

## Introducción

La licuación se refiere al fenómeno de la generación de grandes presiones de poro y consecuente reducción de la resistencia de suelos granulares.

Las evidencias de licuación, a simple vista en la superficie son borbullo de arena, fisuras en suelo que se extiende lateralmente.

Comúnmente el fenómeno ocurre en los depósitos aluviales o fluviales de Holoceno en las profundidades no mayores de 15m.

Licuación se define como la transformación del material granular del estado sólido al licuado, como la consecuencia del incremento de las presiones de poro y de la reducción de presiones efectivas. El incremento de las presiones de poro se induce por la tendencia de materiales granulares a compactarse cuando se someten a las deformaciones de cortante cíclicas. El cambio de estado ocurre con preferencia en suelos sueltos a medianamente compactos, pobremente drenados, como son arenas limosas o gravas confinadas o con sellos de materiales impermeables. Durante la licuación el estrato de suelo se ablanda, suaviza, reblandece aumentando su deformabilidad, permitiendo grandes deformaciones cíclicas. En materiales sueltos, el reblandecimiento puede ser acompañado con la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante, que puede conducir a grandes deformaciones por cortante, y llegar a la falla por el flujo plástico y/o viscoso bajo los esfuerzos cortantes bajos, moderados a altos, existentes por debajo de una cimentación o un talud. En materiales moderadamente densos a densos, la licuación conduce a reblandecimiento transitorio y a incremento de las deformaciones cíclicas por cortante, pero la tendencia de dilatarse durante el incremento de esfuerzos cortantes inhibe las pérdidas mayores de resistencia y generación de grandes deformaciones de suelo. La licuación de los materiales granulares, moderadamente compactos puede ser acompañada con el desarrollo de la condición de la movilidad cíclica y/o licuación cíclica. Los suelos sueltos se compactan durante la licuación y reconsolidación, conduciendo al asentamiento de suelo. El borbullo de arena, puede también formar erupciones mientras se disipa la presión de agua.

## La relación de esfuerzo cíclico (CSR) y la relación de la resistencia cíclica (CRR)

Para evaluar la resistencia por licuación de suelo es necesario calcular dos variables:

1. La demanda sísmica que se espera en las capas de suelo durante un sismo de diseño, expresada en términos de resistencia CSR (cyclic stress ratio).
2. La resistencia de suelo para oponerse a la licuación, expresado con CRR (cyclic resistance ratio).

## Evaluación de CSR

Seed e Idriss (1971) formulan la ecuación para el cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos (CSR, cyclic stress ratio):

$a_{max}$  = máxima aceleración de la superficie de suelo generada por un sismo de diseño,

$g$  = aceleración de gravedad,

$(\sigma_{vo})$  = esfuerzo normal vertical total, referido a la superficie de suelo

$(\sigma'_{vo})$  = esfuerzo normal vertical efectivo, referido a la superficie de suelo,

$r_d$  = coeficiente de reducción de esfuerzos, que toma en cuenta la deformabilidad del perfil de subsuelo.

Liao y Witman (1986), para la práctica de ingeniería rutinaria, en proyectos no críticos, proponen las siguientes ecuaciones para estimar el  $r_d$ :

$z$  = profundidad por debajo de la superficie de suelo,  $m$ ,

Para  $z \leq 9.15 m$ ,

$$r_d := 1.0 - 0.00765 \cdot z \quad (1a)$$

Para  $9.15m < z \leq 23m$

$$r_d := 1.174 - 0.0267z \quad (1b)$$

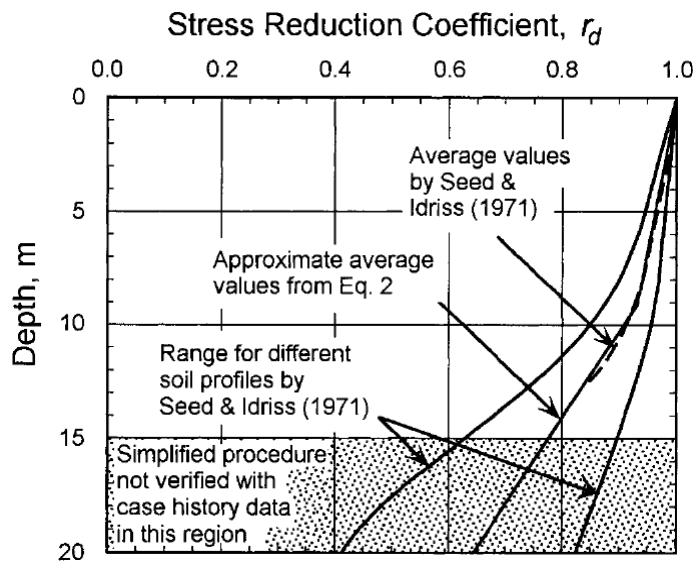


Figura 1. Las curvas de relación de  $r_d$  y profundidad, desarrolladas por Seed e Idriss (1971), agregando los valores de los promedios de la ecuación (1).

Para las profundidades mayores de  $23m$ , las expresiones de evaluación de ( $r_d$ ) no se han verificado con los datos de campo para el uso del método simplificado. En la figura 1 se presentan los promedios de los valores de  $r_d$  en conjunto con los valores de los intervalos y promedios de Seed e Idriss (1971). Puede notarse que el intervalo de posibles  $r_d$  se incrementa con la profundidad.

T.F. Blake (1996) aproxima el promedio de  $r_d$  con la siguiente ecuación:

$$r_d := \frac{(1.000 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2)} \quad (2)$$

Ecuaciones (1) y (2) proporcionan los mismos valores

La relación de esfuerzos cíclicos (CSR) se determina con la siguiente ecuación:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{sv}}{\sigma_{vo}} \right) = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} \right) r_d \quad (3)$$

## Evaluación de la resistencia por licuación (CRR)

El método más convincente consiste en la extracción de las muestras inalteradas y la realización de las pruebas de laboratorio correspondientes. Este método se justifica solamente en los proyectos sumamente importantes. Para evitar las dificultades asociadas con el muestreo y laboratorio, el estado de práctica para las pruebas rutinarias de la investigación de licuación se basa en las pruebas de campo.

Las pruebas de campo usuales para evaluar la resistencia por licuación son la prueba de penetración estándar (SPT), prueba de penetración de cono (CPT), mediciones de las velocidades de la onda cortante ( $V_s$ ) y la prueba de penetración Becker (BPT). Se logró obtener los resultados consistentes, independientes de tipo de prueba realizada. Sin embargo las pruebas SPT y CPT son generalmente preferidas ya que se dispone de bases de datos de experiencias más extensas. Otras pruebas pueden utilizarse en los sitios con depósitos de grava y donde el acceso de equipos pesados es limitado. En la Tabla 1 se indican las ventajas y desventajas de cada prueba.

CARACTERISTICAS	TIPO DE PRUEBA			
	SPT	CPT	$V_s$	BPT
LAS MEDICIONES ANTERIORES EN LOS SITIOS CON LICUACION	ABUNDANTE	ABUNDANTE	LIMITADO	ESCASO
EL TIPO DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION QUE INFLUYE EN LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA	PARCIALMENTE DRENADO, GRANDES DEFORMACIONES	DRENADO, GRANDES DEFORMACIONES	DEFORMACIONES PEQUEÑAS	PARCIALMENTE DRENADO, GRANDES DEFORMACIONES
EL CONTROL DE CALIDAD Y HABILIDAD DE REPETIR LA PRUEBA CON RESULTADOS SIMILARES	POBRE A BUENO	MUY BUENO	BUENO	POBRE
DETECCION DE CAMBIOS DE LOS DEPOSITOS DE SUELO	BUENO PARA LAS PRUEBAS CERCANAS	MUY BUENO	JUSTO	JUSTO
TIPOS DE SUELO DONDE SE RECOMIENDA LA PRUEBA	SUELOS SIN GRAVAS	SUELOS SIN GRAVAS	TODOS	GRAVAS PRIMORDIALMENTE
MUESTREO DE SUELO	SI	NO	NO	NO
LA PROPIEDAD INDICE QUE MIDE LA PRUEBA	INDICE	INDICE	INGENIERIA	INDICE

**Tabla 1. COMPARACION DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE VARIAS PRUEBAS DE CAMPO PARA VERIFICAR LA RESISTENCIA POR LICUACION**

### Prueba de SPT

El criterio de evaluación de la resistencia por licuación basada en SPT es confiable, ya que se lleva aplicando a largo de varios decenios. Estos criterios involucran la gráfica de la relación de CSR con  $(N_1)_{60}$  que se indica en la figura 2. El  $(N_1)_{60}$  representa el numero de golpes normalizado al esfuerzo vertical de  $100kPa$  y a la energía del martillo con eficiencia de 60%. La gráfica de la figura 2 representa la correspondencia entre el CRR calculado y el  $(N_1)_{60}$  de los sitios donde los efectos de la licuación fueron observados o no durante los temblores pasados con las magnitudes aproximadas de 7.5. Las curvas de CSR se posicionaron de la manera conservadora con los datos indicativos en las regiones separadas con y sin licuación. Se desarrollaron las curvas para suelos granulares con el contenido de finos no mayores de 5%, 15% y 35%. La grafica de CRR con menos de 5% de finos representa al criterio básico de penetración para el método simplificado y se denomina como el "SPT de la curva base de arena limpia". Las curvas de la figura 2 son validas solamente para los sismos de magnitud de 7.5. Para otras magnitudes es necesario aplicar los factores de ajuste.

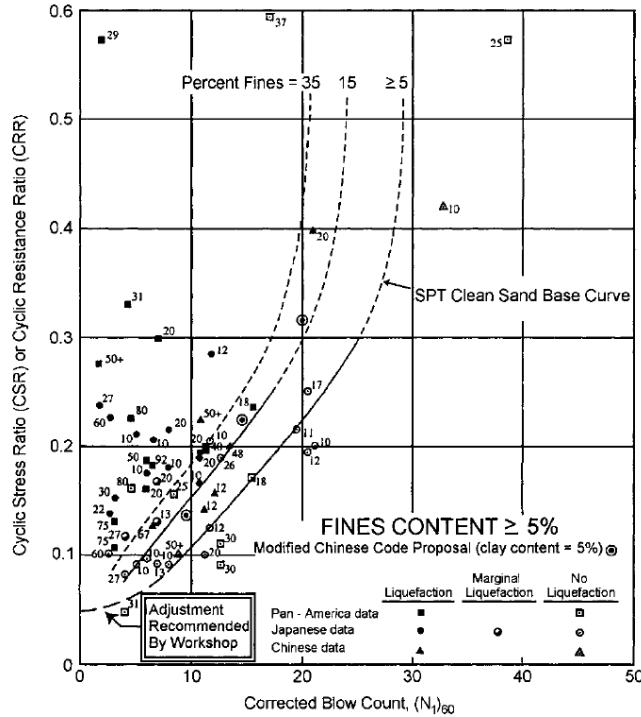


Figura 2. Curva base para arenas limpias para las magnitudes de sismos de 7.5, con los datos de casos históricos de licuación (Modificada por Seed y al. 1985).

**SPT de la curva base de arena limpia**

A. F. Rauch (1998) recomienda la curva aproximada con la siguiente ecuación:

$N_{160} = (N_1)_{60}$  = El número de golpes de la prueba SPT normalizada a un esfuerzo geostático de 100 kPa y a la energía del martillo de 60%.

$CRR_{7.5} = CRR_{7.5}$  = La relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud de 7.5.

$$CRR_{7.5} := \frac{1}{34 - N_{160}} + \frac{N_{160}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot N_{160} + 45)^2} - \frac{1}{200} \tag{4}$$

Esta ecuación es válida para los  $(N_1)_{60} < 30$ . Para  $(N_1)_{60} \geq 30$ , los suelos granulares limpios tienen el grado de compactación demasiado alto para sufrir la licuación.

**La influencia del contenido de finos**

Seed (1985) observa el incremento en CRR en función de incremento de finos. No es claro si esto se debe al incremento de la resistencia a licuación o al decremento de la resistencia a la penetración. Basados en los datos empíricos disponibles, Seed et al., desarrollaron curvas de CRR para varios contenidos de finos. La plasticidad de suelo, todavía, no se había investigado. Por lo tanto las correcciones basadas en la cantidad de finos deben usarse con precaución y criterio. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por Idriss y Seed para referirse a la curva base de arena limpia reduciendo el  $(N_1)_{60}$  a un valor equivalente de arena limpia  $(N_1)_{60cs}$ :

$FC$  = contenido de finos,

Para  $FC \leq 5\%$

$$\alpha = 0 \quad (5a)$$

Para  $5\% < FC < 35\%$

$$\alpha := e^{\left(1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right)} \quad (5b)$$

Para  $FC \geq 35\%$

$$\alpha = 5.0 \quad (5c)$$

Para  $FC \leq 5\%$

$$\beta = 1.0 \quad (6a)$$

Para  $5\% < FC < 35\%$

$$\beta := \left(0.99 + \left(\frac{FC^2}{1000}\right)\right) \quad (6b)$$

Para  $FC \geq 35\%$

$$\beta = 1.2 \quad (6c)$$

$$N160cs = (N_1)_{60cs}$$

$$N160cs := \alpha + \beta \cdot N160 \quad (7)$$

Estas ecuaciones pueden usarse en los cálculos de rutina de resistencia a licuación.

### Otras correcciones

Otros factores que influyen en los resultados de la SPT se indican en la Tabla 2. La siguiente ecuación incorpora las correcciones de número de golpes SPT:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (8)$$

Los factores de corrección son los siguientes:

$N_m$  = SPT, la resistencia a penetración estándar medida en el campo,

$C_N$  = [Seed, Idriss (1982)] factor de normalización del esfuerzo efectivo vertical de referencia de 100 kPa,

$$Pa = P_a$$

$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo}$  = esfuerzo normal vertical efectivo, referido a la superficie de suelo,

$$CN := \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^{0.5} \quad (9)$$

$CN < 1.7$  (MAX = 2.0, National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER, Youd, Idriss 1997, pero se reduce a 1.7)

CN nuevo (1997):

$$CN := \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma_{evo}}{Pa}} \quad (10)$$

FACTOR	VARIABLE DE EQUIPO	TERMINO	CORRECCION
presión vertical normal efectiva	N/A	$C_N$	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$
presión vertical normal efectiva	N/A	$C_N$	$CN \leq 1.7$
relación de energía	martillo tipo dona	$C_Z$	0.5 - 1.0
relación de energía	martillo de seguridad	$C_Z$	0.7-1.2
relación de energía	martillo automático tipo dona	$C_Z$	0.8-1.3
diámetro de la perforación	65-115 mm	$C_B$	1
diámetro de la perforación	150 mm	$C_B$	1.05
diámetro de la perforación	200 mm	$C_B$	1.15
longitud de la barra	< 3 m	$C_R$	0.75
longitud de la barra	3-4 m	$C_R$	0.8
longitud de la barra	4-6 m	$C_R$	0.85
longitud de la barra	6-10 m	$C_R$	0.95
longitud de la barra	10-30 m	$C_R$	1.0
muestreo	muestreador estándar	$C_S$	1.0
muestreo	muestreador sin ademe	$C_S$	1.1-1.3

**Tabla 2. Correcciones a SPT (Skempton 1986)**

Pueden utilizarse cualquiera de las dos expresiones para las  $\sigma'_{vo} < 200 \text{ kPa}$ . El esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_{vo}$ ) debe tomarse el existente, durante el instante de la perforación. Para las  $\sigma'_{vo} > 200 \text{ kPa}$ , la segunda expresión se debe aplicar. Para las profundidades mayores que las verificadas con el método simplificado empírico, deben utilizarse otros métodos como es análisis dinámico basado en el muestreo inalterado y pruebas dinámicas de laboratorio.

$C_E$  = factor de reducción de energía de martillo ( $ER$ ), que cae sobre el muestreador de la SPT. El usual  $ER$  es de 60%, resultando ( $CE = ER/60$ )

$C_B$  = factor de corrección por el diámetro de la perforación,

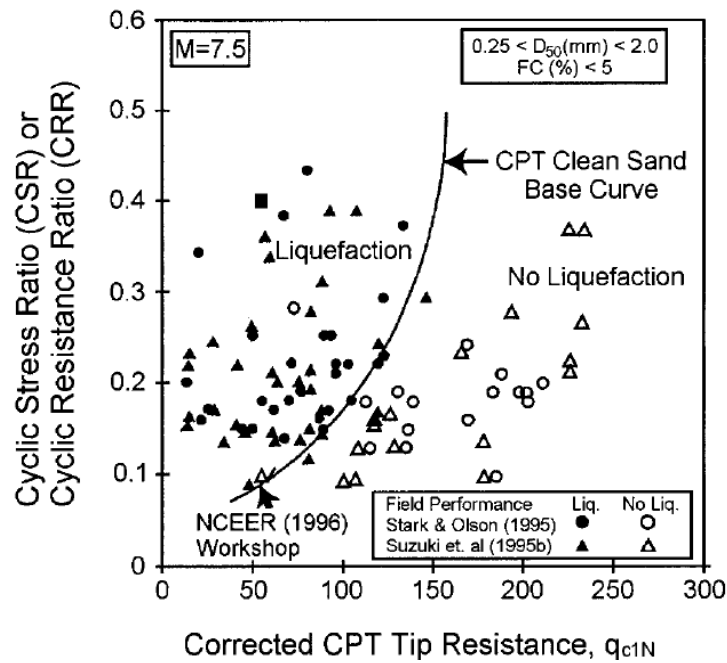
$C_R$  = factor de corrección por la longitud de la barra,

$C_S$  = factor de corrección para los muestreadores con y sin ademe.

## CPT-Prueba de penetración con el cono

La continuidad del registro de la prueba CPT representa una gran ventaja para la interpretación estratigráfica. Los resultados son más consistentes y las repeticiones proporcionan los resultados similares, más cercanos unos a otros que en otras pruebas de penetración. El perfil continuo, también, proporciona la ventaja de definir el perfil de resistencia a licuación detallado. Sin embargo, las interpretaciones basadas en CPT deben

verificarse con varias perforaciones con SPT para confirmar los tipos de suelo y verificar las resistencias a licuación.



**Figura 3. Curva recomendada para el cálculo de CRR de datos de CPT, junto con los datos empíricos de la licuación de los casos históricos compilados (Robertson, Wride 1998)**

La figura 3 proporciona la CRR para arenas limpias ( $FC < 5\%$ ), Robertson y White (1998). Los CRR se refieren a las resistencias de CPT normalizadas y corregidas ( $q_{c1N}$ ), para el sismo de diseño de magnitud de 7.5. La curva CRR separa las regiones con y sin licuación. Idriss recomienda mover la curva CRR a la derecha por 10-15%. Sin embargo, las comparaciones con otros métodos indican que la precisión de la curva de la calificación del fenómeno de licuación a sí o no, tiene 85% de confiabilidad.

La curva CRR puede aproximarse con la siguiente ecuación (Robertson y Wride, 1998):

Para  $(q_{c1N})_{cs} < 50$ :

$qc1ncs = (q_{c1N})_{cs}$  = Resistencia de cono equivalente normalizada, de arenas limpias

$CRR_{7.5} = CRR_{7.5}$  = La relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud de 7.5.

$$CRR_{7.5} := 0.833 \left( \frac{qc1ncs}{1000} \right) + 0.05 \quad (11a)$$

Para  $50 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 160$

$$CRR_{7.5} := 93 \cdot \left( \frac{qc1ncs}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad (11b)$$

### Normalización de CPT

$q_{c1N}$  = la resistencia adimensional a penetración de punta normalizada,

$q_c$  = la resistencia a penetración de punta de cono medida en el campo,

$C_Q$  = el factor de normalización de la resistencia a penetración de cono,

$P_a = 1 \text{ atm}$  = la presión en las mismas unidades utilizadas para los esfuerzos verticales normales efectivos del subsuelo ( $\sigma_{vo} = \sigma'_{vo}$ ),

$n$  = el exponente, que varía de acuerdo con el tipo de suelo ( $0.5 < n < 1.0$ , Olsen 1997)

$$CQ = C_Q$$

$$CQ := \left( \frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n \quad (12)$$

$$qc1N = q_{c1N}$$

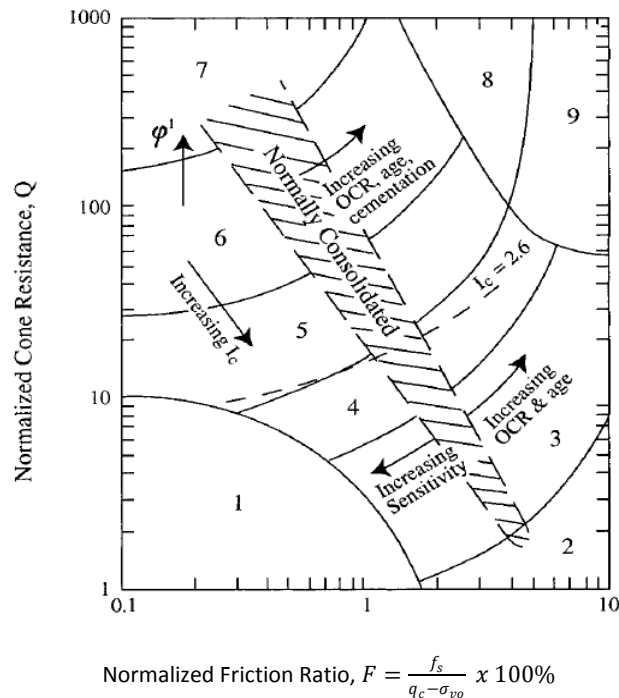
$$qc1N := CQ \cdot \left( \frac{q_c}{P_a} \right)^n \quad (13)$$

Sin embargo debe ser menor de  $C_Q \leq 1.7$

$f_s$  = resistencia del fuste de cono medida en el campo,

$q_c$  = resistencia de punta de cono medida en el campo,

$FR = f_s / q_c$  = relación de fricción, generalmente se incrementa con aumento de finos y de su plasticidad, permitiendo una estimación aproximada del tipo de suelo, el contenido de finos y la plasticidad de suelo de los datos de CPT.



- |   |  |
|---|--|
| 1. Suelos sensitivos, finos.                              | 6. Arenas – arena limpia a arena limosa.                           |
| 2. Suelos orgánicos, turbas.                              | 7. Arenas con grava a grava con arena.                             |
| 3. Arcillas – arcillas limosas a arcillas.                | 8. Arena muy compacta a arena arcillosa.                           |
| 4. Mezclas limosas – limos arcillosos a arcillas limosas. | 9. Muy consolidado, fino, altamente sobre-consolidado o cementado. |
| 5. Mezclas arenosas – arenas limosas a limos arenosos     |  |

**Figura 4. El diagrama del comportamiento de los tipos de suelo de acuerdo con la prueba de CPT (Robertson, 1990)**

Robertson, Wride (1998) presentan dibujo (figura 4) para estimar el tipo de suelo.

Las fronteras entre los tipos de suelo de dos a siete (2 a 7) pueden aproximarse con los círculos concéntricos, que toman en cuenta los efectos de características de suelo en la resistencia de punta adimensional normalizada ( $q_{c1N}$ ) y en CRR. El radio de estos círculos es denominado como el índice de comportamiento de suelo, ( $I_c$ ),

$Q$  = resistencia neta de punta adimensional neta.

$$Q := \left( \frac{(qc - \sigma_{vo})}{Pa} \right) \cdot \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^n \quad (14)$$

$$F := \left( \frac{fs}{(qc - \sigma_{vo})} \right) \cdot 100 \quad (15)$$

$$I_c := \left( (3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2 \right)^{0.5} \quad (16)$$

En la figura 4, se usa el exponente  $n = 1.0$ , que es apropiado para suelos arcillosos. Sin embargo, para las arenas limpias el exponente de 0.5 es más adecuado, y un valor intermedio entre 0.5 y 1.0 es más correcto para limos y arenas limosas.

Robertson, Wride, recomiendan el siguiente procedimiento para el cálculo del índice de comportamiento de suelo ( $I_c$ ):

1. Utilizando el  $n = 1.0$  se determinan que suelos son o no son arcillosos.

$$Q := \left( \frac{(qc - \sigma_{vo})}{Pa} \right) \cdot \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right) \quad (17)$$

2. Luego se calcula  $I_c$ :

$$I_c := \left( (3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2 \right)^{0.5}$$

Si  $I_c > 2.6$ , el suelo se considera arcilloso que no puede licuarse y análisis termina en este punto. Sin embargo, es necesario extraer las muestras de suelo para confirmar que se trata de suelos arcillosos, y así confirmar su resistencia a la licuación. También, puede aplicarse el criterio Chino (Seed, Idriss, 1982), según el cual la licuación únicamente ocurre cuando se cumplen todos de los tres siguientes criterios o condiciones:

- i. El contenido de arcillas (con el tamaño máximo de granos de  $5 \mu$ ) es menor de 15% por el peso.
- ii. El límite líquido de la fracción fina es menor de 35%.
- iii. El contenido de humedad natural de la muestra debe ser mayor de 0.9 del límite líquido.

3. Si  $I_c < 2.6$ , el suelo es probablemente granular. Se repite el cálculo de  $(C_q)$  y  $(Q)$  con el exponente  $n = 0.5$ .

$$CQ := \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^{0.5}$$

$$Q := \left( \frac{(qc - \sigma_{vo})}{Pa} \right) \cdot \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^{0.5}$$

Luego se calcula  $I_c$ :

$$I_c := \left( (3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2 \right)^{0.5}$$

Si resulta ( $I_c < 2.6$ ), el suelo puede considerarse como granular sin plasticidad. Con este ( $I_c$ ) se obtiene la resistencia por licuación.

Si resulta ( $I_c > 2.6$ ), el suelo, posiblemente tiene alto grado de limos y puede caracterizarse como muy limoso y plástico. En este instante, se repite el cálculo de ( $q_{c1N}$ ) usando un exponente intermedio  $n = 0.7$

$$n := 0.7$$

$$CQ := \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^{0.7}$$

$$qc1N := CQ \cdot \left( \frac{qc}{Pa} \right)^{0.7}$$

Otra vez se calcula ( $I_c$ ) usando el nuevo ( $q_{c1N}$ ):

$$Q := \left( \frac{(qc - \sigma_{vo})}{Pa} \right) \cdot \left( \frac{Pa}{\sigma_{evo}} \right)^{0.7}$$

$$I_c := \left( (3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2 \right)^{0.5}$$

Este intermedio ( $I_c$ ) se utiliza para calcular la resistencia por licuación. También, debe disponerse de las muestras de suelo con registros de pruebas índice de laboratorio para verificar si suelo es licuable de acuerdo con otros criterios, como es el chino.

Por la aproximación entre el ( $I_c$ ) y el tipo de suelo, todos los suelos con ( $I_c > 2.4$ ) deben muestrearse y probar en laboratorio para confirmar el tipo de suelo y la posibilidad de licuación con algún otro criterio.

También, las capas de suelo con ( $I_c > 2.6$ ), pero con la relación de fricción ( $F < 1\%$ , región 1 de la figura 5) deben muestrearse y probar en laboratorio, ya que pueden ser muy sensibles a licuación. Aún, técnicamente no licuable, según el criterio Chino, estos suelos sensitivos pueden sufrir reblandecimiento y pérdida de resistencia durante la ocurrencia de los sismos.

### El cálculo de resistencia de cono equivalente normalizada, de arenas limpias ( $q_{c1N}$ )<sub>cs</sub>

$(q_{c1N})_{cs}$  = Resistencia de cono equivalente normalizada, de arenas limpias

La resistencia a penetración normalizada equivalente de arena limpia  $(q_{c1N})_{cs}$  se obtiene multiplicando el factor de reducción ( $K_c$ ) con la resistencia de punta a penetración adimensional normalizada ( $q_{c1N}$ ):

$$qs1Ncs = (q_{c1N})_{cs}$$

$$qc1N = q_{c1N}$$

$K_c$  = factor de reducción

Para  $I_c \leq 1.64 \rightarrow$

$$K_c = 1.0 \tag{18a}$$

Para  $I_c > 1.64 \rightarrow$

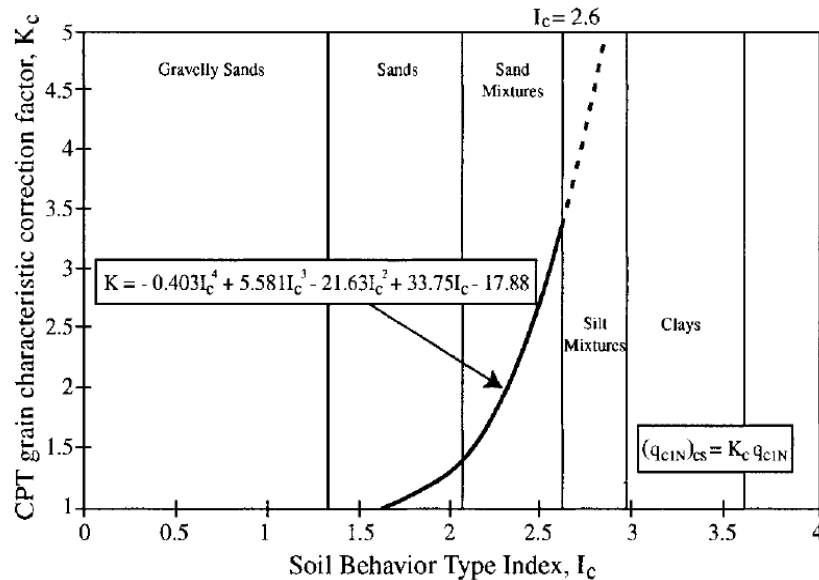
$$K_c := -0.403 \cdot Ic^4 + 5.581 \cdot Ic^3 - 21.63 \cdot Ic^2 + 33.75 \cdot Ic - 17.88 \tag{18b}$$

Los valores de  $K_c$  se muestran en la figura 6.

$$qs1Ncs := K_c \cdot qc1N \tag{19}$$

La curva ( $K_c$ ) se indica en la figura 5. Para los  $I_c > 2.6$  la curva se muestra con línea punteada indicando suelo con exceso de plasticidad y/o de contenido de arcillas, que es no licuable.

Con un propio ( $K_c$ ) e ( $I_c$ ) puede calcularse  $CRR_{7.5}$ . Para ajustar el CRR a las magnitudes diferentes de 7.5, debe multiplicarse con un factor de escala. El mismo factor de escala se utiliza para los datos de CPT y SPT. Los factores de escala se indican en los siguientes párrafos.



**Figura 5. Definición del factor  $K_c$  para la determinación de la resistencia equivalente de arena limpia de CPT**

### Procedimientos de Olsen (1997) y Suzuki et al. (1995)

Los resultados de Olsen son consistentes con los otros procedimientos en las regiones de depósitos de suelos superficiales entre los 3 a 15m de profundidad por debajo de la superficie preferiblemente plana o suavemente inclinada. En las profundidades mayores, ocurren diferencias importantes entre estos dos procedimientos. Estas profundidades, también, se alejan de las zonas donde se verificó el procedimiento simplificado. Cualquier procedimiento basado en el método simplificado proporciona resultados inciertos, imprecisos e inseguros en las profundidades mayores de 15m.

Corrección de CPT para las capas de suelo delgadas

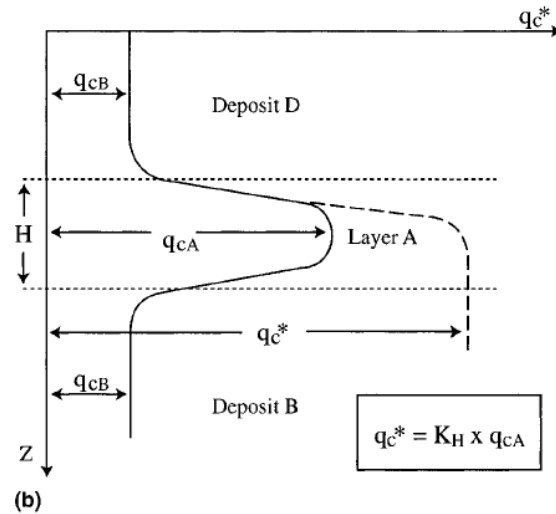
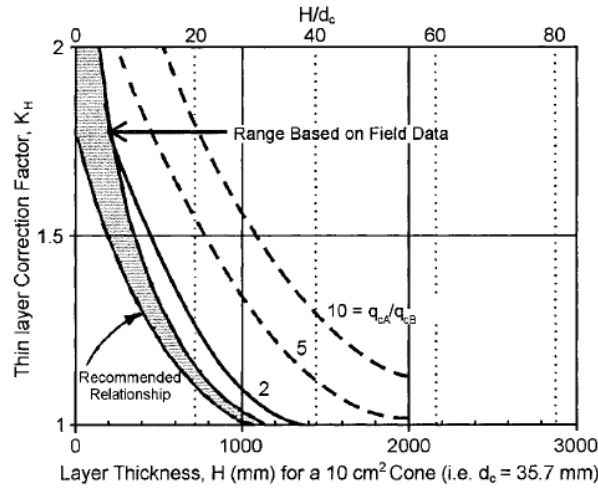


Figura 6. El factor  $K_H$  para la determinación de la resistencia CPT equivalente de estrato grueso (Modificado, Robertson y Fear, 1995)

$H$  = el espesor del estrato rígido interestratificado con estratos blandos,

$dc = d_c$  = diámetro del cono en mm,

$q_{cA}$ ,  $q_{cB}$  = resistencias de punta de cono en el estrato rígido y en blando, respectivamente,

$KH = K_H$  = Factor de corrección de resistencia.

$$KH := 0.25 \cdot \left( \left( \frac{H}{dc} \right) - 1.77 \right)^2 + 1.0 \tag{20}$$

## Resistencia a licuación obtenida de ( $V_s$ ) velocidades de onda cortante medida en campo

Andrus, Stokoe (1997, 2000) desarrollaron el método, que dispone de las siguientes ventajas:

1. Las  $V_s$  es posible medir en lugares donde es difícil penetrar con CPT, SPT o extraer las muestras de suelo representativas como son gravas, o en lugares donde las perforaciones no son permitidas.
2. Las  $V_s$  medidas en campo son directamente proporcionales al modulo de cortante en el intervalo de pequeñas deformaciones por distorsión.

Los problemas y/o desventajas de  $V_s$ :

1. Las velocidades de  $V_s$  se miden con deformaciones muy pequeñas, mientras el desarrollo de las presiones de poro y inicio de licuación es un fenómeno de las deformaciones medias a altas.
2. Las pruebas no facilitan las muestras para la clasificación e identificación de suelos no licuables a base de su alto contenido de arcillas.
3. Los estratos delgados, con  $V_s$  bajos pueden no detectarse y permanecer desapercibidos.

Puede concluirse que la práctica preferida es perforar el suficiente número de sondeos y realizar las pruebas in situ, para detectar:

1. Estratos delgados licuables.
2. Estratos no licuables con el alto contenido de arcillas.
3. Estratos de suelos limosos, por arriba de nivel freático, que podrían licuarse si se eleva el NAF.

También, las otras pruebas como son los CPT y SPT son necesarias para detectar los suelos licuables, ligeramente cementados, que presentan altas velocidades de ondas cortantes ( $V_s$ ) con pequeñas deformaciones por distorsión ( $\epsilon_s$ ).

### El criterio para la evaluación de la resistencia a la licuación a base de $V_s$

El  $V_s$  se corrige para tomar en cuenta los esfuerzos geostáticos del subsuelo.

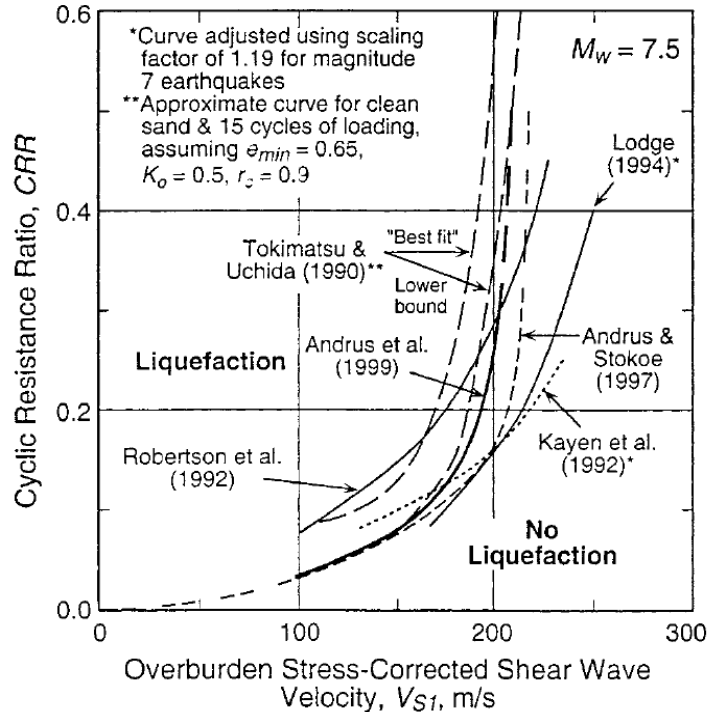
El método de Sykora (1987), Kayen et al. (1992), Robertson et al. (1992):

$V_{sI}$  = la velocidad de onda cortante corregida por los esfuerzos geostáticos.

$P_o$  = presión de normalización que se toma como la presión atmosférica (1 atm) o 100 kPa (1 TSF).

$\sigma'_{vo} = \sigma'_{vo}$  = esfuerzo geostático efectivo normal vertical en el sitio de la medición de la  $V_s$ .

$$V_{sI} := V_s \cdot \left( \frac{P_o}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25} \quad (21)$$



**Figura 7. Comparación de las siete relaciones entre la resistencia a licuación y la velocidad de la onda cortante corregida por los esfuerzos geostáticos para suelos granulares.**

Suposiciones de trabajo:

- El ( $K'_o$  = relación de presiones horizontal/vertical efectivos de reposo de suelo) de 0.5 que es común para los sitios susceptibles a la licuación.
- La  $V_s$  se mide en dos direcciones de los movimientos de granos de suelo: con la propagación de ondas polarizadas a lo largo de las direcciones de esfuerzos principales siendo que una de estas direcciones la vertical. (Stokoe, 1985).

(Polarización: la orientación de las oscilaciones en el plano perpendicular a la dirección transversal de la dirección de la propagación de las ondas.)

En la figura 7 se comparan siete curvas de relación  $CRR-V_{s1}$ . La curva con la mejor aproximación se determinó en laboratorio a base de serie de pruebas triaxiales en varios tipos de arenas con menos de 10% de finos y 15 ciclos de carga (Tokimatsu, Uchida, 1990).

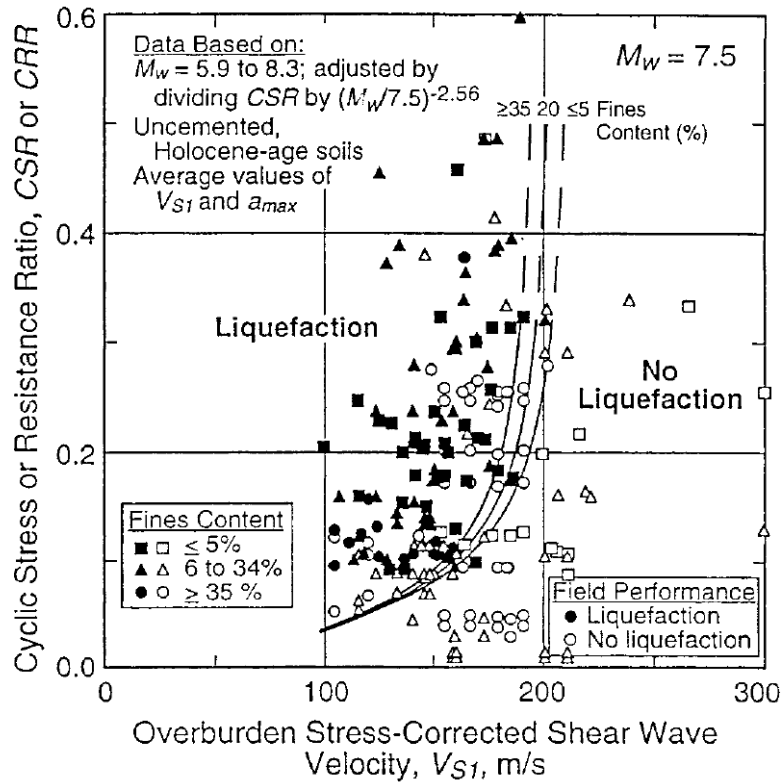


Figura 8. Relaciones de licuación recomendadas para las arenas limpias no cementadas de los casos históricos compilados (Andrus, Stokoe, 2000)

Andrus, Stokoe (1997) proponen la relación  $CRR=f(V_{s1})$ :

$V_{s1a} = V_{s1}^*$  = el límite superior del valor de  $V_{s1}$  para la ocurrencia de la licuación, m/s,

FC = contenido de finos en % por el peso = %5 - 35%

$$FC := 5$$

$$V_{s1a} := 200 + \frac{(35 - FC)}{30} \cdot 15 \quad (22)$$

$$FC := 35$$

$$V_{s1a} := 200 + \frac{(35 - FC)}{30} \cdot 15 \quad (23)$$

$a, b$  = Los parámetros de ajuste de la curva = 0.022, 2.8 respectivamente.

$$a := 0.022$$

$$b := 2.8$$

$$CRR := a \cdot \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left( \frac{1}{V_{s1}a - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}a} \right) \quad (24)$$

Para la ingeniería práctica recomendada (Andrus, Stokoe, 2000), para los sismos de magnitud de 7.5 y suelos no cementados de Holoceno con varios grados de contenido de finos los CRR se indican en la figura 9.

Los valores de de la curva 9 son confiables para los valores de CRR > 0.35, ya que en estos rangos se verificaron en el campo. También para los valores de  $V_{s1} < 100m/s$  no existen los datos de verificación en el campo. Para el  $V_{s1} < 100m/s$  el CRR = 0.033. Este valor es consistente con los valores de los procedimientos de CPT y SPT.

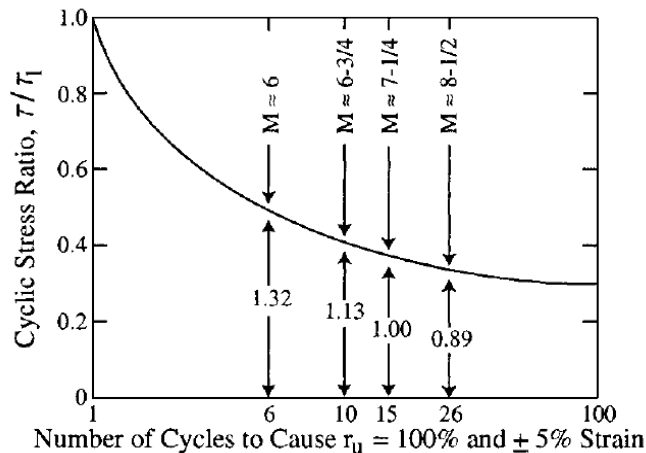
### Factores de escala de magnitudes de los temblores ( $MSF_s$ )

La influencia del factor de escala de magnitud de temblor se toma en cuenta en el cálculo del factor de seguridad contra la licuación:

CSR = la relación de esfuerzos cíclicos generados por las oscilaciones de un sismo de diseño,

CRR75 = CRR<sub>7.5</sub> = la relación de resistencia cíclica para las oscilaciones del sismo de diseño con la magnitud de 7.5, determinado de SPT (figuras 2) y CPT (figura 3) o  $V_{s1}$  (figura 9).

$$FS := \frac{CRR75}{CSR} MSF \quad (25)$$

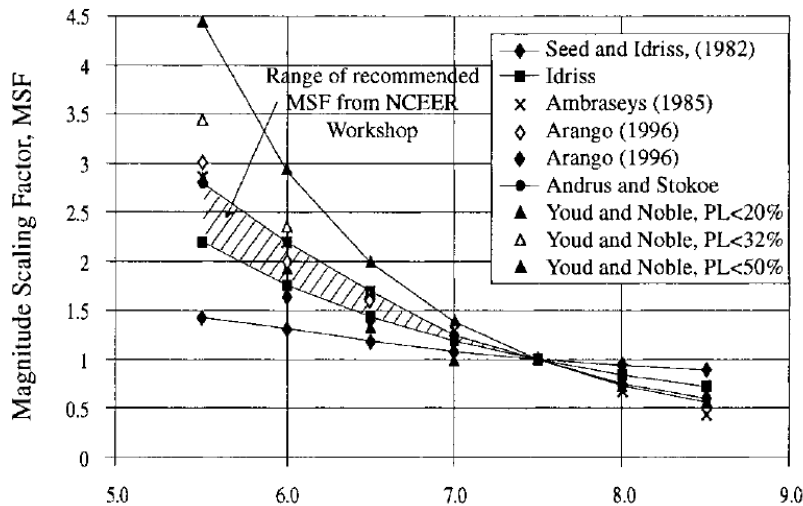


**Figura 9. Relaciones representativas entre CSR y el número de ciclos que causan la licuación (Seed, Idriss, 1982)**

**Factores de escala de Idriss y Seed (1982).**

Se desarrolla el conjunto de (*MSF*) del promedio del número de repeticiones de ciclos de cargas para varias magnitudes y pruebas de laboratorio (figura 10). También, se indica el número de ciclos de carga para varias magnitudes de sismos. El conjunto inicial de los *MSF* se derivó dividiendo *CSR* en la curva representativa para el numero de ciclos de carga correspondiente a un sismo de diseño, con el *CSR* para los 15 ciclos de carga equivalente del sismo de magnitud de 7.5. Los *MSF* se indican en la tabla 3 columna 2 y se presentan en la figura 12. Estos *MSF* se habían utilizando en los cálculos de rutina en la ingeniería práctica aplicada desde 1982.

MSF definidos por varios investigadores				Arango (1996)		Youd y Noble (1997b)			
MAGNITUD	Seed e Idriss (1982)	Idriss (1983)	Amraseys (1988)	basado en la distancia	basado en la energía	Andrus y Stokoe (1997)	PL < 20%	PL < 32%	PL < 50%
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-----	-----	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?	-----	-----	0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44	-----	-----	0.65?	-----	-----	0.56?



**Figura 10. Factores de escala de magnitudes de sismos derivadas por varios investigadores (Youd, Noble, 1997)**

**Factores de escala revisados de Idriss**

Los *MSF* revisados se definen de acuerdo con la siguiente ecuación:

$MSF$  = Factor de escala de acuerdo con la magnitud de sismo,

$M_w = M_w$  = Magnitud del sismo de diseño.

$$MSF := \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (26)$$

Estos factores de escala se definen como: la frontera inferior de los  $MSF$ .

## Los criterios basados en los análisis probabilísticos y basados en la energía

El criterio probabilístico se encuentra todavía en vías de desarrollo. El criterio basado en energía de sismo requiere de pruebas independientes antes de recomendarlos para la práctica general. Se requiere ampliar la investigación en estas dos direcciones.

## Conclusiones

1. Se recomiendan cuatro pruebas de campo para los cálculos de rutina para la evaluación técnica de licuación: CPT, SPT,  $V_s$  y para las gravas BPT. En la actualidad la CPT proporciona la más detallada estratigrafía y la más confiable curva de resistencia por licuación (CRR). Sin embargo, las CPT, siempre deben acompañarse con el muestreo de suelo para validar el tipo de suelo y su identificación. El SPT tiene registros de más años de experiencia que otros métodos. También, proporciona las muestras de suelo alteradas y representativas de las cuales se pueden obtener el  $FC$  y otras características. Las  $V_s$  proporcionan la información fundamental relacionada con las deformaciones pequeñas en la resistencia por licuación. Las  $V_s$  son aplicables en sitios como rellenos sanitarios no controlados, depósitos de grava, etc., donde CPT y SPT no es posible realizar o sus resultados no son confiables. Donde sea posible, es recomendable aplicar dos o más procedimientos de prueba, para asegurar la definición adecuada de la estratigrafía de subsuelo y una consistente evaluación de la resistencia a licuación.
2. Para las magnitudes de los sismos mayores de 7.5 se recomiendan los  $MSF$  de la tabla 3, columna 3. Para las magnitudes mayores de 7.5 se recomienda, también, la tabla 3, columna 3.
3. No existen procedimientos de evaluación de rutina de licuación en los sitios con la inclinación de la superficie mayor de 6%.
4. Para caracterizar el sismo, se recomienda el uso de la magnitud de momento ( $M_w$ ) para la evaluación de la resistencia por licuación.
5. La aceleración máxima de la superficie utilizada en los procedimientos de cálculo se toma la que ocurriría en la superficie, en ausencia de los incrementos de presión de poro o de licuación.