

Geotecnia. Estándar para Evaluación de Licuación de Suelos en Proyectos Edificación según ensayo SPT.

Eduardo Hurtado Gajardo
Ingeniero Civil
Jefe de Departamento de Ingeniería y Construcción
División de Edificación Pública
Dirección de Arquitectura

Santiago, 19 de marzo de 2020

1. Introducción.

Desde el sismo del 3 de Marzo de 1985 que se ha reconocido normativamente el fenómeno de licuación en Chile, dejando su definición y tratamiento al estado del arte desde entonces hasta hoy, no habiendo normativa ni estándares mínimos en Chile al respecto que pueda usarse profesionalmente en la práctica diaria por los ingenieros del área geotécnica, ni menos que permitan comparar o realizar una trazabilidad de proceso de diseño en este tipo de suelos y establecer las exigencias mínimas para estos estudios. Ya en la norma chilena NCh 433 Of 96 MOD 2009, en el acápite 4.2.2, se reconoce los suelos potencialmente licuables como suelos que requieren de un estudio especial y por lo tanto están fuera del alcance de la norma sísmica para edificación.

Más aún, después del sismo del 27F, se actualizó dos veces la NCh 433 Of 96 MOD 2009, y se mantuvo la caracterización de suelos potencialmente licuables, abriéndose una nueva clasificación sísmica de suelos denominada suelos tipo F.

Los suelos potencialmente licuables clasifican sísmicamente como suelos de tipo F, según el DS 61 que complementa y modifica la NCh 433 Of 96 MOD 2009, vigente.

Las características de estos suelos hace necesaria la evaluación de la susceptibilidad de un depósito de suelo para licuar frente a cargas cíclicas producidas por sismos, cuantificar su efecto en superficie y estimar daños potenciales como asentamientos y desplazamientos por escurrimiento lateral, con el fin de considerarlo en los proyectos de diseño de estructuras para edificación pública.

En la actualidad en Chile, en 2016 se aprobó la **NCh 3364. Geotecnia. Ensayo de Penetración Estándar**. En esta norma se ha considerado el ensayo **SPT para suelos licuables en el Anexo A**, normativo de la misma.

El método que aquí se adopta y se ha adaptado, es una compilación de lo que han desarrollado los investigadores Idriss y Boulanger entre 1999 y 2014. El criterio que se adopta en este estándar y que se desarrolla a continuación es el que se basa en el ensayo SPT, concordante con la NCh 3364. Geotecnia. Ensayo de Penetración Estándar. Anexo A. Se ha heredado la misma notación y nomenclatura del estudio de Idriss y Boulanger entre 1999 y 2014, citados en las referencias [3] y [5], Iwasaki y colaboradores [6], Somez y colaboradores [11] y NCEER [13].

2. Alcance

1. Este estándar permite evaluar la resistencia a la licuación de un suelo basado en el ensayo SPT para suelos licuables según anexo A NCh 3364, a través de la adopción y adaptación del procedimiento simplificado desarrollado originalmente por Seed e Idriss.
2. Es obligatorio para su uso cumplir con la NCh 3364, en especial el Anexo A.
3. Las condiciones que determinan los suelos licuables en Chile son las indicadas en el DS 61, del 13.12.2011.
4. El uso de la corrección por efecto de pendiente, para valores de pendiente mayores o iguales que un 6%, en suelos potencialmente licuables debe ser hecho por Ingenieros Civiles especialistas en Geotecnia, y específicamente en Licuación de Suelos, y está fuera de la práctica estándar de la Ingeniería. Es un problema típicamente posible en presas y terraplenes. El cálculo debe estar respaldado con estudios de sitio para su uso. Sin embargo, se entregan ecuaciones de diseño en este documento para su uso y referencia.

3. SIMBOLOS y ACRÓNIMOS

$a_{m\acute{a}x}$: aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno
CRR razón de resistencia cíclica

CRRM razón de resistencia cíclica para una magnitud de sismo dada
 CSL Línea de estado crítico
 CSR razón de esfuerzo, o tensión cíclica
 FC contenido de finos
 FS factor de seguridad
 FL factor de seguridad contra la activación de la licuación
 $K\alpha$ factor de corrección por los efectos de una razón de tensión estática de corte inicial
 $K\sigma$ factor de corrección por sobrecarga
 L distancia a la cara libre en una expansión lateral (lateral spread)
 LD desplazamiento lateral
 LDI índice de desplazamiento lateral
 M magnitud de momento del terremoto
 MSF factor de escala de magnitud
 $(N1)_{60}$ Índice de Penetración Estándar corregido por número de golpes a ER = 60% y a una presión efectiva de confinamiento de 1 atm.
 $(N1)_{60cs}$ $(N1)_{60}$ equivalente para arenas limpias para el cálculo de CRR
 $(N1)_{60cs, Sr}$ $(N1)_{60}$ equivalente para arenas limpias para el cálculo de tensiones residuales de corte
 P_a presión atmosférica
 PL probabilidad de licuación
 r_d coeficiente de reducción de tensiones de corte
 S_r tensión residual de corte de un suelo licuado en terreno
 SPT Ensayo de Penetración estándar.
 S_{v-1D} asentamiento debido a reconsolidación unidimensional post licuación
 z_{max} profundidad máxima
 α razón de tensión inicial estática de corte
 Δ_u exceso de presión de poro (de agua)
 ϵ_a tensión axial
 ϵ_v tensión volumétrica
 ϕ_* ángulo efectivo de fricción
 ϕ_{cv} ángulo efectivo de fricción en estado crítico
 γ peso unitario total, o tensión de corte
 γ_{lim} valor límite de tensión de corte
 $\gamma_{m\acute{a}x}$ tensión máxima de corte
 ξ_R parámetro del estado relativo, o índice de parámetro del estado relativo
 σ_v tensión vertical total
 σ_* tensión efectiva (p.ej., σ_{*v} = tensión vertical efectiva)
 σ_c tensión efectiva en consolidación (p.ej., σ_{vc} = tensión vertical efectiva en consolidación)
 σ_p tensión efectiva de preconsolidación (p.ej., σ_{vp} = tensión vertical efectiva en preconsolidación)
 τ_{cyc} tensión cíclica de corte
 τ_{max} tensión máxima de corte
 τ_s tensión estática de corte

4. DEFINICIONES

Licuación: Es un proceso de transformación temporal de un suelo granular, en estado sólido y en presencia de agua, a un estado de fluido viscoso (licuado) como consecuencia de aumento de la presión de poros del agua intersticial y la reducción de la tensión efectiva. [12]

Arenas limpias: Suelos que clasifican como arenas con un contenido de finos (FC) menor o igual al 5 %, [12].

Observaciones:

1. Para ser consecuente con el artículo 5 del DS 61, la licuación debe estimarse en los primeros 30 m de profundidad por cada estrato.

2. Existen suelos finos (arcillas y limos) que según investigaciones internacionales se comportan como suelos licuables, pero su tratamiento debe hacerse con un estándar acorde a este tipo de suelos.

5. ACTIVACIÓN DE LA LICUACIÓN

5.1. Cálculo del Factor de Seguridad contra la Licuación

El cálculo del factor de seguridad contra la licuación para arenas se hará en base al Método Simplificado de Seed e Idriss, en su versión del año 2008 según [3].

Para esto se debe calcular el factor de seguridad para licuación definido como sigue:

$$FL = \frac{\text{Capacidad del suelo}}{\text{Demanda}} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{M=7,5; \sigma'_{vc}=1}}{CSR} \times MSF \times K_{\sigma} \times K_{\alpha}$$

5.2. Cálculo de la Razón de Esfuerzo Cíclico CSR

Para calcular la razón de tensión cíclica, CSR, se aplica la ecuación de Seed e Idriss (1971), siguiente:

$$CSR = \frac{\tau_v}{\sigma'_v} = 0,65 \times \left(\frac{a_{\text{máx}}}{g} \right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \times r_d$$

donde,

$a_{\text{máx}}$ = máxima aceleración horizontal en la superficie del suelo, generada por el terremoto de diseño en el sitio de emplazamiento del edificio (discutido más adelante), en m/s^2

g = aceleración de gravedad en m/s^2 ;

σ_v = tensión vertical total a una profundidad z

σ'_v = tensión vertical de sobrecarga efectiva

r_d = Coeficiente de reducción de esfuerzo de corte que explica la respuesta dinámica del perfil de suelo.

El coeficiente de reducción de tensiones r_d considera la flexibilidad del perfil de suelos afectado por el sismo, como se esquematiza en la figura 1.

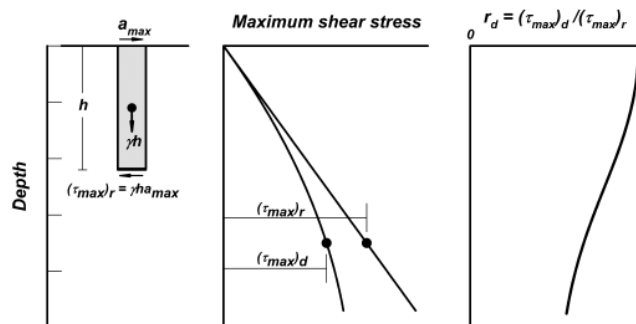


Figura 1. Esquema para ilustrar el concepto de coeficiente de reducción de tensiones r_d en función de la profundidad del suelo de estudio, Idriss y Boulanger. [3]

5.2.1. Escenarios de Modelación de Licuación previo a estudios de Amenaza Sísmica

Para determinar Licuación los escenarios de modelación se harán con sismos de magnitud M entre 7,5 y 8,8 (no menos de tres); y con aceleraciones entre 0,2; 0,3 y 0,4. Si el suelo en alguna de estas

combinaciones da licuable según DS 61, se realizará un **estudio de amenaza sísmica** que entregue el valor de a_{max} , el espectro de diseño y el de deformaciones.

5.2.2. Estimación de la aceleración a_{max}

El valor de aceleración máxima, a_{max} , debe obtenerse de un estudio de amenaza sísmica con las consideraciones que a continuación se detallan.

El valor de aceleración máxima, a_{max} , aplicado en este procedimiento es el valor máximo de la aceleración horizontal que ocurriría en la superficie del suelo en ausencia de aumentos de presión de poros, o licuación. Por lo tanto, en la estimación a_{max} se debe aplicar factores o relaciones de atenuación compatibles, con las condiciones de sitio del suelo en estudio. [13]

Es preferible el uso de relaciones de atenuación basadas en la media geométrica de los máximos de las aceleraciones horizontales, pero se permite el uso de relaciones de atenuación basadas en la máxima aceleración horizontal, y es conservador. En lugares donde las condiciones del sitio son incompatibles con las relaciones de atenuación existentes, se debe utilizar cálculos de respuesta específica de sitio, utilizando programas validados para ello. [13]

No debe usarse en proyectos de diseño de Ingeniería la técnica de aplicación de factores de amplificación. [13]

5.2.3. Estimación del coeficiente r_d

Los valores determinados por la ecuación de r_d anterior deben entenderse como el promedio de un amplio rango de posibles valores de r_d y que este rango aumenta con la profundidad como muestra la figura 2.

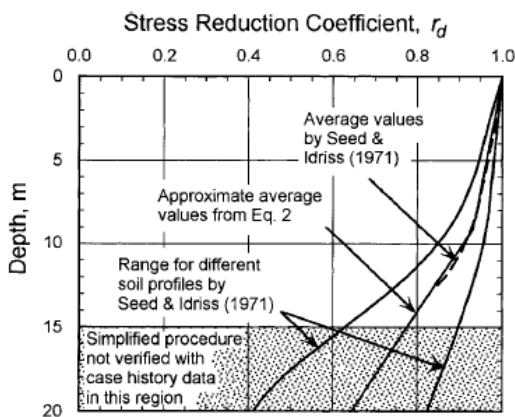


Figura 2 a. Variación del coeficiente de reducción de tensiones r_d con la profundidad del suelo, Youd, y otros. [12]

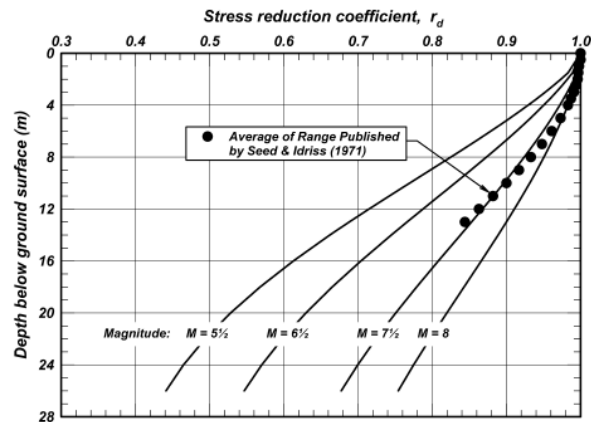


Figura 2 b. Variación del coeficiente de reducción de tensiones r_d con la profundidad del suelo, Idriss y Boulanger. [3]

Idriss y Boulanger recomiendan la siguiente expresión para el cálculo de r_d y la modificación del CSR.

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \times M]$$

Donde,

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \times \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \times \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

Donde

z =profundidad bajo la superficie del suelo, en metros.

M = Magnitud de momento del sismo

Los argumentos de las funciones seno y coseno están en radianes.

Las ecuaciones anteriores son válidas para $z \leq 34$ m.

Para $z > 34$ m, el valor de r_d se puede estimar como

$$r_d = 0,12 \times e^{0,22 \times M}$$

Sin embargo la incerteza de r_d aumenta con la profundidad, de modo que los autores Idriss y Boulanger (2008) recomiendan que tales ecuaciones debieran ser **aplicadas sólo a profundidades menores o iguales que 20 m**. Esto no implica que no ocurra licuación a profundidades superiores a 20 m en un sitio. En todo caso para ser consecuente con el DS 61 debe evaluarse la columna litológica en los primeros 30 m de profundidad.

5.3. Cálculo de la Razón de Resistencia Cíclica CRR

La evaluación de CRR se debe hacer en base al ensayo de penetración estándar SPT, según Anexo A de NCh 3364: 2016, de donde se obtiene el valor de $(N_1)_{60}$, que es el valor de SPT normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm^2 y corregido al 60% de la energía normalizada, sólo a suelos que aplican como arenas, como lo indica el DS 61: 2011.

5.3.1. Curva Base CRR en base a SPT corregida para Arenas Limpias.

La curva base $CRR_{7,5}$ presentada en la siguiente figura se desarrolló según la base de datos de Seed e Idriss, en suelos que clasifican como arenas, para un sismo de magnitud 7,5 y con un contenido de finos $FC \leq 5\%$.

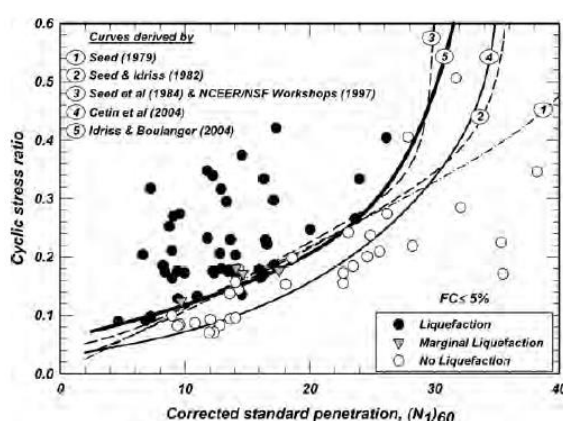


Figura 3. Comparación de diferentes curvas de estimación de CRR para arenas limpias según la base de datos depurada de valores SPT para estudio de licuación. Basado en procedimiento simplificado. [3]

Idriss y Boulanger (2004) derivan la siguiente curva aproximada para arenas limpias:

$$CRR_{M=7,5; \sigma'_{vc}=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right)$$

En general, la ecuación anterior sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$. Para $(N_1)_{60} \geq 30$, los suelos granulares limpios son muy densos para licuar y se clasifican como no licuables.

5.3.2. Influencia del Contenido de Finos. Corrección de $(N_1)_{60}$ por contenido de finos.

En su estudio original Seed y sus colegas (1985) notaron un aparente aumento de CRR cuando aumenta el contenido de finos del suelo. No está claro que este aumento sea producto de un aumento de la resistencia a la licuación o una disminución de la resistencia a la penetración. La ecuación anterior en 5.3.1, supone arenas limpias, por lo tanto el valor $(N_1)_{60}$, de un suelo arenoso normal debe corregirse por contenido de finos según la siguiente ecuación:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

Dónde:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right)$$

Con FC en porcentaje (%)

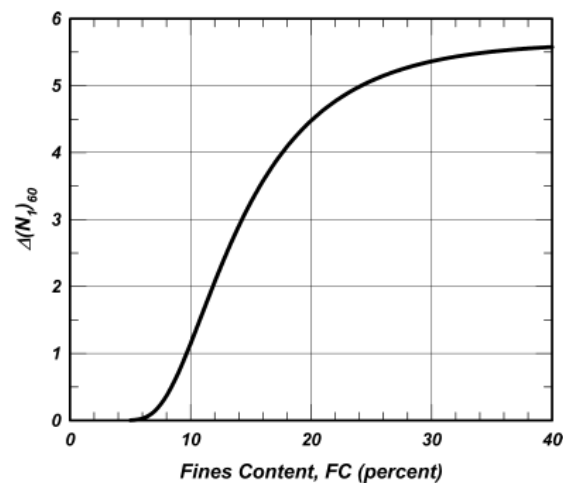


Figura 4. Gráfica de variación de $\Delta(N_1)_{60}$ con el contenido de finos (FC), según Idris y Boulanger 2008. [3].

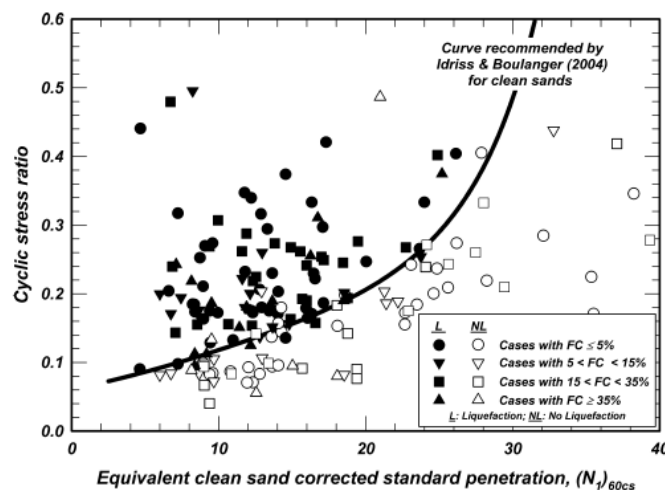


Figura 5 Razón de tensiones cíclicas versus SPT corregido equivalente a arenas limpias, según Idriss y Boulanger 2008. [3]

5.3.3. Factor de Escala por Magnitud del Terremoto (MSFs)

La base de datos de arenas limpias, y por lo tanto la curva de CRR desarrollada, aplica solo para suelos con terremotos de magnitud 7,5. Por lo tanto Seed e Idriss introdujeron en 1982 factores de corrección denominados factores de magnitud de escala.

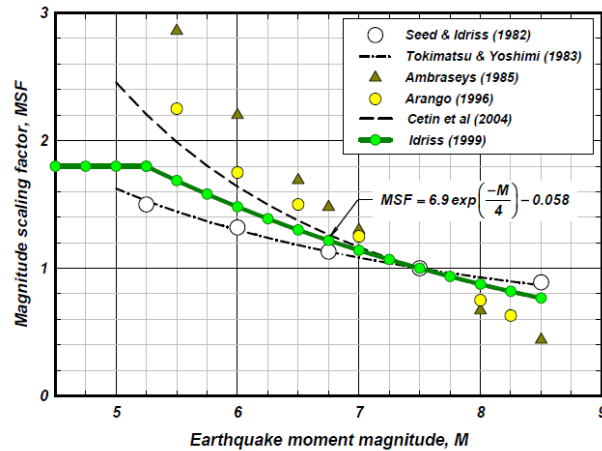


Figura 6. Gráfico de factor de escala por magnitud del sismo según por varios investigadores. [3]

La relación propuesta es la indicada por Idriss y Boulanger (2014), que indica la relación entre MSF y M:

$$MSF = 6,9 \times \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058$$

Con $MSF \leq 1,8$.

Observación. La magnitud de momento M (o Mw) es la que debe utilizarse para cálculos de resistencia a licuación. Según Youd et al. [3], los criterios de magnitud presentados son conservadores, y no debe ser corregido por el mecanismo de la fuente, ni tipo de falla, ni distancia a la fuente de energía, ni topografía de roca basal (efecto cuenca), ni tectónica local de la región (por ejemplo terremotos en el este frente a los del oeste en los Estados Unidos).

5.3.4. Factor de Corrección por Sobrecarga (K_σ)

El valor recomendado para K_σ se calcula como sigue:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \times \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1,1$$

Donde el coeficiente C_σ se puede expresar en función de la resistencia a la penetración corregida por sobrecarga según Idriss y Boulanger (2004a) como sigue:

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 \times \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0,3$$

El coeficiente C_σ está limitado a un valor máximo de 0,3 dado que el uso de esta ecuación está restringido a un valor de $(N_1)_{60} \leq 37$.

5.3.5. Factor de Corrección Efecto de la Pendiente (o por Tensión Estática de Corte) (K_α)

La presencia de tensiones de corte estática afecta la razón de resistencia cíclica CRR, como las que existen dentro de las laderas o presas de tierra o en terraplén, pero los datos disponibles del historial de casos no son suficientes para determinar empíricamente este efecto.

Los valores derivados para estimar este parámetro se basan en la figura 7, a continuación.

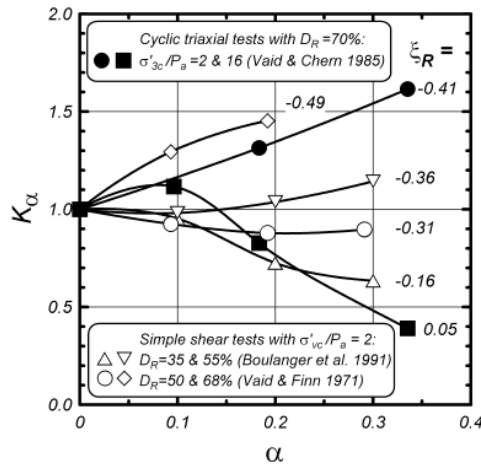


Figura 7. Efecto del índice de parámetro del estado relativo ξ_R en el factor de corrección de la relación de esfuerzo cortante estático K_α (Boulanger 2003a). [3]

El valor recomendado para K_α por Idriss y Boulanger (2008) se puede estimar a través de las siguientes ecuaciones, como sigue:

$$K_\alpha = a + b \times \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right)$$

$$a = 1267 + 636 \times \alpha^2 - 634 \times e^\alpha - 632 \times e^{-\alpha}$$

$$b = \exp(-1,11 + 12,3 \times \alpha^2 + 1,31 \times \ln(\alpha + 0,0001))$$

$$c = 0,138 + 0,126 \times \alpha + 2,52 \times \alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma_v}$$

El índice ξ_R para SPT se calcula como:

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100 \times (1 + 2 \times K_0) \times \sigma'_v}{3 \times P_\alpha}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}}$$

K_0 = coeficiente de presión de tierra lateral en reposo

Con las siguientes restricciones que corresponde al rango de datos en los que se basan las ecuaciones derivadas para K_α , $\alpha \leq 0,35$ y $-0,6 \leq \xi_R \leq 0,1$.

El parámetro K_α a menudo se omite en los análisis de empuje por desplazamiento lateral (lateral spreading) en sitios nivelados o levemente inclinados, es decir sitios con pendientes menores o iguales a 6%, lo cual es razonable porque K_α es aproximadamente 1 para valores pequeños de la razón de tensiones estática de corte inicial. Sin embargo, la inclusión de K_α puede ser importante para el análisis de licuación para el caso de pendientes más pronunciadas y diques (o presas) de tierra. Por lo tanto, si la pendiente es menor o igual a 6% entonces $K_\alpha = 1$.

6. ESTIMACIÓN DE DAÑO EN LA SUPERFICIE DEL SUELO

6.1. Evaluación del Riesgo de Daño en la Superficie

Como el factor de seguridad contra licuación solo permite evaluar la licuación de un estrato de suelo Iwasaki (1982) propuso un índice para estimar el potencial de licuación, el que fue modificado por Somez (2003). En esta actualización se mantienen los factores de peso propuestos por Iwasaki pero se modifica la función a ponderar y acumular en todo el perfil de la columna de suelo obtenida, en este caso **en base al ensayo SPT**.

El modelo propuesto por Iwasaki se resume a continuación:

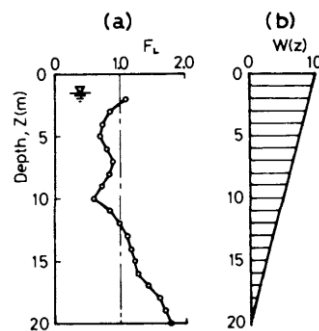


Figura 8. Gráfica de factor de ponderación de FL en base a SPT para medir efectos de la licuación, de Iwasaki et al. [5]

Así el riesgo de daño en superficie se calcula como:

$$L_I = \int_0^{20} F(z) \times W(z)$$

En donde, el término $F(z)$ que aparece en la ecuación de L_I , considerando el valor umbral de 1.2 entre las categorías no licuables y marginalmente licuables como sigue:

$$F(z) = \begin{cases} 0 & ; & \text{si } F_L \geq 1,2 \\ 2 \times 10^6 \times e^{-18,427 \times FL} & ; & \text{si } 0,95 < F_L < 1,2 \\ 1 - F_L & ; & \text{si } F_L \leq 0,95 \end{cases}$$

Con $W(z)$, una función de peso en la columna litológica de interés definida como sigue:

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0,5 \times z & ; & \text{si } 0 \leq z \leq 20 \text{ m} \\ 0 & ; & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Índice de Licuación (L_I)	Potencial de Daño en Superficie por Licuación
0	No licuable (basado en que $FL \geq 1,2$)
$0 < L_I \leq 2$	Bajo
$2 < L_I \leq 5$	Moderado
$5 < L_I \leq 15$	Alto
$L_I > 15$	Muy alto

Tabla 9. Rangos de Evaluación Riesgo de daño en superficie producto de los estratos licuables en los primeros 20 m de profundidad. [10]

6.2. Probabilidad de Licuación de un Estrato de Suelo

Juang, Cheng, Jiang, and Andrus (2000 b), y que se reproduce en Juang, Jiang, Andrus and Lee (2001) realizaron un análisis estadístico de datos vía modelo bayesiano para estimar la probabilidad de licuación de un estrato en base al ensayo SPT, en base a una casuística de 233 datos.

Definiendo PL como la probabilidad de licuación de un estrato, la expresión para su cálculo es:

$$PL = \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0,96}\right)^{4,5}}$$

La probabilidad de licuación así calculada se clasifica según la tabla entregada por Chen and Juang (2000) a continuación.

Rango del valor de Probabilidad PL	Descripción	Rango de FL equivalente calculado con PL
$0,85 < PL \leq 1,00$	Casi seguro que licuará	$0,653 \geq FL > 0,000$
$0,65 < PL \leq 0,85$	Muy probable que licuará	$0,837 \geq FL > 0,653$
$0,35 < PL \leq 0,65$	Ocurrencia o no ocurrencia de Licuación es igualmente probable	$1,102 \geq FL > 0,837$
$0,15 < PL \leq 0,35$	Licuación es Improbable	$1,411 \geq FL > 1,102$
$0,00 < PL \leq 0,15$	Casi seguro que no licuará	$\infty > FL > 1,411$

Tabla 10. Clasificación de la probabilidad of licuación según Chen y Juang (2000). [10]

6.3. Severidad De Daños Esperados En Superficie

El factor de seguridad contra licuación solo permite predecir si un estrato de suelo licuará o no, pero no su grado de severidad. El siguiente índice permite evaluar la severidad de la licuación en superficie.

$$L_s = \int_0^{20} P_L(z) \times W(z)$$

Donde, L_s = Índice de Severidad

$$P_L(z) = \begin{cases} \frac{1}{1 + \left(\frac{FL}{0,96}\right)^{4,5}} & ; \quad si \ F_L \leq 1,411 \\ 0 & ; \quad si \ > 1,411 \end{cases}$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0,5 \times z & ; \quad si \ 0 \leq z \leq 20 \ m \\ 0 & ; \quad en \ otro \ caso \end{cases}$$

NOTA: Un estrato de suelo con $F_L \leq 1,411$ puede ser considerado no licuable considerando su contenido de arcilla y su LL, en cuyo caso el Ingeniero Geotécnico deberá argumentar con resultados de ensayos ad-hoc si usa este criterio.

Rango del Índice Severidad de Daño en Superficie	Descripción de Severidad esperada de Daño en Superficie
$85 < L_s \leq 100$	Muy alto
$65 < L_s \leq 85$	Alto
$35 < L_s \leq 65$	Moderado
$15 < L_s \leq 35$	Bajo
$0 < L_s \leq 15$	Muy bajo
$L_s = 0$	No licuable

Tabla 11. Severidad de Daños en Superficie, Somez, H. y Gokceoglu, C. (2005), [10].

DEFORMACIONES PERMANENTES POST LICUACIÓN

Los desplazamientos verticales se pueden desarrollar primariamente de dos maneras

- Desplazamientos verticales causados por deformación de corte del suelo asociado con empuje por deslizamiento lateral (lateral spreading)
- Asentamiento causado por re-consolidación de un suelo licuado
- Pérdida de resistencia al corte, que conduce a la inestabilidad de pendientes y terraplenes

6.4. Tensiones por Deslizamiento Lateral (Lateral Spreading)

Una forma de estimar el potencial de deslizamiento máximo, propuesta por Zhang et al. (2004) es calcular el índice de deslizamiento lateral (LDI), como sigue:

$$LDI = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} \cdot dz$$

Las tensiones límites de corte se pueden estimar, para planillas de cálculo, por la siguiente expresión en base a la figura que se muestra:

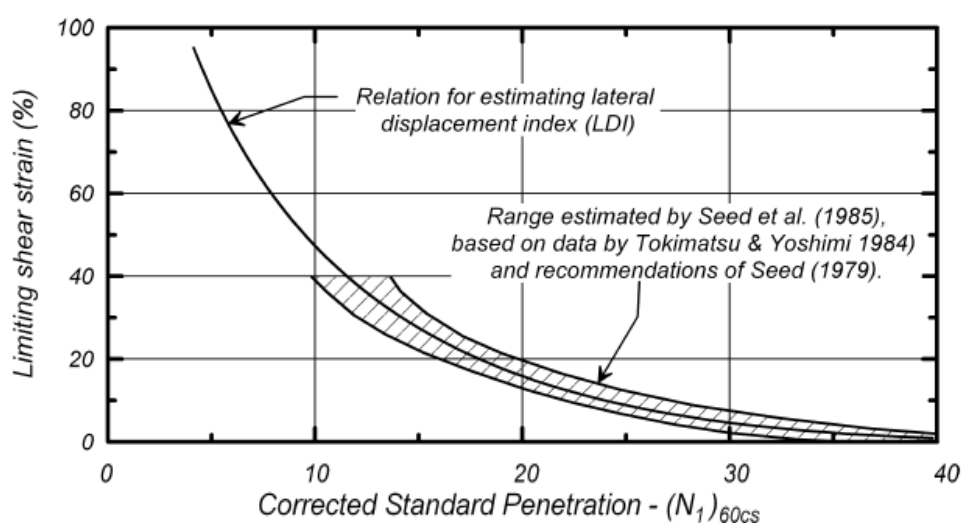


Figura 12. Tensiones límites de corte en base a SPT para arenas limpias, $M_w = 7,5$ y $\sigma'_{vc} = 1$. [8]

$$\gamma_{\lim} = 1,859 \left(1,1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 \geq 0$$

Las tensiones máximas de corte para un factor de seguridad dado se pueden estimar como sigue:
Definiendo el valor de límite de intervalo para la función $\gamma_{m\acute{a}x}(FL)$, en términos de la variable $(N_1)_{60cs}$ como F_α ,

$$F_\alpha = 0,032 + 0,69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0,13(N_1)_{60cs}$$

Se tiene que,

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0 & \text{si } FL \geq 2 \\ \text{mín} \left(\gamma_{\text{lím}}; 0,035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_\alpha}{FL - F_\alpha} \right) \right) & \text{si } F_\alpha < FL \leq 2 \\ \gamma_{\text{lím}} & \text{si } FL \leq F_\alpha \end{cases}$$

6.5. Asentamiento Post Licuación

Ishihara y Yoshimine (1992) observaron que las tensiones volumétricas que ocurren durante la reconsolidación pos licuación de muestras de arena estaban directamente relacionadas con las tensiones máximas de corte desarrolladas durante los ciclos de carga no drenados y con la densidad relativa inicial de las arenas.

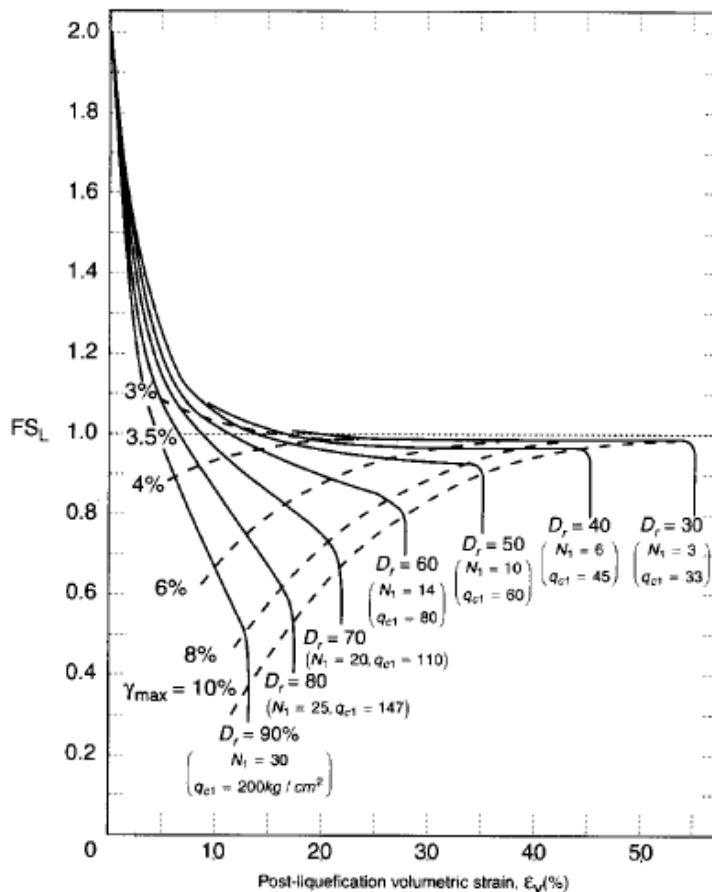


Figura 13. Factor de seguridad contra la activación de licuación versus tensiones de corte volumétricas post-licuación para arenas limpias de diferentes densidades relativas
Ishihara and Yoshimine 1992. [2]

Usando correlaciones con SPT la ecuación desarrollada por Yoshimine et al. (2006) para estimar las deformaciones volumétricas es:

$$\varepsilon_v = 1,5 \cdot \exp\left(-0,369\sqrt{(N_1)_{60cs}}\right) \cdot \min(0,08; \gamma_{max})$$

en donde la tensión máxima de corte está expresada en decimal.

El asentamiento de la superficie del terreno por re-consolidación unidimensional, es decir sin que sucedan movimientos de deslizamiento (extensión) lateral, se puede calcular como sigue:

$$\Delta H = S_{v_{1D}} = \int_0^{z_{max}} \varepsilon_v \cdot dz$$

6.6. Resistencia Residual al Esfuerzo de Corte de Suelos Post Licuación

Las consecuencias más graves con respecto a las deformaciones del suelo, ocurre cuando la resistencia al corte de un suelo licuado no es suficiente para mantener la estabilidad bajo carga estática solo (es decir, después del terremoto la agitación ha terminado). En este caso, la inestabilidad estática puede dar lugar a deformaciones que son lo suficientemente grandes como para producir una geometría deformada que es estáticamente estable, aunque con una pendiente mucho más plana que antes.

Seed (1987) sugirió que el efecto del contenido de finos en la resistencia residual al corte de un suelo que ha sufrido licuación S_r puede ser explicarse aproximadamente corrigiendo los valores de SPT, $(N_1)_{60}$, medidos o estimados pre-terremoto, a los valores correspondientes a una “arena limpia equivalente”, $(N_1)_{60-S_r}$, basado en la siguiente correlación:

$$(N_1)_{60cs-S_r} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60-S_r}$$

Los valores de $\Delta(N_1)_{60-S_r}$ recomendados por Seed (1987) se entregan en la siguiente tabla:

Contenido de Finos (% que pasa la malla 200)	$\Delta(N_1)_{60-S_r}$
10	1
25	2
50	4
75	5

Tabla 14. Valores de $\Delta(N_1)_{60-S_r}$ recomendados por Seed (1987). [3]

Seed y Harder (1990) propusieron una ecuación de correlación entre $S_{Ry} (N_1)_{60-S_r}$. La correlación fue considerada lógica en base a conceptos de estado crítico (por ejemplo, la resistencia en estado crítico para grandes tensiones, es una función sólo de la razón de vacíos) y las correlaciones establecidas entre la resistencia a la penetración corregida por sobrecarga y la densidad relativa in situ.

Sin embargo existen numerosas ventajas para expresar la resistencia residual al corte de un suelo que ha sufrido licuación S_r , normalizada como cociente sobre la resistencia al corte residual S_r / σ_{v0} . este parámetro es más eficaz para describir el comportamiento tensión-deformación no

drenado hasta niveles de tensión moderada en ensayos monótonos no drenados de laboratorio. Además se cree que refleja mejor los efectos potenciales de pérdida de resistencia que se inducen por la redistribución de vacíos. Para una discusión más detallada vea Idriss y Boulanger (2008) [3].

La figura 15 muestra dos relaciones diferentes para estimar $\frac{S_r}{\sigma'_{v0}}$ para diseño.

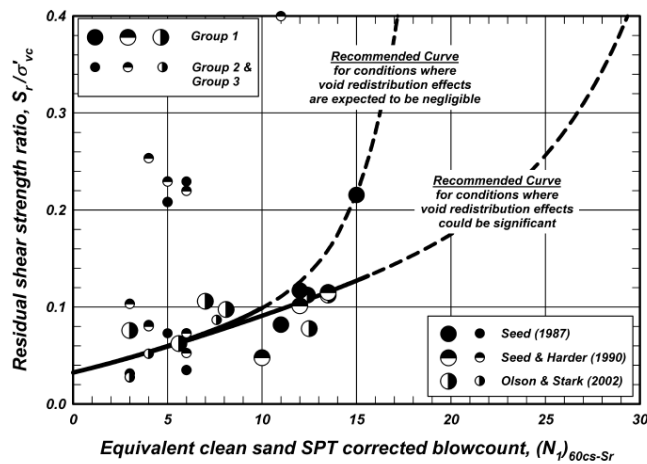


Figura 15. Factor de seguridad contra la activación de licuación versus tensiones de corte volumétricas post-licuación para arenas limpias de diferentes densidades relativas iniciales, según Ishihara and Yoshemine 1992. [3]

La relación de la curva superior corresponde a la condición en la que los efectos de la redistribución de vacíos se pueden juzgar con confianza que es despreciable.

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr} - 16}{21,2}\right)^3 - 3,0\right) \left(1 + \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{2,4} - 6,6\right)\right) \leq tg(\phi')$$

La relación de la curva inferior corresponde a la condición en la que los efectos de la redistribución de vacíos, puede ser significativa.

$$\frac{S_r}{\sigma'_{v0}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60cs-Sr} - 16}{21,2}\right)^3 - 3,0\right) \leq tg(\phi')$$

7. BIBLIOGRAFÍA.

1. Boulanger, Ross W. **Soil Liquefaction during Earthquakes – The Cliffs Notes Version**. Seminar for the California Geoprosessionals Association. Irvine, California, June 2009.
2. Dickenson, S, et al. **Assessment and Mitigation of Liquefaction Hazards to Bridge Approach Embankments in Oregon**. FHWA Final Report. SPR 361. 2002.
3. Idriss, I. M. and Boulanger R. W. **Soil Liquefaction during Earthquakes**. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, USA. 2008.
4. Idriss, I. M. and Boulanger R. W. **SPT-Based Liquefaction Triggering Procedures. Report No. Ucd/Cgm-10/02. Center for Geotechnical Modeling**. Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis. 2010.
5. Idriss, I. M. and Boulanger R. W. **CPT And SPT Based Liquefaction Triggering Procedures**. Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis. 2014.
6. Iwasaki, T., Tokida, K. and Tatsuoka, F. **Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified Procedure**. Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics. St. Louis Missouri. 1981.
7. Kramer, S. **Evaluation of Liquefaction Hazards in Washington State**. Final Research Report. University of Washington. WA-RD 668.1. December 2008.
8. NCh 3364. **Geotecnia. Ensayo de Penetración Estándar**. Instituto Nacional de Normalización. Chile. 2014.
9. NCh 433 Of96 MOD 2009. **Diseño Sísmico de Edificios**. Instituto Nacional de Normalización. Chile. 2009.
10. DS 61. **Reglamento que fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga DS 117 de 2010**. DITEC. MINVU. 2011.
11. Somez, H. y Gokceoglu, C. **A Liquefaction Index Suggested for Engineering Practice**. Environmental Geol. 2005.
12. U.S. Army Corps of Engineers. **Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction**. NUREG/CR-5471. Washington DC20555-0001 March 2000.
13. T. L. Youd, I. M. Idriss, Ronald D. Andrus, Ignacio Arango, Gonzalo Castro, John T. Christian, Richardo Dobry, W. D. Liam Finn, Leslie F. Harder Jr., Mary Ellen Hynes, Kenji Ishihara, Joseph P. Koester, Sam S. C. Liao, William F. Marcuson III, Geoffrey R. Martin, James K. Mitchell, Yoshiharu Moriwaki, Maurice S. Power, Peter K. Robertson, Raymond B. Seed, and Kenneth H. Stokoe II. **Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER /NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**. 2001.