

## 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.

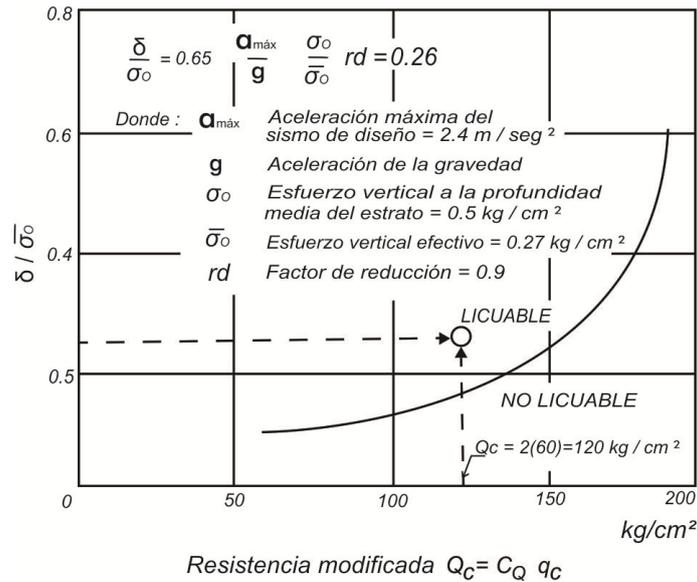


Figura 2.1 Susceptibilidad de licuación a partir de la resistencia de punta del cono eléctrico.

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.

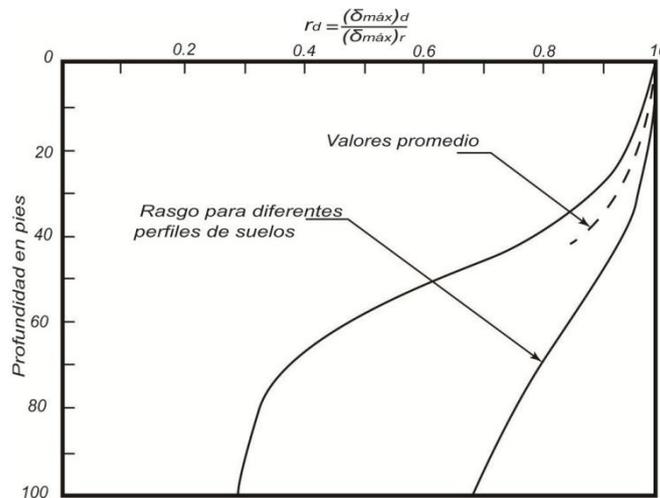


Figura 2.2 Rango de valores de  $r_d$  para diferentes perfiles de suelo. (Seed e Idriss, 1982)

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,  $C_q$ , que corrige a los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en el campo.

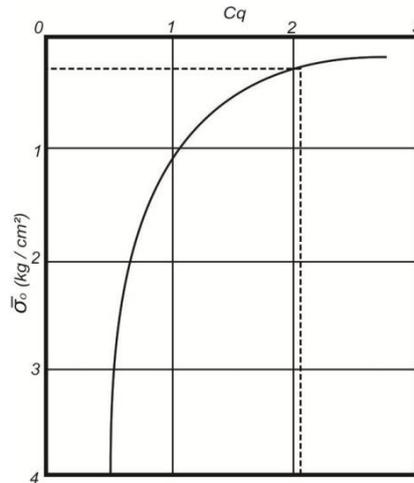


Figura 2.3 Determinar factores de corrección  $C_q$ .

## 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).

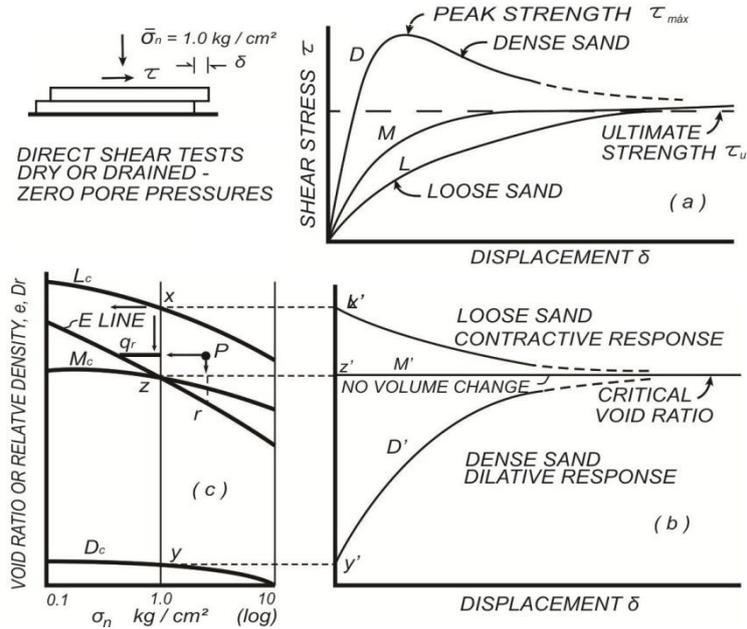


Figura 2.4 Hipótesis de la relación de vacíos tomados por medio de ensayos de corte directo.

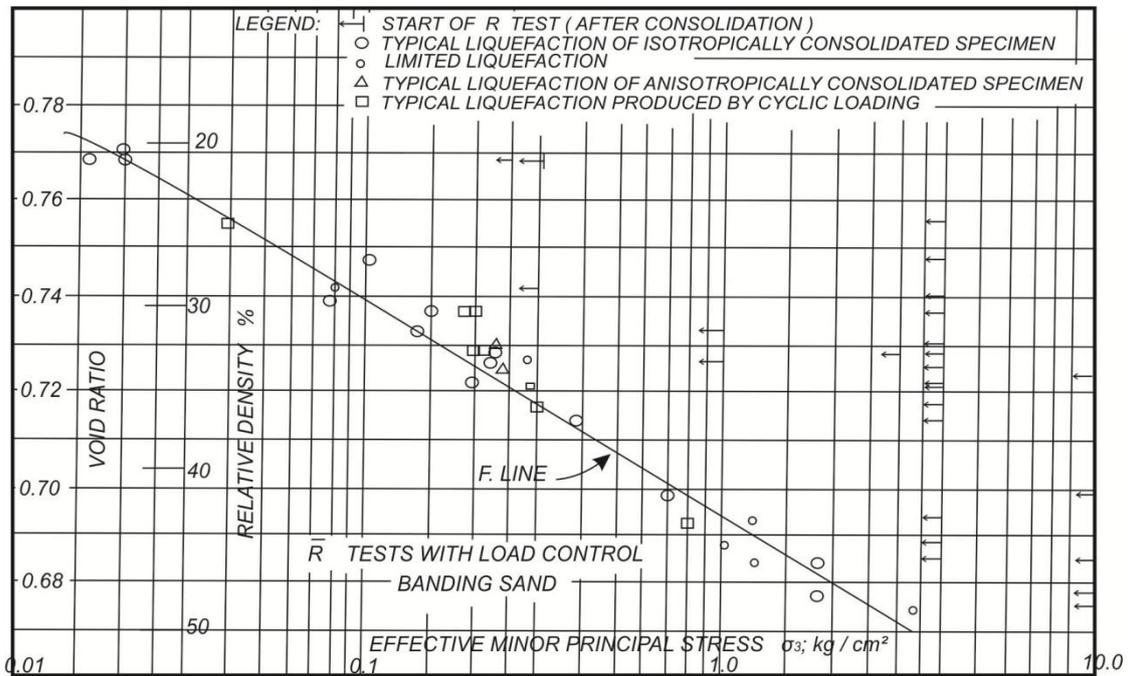


Figura 2.5 Relación de vacíos con incrementos de cargas cíclicas. (Casagrande, 1975)

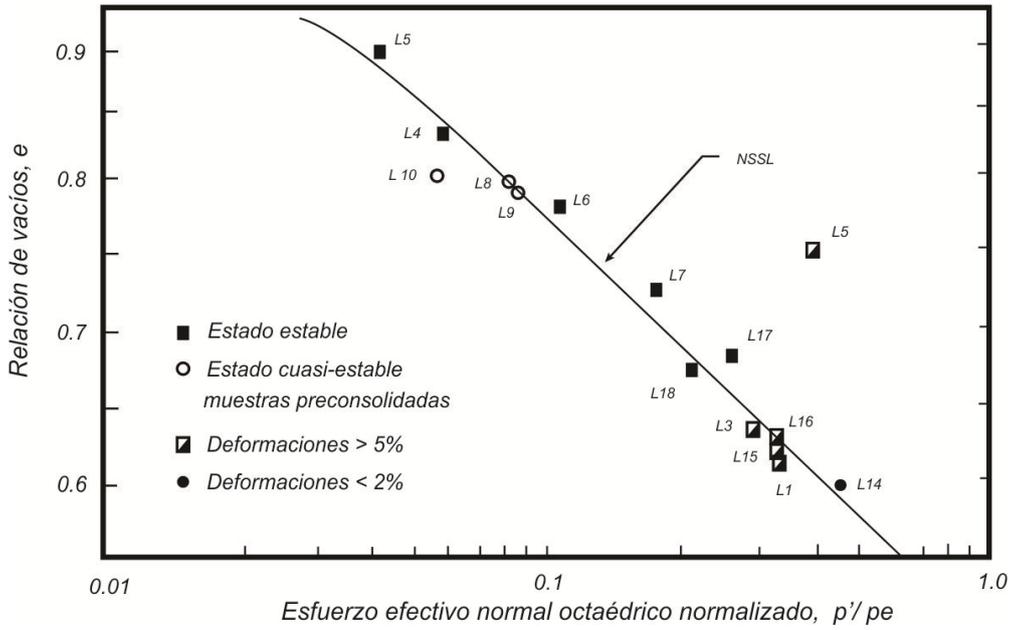


Figura 2.6 Línea de estado estable normalizada. Datos tomados de Konrad, (1990).

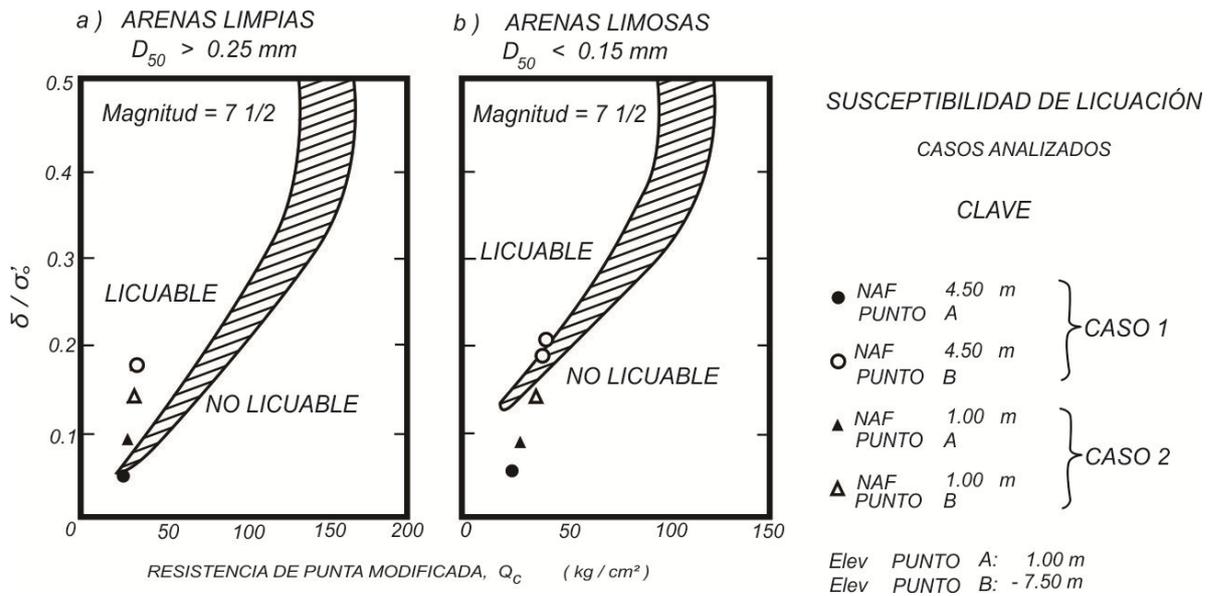


Figura 2.7 Correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración. (Seed et a, 1983)

## 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.

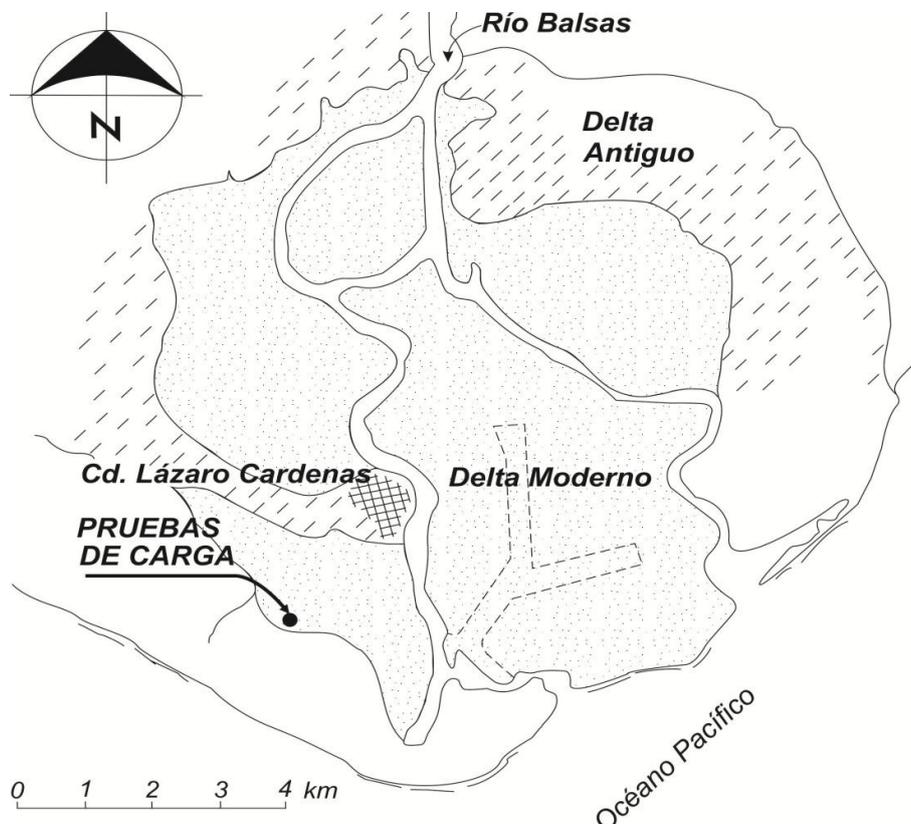


Figura 2.8 Localización de sitio de pruebas, Lázaro Cárdenas, Michoacán, México.

### 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.

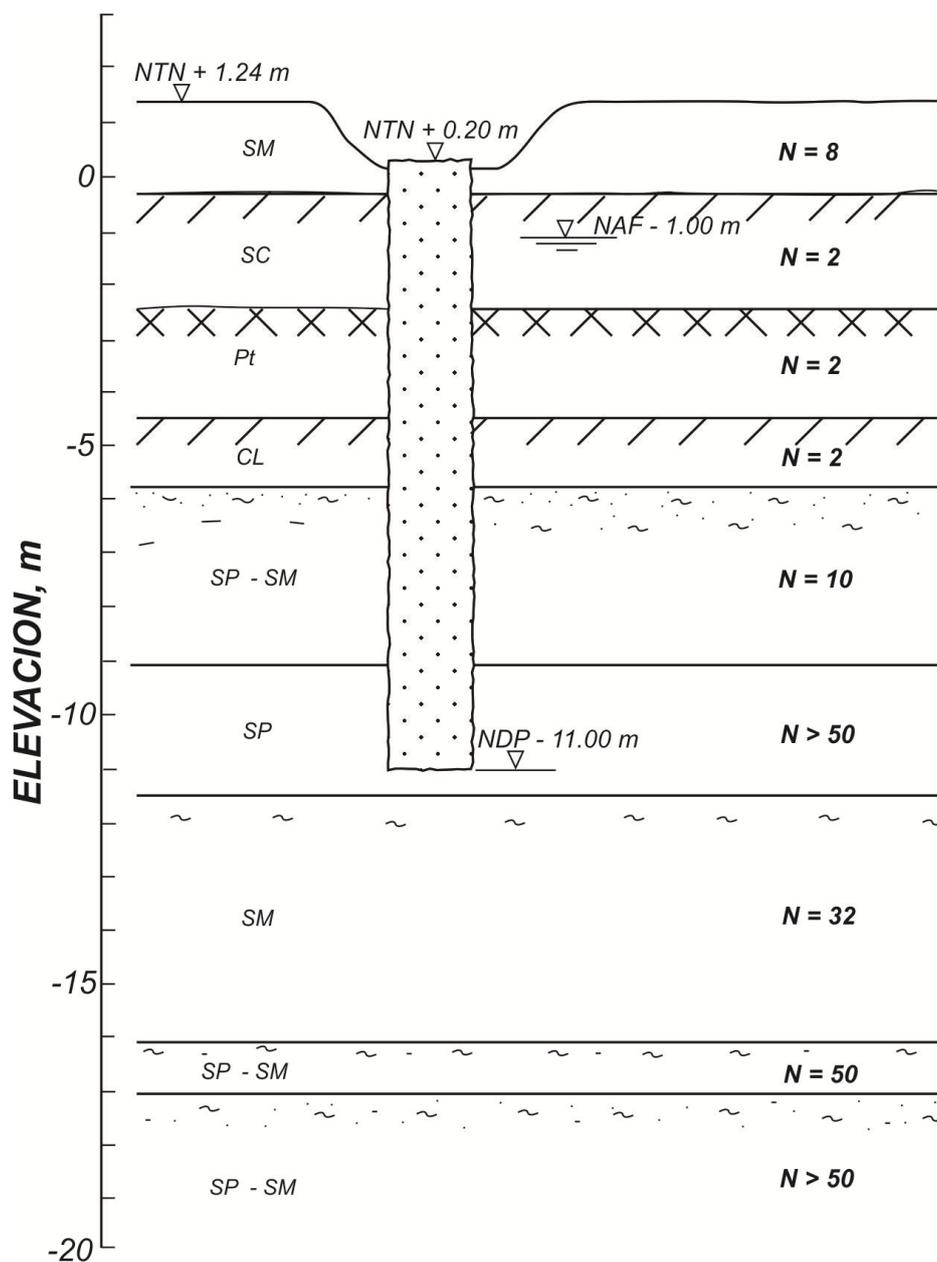


Figura 2.9 Estratigrafía del suelo en la prueba de carga.

## 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  $P_v = 0.96 \text{ kg/cm}^2$

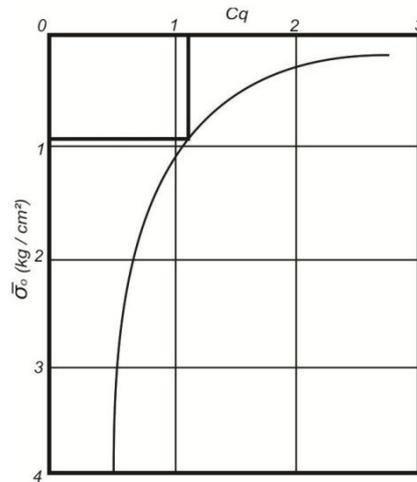


Figura 2.3 Factor de corrección  $C_q$ .

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.

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

$$Q_c = 1.1 * 7 = 7.7$$

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.