocurrió en áreas no significativas por lo que las operaciones del puerto no se vieron afectadas. Pero debido al crecimiento de la ciudad, esto puede ser un peligro para las futuras construcciones que se decidan hacer, por lo que debe ser considerado dentro de estudios futuros.



Figura 3.6 Desplazamiento lateral en pavimento en el puerto de Manzanillo. *Wartman, et al. (2003)*.

### 3.4 Valle de Mexicali, 2010.

#### 3.4.1 Ubicación del sismo

El 4 de abril de 2010 a las 15:40 horas (tiempo local) a 47 km de Mexicali ocurrió un sismo de magnitud 7.2 en la escala de Richter (Munguía et al. 2010). Este evento causó la muerte a dos personas y cerca de cien lesionados, y provocó daños severos en la infraestructura de canales de riego, vivienda, carreteras, puentes, escuelas y hospitales, entre otros. Por otro lado, los daños en contenidos y caída de plafones generaron pérdidas que fueron graves en diversos inmuebles, por ejemplo, se tiene reportado que en un solo inmueble se tuvieron pérdidas económicas de casi 25 millones de dólares en contenidos.

El sismo afectó la población y la infraestructura de riego, vivienda y edificaciones en el valle de Mexicali, principalmente por efectos de licuación de arenas, la consecuente reducción de resistencias, corrimientos laterales y hundimientos del subsuelo. Estos fenómenos han ocurrido en otros sismos, como los de Alaska y Niigata, en 1964, donde hubo fallas asociadas a licuación, incluso el desplazamiento de taludes, fallas en cimentaciones de puentes y edificios, así como la emersión de estructuras enterradas.

Los efectos del sismo se sintieron en la región noroeste de México y en el sur de California, así como en Arizona y Nevada, Estados Unidos, a más de 400 km del epicentro. Se localizó en las coordenadas 32.32° de latitud norte y 115.27° de longitud oeste, con profundidad de entre 4 y 10 km sobre los depósitos aluviales del valle de Mexicali en la localidad del ejido Cucapah Mestizo, Baja California, figura 3.7.

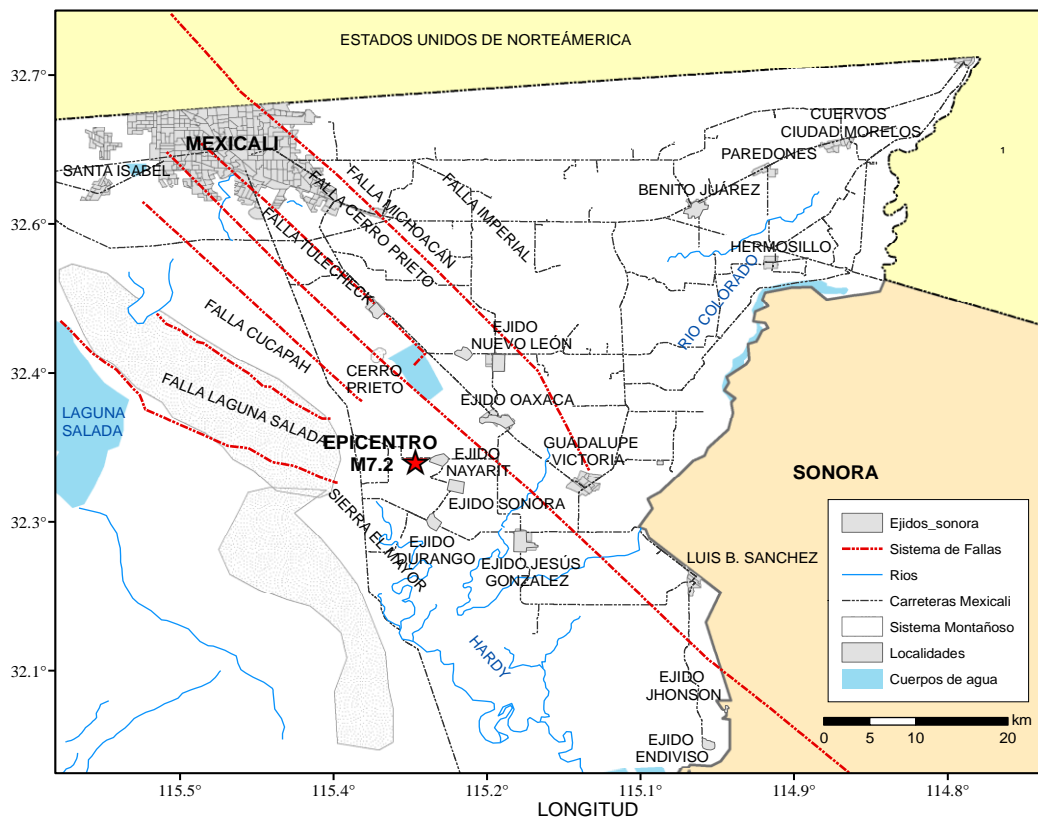


Figura 3.7 Epicentro y distribución del sistema de fallas San Andrés formado por fallas transcurrentes.

### 3.4.2 Sismicidad

La región donde ocurrió el sismo se ubica en la vecindad de la frontera entre las placas tectónicas del Pacífico y Norteamérica que se mueve hacia el noroeste a una velocidad de 45 mm/año. La interacción de estas placas ha dado origen a un complejo conjunto de fallas activas, como son la falla Imperial, de Cerro Prieto, de Michoacán, de Cucapah, de Pescaderos, de Borrego y de Laguna Salada. Las fallas se encuentran interconectadas con los sedimentos permeables e impermeables, donde el calor de origen magmático se disipa y mezcla con los acuíferos existentes provocando manifestaciones de vapor.

### 3.4.3 Geología Regional

El fenómeno de licuación se presentó de manera generalizada. La licuación ocurre en depósitos granulares geológicamente recientes (depósitos aluviales) donde el nivel de aguas freáticas (NAF) está a menos de 15 m de profundidad, lo que influye en el nivel de saturación del suelo y por lo tanto afecta los esfuerzos efectivos; en algunos sitios de esta región, se tiene reportado que el NAF se encuentra a menos de 5 metros. Este fenómeno genera pérdida de capacidad de soporte, asentamientos, desplazamientos laterales, agrietamiento del suelo y volcanes de arena, lo que ocasiona graves daños en inmuebles e infraestructura como se observó durante este sismo.

La región del Valle de Mexicali está dentro de la región fisiográfica del delta del Río Colorado. De acuerdo a las cartas publicadas por el Servicio Geológico Mexicano, la litología corresponde a sedimentos del Holoceno por lo que resulta ser una zona con alta susceptibilidad de presentar licuación del suelo, como lo evidenció el sismo. En la figura 3.8 se presentan cuatro sitios donde se puede observar el tipo de daños provocados por el fenómeno de licuación como fallas por capacidad de soporte y el correspondiente asentamiento de los cimientos y la eyección de arena licuada. Por otro lado, en el Parque Mexicali (localizado aproximadamente a 60 km del epicentro) se presentó desplazamiento lateral del suelo en los límites del lago de Mexicali, así como grietas y deformaciones del pavimento de estacionamiento vehicular en donde hubo eyecciones de arenas.

En todos los sitios inspeccionados en la zona de daño se manifestaron evidencias de licuación, mostradas por “volcanes” de arena en la superficie del terreno con expulsión de agua a presión, figura 3.8. La licuación de arenas y limos es consecuencia de la concentración de gradientes hidráulicos por el incremento súbito de presiones en el agua que satura los poros del suelo; se produce así la flotación y el arrastre de los granos del subsuelo arenoso y limoso hacia la superficie para formar los volcanes.



Figura 3.8 Daños provocados por el fenómeno de licuación.

#### 3.4.4 Canales y drenes agrícolas

El canal Reforma es distribuidor principal de agua para riego y forma parte del acueducto Río Colorado-Tijuana. Durante el sismo, el canal Reforma tuvo una interrupción temporal por la falla de un tramo atribuida a hundimientos por falla de capacidad de carga y deslizamientos del terreno natural. Después de una reparación provisional entró en funciones de manera limitada por la pérdida de bordo libre, con un caudal de  $7.7 \text{ m}^3/\text{s}$  de los  $14 \text{ m}^3/\text{s}$  que conducía antes del sismo.

Los corrimientos laterales afectaron la estabilidad de drenes, cortes, taludes y terrazas aluviales aledañas a los meandros remanentes e inactivos del río Colorado, o zanjas de las regaderas derivadas de los canales principales.

Los drenes agrícolas fueron afectados principalmente por corrimientos y deslizamientos de talud que obstruyeron el flujo del agua. Para restaurar el drenaje tuvo que esperar a que el suelo disipara el incremento de presión de agua en el subsuelo, que elevaron temporalmente los niveles freáticos después del sismo. Las estructuras de compuertas (represas y obras de toma) no tuvieron daños estructurales significativos; sin embargo, es necesaria una verificación de la estabilidad sísmica, en particular para sismos de mayor magnitud.

#### 3.4.5 Edificaciones y viviendas

Mediante la identificación del tipo de estructuración de viviendas y edificaciones dañadas y no dañadas en zonas rurales y urbanas en el valle de Mexicali, fue posible valorar el comportamiento dinámico-estructural y establecer un criterio de evaluación de predios para

reubicar a los damnificados. En general, las viviendas urbanas y rurales estructuradas con base en muros de carga (tabiques o bloques huecos rellenos de concreto) confinados con marcos de concreto no tuvieron daños estructurales graves; en algunas zonas donde persisten casas antiguas de adobe, éstas no resistieron el sismo y fueron las que más se dañaron y colapsaron.

### **3.4.6 Otras estructuras**

En general otro tipo de estructuras como espigones, postes de luz, carreteras y vías de ferrocarril fallaron o se deformaron por los mecanismos mencionados anteriormente.

### **3.4.7 Soluciones**

En los reglamentos de construcción se sugiere realizar espectros de sitio que consideren las características específicas del lugar. Para elaborar este espectro, se debe realizar un análisis probabilista de peligro sísmico en el sitio en roca o terreno firme y posteriormente tomar en cuenta las propiedades de amplificación dinámica del suelo mediante estudios de mecánica de suelos, geofísicos y de mediciones de vibración ambiental.

Es posible mejorar la estabilidad sísmica de estructuras mediante la construcción de drenes de alivio de subpresiones. Los sistemas de subdrenaje y drenes de alivio pueden desarrollarse dependiendo de la profundidad del nivel freático mediante perforaciones, o drenes verticales o zanjas, rellenas de grava-arena bien graduada (no arenas locales) que crucen el nivel freático y los estratos relativamente impermeables de arcilla y limos plásticos hasta penetrar los lentes subyacentes de arenas.

## Capítulo 4

### Mejoramiento de un suelo potencialmente licuable

#### 4.1 Soluciones de mejoramiento

##### 4.1.1 Depósitos de suelo

Las propiedades de las arenas contractivas, sean depósitos granulares de origen natural o rellenos hidráulicos, pueden modificarse mediante técnicas que tienen por objeto densificarlas para incrementar su resistencia a sufrir deformaciones de flujo a la licuación. Un depósito de arena mejorada deberá soportar cargas dinámicas, con asentamientos tolerables sin que se presente la licuación, para las excitaciones sísmicas de diseño. Se han demostrado en muchos lugares que los suelos y rellenos granulares sueltos responden positivamente a la energía dinámica producida por impactos o vibración con lo que se mejora sus características como densidad relativa, rigidez, resistencia y disminuye su deformabilidad. La aplicación de cargas estáticas temporales (precarga) también mejora las propiedades de estos suelos, aun que es mucho menos efectiva que los métodos dinámicos de compactación.

La naturaleza de la energía dinámica requerida para lograr que un depósito de arena suelta licuable, se convierta en uno estable, para el sismo de diseño, depende del método que se emplee para mejorarlo y varía desde los que consisten en la aplicación de impactos hasta los que aplican oscilaciones armónicas con vibradores. En estos últimos, la intensidad de las vibraciones inducidas dentro de la masa de suelo determina el tipo de su respuesta. A bajas aceleraciones, menores de 0.5g, los suelos responden esencialmente en forma elástica; las deformaciones plásticas predominan cuando las aceleraciones crecen de 0.5 a 1.0 g, resultando en la densificación del depósito. Para aceleraciones del orden de 1.5 g casi todos los suelos fluyen (*Van Impe y Madhav, 1995*).

La habilidad del depósito para transmitir las vibraciones se reduce a medida que pierda resistencia al corte; así a medida que el suelo se degrada, las vibraciones se tornaran en locales y no serán transmitidas a largas distancias, por lo tanto la densificación solo ocurrirá alrededor de la fuente. El núcleo fluidizado será sucesivamente rodeado por una zona plástica, una zona compactada y una zona elástica.

##### 4.1.2 Técnicas de mejoramiento

El mejoramiento de los rellenos granulares sueltos 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 conocimiento claro de las características y propiedades del depósito, para lograr las metas esperadas. Sería imposible presentar y describir detalladamente en este trabajo, los métodos para el mejoramiento de suelos propensos a licuación arenas. Para ello se recomienda recurrir al trabajo de *Van Impe y Madhav (1995)*.

A continuación se describen brevemente algunos métodos de mejoramiento de suelo, atendiendo a la frecuencia con que estos han sido utilizados.

## 4.2 Compactación dinámica

### 4.2.1 Compactación de impacto

Probablemente la técnica más antigua para el mejoramiento de suelos; utilizada por los romanos y en Estados Unidos desde el siglo pasado, pero realmente racionalizada por Mennard (1975). 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. En México se tienen varias experiencias en la aplicación de este método (*Girault, 1989*).

Este método consiste en dejar caer una masa repetidamente desde una cierta altura. La reacción del suelo ante la compactación dinámica depende del tipo de suelo y de la energía que le sea impartida por los impactos que tienen un arreglo predeterminado. La energía es función de la masa, altura de caída, espaciamiento de la cuadrícula y número de caídas en cada punto, figura 4.1. Las masas son usualmente bloques de concreto, bloques de acero o una serie de placas de acero sujetas entre sí.

Comúnmente se utilizan pesos de 6 a 20 t, con una altura de caída de 20 m; sin embargo, se han llegado a utilizar pesos de más de 30 t con una altura de caída de 30 m.



*Figura 4.1 Compactación dinámica con una grúa convencional  
Impacto de la masa causando un cráter.*

En proyectos donde se requiere compactar suelos que se localizan a gran profundidad se han llegado a fabricar trípodes especiales con alturas de caída de hasta 40 m utilizando masas de hasta 200 t. Las masas se dejan caer de 2 a 10 veces en el mismo lugar, siguiendo un patrón de cuadrícula con espaciamientos entre 1.80 y 5 m. El procedimiento normalmente se hace con más de una pasada o serie de apisonamientos, rellenando los cráteres que se forman entre pasadas, figura 4.2.



*Figura 4.2 Masa de acero suspendida para compactación dinámica (Hayward Baker Inc.).*



Por lo general, el subsuelo por mejorar se considera constituido por tres capas: la más profunda es mejorada por la primera serie de apisonamientos, con un determinado número de repeticiones, con las mayores separaciones entre los puntos de impacto, y el nivel de energía más alto. La capa intermedia es mejorada por una segunda serie de apisonamientos, los impactos son localizados entre los impactos de la serie anterior y la altura de caída y las repeticiones son menores. La capa superficial es mejorada con apisonamientos con una altura de caída y una separación pequeña e incluso se utiliza una masa menos pesada y más plana, con mayor superficie de contacto.

La principal limitación de este método es el daño potencial para estructuras vecinas debido a vibraciones, ruido y la posible voladura de escombros. Es limitante también el tamaño de las grúas disponibles, ya que si bien las masas por lo general no rebasan las 20 toneladas, la mayor carga no la percibe la grúa al momento de levantar el peso, sino al momento de dejarlo caer, debido al efecto de latigazo que se produce en la pluma. Debido a esto, se deben usar grúas sobredimensionadas.

En materiales granulares saturados, una gran parte de los impulsos dinámicos son transferidos al agua intersticial. Después de un número determinado de impactos se incrementa la presión de poro lo suficiente para generar licuación (Menard, 1974). La granulometría y la compacidad del suelo son dos factores que influyen en la velocidad a la cual se alcanza la licuación. El incremento de la compacidad, debido a la disipación de presión de poro, se obtiene en un tiempo relativamente corto: en arenas y gravas bien graduadas es de aproximadamente de 1 a 2 días, en limos con arena puede variar de 1 a 2 semanas.

Hay otra teoría contraria a la de Menard, la cual trata de evitar la licuación. Por esta razón, el tratamiento se diseña para que no se genere un exceso de presión de poro significativo, lo cual se logra con niveles más bajos de energía (Slocombe, 1993).

En resumen, este método es excelente para mejorar materiales granulares, ya sea arriba o debajo del nivel freático. Sin embargo, se debe de tener especial cuidado al quererlo aplicar en arenas con un alto contenido de finos, especialmente cuando el suelo está saturado, ya que la generación de presión de poro dificulta la compactación.

## 4.3 Vibrocompactación

### 4.3.1 Mejoramiento profundo

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 granulares, 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, (Munfakh *et al*, 1987). En el puerto de Alvarado se desarrollo un tratamiento con esta técnica, (Tamez, 1979).

La vibrocompactación en la actualidad constituye un método geotécnico clásico para resolver problemas ligados con la baja compacidad de terrenos granulares. Con esta técnica generalmente se alcanza una compacidad relativa de 70 % a 85 %. En cuanto al nivel freático, la compactación se logra, tanto por encima, como por debajo de este nivel.

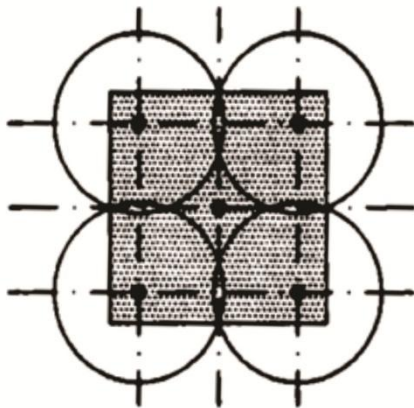
El método consiste en la inserción de un vibrador de fondo, similar al mostrado en la figura 4.6; una vez densificado el suelo, se rellena el vacío generado con arena, retirando el vibrador simultáneamente. La compactación se debe a la acción del vibrador, que usualmente es acompañado con agua a presión, la cual reduce temporalmente las fuerzas intergranulares entre las partículas; Báez y Martín (1992), puntualizan que las vibraciones generan exceso de presión de poro hasta que se licúa el suelo; entonces, la disipación de presión de poro conduce a un arreglo más compacto del suelo.

Según Thorburn (1975), la licuación del suelo es total hasta distancias de 30 a 55 cm del vibrador, haciéndose nulo el efecto a una distancia aproximada de 2.5 m, debido al amortiguamiento del propio terreno.

La eficiencia del mejoramiento depende del tipo de suelo, espaciamiento de los puntos de vibrado y el tiempo de vibrado en cada punto. Generalmente, el espaciamiento está entre 1.80 y 3.50 m, con arreglos triangulares o en cuadrícula. Una vez que el vibrador alcanza la profundidad de diseño, el tratamiento se realiza por intervalos de profundidad. Durante la compactación, se rellena con una arena limpia desde la superficie para compensar la reducción del volumen del suelo debido al proceso de densificación; con esto se mantiene la elevación original. Sin embargo, en sitios donde el desnivel final es menor que el desnivel original, la reducción de la elevación se puede desprestigiar; en estos casos se permite el hundimiento de la superficie durante la compactación. Los asentamientos de suelos granulares alcanzan de un 5 % a un 15 % de la profundidad tratada.

La vibrocompactación permite el uso de zapatas superficiales. Los asentamientos y el potencial de licuación son reducidos.

#### BAJO ZAPATA AISLADA



#### BAJO ZAPATA CORRIDA

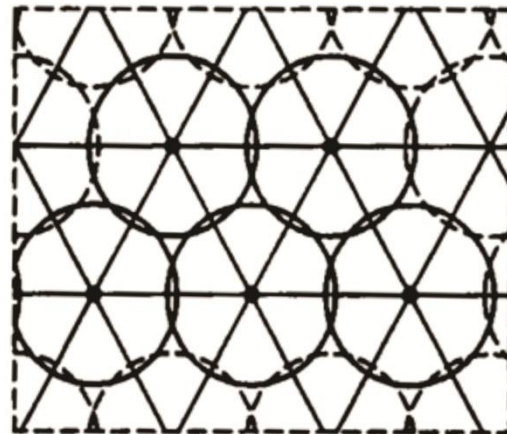


Figura 4.3 Zapata superficiales cilindros de suelo vibrocompactado.

La profundidad de mejoramiento es generalmente de 4.5 m a 15 m, sin embargo, se han alcanzado profundidades hasta de 35 m.

Esta técnica permite el uso de cimentaciones más económicas, diseñadas para una capacidad de carga de hasta 1000 kPa en arenas limpias. El ángulo de fricción interna aumenta entre 5 y 8 grados. El módulo de deformación puede aumentar hasta los 100 MPa, en algunos casos a valores mayores, con lo que los asentamientos totales y diferenciales se reducen en la misma proporción hasta ser compatibles con los límites de diseño.

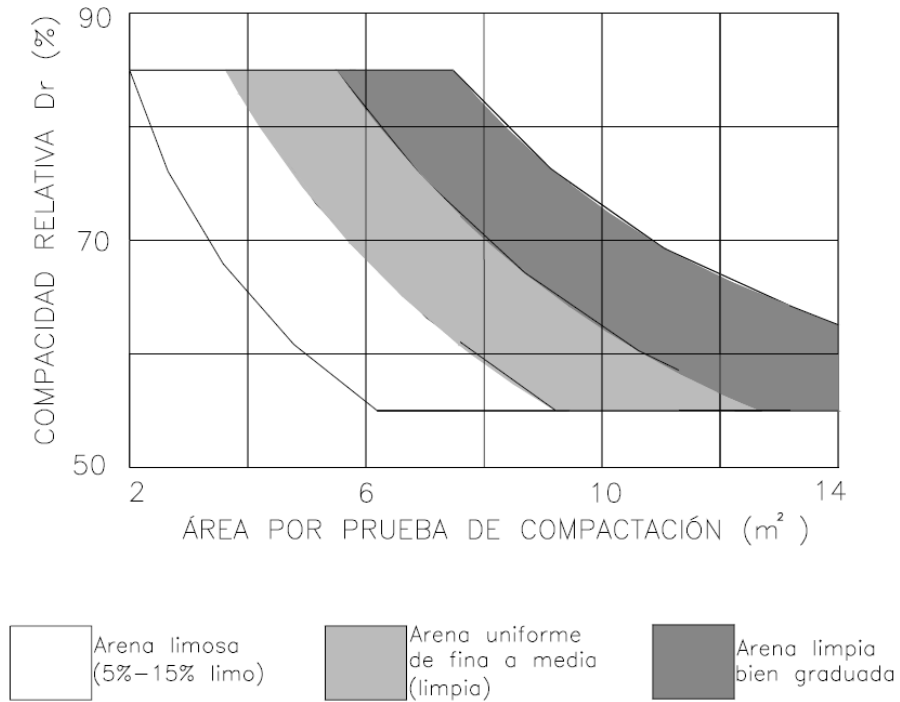


Figura 4.4 Envoltura de espaciamiento vs compactación relativa promedio, para suelos granulares según Barksdale y Baches (1983).

### 4.3.2 Ensayos

En general es aplicable únicamente en arenas con un contenido de finos entre el 10 y el 15 %. En la figura 4.5 se muestra una serie de mallas de ensayo distintas siguiendo una distribución triangular, por ser la más eficaz, donde los puntos vacíos son los puntos de tratamiento y los puntos llenos son los puntos de ensayo.

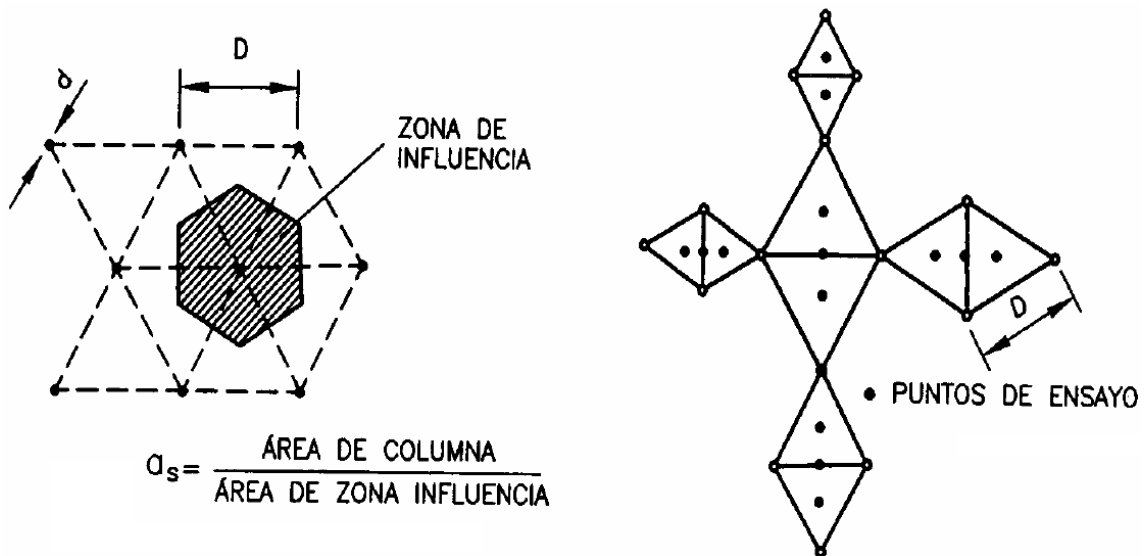


Figura 4.5 Diseño de malla triangular y posición de ensayos.

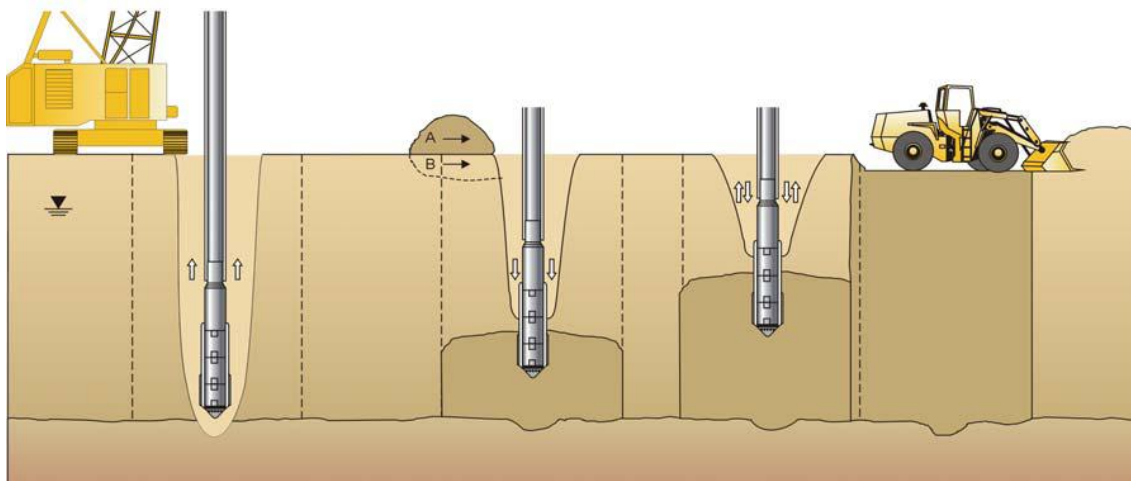
Se elegirá el mayor espaciado que cumpla las condiciones de densificación especificadas, normalmente dadas como una resistencia mínima a la penetración de SPT o CPT tanto estáticos como dinámicos. Este tipo de pruebas son las más indicadas para estos tratamientos, pudiéndose estimar a partir de los datos obtenidos los asentamientos esperados en las áreas compactadas.

Una de las ventajas de la vibrocompactación con vibrador de fondo con respecto a otros métodos de densificación es que, el motor y las masas excéntricas se encuentran dentro del vibrador, por lo que la energía se aplica directamente al suelo a profundidad. Caso contrario ocurre en la compactación dinámica o con probetas vibratorias, donde la energía se aplica desde la superficie y por ende se disipa con la profundidad.

Es por esto que teóricamente la vibrocompactación con vibradores de fondo se puede aplicar a cualquier profundidad deseada. Sin embargo, en la práctica la limitante la marcan los tamaños comerciales de las grúas, por lo que la mayoría de proyectos de vibrocompactación no exceden los 30 m de profundidad.

### 4.3.3 Proceso de vibrocompactación

En la figura 4.6 se ilustran las etapas del proceso de vibrocompactación, las cuales se describen a continuación:



1) penetración      2) compactación      3) relleno      4) terminado  
Figura 4.6      Proceso de vibrocompactación (cortesía de Keller).

#### a) Penetración

El vibrador penetra con la ayuda de agua a presión hasta la profundidad de diseño, y con movimientos ascendentes y descendentes se agita la arena, formando así un espacio anular alrededor del vibrador, figura 4.7. Cuando se alcanza la profundidad de diseño el flujo de agua se puede reducir. Con el flujo de agua se reduce temporalmente la fricción entre partículas permitiendo que éstas se depositen en un arreglo más compacto. La velocidad de penetración del vibrador es de 1 a 2 m/min, la presión de agua 0.8 MPa y flujo de agua hasta 1500 l/min.



*Figura 4.7 Espacio anular alrededor del vibrador creado durante la penetración.*

### **b) Compactación**

Debido a la acción de las fuerzas horizontales del vibrador, las partículas que se encuentran alrededor y en la parte inferior del vibrador son reacomodadas en un estado más compacto. El vibrador se va sacando conforme sea alcanzada la compactación. El radio de compactación se extiende de 1.5 a 4 m, dependiendo del tipo de suelo y de la potencia del vibrador.

### **c) Relleno**

Como consecuencia de la inserción del vibrador y de la reducción del volumen en el punto de aplicación del vibrador, se crea un hueco de forma anular. En este punto, es necesario alzar el vibrador entre 1 y 2 m, introduciendo material de banco o del lugar (arena limpia). La velocidad de compactación y retiro es de 30 cm/min aproximadamente, hasta alcanzar la superficie.

### **d) Terminado**

La superficie del área mejorada es entonces renivelada y puede ser densificada con un compactador de superficie. Con un esquema económico de compactación, se puede llegar a un mejoramiento óptimo. El resultado es la formación de un área de terreno compactado de forma cilíndrica.

### 4.3.4 Limitaciones

El parámetro más determinante para la viabilidad de la vibrocompactación es el contenido de finos, ya que influye enormemente en los resultados del tratamiento. El límite es a partir de 10 a 15% de contenido de finos, donde el método pierde eficiencia. A partir de este valor empieza a ser necesario un aporte de grava como material de relleno, debido a que los suelos con finos no responden al efecto de las vibraciones, procediendo a una sustitución del terreno.

### 4.3.5 Trabajos de vibrocompactación

Un ejemplo de este método es el puerto pesquero en Alvarado, Veracruz, (1963). Para el proyecto del puerto pesquero a orillas de la Laguna de Alvarado, se estudió detalladamente el subsuelo del área de interés.

Los suelos de la región son, en parte depósitos fluviales del río Papaloapan, constituidos por arenas finas limosas y limos arenosos, por otra parte, sedimentos marinos de arenas finas limpias y de arcillas blandas, además hay arenas limpias de duna, figura 4.8, (Vieitez, 1978).

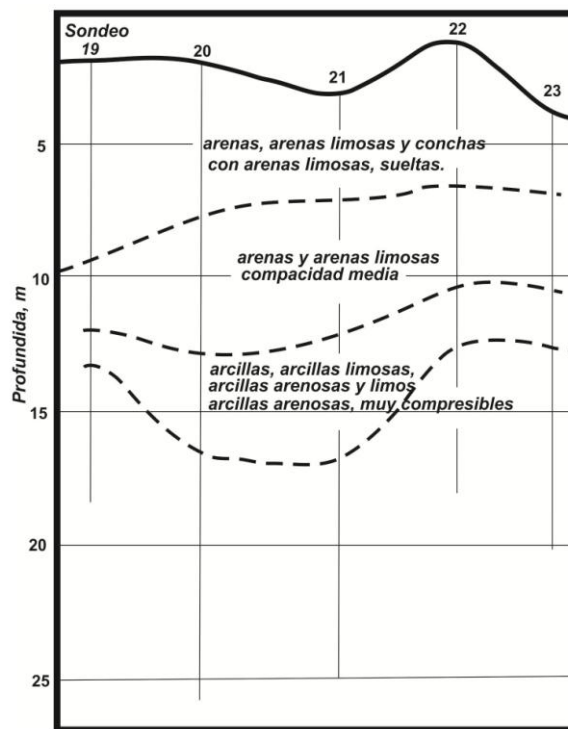


Figura 4.8 Suelos de la región de Alvarado (Vieitez, 1978).

### 4.3.6 Estratigrafía de la zona.

Se realizaron pruebas tipo penetración estándar y pruebas con penetrómetro holandés, encontrándose que hasta una profundidad de 8 m hay depósitos de arenas finas uniformes, sueltas con una resistencia a la penetración  $N < 10$ , y con un contenido de limo menor que 15%, al cual le subyacen arenas limosas de compacidad media, con un espesor de 3 m, y debajo de éstas una capa de arcilla muy blanda y de alta compresibilidad de espesor variable entre 0 y 3 m. Bajo la arcilla aparecen de nuevo arenas finas, pero de alta compacidad ( $N > 30$ ), figura 4.9.

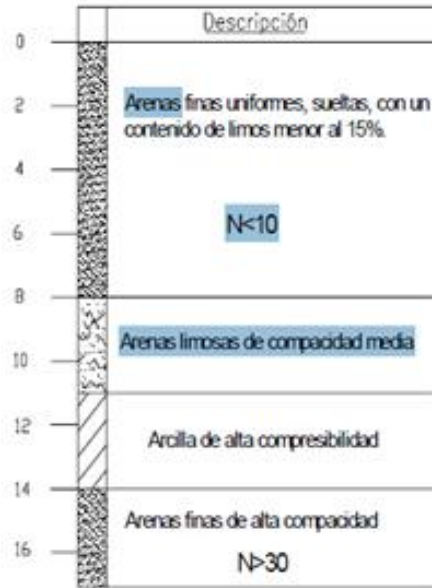


Figura 4.9 Estratigrafía del área de Alvarado, (Vieitez, 1978).



Figura 4.10 Vibrador de fondo y colocación de relleno, Alvarado, Veracruz, 1963 (cortesía Ing. Rolando Ugalde).

## 4.4 Vibrosustitución o vibrodesplazamiento

### 4.4.1 Método de mejora de terreno

Para mejorar arenas limosas o limos licuables, o depósitos de arena con capas de arcilla intercaladas, se utiliza grava como material de relleno y se forman columnas de grava por el método de vibrosustitución o columnas de grava.

La vibrosustitución constituye un método de mejora de terreno, mediante la rigidización que produce la introducción de columnas de grava en los orificios creados por el vibrador.

La grava proporciona una mejor transmisión de la fuerza vibratoria al suelo circundante, y por lo tanto incrementa el efecto de densificación. Otros beneficios son el control de la presión de poro por medio de la columna de grava, que actúa como dren, y la reducción de esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo, debido a una concentración de esfuerzos en la columna, ya que posee mayor rigidez que el suelo que la rodea, además de tener un efecto de deformación limitada (*Priebe 1989, 1991*). Todo esto reduce la tendencia al incremento de la presión de poro, por lo que se obtiene una relación de presión de poro baja.

### 4.4.2 Fundamento teórico

Este tratamiento se basa en la introducción de un relleno granular en el terreno para formar columnas densas de grava, que con el terreno natural crean un sistema integrado de cimentación, figura 4.11. En este sistema, la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original provoca una redistribución de los esfuerzos aplicados y una concentración de éstos sobre las columnas. Así, se aumenta la resistencia del conjunto disminuyendo los asentamientos y haciéndose más uniformes. Las columnas al no ser totalmente rígidas, tienden a tener una cierta deformación lateral cuando se aplican cargas, transmitiendo presiones laterales al suelo que las envuelve, que resiste movilizando su resistencia al corte. Además de la reducción de asentamientos, las columnas de grava constituyen excelentes drenes verticales que aceleran la consolidación del suelo bajo la sobrecarga, al favorecer la disipación del exceso de presión intersticial creado en el terreno cohesivo tratado.



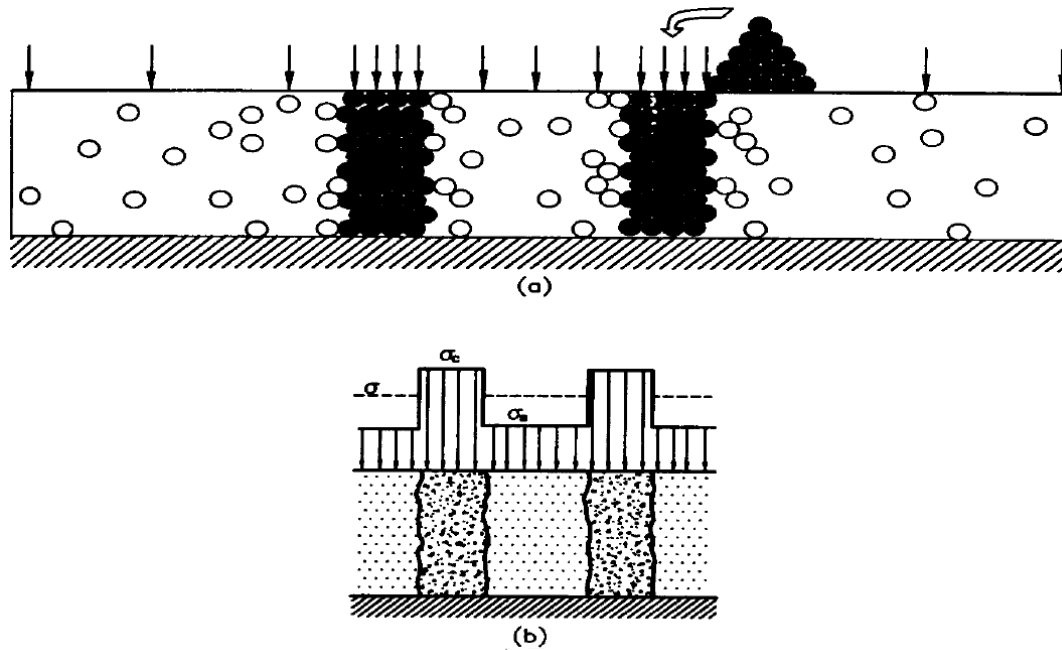


Figura 4.11 Redistribución de los esfuerzos aplicados sobre las columnas de grava por la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original.

#### 4.4.3 Proceso de vibrosustitución

Los dos métodos de instalación más comunes son: vibrosustitución por vía húmeda y vibrosustitución por vía seca. A éste último también se le llama vibrodesplazamiento.

El método de vibrosustitución por vía seca, se utiliza para mejorar suelos finos blandos, creando perforaciones mediante el desplazamiento del terreno producido por las fuerzas horizontales impartidas por el vibrador, ayudado por aire comprimido en cada punto del tratamiento.

Los procesos de vibrosustitución vía húmeda y vibrodesplazamiento implican la realización de la perforación por medio de agua y aire a presión, respectivamente, hasta una profundidad específica, alimentando la perforación con grava, a partir de esta profundidad se empieza a introducir y extraer el vibrador con una vibración de 30 Hz, por lo que la grava se empieza a densificar y adherir en el suelo circundante.

#### 4.4.4 Vibrosustitución por vía húmeda

##### a) Penetración

Asistido por la inyección de agua, el vibrador oscilante penetra por peso propio hasta la profundidad deseada, según las características del terreno. El agua provoca un flujo hacia el exterior, removiendo y arrastrando las partículas de arcilla y creando un espacio anular alrededor del vibrador y del tubo de suspensión.

## b) Sustitución

Una vez alcanzada la profundidad a mejorar, se procede al relleno de grava por tramos de unos 50 cm, siendo compactada y penetrada, por la vibración, en las paredes del terreno natural.

El movimiento del vibrador en ascenso y descenso, aunado a las fuerzas horizontales de la propia vibración y el flujo de agua a presión por las boquillas superiores, no permiten que se desarrolle el efecto de arqueado entre las paredes de la perforación, el relleno y el vibrador, este efecto aumentaría la resistencia a la penetración del vibrador.

## c) Terminado

El fin de cada escalón de ascenso y relleno, es indicado por la resistencia al bajar el vibrador, ésta es medida por el consumo de corriente eléctrica (amperes).

Este proceso de ascenso y relleno se repite hasta alcanzar la superficie del terreno, obteniéndose una columna de grava compactada, figura 4.12.

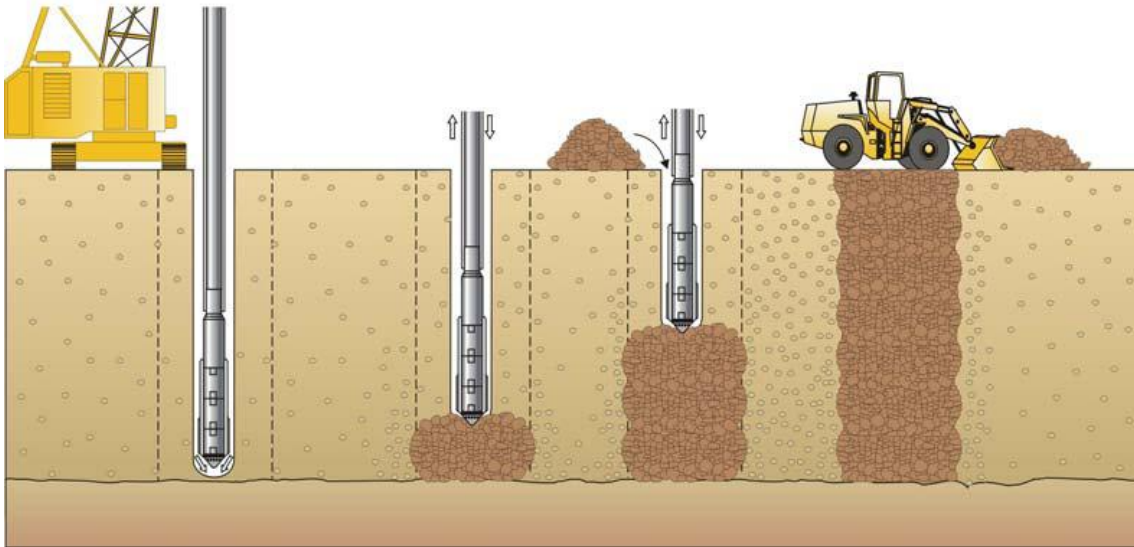


Figura 4.12 Proceso de construcción de las columnas de grava.

Si las paredes del suelo son inestables, el flujo de agua y el movimiento de la grava remueven el material fino y permiten a la grava expandirse hasta alcanzar el equilibrio. Es por ello que el diámetro de las columnas varía en su altura, coincidiendo en los estratos más blandos con los diámetros mayores. Los diámetros normales de las columnas de grava obtenidas mediante esta técnica son de 0.8 a 1.1 m.

#### 4.4.5 Vibrosustitución por vía seca o vibrodesplazamiento

##### a) Penetración

En esta técnica el vibrador penetra en el terreno por el efecto de la vibración y del peso propio del vibrador así como de los tubos de extensión, figura 4.13. El terreno es desplazado lateralmente y se va creando una perforación de paredes estables, necesario para la extracción del vibrador, ayudado por la inyección de aire comprimido por la punta del vibrador.

El aire comprimido sirve para mantener las paredes de la perforación estables y ayuda a la penetración, si el caudal y presión de aire son considerables pueden causar daños a la estructura de las arcillas normalmente consolidadas.

##### b) Relleno

Cuando se alcanza la profundidad requerida, se extrae el vibrador y se realiza el primer relleno de grava, siendo de unos 50 cm cuando se compacta. Para compactar el relleno el vibrador es introducido de nuevo, como si se tratara de una masa vibratoria, desplazándose la grava hacia abajo y lateralmente, figura 4.14.

Durante la extracción del vibrador, la succión creada por el peso del aparato en sus ascensos puede crear inestabilidades en las paredes de los tramos inferiores de la perforación. El aire comprimido compensa la succión y ayuda al izado del vibrador.

##### c) Terminado

El proceso de relleno se repite hasta completar la columna. El diámetro común de columna de grava obtenido con el método seco es de 60 a 75 cm. Así, con un mismo vibrador el diámetro de la columna resultante es menor en esta técnica que por la vía húmeda.

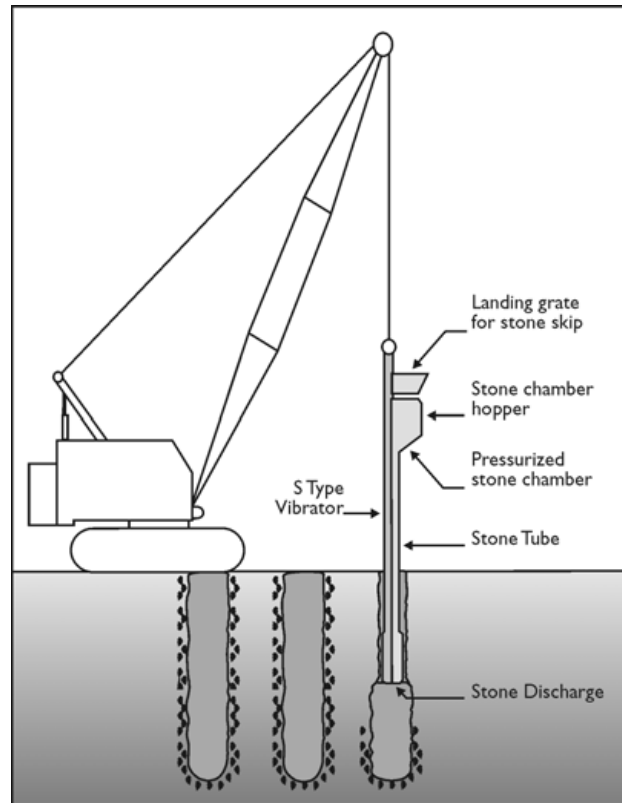


Figura 4.13 Esquema del equipo y proceso de vibrosustitución por vía seca (Hayward Baker, Inc.)



Figura 4.14 Alimentación y salida de grava, con la técnica de vibrodesplazamiento.

#### 4.4.6 Técnica por vía húmeda (vibrosustitución)

Ya que el relleno se deja caer desde la superficie, se puede utilizar tamaños de grava desde ¾" hasta 4", tanto canto rodado como grava triturada. Es mejor utilizar una grava bien graduada en lugar de una uniforme, para lograr una columna con menos vacíos y por lo tanto más rígida.

#### 4.4.7 Técnica por vía seca (vibrodesplazamiento)

Debe de ser grava bien graduada, con tamaños entre ¼" y ¾". La grava puede ser de origen natural o procedente de trituración, debe ser dura y limpia (sin arenas ni finos). Al igual que en el caso anterior, se logra un íntimo contacto entre la grava compactada y el suelo natural que la rodea, debido al desplazamiento.

#### 4.4.8 Comparación entre vibrocompactación y vibrosustitución

Ambos métodos se basan en el vibrador de fondo descrito en el método de vibrocompactación. La diferencia radica en el material de relleno y en los efectos debido a éste. Los beneficios de cada método se muestran en la siguiente tabla.

Vibrocompactación	Vibrosustitución
Densificación (vibración)	Densificación (vibración y desplazamiento)
	Drenaje
	Refuerzo

*Tabla 4.1 Beneficios de los métodos vibro.*

Para que el drenaje de las columnas de grava sea eficiente, estas deben de tener un espaciamiento tal que las presiones de poro generadas en un sismo se disipen de manera casi instantánea. De esta manera es posible controlar la presión de poro y consecuentemente minimizar los posibles asentamientos.

#### 4.4.9 Trabajos de vibrosustitución

El mejoramiento del suelo se realizó en toda el área de ampliación de la Terminal de Contenedores, Manzanillo, Colima (1998). En total se construyeron 4,400 columnas de grava a 10 m de profundidad, con un diámetro promedio de 90 cm cada una, figura. 4.15. El vibrador de fondo que se utilizó fue tipo "S", figura 4.16.



Figura 4.15 Columnas de grava.



Figura 4.16 Vibrador de fondo tipo "S" en Terminal de Contenedores, Manzanillo, 1998.

El volumen de grava utilizado para formar las columnas fue del orden de 29,000 m<sup>3</sup> con granulometría de 1 a 3" de diámetro.

Los trabajos de vibrosustitución duraron aproximadamente seis meses y se fueron aplicando conforme estaban disponibles los frentes de trabajo, ya que algunas áreas estaban ocupadas por contenedores vacíos; además, se diseñó un programa especial para no interferir con las maniobras propias de los patios (Martínez et al., 2000).

La separación entre cada columna de grava fue de 3 x 3 m en el área de tierra firme y de 2.7 x 2.7 m en la superficie ganada al mar, ya que se tenía una compacidad menor. En el área ganada al mar se observaron asentamientos del orden de 50 cm al estar construyendo las columnas de grava, lo cual es una medición de la compactación del terreno.

El agua que se utilizó para la vibrosustitución fue tomada del mar. Para ello se utilizaron bombas con 10 kg/cm<sup>2</sup> de presión. Asimismo, se construyeron canales para desalojar el agua de los patios hacia el mar.

---

# Conclusión

El cálculo de licuación de arenas analizado en este trabajo, se hace en base a los estudios geotécnicos previos, ya que el análisis está basado en los datos obtenidos en la estratigrafía de cada sitio de estudio. Para este caso la estratigrafía presentada se tomó de la zona industrial localizada en el delta del río Balsas, de la ciudad de Lázaro Cárdenas, Michoacán, que en 1985 fue devastada por el fenómeno de licuación y en donde se hizo un estudio similar a éste para determinar los estratos potencialmente licuables y así prevenir a futuro la falla del suelo.

Uno de los aspectos más importantes para realizar el cálculo es el número de golpes de una prueba de penetración estándar ( $N$ ), que determina en gran parte la presencia de licuación en un estrato establecido, ya que mientras más grande sea el número de golpes de penetración en un estrato, menor es la probabilidad de licuación, puesto que el suelo está consolidado eficientemente y existe confiabilidad en su resistencia, esta característica se presenta con mayor frecuencia en estratos que se encuentren a mayor profundidad de la superficie. Por otro lado, mientras el número de golpes de penetración en un estrato sea menor o no se incremente súbitamente de un estrato a otro, entonces es un indicio de posible licuación. En la mayoría de los casos los estratos con número de golpes de penetración bajos serán los primeros estratos encontrados bajo la superficie estudiada. Para ambos casos mencionados anteriormente, aun si el número de golpes es mayor o menor se tiene que revisar para licuación.

Se hicieron tres análisis para este fenómeno, donde en los dos primeros estratos se encuentra susceptibilidad de licuación y para el tercero no se encuentra susceptibilidad.

Los resultados obtenidos para los primeros dos estratos dirigen a una solución de mejoramiento de suelo, ya que uno de los factores importantes es la poca profundidad de licuación y las características del suelo para las excavaciones poco profundas que alguno de los métodos mencionados contempla para la mejora.

Cabe señalar que los métodos de mejoramiento de suelos potencialmente licuables son aplicables según las condiciones de suelo y bajo estas condiciones radica la eficiencia de cada método. En el desarrollo de estos temas, solo se hace mención de algunos métodos con fines informativos, ya que cada uno de ellos tiene un sistema de diseño y que pueden diferir uno de otro, además son extensos en cálculos como para poder demostrar cada uno de ellos en este trabajo; es por eso que solo se hace de manera informativa para que el lector pueda conocer los alcances de un suelo susceptible a licuación.

Ciertamente dentro de estas conclusiones debe haber un método que se amolde más al tipo de suelo descrito en la estratigrafía del lugar. Para este caso se recomienda ocupar el método de vibrosustitución, puesto que su eficiencia actúa sobre todo en mejorar arenas limosas o limos licuables, además se crea junto con el terreno un sistema de cimentación donde las columnas de grava no tienen que ser muy profundas, ya que para este caso nuestra estratigrafía y análisis arrojaron una profundidad de licuación de 9 m, por lo tanto se puede mejorar el suelo con perforaciones poco profundas. Estas son algunas de las cualidades para elegir este método, pero también se tiene que tomar en cuenta el aspecto económico que para este trabajo no será necesario.



## Recomendaciones

En este trabajo se presenta una memoria de cálculo para determinar la licuación de arenas en un suelo y se maneja un método práctico, pero las nuevas generaciones de ingenieros deben tomar en cuenta más aspectos y detalles que pueden intervenir para el análisis. Este procedimiento se puede desarrollar tanto como uno quisiera, pues para este caso es una puerta para el diseño de cimentaciones por licuación, así también se tendrá que retomar el estudio de los métodos de mejoramiento de suelos, que abarcar desde el análisis económico, estructural y geotécnico.

## Referencias

- Ovando, E y Segovia, J A, 1996, Licuación de arenas, TGC Geotecnia.
- Casagrande, 1975, Liquefaction and cyclic deformation of sand. A critical review, V Panam conf Soil Mech Found Eng, Buenos Aires.
- Santoyo, E., Riqing, L X y Ovando, E, 1996, El cono en la Exploración Geotécnica.
- Seed, H B e Idriss, I M, 1997, Guidelines for CPT performance and design, Federal Highway Administration, HDV, 22, EUA.
- Seed, H B, Idriss, I M y Arango, I, 1983, Evaluation of liquefactions potential using field performance data, Proc ASCE Jour Geotech Eng Div, Vol 109, N° 3.
- Deméneghi, C, A.; M, Puebla,; H, Sanginés, 2003, Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones, México, D.F., Departamento de publicaciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Tomo I.
- I.C.; Ingeniería Civil, 2010, El sismo del valle de Mexicali, Núm. 496, México, D.F., p. 20-29.
- Rosado, V. D. C., 2010, Metodología para la evaluación del peligro por licuación del suelo, inducido por sismo, usando un sistema de información geográfica, Tesis Ing. Geofísico, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, C.U. México, D.F., Fac. Ing. 97 p.
- Ahumada, L. P., 2005, Uso de sistemas de información geográfica en los estudios de riesgo sísmico: Aplicación al análisis de sistemas de tuberías, Tesis Ing. Civil, Instituto Politécnico Nacional, Zacatenco, México, D.F., Esc. Sup. Ing. Arq. 181 p.
- Reyes, C.; O, Zepeda; C, Gutiérrez; R, Durán; L, Domínguez y M. J., Mendoza; S. M., Alcocer; L, Flores y C. Reyes; R, Durán; A, Echavarría, L, Flores; O. A., López, M. A., Pacheco; O. de la Torre; D. Bitrán; J. A., Colorado; N. M., García, Noviembre de 2003, El Sismo de Tecomán, Colima del 21 de enero de 2003 (Me 7.6), Secretaría de gobernación, Centro nacional de Prevención de Desastres, 1a. Edición, México, D.F., 271 p.
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe - CEPAL (2002), "Manual para la Evaluación del Impacto Socioeconómico y Ambiental de los Desastres", (versión preliminar) (LC/MEX/L.519/E).
- Secretaría de Gobernación (2003), "El Sismo de Tecomán, Colima del 21 de enero de 2003, Daños en el Estado de Colima", Informe Técnico para Sustento de la Declaratoria de Desastre Natural, México, 18 p.
- Gutiérrez M.; R, Quaas; M, Ordaz; E, Guevara; D, Muría; S, Krishna, 2008, Sismos, Fascículo de Sismos, Secretaría de gobernación, Centro nacional de Prevención de Desastres, 1a. Reimpresión de la quinta edición, diciembre 2008, México, 44 p.
- Matus, I.; M, Blanco; 2009, Clasificación Unificada de Suelos (SUCS), 7 p.
- Henríquez, C, I, 2007, Mejoras de Terrenos Potencialmente Licuables con Inyecciones de Compactación, Tesis Doc. Ing. Caminos, Canales y Puertos, Univ. Politécnica de Madrid, Esc. Tec. Sup. Ing. Caminos, Canales y Puertos, 691 p.
- Rivera, F, A, 2009, Clasificación de suelos según el NEHRP para el municipio de Arecibo, Tesis M. Ing. Civil, Univ. Puerto Rico, 130 p.

Jaimes, M, A.; E. Reinoso; L. Veras; M. Ordaz, 2010, Análisis del movimiento sísmico durante el sismo del Mayor-Cucapah, Baja California, del 4 de abril de 2010 (Mw=7.2), Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, C.U. México, D.F., 7 p.

Ortíz, D.G.M.; G. M. Sánchez, 2010, Licuación de Suelos, Ingeniería Sísmica, Maestría en estructuras, Univ. Valle del Grijalva, 15 p.

Suárez, V.; M. González; L. Munguía; V. Wong; A. Vidal; J. González, 2001, DISTRIBUCIÓN E DAÑOS MATERIALES EN EL VALLE DE MEXICALI, B.C., OCASIONADOS POR LOS SISMOS DE 1 DE JUNIO Y 10 DE SEPTIEMBRE, DE 1999, MW = 4.8, Depto. de Geología, División de Ciencias de la Tierra, CICESE, Depto de Sismología, División de Ciencias de la Tierra, CICESE, Tijuana-Ensenada, Ensenada, B.C.

NISHIO, N., 2004 Journal of Pressure Vessel Technology. Damage Ratio Prediction for Buried Pipelines on the Deformability of Pipelines and the Nonuniformity of Ground. Vol. 116. Tokyo, Japan. Noviembre 1994.

NISHIO, N., 1997, Earthquake Eng., JSCE, Mechanism of Pipeline Failures Caused by Soil Liquefaction During The Nihonkai-Chubu Earthquake. Japan Society of Civil Engineers, Vol 14, No 1, Enero 1997.

KOSEKI, Junichi. MATSUO, Osamu, 1997, Third Asian Young Geotechnical Engineers Conference 1997, 14-16 de Mayo 1997 Singapore. Institute of Industrial Science, University of Tokio and Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan.

Parra, D., Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica, Ing. Civil, Ing. Proyectos, Vector Perú S.A.C.

Youd, T. L., (1973). Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure, U.S. Geological Survey Circular 688, 12 p.

Carrillo A. (1970). Algunas Apreciaciones del Comportamiento del Suelo en la Zona del Sismo de Ancash. II Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.

National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (1996). Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, Salt Lake City, Utah.

CENAPRED/SMIS; EERI, 2003, Informe rápido al EERI, SMIS, CENAPRED y GIIS sobre el sismo de Colima, México, 21 de enero 2003, 19 p.

Servicio Sismológico Nacional; Departamento de Sismología; Geofísica, 2003, Reporte de Sismos, Sismo de Colima de Enero 2003, Magnitud 7.6, C.U. UNAM, México, D.F., 12 p.

Juárez H.; J.J. Guerrero; A. Gama; R. A. Whitney; R. Vera; F. Hurtado, 1995, El sismo del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo, Colima, Univ. Autónoma Metropolitana, UAM, Univ. Autónoma Guerrero, UAG, Univ. Autónoma del Estado de México, UAEM, Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, UMSNH.

Nishenko, S.P., and Singh, S.K., Conditional probabilities for recurrence of large and great interplate earthquakes along the Mexican subduction zone; Bulletin of the Seismological Society of America, v. 77, n. 6.

Jaime, A., 1980, Comportamiento del suelo y estructuras térreas del Valle de Mexicali. Sismo de junio de 1980, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Memorias de la X reunión de mecánica de suelos, México. P. 147-169.

Lermo, J. y Ovando, E., Efectos de sitio y microzonificación sísmica en la ciudad de Colima, Villa de Álvarez, México, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

- Lin, C. P.; Chang, C. C. y Chang, T. S., 2004, The use of MASW method in the assessment of soil liquefaction potencial, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24.
- NISHIO, N., 1994, *Journal of Pressure Vessel Technology*. Damage Ratio Prediction for Buried Pipelines on the Deformability of Pipelines and the Nonuniformity of Ground. Vol. 116. Tokyo, Japan. Noviembre 1994.
- López R.; A. Ramírez, *Manual de Construcción Geotécnica*, Cap. 10, 13,16.
- Gutiérrez, S.C.; E. Santoyo, 1985, Sismo de 1985, Pruebas de carga en pilas de gran diámetro en Lázaro Cárdenas, Mich., TGC Geotecnia, S.A., p. 29-45.
- Juarez Badillo, E.; A. Rico R., *Mecánica de suelos*, México, Limusa, 2007.
- Taylor, D. W., 1961, *Principios fundamentales de mecánica de suelos*, México, Ed. Continental, c1961.
- Zapata C.; J. 2005, Constanza, Licuación de arenas en la Refinería General Lázaro Cárdenas, Tesis M. Ing. Civil, C.U.,Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.
- IEC, 2001, *Ingenieros Especialistas en Cimentaciones. Reconfiguración Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, Informe de Exploración Geotécnica*, elaborado para PEMEX, México, D.F.
- Díaz, R.; O. Weckmann; R. Iturbe, 1973. *Licuación de arenas: Primera parte*, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 319, México, D.F.
- CIMESA, 2004, *Reporte geotécnico, Pruebas para verificar la efectividad de técnicas de mejoramiento masivo de suelos para evitar la licuación de arenas*, en la reconfiguración de la Refinería Gral. Lázaro Cárdenas, elaborado para PEMEX, México, D.F.
- Alarcón et. al., 1988, Undrained monotonic and cyclic strength of sands, *Proc. ASCE, J. of Geotech. Eng.*, 114, 10.
- Casagrande, A., 1936, *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills*, Boston: Society of Civil Engenieerings, *Contributions to Soil Mechanics 1925 – 1940*.
- Castro, G., 1969, *Liquefaction of sands*, Harvard Soil Mechanics No. 81, Cambridge Mss.
- Cetin et al., 2004, Standard penetration test-bases probablilistics and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.*, ASCE, December, Vol. 130, Number 12.
- Chen C. J., 1999, *Risk – based liquefaction potential evaluation using cone penetration tests and shear wave velocity measurements*, PhD Dissertation, Department of Civil Engineering, Clemson University, Clemson, South Carolina.
- Legorreta, H. 2009, *Notas de clase del curso de Mecánica de suelos*. UNAM.

---

**Links de Internet**

<http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/tiposM2.htm>  
<http://www.usgs.gov/>  
<http://www.scribd.com/doc/2567670/licuacion-de-suelos-y-resistencia-ciclica-ing>  
<http://www.eclac.org/mexico/publicaciones/sinsigla/xml/5/8385/doc5.pdf>  
<http://www.smis.org.mx/img/s21103.pdf>  
<http://www.ssn.unam.mx/website/jsp/Colima030121/colima03.pdf>  
<http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/374/1/Binder3.pdf>  
[http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Mx\\_sismo/mhist.htm](http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Mx_sismo/mhist.htm)  
[http://www.cenapred.unam.mx/es/Publicaciones/archivos/3012009Fasciculo\\_Sismos\\_2008.pdf](http://www.cenapred.unam.mx/es/Publicaciones/archivos/3012009Fasciculo_Sismos_2008.pdf)  
[http://www.capac.org/web/Portals/0/biblioteca\\_virtual/doc002/CONGRESOS/Juarez\\_XCNIE.pdf](http://www.capac.org/web/Portals/0/biblioteca_virtual/doc002/CONGRESOS/Juarez_XCNIE.pdf)  
<http://universitam.com/academicos/?p=1210>  
[www.ugm.org.mx/pdf/geos01-1/Suarez-Vidal01-1.pdf](http://www.ugm.org.mx/pdf/geos01-1/Suarez-Vidal01-1.pdf)  
<http://sismosmexicali.blogspot.com/2010/04/mexicali-y-sus-movimientos.html>  
[http://oa.upm.es/379/1/CARLOS\\_HENRIQUEZ\\_PANTALEON.pdf](http://oa.upm.es/379/1/CARLOS_HENRIQUEZ_PANTALEON.pdf)  
<http://publiespe.espe.edu.ec/investigativas/rman/c1b2b.htm>  
[http://www.capac.org/web/Portals/0/biblioteca\\_virtual/doc002/CONGRESOS/Juarez\\_XCNIE.pdf](http://www.capac.org/web/Portals/0/biblioteca_virtual/doc002/CONGRESOS/Juarez_XCNIE.pdf)  
<http://es.paperblog.com/abismos-bajo-el-suelo-y-erosion-erosion-por-sufusion-y-desastres-naturales-225007/>  
[http://www.google.com/imgres?imgurl=http://blstb.msn.com/i/7A/45B2407E36618DE0D8EDC257EBB5.jpg&imgrefurl=http://noticias.latino.msn.com/latinoamerica/articulos.aspx%3Fcp-documentid%3D23806872&usg=\\_\\_Q\\_A4gsgDC9mLXwSE6YElQakrJ5Y=&h=341&w=512&sz=40&hl=es&start=48&sig2=yhCnvDW7SUhNd\\_KPOrlDiw&zoom=1&tbnid=0mE4AUktEAKyTM:&tbnh=145&tbnw=214&ei=riecTa6jClvWtQO3xq2GBA&prev=/search%3Fq%3Dsismo%2Bmexicali%2B2010%26um%3D1%26hl%3Des%26rls%3Dcom.microsoft.es-MX:IE-SearchBox%26rlz%3D1I7SKPB\\_en%26biw%3D1259%26bih%3D623%26tbnid%3D1495&um=1&itbs=1&iact=hc&vpx=958&vpy=298&dur=3440&hovh=183&hovw=275&tx=218&ty=123&oei=1SWcTZqLNo24sAPF4cWNBA&page=4&ndsp=16&ved=1t:429,r:9,s:48&biw=1259&bih=623](http://www.google.com/imgres?imgurl=http://blstb.msn.com/i/7A/45B2407E36618DE0D8EDC257EBB5.jpg&imgrefurl=http://noticias.latino.msn.com/latinoamerica/articulos.aspx%3Fcp-documentid%3D23806872&usg=__Q_A4gsgDC9mLXwSE6YElQakrJ5Y=&h=341&w=512&sz=40&hl=es&start=48&sig2=yhCnvDW7SUhNd_KPOrlDiw&zoom=1&tbnid=0mE4AUktEAKyTM:&tbnh=145&tbnw=214&ei=riecTa6jClvWtQO3xq2GBA&prev=/search%3Fq%3Dsismo%2Bmexicali%2B2010%26um%3D1%26hl%3Des%26rls%3Dcom.microsoft.es-MX:IE-SearchBox%26rlz%3D1I7SKPB_en%26biw%3D1259%26bih%3D623%26tbnid%3D1495&um=1&itbs=1&iact=hc&vpx=958&vpy=298&dur=3440&hovh=183&hovw=275&tx=218&ty=123&oei=1SWcTZqLNo24sAPF4cWNBA&page=4&ndsp=16&ved=1t:429,r:9,s:48&biw=1259&bih=623)  
[http://translate.google.com.mx/translate?hl=es&sl=en&u=http://www.semp.us/publications/biot\\_reader.php%3FBiotID%3D330&ei=ReRZTL\\_pB4P-8Abg0omcCw&sa=X&oi=translate&ct=result&resnum=3&ved=0CC8Q7gEwAg&prev=/search%3Fq%3Dsoil%2Bliquefaction%2Beffects%26hl%3Des%26sa%3DX](http://translate.google.com.mx/translate?hl=es&sl=en&u=http://www.semp.us/publications/biot_reader.php%3FBiotID%3D330&ei=ReRZTL_pB4P-8Abg0omcCw&sa=X&oi=translate&ct=result&resnum=3&ved=0CC8Q7gEwAg&prev=/search%3Fq%3Dsoil%2Bliquefaction%2Beffects%26hl%3Des%26sa%3DX)