

PREDICCIÓN DEL EXCESO DE PRESIÓN DE POROS EN EL ESTUDIO DE LA LICUACIÓN DE LA ARENA BIO BÍO CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DE LA MORFOLOGÍA DE LOS GRANOS

A. Pradenas Pereira¹, F. Villalobos Jara² y S. Villalobos Cifuentes²

RESUMEN:

El terremoto del 2010 dejó en evidencia la susceptibilidad a la licuación de los suelos granulares de Concepción y alrededores, por lo que su estudio ha aumentado en los últimos años. El incremento de presiones de poros durante este fenómeno reduce los esfuerzos efectivos y con ello la capacidad de soporte del terreno al perderse el contacto entre las partículas. En Chile es comúnmente aceptado el análisis del potencial de licuación mediante la correlación de ensayos de resistencia a la penetración como el SPT, información utilizada para crear los mapas de peligro a la licuación. Se ha demostrado que la forma de los granos influye en la respuesta dinámica de los suelos, incluyendo la acumulación de presiones de poros, la que puede ser utilizada para caracterizar el potencial de licuación.

Para estudiar la licuación, se determina el potencial de licuación mediante el modelo simplificado de Seed e Idriss (1971) y la relación de exceso de presiones de poros (r_u) durante el terremoto del 2010 mediante las ecuaciones propuestas por Ishibashi et al., (1977). Este último considera la forma de los granos, lo que es utilizado para determinar su influencia en la acumulación de presiones de poros.

Los resultados muestran que la esfericidad influye en la tasa de acumulación de presiones de poros durante los primeros ciclos del sismo, sin producir grandes variaciones en el número de ciclos en el que se inicia la licuación.

PALABRAS CLAVES: Licuación; Presión de poros; Forma de los granos

ABSTRACT

The earthquake of 2010 revealed the susceptibility to the liquefaction of the granular soils of Concepción and environs, reason why its study has increased in the last years. The increase in pore pressures during this phenomenon reduces effective stresses and thus the ability to support the ground by losing contact between the particles. In Chile the analysis of the liquefaction potential is commonly accepted by the correlation of penetration resistance tests such as SPT, information used to create hazard maps to the liquefaction. It has been shown that the shape of the grains influences the dynamic response of soils, including the accumulation of pore pressures, which can be used to characterize the liquefaction potential.

To study liquefaction, the liquefaction potential is determined by the simplified model of Seed and Idriss (1971) and the ratio of excess pore pressures (r_u) during the 2010 earthquake using the equations proposed by Ishibashi et al., (1977). The latter considers the shape of the grains, which is used to determine their influence on the accumulation of pore pressures.

The results show that sphericity influences the rate of accumulation of pore pressures during the first cycles of the earthquake without producing large variations in the number of cycles in which the liquefaction is initiated.

KEYWORDS: Liquefaction; Pore pressure; Shape of grains.

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, apradenas@ing.ucsc.cl

² Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE.

1. INTRODUCCIÓN

La licuación constituye uno de los mayores problemas para la ingeniería geotécnica, esto por los daños causados y lo difícil que resulta su predicción y mitigación. Este fenómeno se refiere a la pérdida de resistencia en suelos granulares sin cohesión debido a la acumulación de presiones de poros (PP) durante la aplicación de una carga estática o dinámica. Los factores que influyen en el potencial de licuación son: el tipo de suelo, densidad relativa o relación de vacíos, presión de confinamiento inicial, magnitud del movimiento sísmico y su duración (Seed e Idriss, 1971). Estos no son excluyentes, pues por ejemplo, depósitos relativamente densos podrían experimentar licuación ante sollicitaciones de gran magnitud y/o duración.

Para el análisis de la licuación suelen usarse los términos “potencial” y “susceptibilidad” a la licuación. La primera se describe como el nivel de incapacidad de un suelo para resistir los esfuerzos de corte inducidos por el sismo. Esta depende de las propiedades de la partícula, la estructura del suelo, relación de vacíos y condiciones iniciales. Por el contrario, el potencial de licuación denota la probabilidad de que un suelo en particular licúe por la acción de esfuerzos cortantes. Por lo tanto este último depende de la carga cíclica externa y la susceptibilidad del suelo a licuar (Youd y Perkins, 1978). Como no todos los suelos son susceptibles a licuar, el primer paso para un análisis de peligro de licuación es evaluar la susceptibilidad de este; si no es susceptible, entonces no será potencialmente licuable y el estudio termina allí (Kramer, 1996). Por lo tanto los factores que influyen en la susceptibilidad a la licuación son determinante en el potencial de licuación, como es el caso de la forma de los granos (Ashmawy et al., 2003; Kumari y Sitharam, 2011; Prakash y Guo, 1999).

Uno de los métodos más común y ampliamente utilizado en Chile para evaluar el potencial de licuación está basado en la resistencia a la penetración medida en ensayos SPT, el que se representa esta mediante un factor de seguridad que indica si un suelo es o no potencialmente licuable mediante correlaciones basada en los efectos de los esfuerzos cíclicos (Seed e Idriss, 1971). Sin embargo este no entrega información del comportamiento dinámico de las partículas ni la respuesta del suelo durante la licuación, en lo que influye considerablemente el nivel de disipación de la PP generada. Debido al alto costo y tecnología asociada a pruebas in-situ, el estudio del comportamiento de la PP se estudia, mayormente, mediante ensayos triaxiales cíclicos realizados a muestras remodeladas (por lo complejo de extraer muestras inalteradas de materiales granulares), aun cuando su información resulta limitada debido a los complejos procesos que tienen lugar durante el proceso de generación de PP, entre los que destacan la filtración ascendente, formación de una película de agua y la estratigrafía de terreno (Chang et al., 2007). El mecanismo de este ensayo se resume en determinar el ciclo en que se produce licuación inicial, conocido en adelante como (N_L), que corresponde aquel para el cual la magnitud de la presión de poros acumulada ha igualado a los esfuerzos efectivos. Con esto se obtiene una aproximación de la capacidad de disipación de PP hasta la falla por licuación (Ishihara, 1996).

La licuación inicial ($r_u=1$) se producirá cuando la presión de poros acumulada (Δu) iguale en magnitud al esfuerzo efectivo inicial (Seed t Leed, 1966) y puede ser usada para caracterizar el potencial de licuación (Dobry et al., 1982). Al respecto, Marcus y Hynes (1990) indican que esta condición se cumplirá para todos los suelos con $FS < 1$ (Figura 1).

Ishibahi et al., (1977) analizan arenas de Ottawa y logran establecer una ecuación que se ajusta a los resultados de ensayos triaxiales cíclicos. Con esta es posible estimar el aumento de la PP como una función del historial de esfuerzos, el número de ciclos y la tensión de corte aplicada. En sus ecuaciones consideran la forma de los granos a través de la esfericidad. Este se estableció como uno de los modelos más destacados para predecir la tasa de acumulación de PP en materiales bajo sollicitaciones cíclicas (Georgiannou et al., 2008), pues resulta en una buena aproximación para los primeros ciclos, que representan el tiempo en el que mayormente se produce este fenómeno (Konstadinou y Georgiannou, 2014).

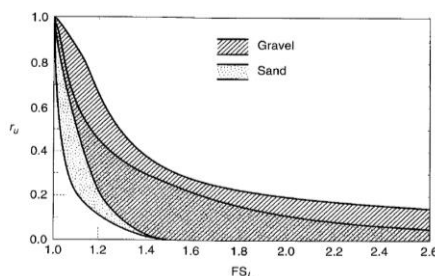


Figura 1: Relación entre la relación de exceso de presión de poros y el factor de seguridad a la licuación (Marcus y Hynes, 1990)

Durante el sismo del 27 de febrero del 2010 se observaron numerosos casos de licuación en la ciudad de Concepción y sus alrededores (Verdugo et al., 2010; González, 2015), lo que se vio reflejado en los mapas de peligro de licuación de Concepción (Falcón et al., 2012) y San Pedro de la Paz (Cáceres y Ramírez, 2014). Estos están basados en los resultados de ensayos SPT, criterios de susceptibilidad y eventos ocurridos, pero no consideran un análisis del nivel de disipación de presiones de poros.

Esta investigación busca analizar la tasa de acumulación de PP durante un sismo como el del 27-F en suelos de arena Bio Bío utilizando las ecuaciones de Ishibashi et al., (1977), y comparar los resultados con el factor de seguridad entregado por las correlaciones del ensayo SPT, para determinar si se cumple la relación de la Figura 1, con ensayos realizados en un sitio en la comuna de San Pedro de la Paz. Para cada muestra bajo el nivel freático se estimó la esfericidad mediante el método visual de Rittenhouse (1943) y se iteró el modelo hasta un número de ciclos equivalente asociado al terremoto del 27 de febrero del 2010.

Para analizar la influencia de la forma de los granos en el nivel de acumulación de presiones de poros, se realizó el análisis anterior para distintos valores de esfericidad usando como patrón las mediciones reales en arena Bio Bío.

2. ÁREA DE ESTUDIO

El área de San Pedro de la Paz está compuesta mayormente por depósitos de arena negra en estado suelta a medianamente densa que han sido depositados por el río Bio Bío (Verdugo et al., 2010). Estos depósitos son producto de la sedimentación fluvial proveniente de la actividad volcánica del Antuco, que se depositan en las playas al norte del río por deriva litoral, mientras que al sur de este las arenas son blancas por la alteración del granito intrusivo costero (IGM, 1983). Se escogió este punto por su cercanía a la estación sismográfica del Colegio Concepción, zona de humedal y la disponibilidad de información en proceso de estudio por parte de Empro Ltda.

El ensayo SPT fue realizado en suelos arenosos correspondientes a arena Bio Bío, cercano al humedal los Batros de San Pedro de la Paz, Ciudad de Concepción (Figura 2) y forma parte de un estudio de mecánica de suelos realizado por la empresa Empro Ltda., quien facilitó la información de terreno necesaria para esta investigación.

El estudio de exploración consta de 5 calicatas y 6 sondajes, con lo que se pudo determinar que el subsuelo está compuesto por arenas finas a medias bajo una delgada capa vegetal (Figura 3), con un nivel freático a una profundidad promedio de 4.06 m. Es necesario señalar que estos se realizaron en la primavera de este año por lo que se espera que sea uno de los niveles más bajos que esta registre en el año.

El área de la comuna de San Pedro de la Paz no está incluida en el mapa de peligro por licuación presentado por Falcón et al., (2012) ni tampoco existen archivos similares disponibles en la base de datos de su página web del SERNAGEOMIN, por lo que se usó el artículo de microzonificación sísmica y fenómeno de licuación presentado por Cáceres y Ramírez (2014), funcionarios de este organismo, para determinar la geología del área y los resultados en cuanto a la susceptibilidad a la licuación que indican sus resultados (Figura 2).

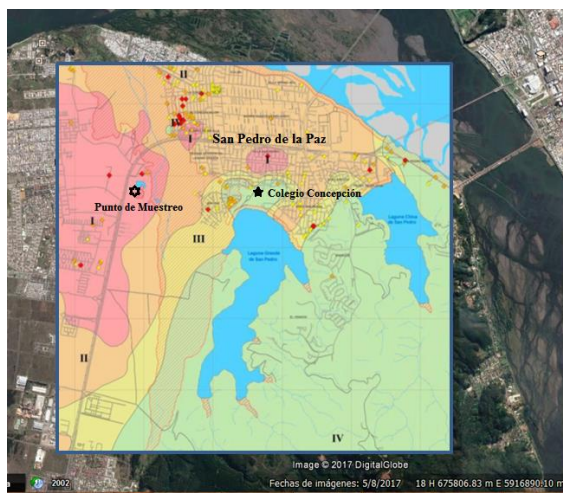


Figura 2: Geología local del área de estudio (Cáceres y Ramires, 2014)

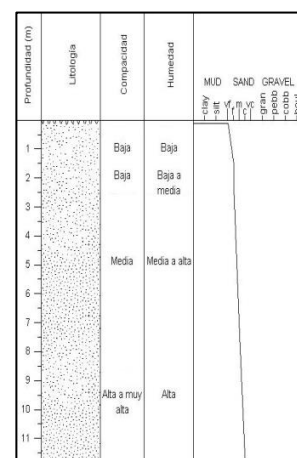


Figura 3: Estratigrafía del punto de muestreo

Este mapa se georreferenció para determinar la ubicación geológica del punto de muestreo. En este contexto, se aprecia que el área es altamente susceptible a la licuación (zona L*). Cercano al punto de muestreo, el mapa de Cáceres y Ramírez (2014) muestra una laguna de dimensiones menores lo que sumado a un entorno formado, en su mayoría, por depósitos fluviales hacen que esta sea susceptible a la licuación. Sin embargo, el registro de Google Earth actual (Imagen tomada el pasado 5 de agosto) no muestra aquello, por lo que se entiende que esta pudo haber perdido su curso de agua o bien pudo ser rellenada.

***Zona L (rayada):** Zona con alta susceptibilidad a la licuación. Rellenos antrópicos y depósitos de humedales con niveles de agua subterránea entre 0.1-5 m, en donde se produjeron la mayor cantidad de daños en el terremoto del 27-F.

3. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

El potencial de licuación de un suelo dependerá de cuánto este pueda resistir la demanda sísmica. Esto se representa a través de 2 factores: la demanda sísmica, expresada en términos de CSR y la capacidad de suelo de resistir la licuación, que se expresa mediante CRR, la que a su vez se relaciona con el esfuerzo cíclico requerido para producir la licuación, es decir el máximo esfuerzo que puede soportar el suelo (Youd et al., 2001). Para cada estrato sometido a cargas cíclicas, se puede determinar si existe probabilidad de que este licúe o no, a través del potencial de licuación, expresado mediante un factor de seguridad a la licuación (Ecuación 1).

$$FS_L = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Demanda}} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Las ecuaciones para obtener CRR normalmente están basadas en eventos registrados para magnitudes $M_w=7.5$, por lo que un análisis del factor de seguridad a la licuación (FS_L) para otras magnitudes requiere corregir este valor, sobre todo si esto se realiza para magnitudes mayores. Para esto es utilizado un factor de escala de magnitud conocido como MSF (Magnitude Scaling Factor), el que incorpora las características del sismo (esto es, cantidad y amplitud de ciclos) al que se desea analizar el potencial de licuación.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF \quad (2)$$

Donde MSF se puede determinar con la Ecuación 3 (Idriss y Boulanger, 2008):

$$MSF = 0.9 \cdot e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)} - 0.058 \quad (3)$$

Donde M_w corresponde a la magnitud del sismo para el cual se analiza el potencial de licuación.

Dado que la Ecuación 3 está basada en registros de sismos de $M_w=7.5$, $MSF < 1$ para $M_w > 7.5$, por lo que para el caso del terremoto del 27-F ($M_w=8.8$) este factor produce una reducción del FS_L , haciendo que los resultados sean más conservadores y a la vez más próximos a la realidad del área de la ciudad de Concepción.

3.1 Relación de tensiones cíclicas CSR

La relación de demanda cíclica inducida por el terremoto a una profundidad z del perfil de suelo, se expresa como un valor representativo igual al 65% del esfuerzo de corte máximo (Ecuación 4). Esta fue propuesta por Seed e Idriss (1967) y se ha mantenido vigente desde entonces.

$$CSR_{M,\sigma'} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} \quad (4)$$

Donde τ_{av} representa el esfuerzo de corte vertical a una amplitud del 65% del esfuerzo de corte máximo ($\tau_{av} = 0,65\tau_{max}$). Esto fue establecido por Seed et al., (1975) por medio de un procedimiento de ponderación al registro de esfuerzos de corte en fuertes movimientos para determinar el número de ciclos equivalentes (N_{eq}) que producirían un aumento de la presión de poros equivalente al de un sismo con el mismo nivel de intensidad de esfuerzo de corte (Kramer, 1996).

$$CSR_{M,\sigma'} = 0,65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (5)$$

Los sub-índices indican que CSR se calcula para una magnitud de sismo y esfuerzos in-situ específicos. σ'_v es la tensión efectiva vertical y τ_{max} es el esfuerzo sísmico máximo inducido por el terremoto. Este se puede estimar a partir de un análisis de respuesta dinámica, pero tales análisis necesitan una caracterización completa del sitio y un gran número de datos de aceleraciones, por lo que normalmente se recurre a una expresión simplificada que deriva del proceso de evaluación de la licuación presentado por Seed e Idriss (1967) Ecuación 6:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \sigma_v \quad (6)$$

Donde σ_v es la tensión vertical a la profundidad z , a_{max} la aceleración horizontal máxima en la superficie generada por el sismo, g la aceleración de gravedad. Sin embargo, la Ecuación 6 hace referencia a un cuerpo de suelo rígido. Así entonces, para la naturaleza deformable del suelo, el esfuerzo de corte máximo fue modificado según la Ecuación 7, incorporando un factor de reducción r_d (Seed e Idriss, 1971), pues la columna de suelo no puede ser considerada como rígida ya que existen movimientos relativos que disminuyen en profundidad (Boulanger e Idriss, 2014).

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (7)$$

Dependiendo del autor, el factor de reducción posee varias expresiones, todas ellas en función de la profundidad. Idriss (1999) analizó la respuesta de cientos de sitios y concluyó que este factor puede ser expresado según Ecuación 8:

$$r_d = e^{[\alpha(z) + \beta(z)M]} \quad (8)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin \left[\frac{z}{11.73} + 5.133 \right] \quad (9)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin \left[\frac{z}{11.28} + 5.142 \right] \quad (10)$$

Donde z , en m, es la profundidad de análisis y los argumentos de las ecuaciones 9 y 10 están en radianes.

Finalmente, la Ecuación 11 describe la expresión final de CSR como:

$$CSR_{M,\sigma'} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (11)$$

3.2 Evaluación CRR mediante en ensayo SPT

El uso de muestras inalteradas en pruebas de laboratorio son los procedimientos más fiables para el análisis de la resistencia cíclica de arenas. Sin embargo, la recuperación de muestras intactas en estado saturado es una operación de alto costo por lo que solo es recomendada para el análisis de la licuación en proyectos de construcción importantes (Ishihara, 1996). Por lo anterior, se han establecido procedimientos más simples y económicos que son factibles de utilizar en todos los análisis de resistencia cíclica. Uno de estos, es utilizar la resistencia a la penetración del ensayo de penetración estándar (SPT).

La estimación de la resistencia a la licuación a través de ensayos SPT ha sido bastante utilizado en los últimos años, con resultados consistentes que se basan en criterios abalados por la comunidad científica (Youd et al., 2001). El mecanismo relaciona CRR con el número de golpes corregido $(N_1)_{60}$ para arenas limpias sometidas a una sollicitación sísmica de $M_w = 7.5$.

Existe una serie de expresiones para estimar CRR, algunas restringidas para el número de golpes medido (como la de Youd et al, 2001). Boulanger e Idriss (2014) proponen una expresión que no se indetermina con el número de golpes (Ecuación 12). Esta incluye la corrección de $(N_1)_{60}$ por la influencia del contenido de finos en la resistencia del suelo, dando origen a un nuevo valor denotado por $(N_1)_{60CS}$.

$$CRR_{7.5} = e^{\left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]} \quad (12)$$

3.2.1 Influencia del contenido de finos

Seed et al., (1985) muestran que existe un aumento aparente de CRR conforme aumenta el contenido de finos (CF), aun cuando no está claro si esto se debe a un aumento de la resistencia a la licuación o a la disminución de la resistencia a la penetración (Youd et al., 2001). Otros factores, como la plasticidad del suelo, también afectan la resistencia a la licuación, pero no existen correcciones claras de estas, por lo que a nivel de ingeniería, solo se deben considerar las correcciones basadas en el contenido de fino. La Ecuación 13 permite obtener la corrección de $(N_1)_{60}$ por el contenido de finos (Youd et al., 2001) como:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (13)$$

Donde α y β son coeficientes que dependen del contenido de finos (CF), representados en la Tabla 1:

Tabla 1: Valor de coeficientes para corrección de $(N_1)_{60}$ por CF (%), Youd et al., (2001).

	$CF(\%) \leq 5$	$5 < CF(\%) < 35$	$CF(\%) \geq 35$
α	0	$e^{\left[1,76 - \frac{190}{CF^2}\right]}$	5
β	1	$0,99 + \frac{CF^{1,5}}{1000}$	1,2

2.2.2 Otros factores de corrección

Además del contenido de finos, existen otros factores que influyen en los resultados de ensayos SPT y que por lo tanto, deben ser corregidos. La Tabla 2 muestra los valores y/o expresiones para el cálculo de estos valores considerando las expresiones más utilizadas.

Tabla 2: Factores y criterios de corrección para ensayo SPT.

Factor	Variable del equipo	Corrección	Fuente
C_R Longitud de barras [m]	>10	1	Youd et al., (2001)
	6-10	0,95	
	4-6	0,85	
	3-4	0,80	
	<3	0,75	
C_B Diámetro de perforación (mm)	65-115	1	Skempton, (1986)
	150	1,05	
	200	1,15	
C_S Uso de liner (-)	Sin liner	1	Skempton, (1986)
	Con liner, arena suelta, arcilla blanda	0,9	
	Con liner, arena densa, arcilla dura	0,8	
C_N Tensión de sobre carga	Arenas finas, $40 \leq DR(\%) \leq 60$	$\frac{200}{100 + \sigma'_v(\text{KPa})}$	Skempton, (1986)
	Arenas gruesas $60 \leq DR(\%) \leq 80$	$\frac{300}{200 + \sigma'_v(\text{KPa})}$	
	$0,074 \leq D_{50}(\text{mm}) \leq 0,2$	$\frac{170}{70 + \sigma'_v(\text{KPa})}$	
C_E Corrección por energía (-)	Martinete tipo Donut, con cuerdas y poleas	$\frac{E_r}{60}$	Bowles, (1996)

Finalmente, la Ecuación 14 muestra la expresión final para el número de golpes corregidos.

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad (14)$$

Donde N_m es la resistencia a la penetración medida (número de golpes).

4 EXCESO DE PRESIÓN DE POROS

La presión de poros natural puede aumentar si un terreno, en condiciones no drenadas (considerado idealmente así), es sometido a esfuerzos producidos por cargas estáticas o dinámicas. Si este aumento supera la capacidad de disipación de PP del terreno se producirá una acumulación de presiones, conocida como exceso de presión de poros (Ecuación 15). La disipación de presiones, hacia la superficie generalmente acarrea partículas del suelo, lo que luego produce asentamiento por cambios de volumen. Estudios experimentales indican que grandes cargas sobre las zapatas poco profundas puede inhibir la acumulación de PP y consecuentes asentamientos (Bertalot et al., 2013).

$$u_t = u_o + \Delta u \quad (15)$$

Donde u_o es la presión de poros inicial, u_t la presión de poros en el tiempo t y Δu la acumulación o exceso de presión de poros. Por lo tanto la generación de exceso de PP es clave para que se inicie el fenómeno de licuación, pues si la presión de poros no varía, tampoco lo hará el esfuerzo efectivo, no existiendo posibilidad de ocurrir licuación de flujo ni movilidad cíclica (Kramer, 1996).

La medición del incremento de presiones de poro en suelos saturados fue estudiada inicialmente por DeAlba et al., (1975) y Seed et al., (1975), quienes midieron en incremento de PP en suelos saturados durante la licuación utilizando ensayos cíclicos de corte simple. Ambos definen una función adimensional conocida como relación de exceso de presiones de poros, r_u , (Ecuación 16) que corresponde a la normalización del exceso de presión de poros con la presión de confinamiento inicial (Ecuaciones 17 y 18, respectivamente) la que relaciona la presión de poros generada con el esfuerzo efectivo de confinamiento como:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_c} \quad (16)$$

$$r_u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\alpha} \quad (17)$$

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \sin^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\alpha} - 1 \right] \quad (18)$$

Donde: Δu : exceso de presión de poros

σ'_c : Esfuerzo efectivo inicial

N : Número de ciclos de análisis

N_L : Número de ciclos para producir licuación

α : Constante según propiedades del suelo (*valor medio: 0.7*)

El valor de α varía entre 0.5 y 0.9. Para un valor 0.7 se obtienen las curvas de la Figura 4 correspondiente al valor medio de cada autor. A diferencia de DeAlba et al., (1975), la ecuación de Seed et al., (1975) predice un abrupto incremento de las presiones de poros en el primer ciclo y ambos lo hacen de igual manera en los últimos.

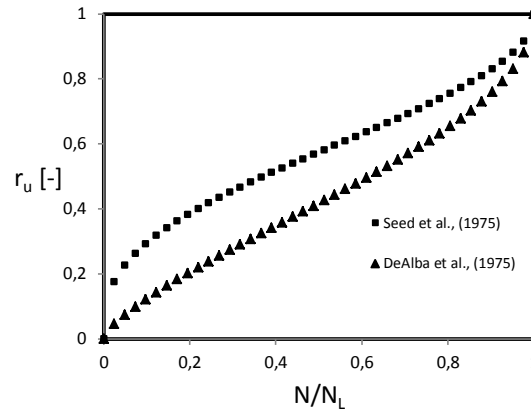


Figura 4: Tasa de incremento de presión de poros en ensayos de corte cíclico simple

4.1 Modelo de Ishibashi et al., (1977)

Los autores analizan la presión de poros residual al final de cada ciclo. Indican que la acumulación de PP puede ser descrita como el producto entre funciones que dependen del historial de esfuerzos H , número de ciclo \bar{N} y la intensidad del esfuerzo de corte I (Ecuación 19), esto es:

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_c} = \Delta u_N^* = H \cdot \bar{N} \cdot I \quad (19)$$

Donde:

$$H = 1 - U^*_{N-1} \quad (20)$$

$$\bar{N} = \frac{C_1 * N}{N^{C_2} - C_3} \quad (21)$$

$$I = \left(\frac{\tau_N}{\sigma'_{N-1}} \right)^\alpha \quad (22)$$

Por lo que Δu_N^* puede ser expresado como:

$$\Delta u_N^* = (1 - u^*_{N-1}) \left(\frac{C_1 N}{N^{C_2} - C_3} \right) \left(\frac{\tau_N}{\sigma'_{N-1}} \right)^\alpha \quad (23)$$

Donde u^*_{N-1} corresponde a la presión de poros normalizada con el esfuerzo de confinamiento efectivo inicial (σ'_c) en el ciclo y $N-1$. C_1 , C_2 , C_3 y α son parámetros que varían con el material. N es el número de ciclos, τ_N es el esfuerzo de corte en el enésimo ciclo y σ'_{N-1} corresponde a la presión de confinamiento efectiva en el ciclo $N-1$. En la literatura actual, el exceso de presión de poros (Δu) normalizada con la presión de confinamiento es conocida como relación de exceso de presiones de poros, r_u , con el que en adelante se le designará.

4.1.1 Parámetros C_2 , C_3 y α

A partir de análisis posteriores a 9 tipos de arenas diferentes, Ishibashi et al. (1977) determinan que la variación de los parámetros C_2 y C_3 no produce un efecto significativo en el potencial de licuación, por lo tanto pueden ser considerados constantes e iguales a 2 y 0.5, respectivamente.

El parámetro α varía de manera lineal en función del índice de vacíos (e) e índice de vacíos mínimo (e_{\min}) a través de la ecuación 24:

$$\alpha = 5,6(e - e_{\min}) + 1 \quad (24)$$

3.1.2. Parámetro C_1

Experimentalmente, obtienen que C_1 es el único parámetro que varía para cada material en función de sus propiedades morfológicas, pudiendo ser expresado según la Ecuación 25 como:

$$C_1 = K \psi^{5,4} (e - e_{\min})^{2,25} \left[\frac{10,66}{C_u^2 - 2,07 C_u + 1,1} + 74 \right] \quad (25)$$

Donde K es una constante que depende de D_{50} , ψ es la esfericidad y C_u es el coeficiente de uniformidad.

La función que describe el valor de K en función de D_{50} se muestra en la Figura 5. El valor máximo de K se obtiene para $D_{50} = 0,2$.

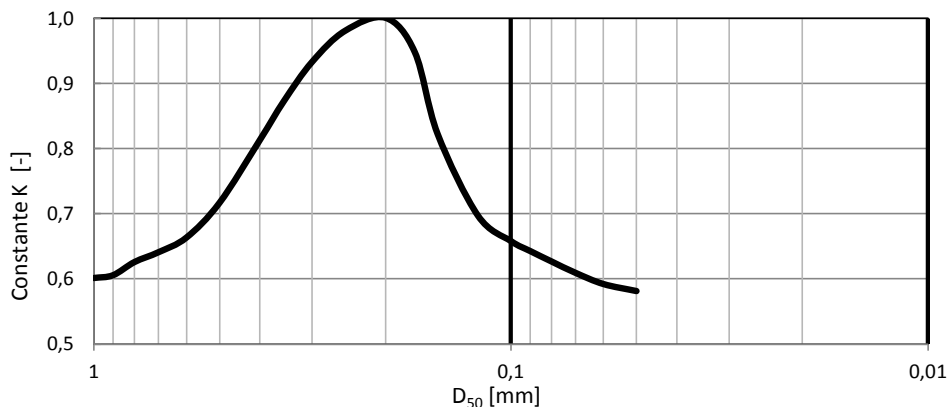


Figura 5: Constante K versus Tamaño medio de grano D_{50} (Ishibashi et al., 1982)

Para estimar el valor de K de manera más precisa, se modeló esta curva obteniéndose la siguiente expresión:

$$K = \begin{cases} -81765 D_{50}^5 + 44570 D_{50}^4 - 9100 D_{50}^3 + 881,9 D_{50}^2 - 39,2 D_{50} + 1,2 & ; D_{50} [mm] < 0,2 \\ 1 & ; D_{50} [mm] = 0,2 \\ 18,33 D_{50}^5 - 59,49 D_{50}^4 + 72,88 D_{50}^3 - 40,69 D_{50}^2 + 9,30 D_{50} + 0,28 & ; D_{50} [mm] > 0,2 \end{cases}$$

5 ESFERICIDAD

Se define como el grado en que un elemento clástico se aproxima en su forma a una esfera. Este parámetro refleja principalmente las condiciones de depositación en el momento de acumulación y depende muy poco de los procesos de abrasión ocurridos (Pettijohn, 1975).

Los factores que determinan la esfericidad y también la redondez de un clasto son:

- Forma original del clasto (litología)
- Estructura del fragmento (esquistosidad, fisilidad, clivaje y diaclasas)
- Agente de transporte (naturaleza y energía)
- Duración e intensidad de los agentes precedentes

Es de común acuerdo que existe una relación entre la distancia recorrida por la partícula y su forma. Griffiths (1967) analiza esta variación y concluye que en general, la redondez aumenta rápidamente al inicio del transporte (ajustándose más a una curva exponencial) y por el contrario, la esfericidad aumenta de manera más lenta. Luego, ambas lo hacen de manera más lenta llegando a un punto en el que su valor tiende a ser constante, siempre bajo el principio de que la partícula buscará una forma final cercana a una esfera de superficie lisa, lo que ciertamente no es del todo posible. Esto evidencia la relación que existe entre la forma de los granos y la sedimentología de los depósitos.

La caracterización de la forma de los granos a través de la esfericidad no es nueva, fue propuesta inicialmente por Wadell (1932), quien la describe según la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{S}{S_0} \quad (24)$$

Donde S y S_0 son el área de la superficie de una esfera del mismo volumen y el área de la superficie de la partícula, respectivamente. Determinar el valor de S resulta complejo cuando la partícula es de tamaño reducido (arenas finas), por lo que en un principio esta ecuación fue pensada para arenas media a gruesas, midiendo tal volumen en una probeta graduada, lo que permite obtener el área de la esfera para tal volumen. Sin embargo, determinar la superficie de la partícula no resulta fácil y en general se recurre a aproximaciones en base de diámetros internos. Por lo anterior, Wadell (1935) propone una expresión más práctica para estimar la esfericidad de una partícula, descrita como:

$$\psi = \frac{d_c}{D_c} \quad (25)$$

Donde d_c es el diámetro de un círculo de igual área a la proyectada por la partícula cuando esta descansa en su cara más grande y D_c es el diámetro del círculo más pequeño que circunscribe el área del grano proyectado anteriormente.

Por la complejidad de realizar las mediciones de los diámetros del grano, ya sea en 3 dimensiones o proyectadas, Rittenhouse (1943) propone estimar la esfericidad de las partículas por medio de una comparación con una carta de formas patrones (Figura 6a) basado en el método de Wadell (1932).

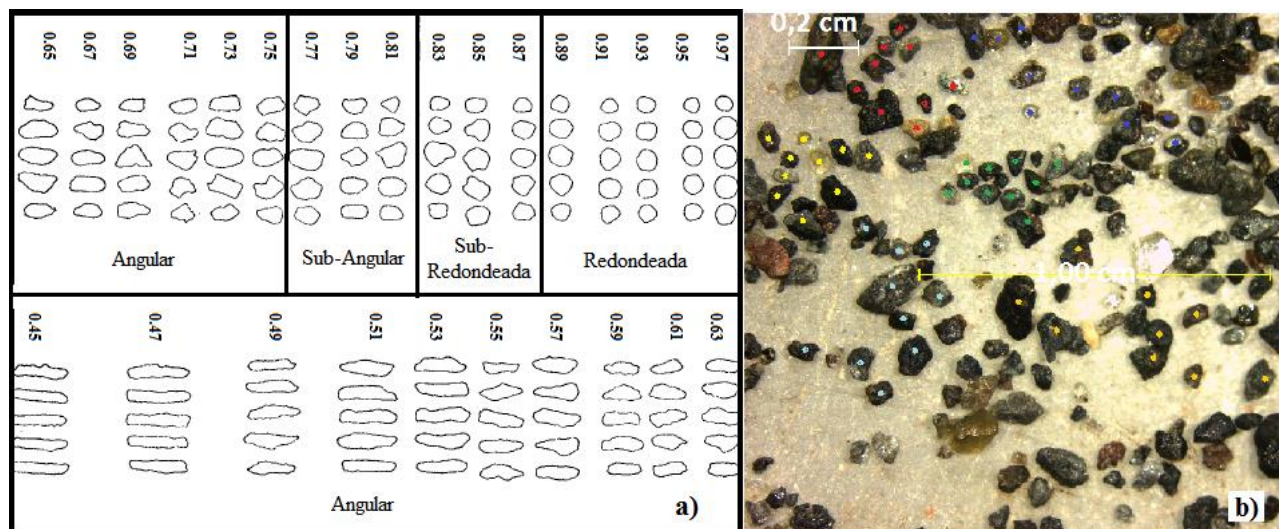


Figura 6: a) Escala de esfericidad del método visual de Rittenhouse (1943), b) Muestra de análisis M-5 (4.06 < z [m] < 5.08).

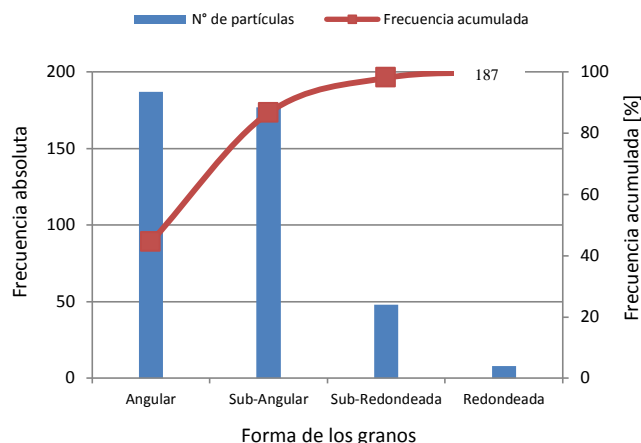
La figura anterior fue utilizada para estimar la esfericidad de cada muestra extraída con el muestreador del equipo SPT (o cuchara normal) bajo el nivel freático, por ser esta el área propensa a presentar un incremento de presiones de poro (suelo saturado). Para esto se utilizó la lupa de análisis de minerales del laboratorio de Ingeniería Civil Geológica de nuestra universidad. En cada muestra se seleccionaron 10 partículas, las que fueron marcadas por un color que distinguiera cada grupo, utilizando 60 partículas por muestra (6 grupos) (Figura 6b).

Si bien el valor de la esfericidad utilizado en los cálculos es el promedio de las 60 partículas marcadas, no es correcto describir la esfericidad del estrato como un valor único sin expresar la frecuencia de las partículas en cada una de las distintas formas de la escala visual de Rittenhouse (1943). El promedio de la esfericidad estimada por metro de profundidad bajo el nivel freático se muestra en la Tabla 3 y la relación con la cantidad de partículas de diferentes formas según los intervalos de la carta de Rittenhouse (1943) se muestran en la Figura 7.

La variación de estos valores no permite concluir el comportamiento de la esfericidad en profundidad. La Figura 7 muestra la distribución de la forma de los granos promedio, esto es, considerando las 420 partículas seleccionadas en 7 muestras (entre 4,63–11,07 m de profundidad), cuya esfericidad media es de $\Psi_{\text{prom}}: 0.76$. Este valor coincide con el valor numérico de la intersección entre partículas angulares y sub-angulares. No obstante, la Figura 7 muestra que, levemente, existe una concentración mayor de partículas angulares que sub-angulares. Sin embargo no se observaron partículas con una esfericidad menor a 0.65, por lo que estas (187 en total) se concentran entre $\Psi: 0.65$ -0.76.

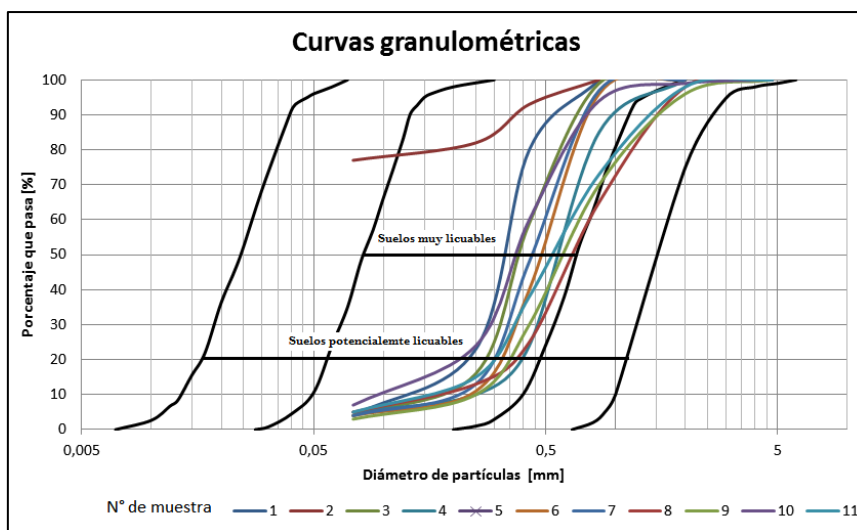
Tabla 3: Esfericidad estimada en punto de estudio

Muestra	Profundidad [m]	Esfericidad, Ψ [-]
M-5	5,08	0,78
M-6	6,05	0,78
M-7	7,06	0,76
M-8	8,04	0,77
M-9	9,06	0,79
M-10	10,04	0,74
M-11	11,07	0,76


Figura 7: Distribución de la forma de los granos para el punto de estudio

La Figura 8 muestra la granulometría de la columna y su relación con los intervalos de susceptibilidad propuestos por Tsuchida (1970). Salvo en la segunda muestra ($0,95 \leq z (m) \leq 2,20$), el punto de estudio no presenta grandes variaciones granulométricas. Según Tsuchida (1970), las muestras analizadas son calificadas como muy licuables, lo que concuerda con su entorno geológico y registro de eventos pasados en la zona.

Producto de las variaciones mínimas de esfericidad y granulometría, no es posible determinar cierta correlación de ellas en el muestreo registrado.


Figura 8: Curvas granulométricas para distintas profundidades en relación a intervalos propuestos por Tsuchida (1970)

6. RESULTADOS

Para utilizar las ecuaciones de Ishibashi et al., (1977) primero se debe determinar si se cumple la relación entre el SF_L y r_{u0} , lo que se analiza y compara en esta sección.

6.1 Potencial de licuación según SPT

Para estimar el potencial de licuación se utilizó información de sondajes en arena Bio Bío realizados por la empresa Empro Ltda. La corrección del número de golpes (N_m) medido en el SPT se realizó según la metodología propuesta en la sección (Tabla 2).

El factor de seguridad a la licuación, incluyendo la corrección por magnitud de sismo ($FS_{L,MSF}$), se obtiene a través del cociente entre $CRR_{7.5}$ y CSR , cuyo resultado se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4: Factor de seguridad a la licuación en el punto de estudio

Profundidad	$(N_1)_{60,CS}$	r_d	CSR	$CRR_{8.8}$	$FS_{L,MSF}$
[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1,1	10	1,000	0,42	0,12	0,20
2,1	14	1,000	0,42	0,15	0,25
3,1	20	1,000	0,42	0,21	0,34
4,1	16	1,000	0,42	0,16	0,28
5,1	21	0,999	0,47	0,22	0,33
6,1	24	0,998	0,50	0,27	0,38
7,1	30	0,996	0,53	0,48	0,64
8,0	28	0,994	0,55	0,38	0,49
9,1	21	0,992	0,58	0,22	0,27
10,0	36	0,989	0,59	1,38	1,65
11,1	35	0,986	0,61	1,11	1,29

Se aprecia que el terreno es potencialmente licuable hasta los 9 m de profundidad, con factores de seguridad relativamente bajos.

6.2 Exceso de presión de poros

El análisis del exceso de presiones de poros varía en función de número de ciclos, por lo que un sismo de mayor duración e intensidad estará asociado a un número de ciclos equivalente mayor (Idriss y Boulanger, 2008). En la literatura existe una serie de tablas que correlacionan este valor, pero solo hasta M_w : 8.5. Para determinar el número de ciclos equivalentes al terremoto del 27-F se extrapoló la gráfica de la Figura 9a, propuesta por Seed e Idris (2008). La Ecuación 26 permite obtener N_w en función de la magnitud del sismo:

$$N_w = 0,06 \cdot e^{0,74M_w} \quad (26)$$

Por lo que para $M_w=8.8$, correspondiente al sismo del 27-F, se tiene lo siguiente:

$$N_w = 0,06 \cdot e^{0,74 \cdot 8.8} = 40.3 \approx 41 \text{ ciclos}$$

Así, en principio, el análisis de exceso de presiones de poros se debiera realizar para 41 ciclos, pero de manera paralela, se realizó un análisis visual del registro sísmico de la estación del Colegio Concepción en San Pedro de la Paz para el sismo del 27-F (Figura 9b) con el fin de determinar el número de ciclos entre intervalos con marcado aumento o disminución de las aceleraciones.

Según la distribución del mismo, se ha decidido iterar el modelo de Ishibashi et al., (1977) para 10, 30 y 50 ciclos, pues aquí se observan variaciones significativas de la intensidad de las aceleraciones.

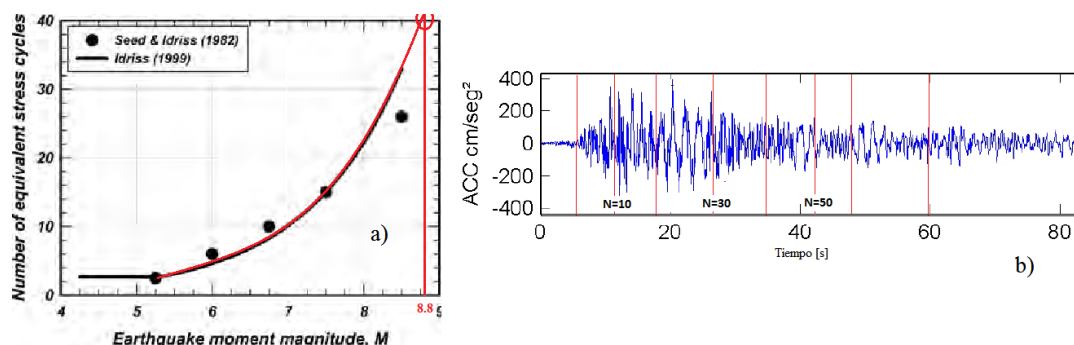


Figura 9: a) Número de ciclos equivalentes para el 65% de esfuerzo máximo (Idriss y Boulanger, 2008)

b) Registro sísmico de aceleraciones horizontales en Colegio Concepción, San Pedro de la Paz (Boroschek et al., 2010)

Aun cuando entre 30 y 50 ciclos no se aprecia un cambio significativo en la Figura 9, un análisis tentativo de los resultados mostro diferencias considerables entre 30 y 41 ciclos, por lo que se decidió realizar el análisis también para 35 ciclos.

La Tabla 5 muestra la magnitud del esfuerzo efectivo y su relación con el exceso de presiones de poros estimada para 10, 30, 35, 41 y 50 ciclos, donde σ'_c representa la presión de confinamiento efectiva inicial, u_o la PP inicial, Δu la PP generada (o exceso de presión de poros), r_u es la relación de exceso de presión de poros ($\Delta u / \sigma'_c$) y P.L. describe si el estrato es o no potencialmente licuable.

Tabla 5: Predicción del exceso de presión de poros en profundidad según los ciclos de análisis.

				N=10 ciclos			N=30 ciclos			N=35 ciclos			N=41 ciclos			N=50 ciclos		
	Z	σ'c	u _o	Δu	r _u	P.L.	Δu	r _u	P.L.	Δu	r _u	P.L.	Δu	r _u	P.L.	Δu	r _u	P.L.
	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[-]	[-]	[Kpa]	[-]	[-]	[Kpa]	[-]	[-]	[Kpa]	[-]	[-]	[Kpa]	[-]	[-]
	0	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-
	1,1	17,5	0	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-
	2,1	39,9	0	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-
	3,1	59,3	0	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-
4,1	79,2	0	0	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-
M-5	5,1	92,5	10,0	13,22	0,14	NO	35,11	0,38	NO	80,78	0,87	NO	92,53	1,00	SI	92,53	1,00	SI
M-6	6,1	102,0	19,5	13,08	0,13	NO	34,65	0,34	NO	57,12	0,56	NO	99,05	0,97	SI	101,99	1,00	SI
M-7	7,1	112,0	29,4	8,84	0,08	NO	24,49	0,22	NO	43,19	0,39	NO	95,02	0,85	NO	111,98	1,00	SI
M-8	8,0	121,7	39,0	11,21	0,09	NO	29,06	0,24	NO	50,09	0,41	NO	105,99	0,87	NO	121,71	1,00	SI
M-9	9,1	131,5	49,1	30,43	0,23	NO	65,63	0,50	NO	96,91	0,74	NO	131,59	1,00	SI	131,50	1,00	SI
M-10	10,0	141,4	58,7	7,79	0,06	NO	17,62	0,12	NO	30,52	0,22	NO	79,92	0,57	NO	141,37	1,00	SI
M-11	11,1	151,6	68,8	10,86	0,07	NO	25,25	0,17	NO	44,24	0,29	NO	108,10	0,71	NO	151,58	1,00	SI

En los resultados de la Tabla 5 fueron considerados potencialmente licuables valores de $r_u > 0,95$, los que son destacados con rojo. Valores entre 0,85 y 0,95 no son considerados potencialmente licuables pero si destacados en color lila por concentrar el 85% o más de exceso de presiones de poros necesarias para producir licuación, normalmente asociado a un porcentaje de r_u . La Figura 11a muestra los resultados de la predicción del exceso de PP para diferentes ciclos. La normalización de estas presiones con este esfuerzo se compara en la Figura 11b. En la medida que Δu se acerque en magnitud a σ'_c el suelo estará más cerca de llegar al punto de licuación inicial.

Una gráfica de r_u sobre la propuesta por Seed et al., (1971) (Figura 4) indicará que el material puede resistir un nivel de exceso de presiones de poros cercano al esfuerzo efectivo varios ciclos antes de licuar (Das y Ramana, 2011), lo que no ocurre para las muestras analizadas en esta investigación. En la Figura 10 se evidencia que el comportamiento de la arena Bio Bío no sigue el mismo patrón que indican Seed et al., (1975) y DeAlba et al., (1975), sino que la tendencia general es a una menor acumulación de presiones en los primeros ciclos para luego hacerlo a una razón de incremento mayor. Llama la atención la presencia de un segundo punto de concavidad que indica que el terreno no alcanzaría la licuación producto de una variación brusca de presiones en los últimos ciclos, sino que lo haría a una tasa menor. Esto también se puede apreciar en la Figura 11a,b, donde la variación de las curvas en los primeros ciclos es considerablemente menor conforme estos aumentan y se acercan al ciclo equivalente estimado para $M_w=8.8$ (41 ciclos).

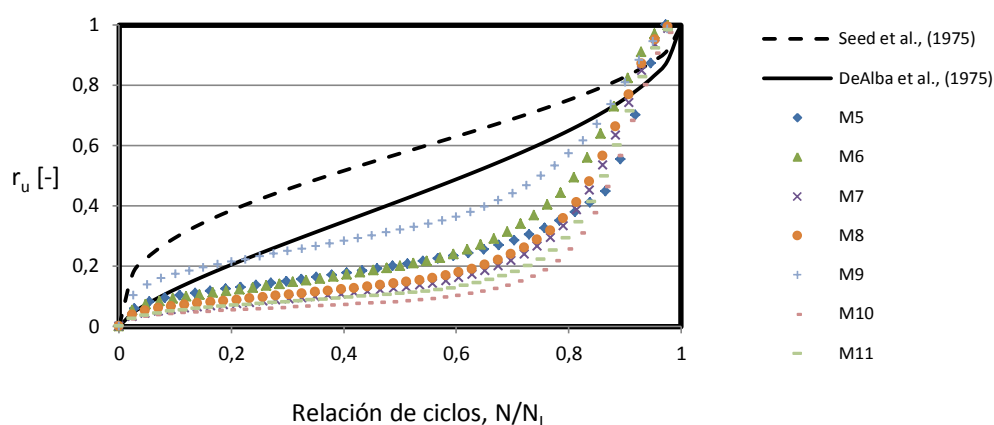


Figura 10: Relación de exceso de presiones de poros con la relación de ciclos

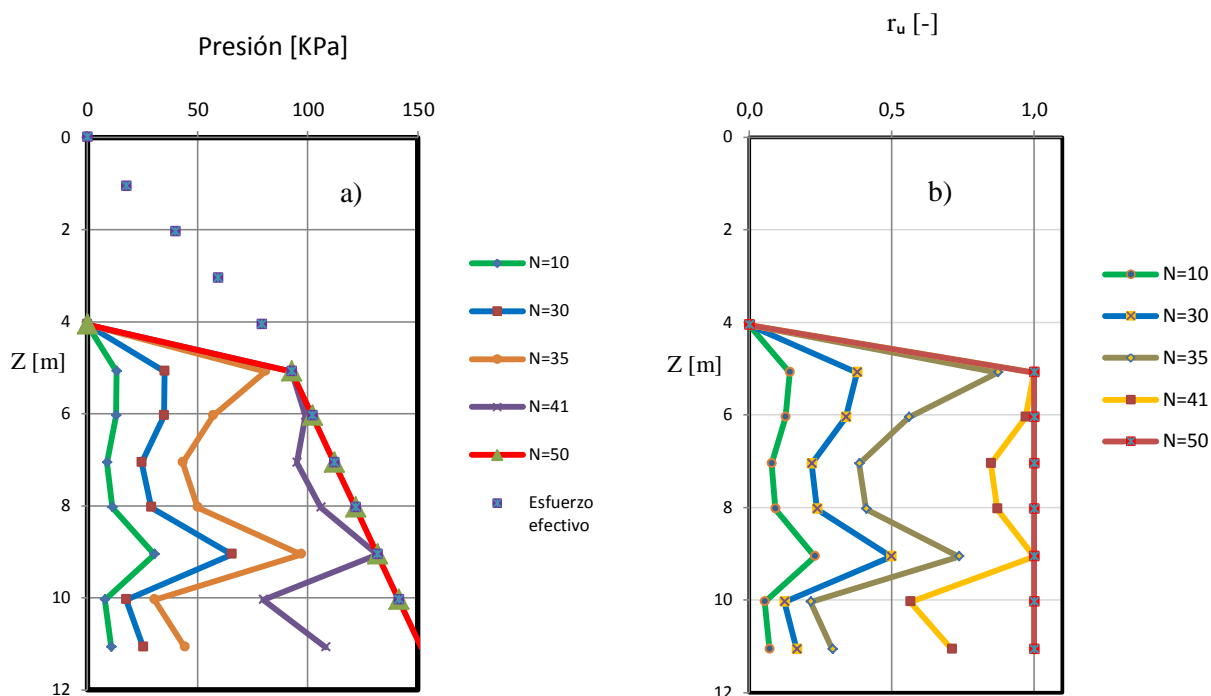


Figura 11: a) Exceso de presión de poros en diferentes ciclos, b) Relación de exceso de presión de poros en profundidad.

Bajo la condición de que la licuación se presenta cuando el exceso de presión de poros anula el esfuerzo efectivo, el modelo es utilizado para determinar el ciclo en el que el esfuerzo efectivo es cero. Esto se realiza para cada muestra en profundidad. El análisis de cada una de estas figuras permite obtener el ciclo de inicio de licuación (N_L) para cada muestra. La Tabla 6 muestra esta información, en la que no se aprecia una tendencia clara o algún patrón que permita concluir si estos aumentan o disminuyen en profundidad.

Tabla 6: Número de ciclos para licuación inicial.

Muestra	5	6	7	8	9	10	11
N_L	37	42	43	43	40	45	44

Es de esperar que un suelo con mayor resistencia a la licuación licuará en un número de ciclos mayor que aquel con menor resistencia, es posible inferir que la muestra 10 es la que representa una mayor resistencia a la licuación ($9.06 \leq z(m) \leq 10.04$) del punto estudiado, con 45 ciclos para licuación inicial (que equivalen a ≈ 35 seg.), así también los más susceptibles a licuar son los estratos ubicados a 5 y 9 m de profundidad.

En las Figuras 11a y 11b se aprecia que en 35 ciclos o menos no se presentaría licuación en ningún nivel. Los estratos comenzarían a licuar transcurridos 41 ciclos (número de ciclo equivalente), siendo los puntos ubicados a 5 y 9 m los que lo harían primero. Ya al transcurrir 50 ciclos, todo el estrato se encontraría en estado licuado.

La normalización de la presión de poros con la presión de confinamiento permite establecer si el estrato es potencialmente licuable para un determinado ciclos, por lo que el análisis de acumulación de PP puede entregar información valiosa de la respuesta dinámica de los suelos a la licuación.

6.3 Análisis comparativo de resultados

Como parte del desarrollo de una metodología comparativa, los resultados del potencial de licuación basados en el método simplificado de Seed e Idriss (1971) son comparados con la susceptibilidad a la licuación e Ishibashi et al., (1977) en la Figura 12. Se observa una notoria similitud de los resultados, pues cuando el factor de seguridad aumenta (indicando un nivel más resistente a la licuación), la relación de exceso de presiones de poros disminuye, lo que indica una mayor diferencia de la PP generada, con la presión de confinamiento.

Lo anterior se hace más confiable analizando la gráfica propuesta por Marcuson y Hynes (1990) descrita en la introducción, análisis que se representa en la Figura 13. Aquí se aprecia que la tendencia general es a una disminución de r_u conforme aumenta el factor de seguridad, exceptuando solo la dispersión existente para 35 ciclos correspondiente a la muestra a 5 m de profundidad. Esto se debe a que en este es el primero en presentar licuación, en 37 ciclos, por lo que para un análisis en 35 ciclos la muestra está prácticamente en estado licuado ($r_u=87\%$ aproximadamente) (Figura 3).

Por lo anterior, se tiene que el uso de ambos métodos, el simplificado de Seed e Idriss (1971) e Ishibashi et al., (1971) resultan en buenos mecanismos de análisis que entregan resultados completamente comparables.

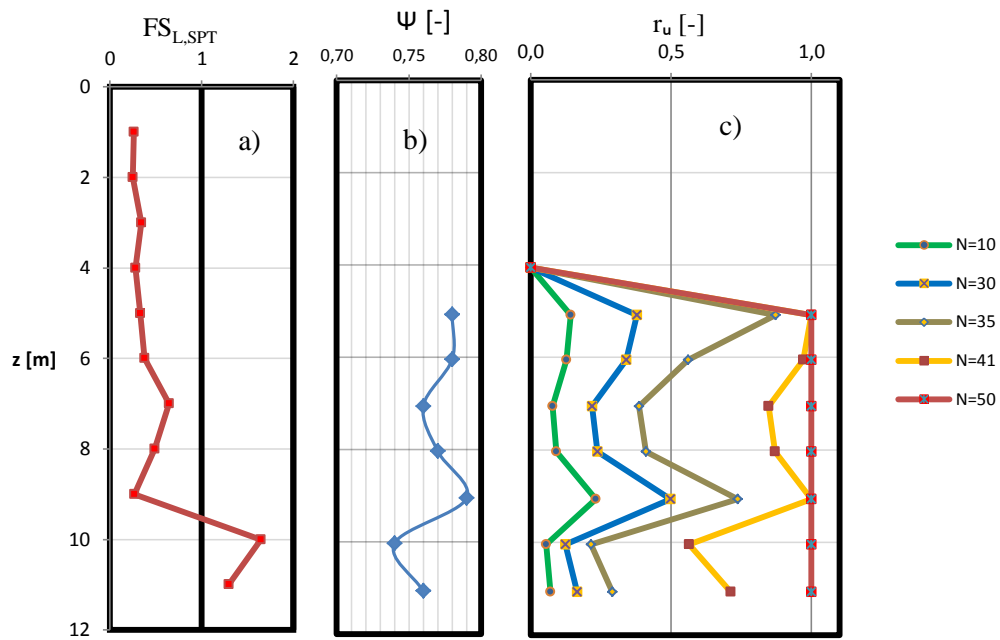


Figura 12: Comparación de resultados, a) $FS_{L,SPT}$, b) Esfericidad de los granos, c) relación de exceso de presiones de poros r_u

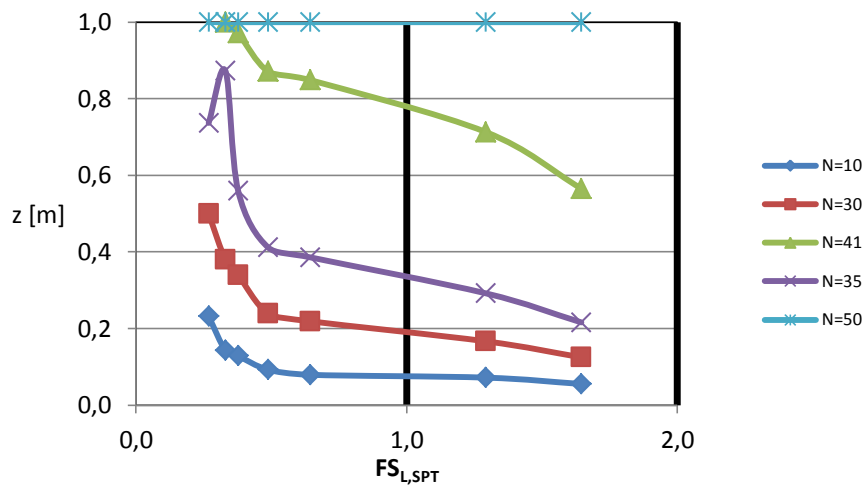


Figura 13: Relación entre el factor de seguridad y la relación de exceso de presión de poros

Aun cuando la similitud de los resultados es clara, la Figura 13 permite establecer que existen incrementos diferenciales de Δu , los lo que lo hacen de manera más rápida en los últimos ciclos. Lo último se observa claramente al analizar las diferencias de r_u para 35, 41 y 50 ciclos en la Figura 12, las que se incrementan en los puntos es donde el suelo es más resistente a la licuación según el FS_L . Esto indicaría que en aquel sitio la acumulación de presiones se desarrollaría a una velocidad baja y constante en los primeros ciclos para luego desencadenarse licuación a una tasa mucho mayor. Lo anterior se puede apreciar en la Figura 13, donde la mayoría de las muestras acumulan un bajo porcentaje de r_u (20% en promedio) hasta 20-35 ciclos, por lo que luego la licuación se desencadena en un intervalo corto de ciclos. Este ciclo se conoce como ciclo crítico (N_c) y representa el segundo punto de inflexión de la curva (Figura 14).

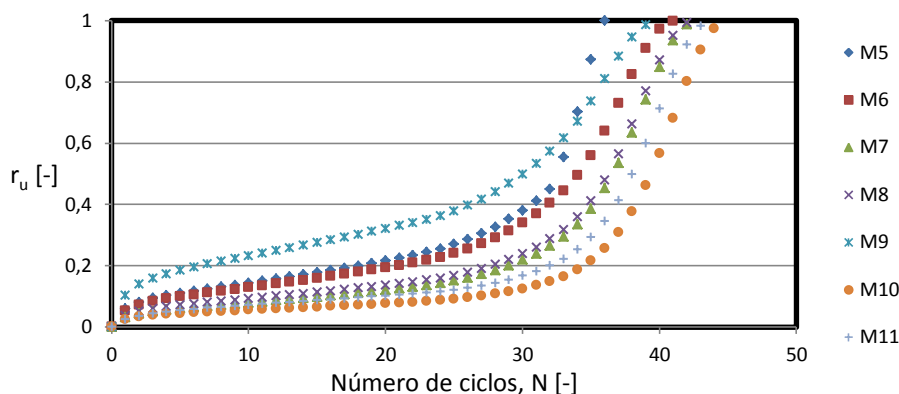


Figura 14: Relación de exceso de presiones de poros en función de los ciclos

Es importante destacar que las muestras que presentaron mayor susceptibilidad a la licuación (las que también licuan en una menor cantidad de ciclos) M-5 y M-9 desarrollan una mayor acumulación de presiones de poros en los primeros ciclos, contrario a las muestras M-10 y M-11, las que lo hacen a una menor tasa y son, las más resistentes a la licuación. Lo anterior permite inferir que, en principio, la susceptibilidad a la licuación estaría dominada por la tasa de acumulaciones de PP desarrollada en los primeros ciclos, o hasta alcanzar $N_{crítico}$.

6.4 Influencia de la esfericidad de los granos

Para determinar cómo afecta la variación de la forma de los granos a través de la esfericidad (Ψ) en la susceptibilidad a la licuación, se iteró el modelo con distintos valores de esta, variando su valor real en una proporción constante de tal manera que el promedio del estrato esté en los intervalos de la escala de Rittenhouse (1943). Por ejemplo, cada partícula observada se volvió más esférica en 0.6 puntos para que el promedio general sea de 0.82. El mismo criterio se utilizó para obtener $\Psi_{prom}=0.69$ y $\Psi_{prom}=0.88$.

Lo anterior produce una redistribución de la cantidad de granos calificados con una determinada forma, pues para obtener $\Psi_{prom}=0.88$ por ejemplo, un grano podría pasar de tener forma sub-redondeada a redondeada (pero nunca de forma angular o sub-angular a redondeada). La concentración de partículas a esta variación se muestra en la Tabla 7, donde $\Psi_{prom}=0.76$ es la esfericidad estimada de la arena Bio Bío.

Tabla 7: Distribución de la forma de los granos según su esfericidad promedio.

Forma	$\Psi_{prom}=0.69$		$\Psi_{prom}=0.76$		$\Psi_{prom}=0.82$		$\Psi_{prom}=0.88$	
	N° de part.	Frec. [%]	N° de part.	Frec. [%]	N° de part.	Frec. [%]	N° de part.	Frec. [%]
Angular	359	85,5	187	44,5	37	8,8	2	0,5
Sub-Angular	51	12,1	177	42,1	131	31,2	36	8,6
Sub-Redondeada	8	1,9	48	11,4	165	39,3	149	35,5
Redondeada	2	0,5	8	1,9	84	20,0	217	51,7

Donde: N° de part: Número de partículas, Frec: Frecuencia

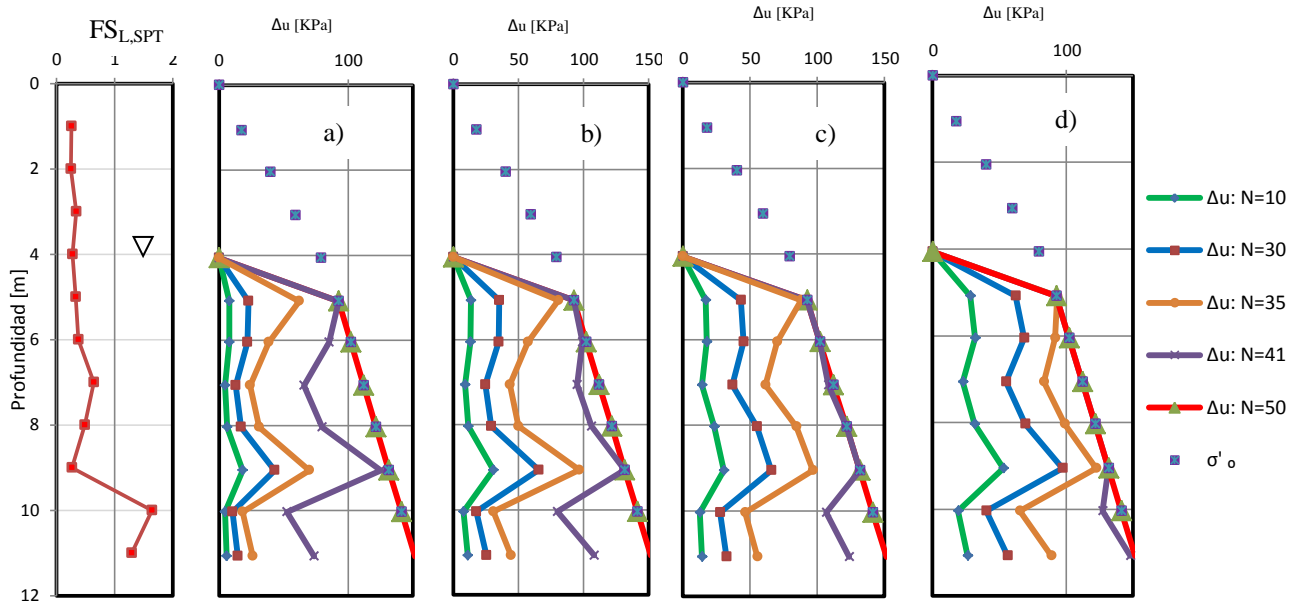


Figura 15: Variación de la susceptibilidad a la licuación para distintas esfericidades de los granos.

a) $\Psi_{prom}=0.69$, b) $\Psi_{prom}=0.76$, c) $\Psi_{prom}=0.82$, d) $\Psi_{prom}=0.88$

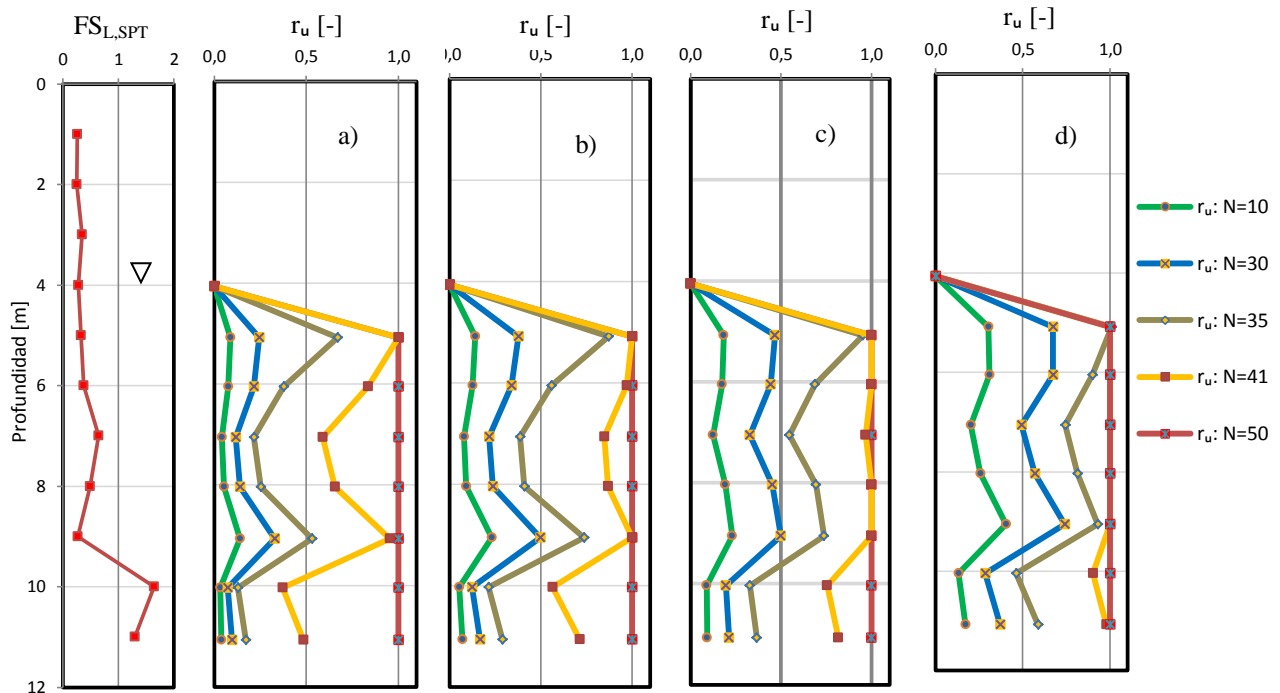


Figura 16: Variación del exceso de presiones de poros para distintas esfericidades.

a) $\Psi_{prom}=0.69$, b) $\Psi_{prom}=0.76$, c) $\Psi_{prom}=0.82$, d) $\Psi_{prom}=0.88$

La variación de la relación de exceso de presión de poros para distintas esfericidades se muestra en la Figura 15. En esta se aprecia que la forma de los granos influye considerablemente en el desarrollo de acumulación de PP, esto es, en la magnitud de presiones generadas en cada ciclo, las que lógicamente están restringidas hasta que la magnitud del esfuerzo efectivo se anula. En este sentido, la forma de los granos sería determinante en la rapidez con la que el material alcanza la licuación. Se aprecia que para una forma de granos sub-redondeada a redondeada ($\Psi_{prom}=0.88$) el material prácticamente licuaría en su totalidad a los 41 ciclos (Figura 15). De manera similar, una forma angular pareciera atenuar el incremento de PP hasta 10 o

menos ciclos. Sin embargo, por mucho que disminuya el valor de la esfericidad, todos los resultados indican que 50 ciclos son suficientes para que el suelo licue, al menos para todos aquellos puntos donde $FS_L < 1$ (Figura 15).

Los resultados de la Figura 16 muestran una variación proporcional de N_L para cada promedio de esfericidad con excepción, nuevamente, del punto a 9 m, en el que el número de ciclos es el mismo para una esfericidad promedio de 0.76 y 0.82. Sin embargo, la variación de la esfericidad no produce una diferencia de más de 5 ciclos, concentrándose estas entre los 7 y 8 m (Figura 17), que coincide con la menor predicción de la relación de exceso de presiones de poros mostradas en la Figura 16 y que también, registran una tasa de incremento de esta relación menor en los primeros ciclos (Figura 15).

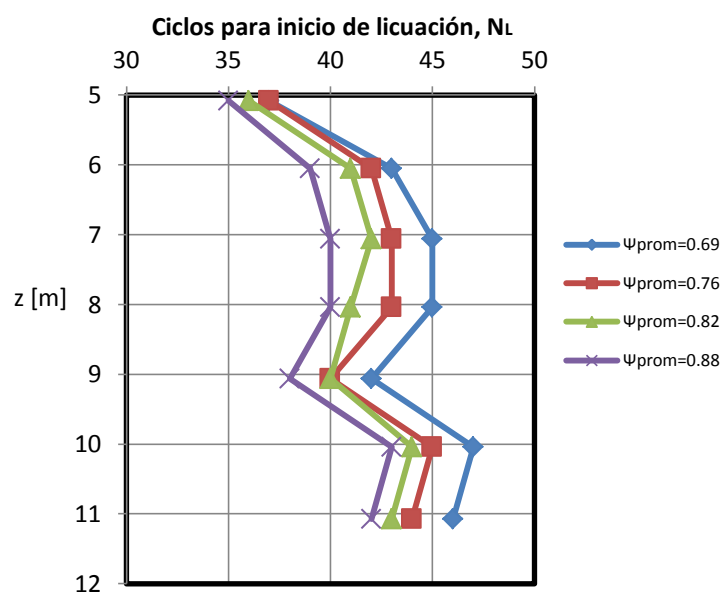


Figura 17: Ciclos de inicio de licuación para distintas esfericidades.

Las diferencias más significativas de la influencia de la esfericidad en el número de ciclos para la licuación se encuentran desde los 35 ciclos, en las que a profundidades de 5 y 9 m se presentaría licuación para $\Psi_{prom}=0.88$, tendencia que se repite en todas las gráficas. Sin embargo, los análisis anteriores se concentran solo en determinar r_u para un ciclo en particular y con ello generar graficas de su variación para para distintas profundidades. Si bien estas graficas muestran una diferencia de r_u significativa conforme la relación de ciclos tiende a 1, no es posible determinar cuál es la tasa de incremento de presiones de poros que produce cada esfericidad. Esto se logra analizando la Figura 10 para cada muestra con un valor distinto de esfericidad.

Los resultados se muestran en la Figura 18, donde es clara una disminución del grado de concavidad hacia arriba en todas las curvas. Esto es un indicador de un aumento en la acumulación de presiones de poro antes del punto de C_{ritico} , por lo que en los ciclos finales se produciría una menor variación de presiones. Se observa que la mayor acumulación de presiones en el primer ciclos se produce a los 9 m de profundidad y que a medida que la esfericidad de esta aumenta, la acumulación de presiones tiende a desarrollarse a una tasa relativamente constante hasta licuar. Se ha determinado que a los 10 m se tiene la mayor resistencia a la licuación según $FS_{L,SPT}$, lo que también se aprecia en este análisis, pues esta muestra siempre tiene una menor tasa de acumulación de presiones de poros, incluso para el máximo grado de esfericidad analizado.

Si consideramos la poca variación del número de ciclos para la licuación de la con distintas esfericidades (Figura 17) y los cambios de pendientes de las curvas en la Figura 18, se puede inferir que la esfericidad influye en la tasa de acumulación de presiones de poros hasta antes de ciclo crítico. Se observa que en un suelo con partículas más angulares no se producirían mayores niveles de acumulación de PP en los primeros ciclos, por lo que esta aumentaría considerablemente en los ciclos cercanos al inicio de la licuación.

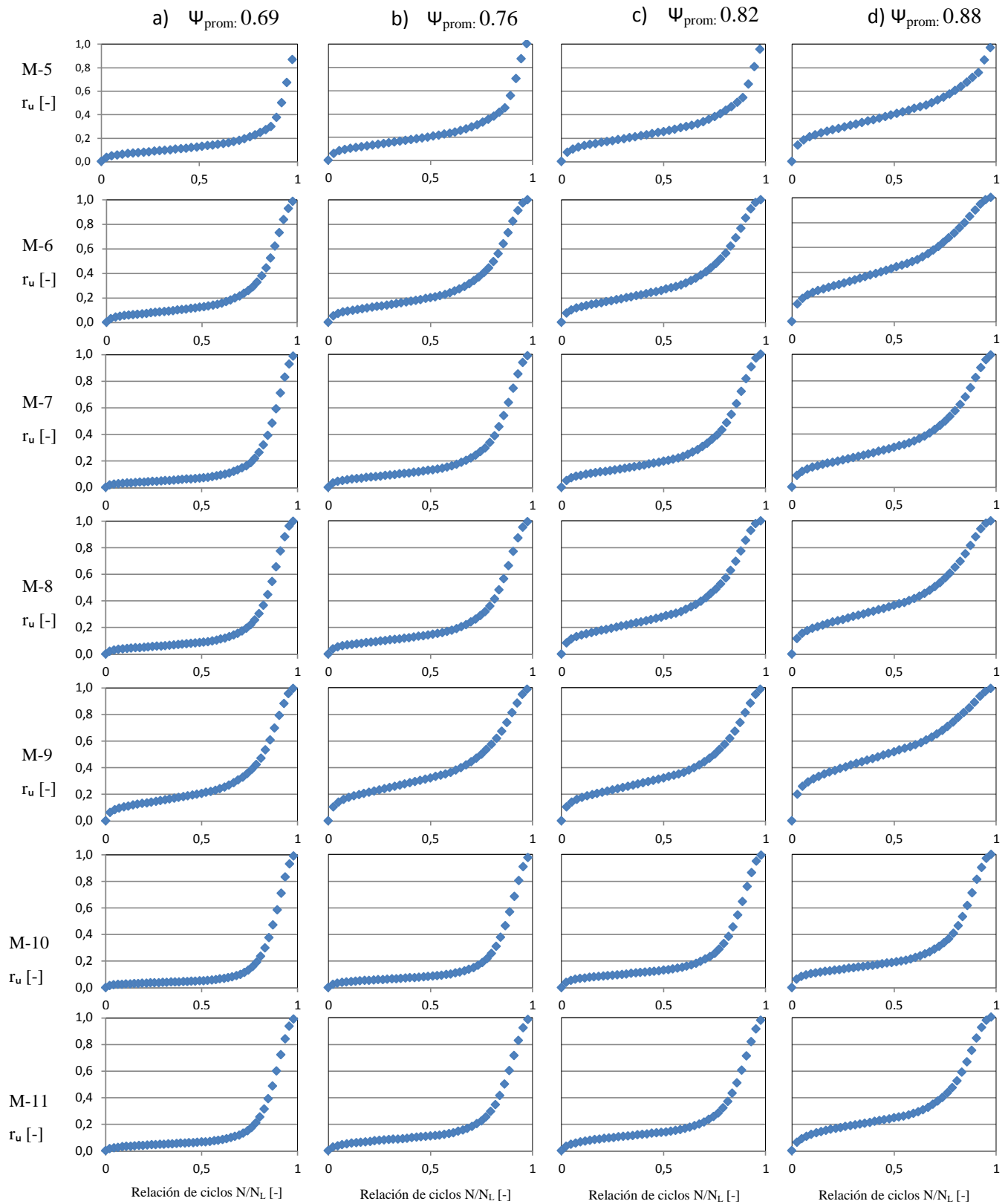


Figura 18: Variación de la relación de exceso de presión de poros en profundidad para distintas esfericidades de granos. Columnas a) $\psi_{Prom}=0.69$, b) $\psi_{Prom}=0.76$, c) $\psi_{Prom}=0.82$, d) $\psi_{Prom}=0.88$,

7. CONCLUSIONES

En cuanto al análisis del **potencial de licuación** basado en el método simplificado de Seed e Idriss (1971) mediante el ensayo SPT se puede concluir lo siguiente:

- I. La corrección por el contenido de finos (CF) de $(N_1)_{60}$ solo influye en $z=2$ m, donde el contenido de finos es del 77% según la información entregada. Esto es considerado como un valor atípico que podría ser atribuible a un error de registro de los datos, situación que no pudo ser confirmada.
- II. El método entregó como resultado que el terreno es potencialmente licuable para un sismo de magnitud $M_w=8.8$ hasta los 9 m de profundidad, esto por la influencia de la compacidad del material, referido al número de golpes de SPT medidos en el ensayo. Bajo los 10 m la arena es catalogada como densa y según este análisis es no licuable.
- III. El uso del factor de corrección por escala de magnitud (MSF) produjo una disminución del factor de seguridad, lo que hace más conservador los resultados.

Los resultados de la **predicción del exceso de presiones de poros** en arena Bio Bío con el método de Ishibashi et al., (1977) muestran que:

- I. El nivel de generación de exceso de presiones de poros aumenta conforme lo hacen ciclos, con un incremento abrupto luego de 30 ciclos para todas las muestras analizadas, lo que termina en un estado de licuación inicial.
- II. En la primera muestra en licuar fue M-5, (5,01m) en 37 ciclos. Esto llama la atención pues esta representa al primer estrato bajo el nivel freático por ende, posee el menor nivel de esfuerzos in-situ. La explicación podría estar en desarrollo de la acumulación de presiones de poros (Figura 14), pues esta desarrolla una acumulación de PP leve y relativamente constante hasta los 30 ciclos, en donde presenta un abrupto incremento que la llevan a licuar en los restantes 5 ciclos, quizás producto de la influencia que ejercen los estratos inferiores que quieren disipar presiones en dirección vertical hacia la superficie.
- III. Todas las muestras licuarían en 50 ciclos (≈ 37 seg)
- IV. El ciclo de inicio de licuación (N_L) es posible de apreciar en la Figura 4. Mientras mayor sea este, menor será la susceptibilidad a la licuación. Es posible analizar también la influencia del ciclo crítico de licuación (N_C), pues mientras más cercano sea este a N_L , mayor será la tasa de incremento de en los últimos ciclos.

La metodología anterior fue utilizada para **distintas esfericidades de los granos**, manteniendo constantes los demás parám. De este análisis se obtiene que:

- I. El análisis de la variación del esfuerzo efectivo para cada esfericidad permitió obtener el ciclo de inicio a la licuación, N_L (Figura 17). Esto muestra una disminución proporcional del número de ciclos para iniciar la ecuación conforme las partículas se vuelven más esféricas (inversamente proporcional).
- II. Los puntos de menor susceptibilidad según este análisis coinciden con los de mayor resistencia a la licuación obtenida mediante el método simplificado de Seed e Idriss (1971) representados en la Figura 12.
- III. Se observó que la variación de la esfericidad produce cambios considerables en la gráfica de relación de exceso de presiones de poros con la relación de ciclos (Figura 18). En base a esto, se puede concluir que estos cambios, para la mayoría de las muestras (exceptuando M-6 y M-9) se traduce en una tasa de acumulación de estado dos que se prolonga más hacia el ciclo de inicio de licuación, lo que se traduce en un desenlace más abrupto. Sin embargo, en caso de que el sismo sea de menor magnitud y se desarrolle en una menor cantidad de ciclos (para un esfuerzo inducido igual o menor), las presiones de poros generadas no serán suficientes para producir algún tipo de deformación o

indicio de posible licuación, lo que puede ser asimilado a una menor pérdida de la capacidad de soporte del suelo.

- IV. Se aprecia además que la esfericidad de los granos influye en la generación de presiones de poros, pero no por sobre las características del sismo (duración e intensidad) representadas en el número de ciclos. Así, por muy angulares que estas sean (considerando un valor posible y representativo), un terreno con las características y condiciones impuestas licuará para un sismo que supere los 50 ciclos, con una aceleración de 0,65g, similar al terremoto del 27-F ($M_w=8.8$) en un estrato de similares características al descrito en esta investigación.

En cuanto al punto de estudio, ambos métodos concluyeron que este es potencialmente licuable hasta los 9 m de profundidad, por lo se hace necesario realizar un plan de mitigación como mejoramiento de terreno o instalación de disipadores de presiones de poros.

Finalmente, se ha demostrado que una esfericidad menor (partículas más angulares) disminuye la susceptibilidad a la licuación, factor que podría ser considerado en la elección de un material si se escoge esta como opción de mejoramiento de terrenos potencialmente licuables.

Si bien la esfericidad de los granos es un parámetro que varía con la distancia recorrida por la partícula y su valor siempre tenderá a 1, no es posible determinar si el valor obtenido para la arena Bio Bío es el máximo valor que sus partículas alcanzarán. Esta información se podría complementar analizando la variación de estas a lo largo del río para determinar en qué tramo de este, sus partículas alcanzaron una esfericidad de 0.76.

8. RECOMENDACIONES

En esta investigación se modeló la acumulación de exceso de presiones de poros en base a un modelo diseñado para arenas de Ottawa, Canadá. En la literatura no se registran mayores investigaciones al respecto para arenas de la zona, como la arena Bio Bío. Considerando que el modelo simplificado de Seed e Idriss (1971) y otros, fueron creados en mediante correlaciones basadas, mayormente, en registros de sitios que presentaron o no licuación, base de datos en las que no se utilizó información de arenas chilenas (incluyendo arena Bio Bío) puesto que en ese entonces no existía, es de esperar que exista cierta incertidumbre con la veracidad de los resultados en un análisis desarrollado en base a un solo método.

Es sabido que el nivel freático condiciona la susceptibilidad de los suelos a licuar por ser la condición básica para que allí se genere una acumulación de presiones de poros, razón por la que se cree importante señalar la relación entre el nivel medido al momento de realizar el ensayo de la licuación con su máximo y mínimo nivel registrado en el año. Con esto se tendrá una idea de cuan conservadores será los resultados obtenidos.

Como una forma de estudiar el real comportamiento de la disipación de exceso de presiones de poros en arena Bio Bío (in-situ), es recomendable y necesario desarrollar mayor investigación al respecto, por lo pronto con simulación de ondas dada la baja probabilidad de que se presente un sismo como el del 27-F, pero es de esperar que para entonces, la ciudad de Concepción cuente con medidores de presiones de poros en tiempo real instalados como parte de una red similar a la de sismología. Con ello se tendría mayor certeza del tiempo efectivo que tarda el material en licuar, lo que podría ser usado para el diseño de disipadores de energía en suelos potencialmente licuables.

9. REFERENCIAS

- Ashmawy, A. K., Sukumaran, B. y Hoang, A. V.** (2003). "Evaluating the influence of particle shape on liquefaction behavior using Discrete Element Method". *Proceedings of the thirteenth international offshore and polar engineering conference (ISOPE 2003)*, Honolulu, Hawaii, May 2003
- Bertalot, D., Brennan, A.J. y Villalobos, F.A.** (2013). "Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations". *Geotechnique* 63, No. 5, pp. 391–399
- Boroschek, R., Soto, P. y Leon, R.** (2010). "Registros del terremoto del Maule $M_w=8.8$, 27 de febrero de 2010". Departamento de Ingeniería Civil, facultades de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Informe RENADIC 10/05 Rev. 2
- Boulanger, R. W. e Idriss, I. M.** (2014) "CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures", Report UCD/CGM- 14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 138 pp
- Bowles, J.E.** (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw Hill
- Cáceres, D. y Ramírez, P.** (2014). "Microzonificación sísmica y fenómeno de licuefacción en la comuna de San Pedro de la Paz, Región del Bio Bío-Chile". VII congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Concepción, Chile.
- Chang, W., Rathje, E., Stokoe, K. y Hazirbaba, K.** (2007). "In situ pore-pressure generation behavior of liquefiable sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.*, ASCE 133 (8), pp. 921–931
- Das, M.B. y Ramana, G.V.** (2011). *Principles of soil dynamics*, Cengage Learning, Stamford, CT
- DeAlba, P., Chan, C. K. y Seed, H. B.** (1975). "Determination of soil liquefaction characteristics by large scale laboratory test". Report N° EERC 74-14, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M. y Powell, D.** (1982). "Prediction of pore pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method". *Building Science Series 138*. National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C.
- Falcón, M.F., Arenas, M., Ramírez, P., Marín, M., Creixell, C. y Huerta, S.** (2012). Peligro de licuefacción: área Concepción-Talcahuano-Hualpén-Chiguayate, Región de Bio Bío. Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Geológica Ambiental 14, 1 mapa escala 1:50.000. Santiago
- Georgiannou, V. N., Tsomokos, A. y Stavrou, K.** (2008). "Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading". *Géotechnique* 58 (2), pp. 113–124
- González, J.** (2015). Estudio del fenómeno de licuefacción en Chile para el terremoto del Maule, 2010. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención Ingeniería Geotécnica. Universidad de Chile
- Griffiths, J.C.** (1967). *Scientific Method in análisis of sediment*. McGraw Hill. New York.
- Idriss, I. M.** (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, in *Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, Publication No. FHWARD-99-165, Federal Highway Administration, January.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W.** (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp
- IGM, Instituto Geográfico Militar.** (1983). Instituto Geográfico Militar. Geografía de Chile. Tomo II: Geomorfología. 1983

- Ishibashi, I., Sherif, M. y Cheng, W.L.** (1982). "The effects of soil parameters on pore-pressure-rise and liquefaction prediction". *Soils and Foundations*. Vol. 22. No.1, pp. 39-48
- Ishibashi, I., Sherif, M. y Tsuchiya, C.** (1977). "Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction". *Soil and Foundations*. Vol. 17, No. 2. Pp. 17-27
- Ishihara, K.** (1996). *Soil behavior in earthquake geotechnics*. Clarendon Press, Oxford.
- Konstadinou, M. y Georgiannou, V.N.** (2014). "Prediction of pore water pressure generation leading to liquefaction under torsional cyclic loading". *Soils and Foundations*, 54(5); pp. 993-1005
- Kramer, S.** (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey
- Kumari, A. y Sitharam, G.T.** (2011). "Liquefaction and Post Liquefaction Behaviour of Granular Materials: Particle Shape Effect". *Indian Geotechnical Journal*, 41(4), pp. 186-195
- Marcuson, W.F y Hynes, M.E.** (1990). Stability of slopes and embankments during earthquake, proceedings, ASCE/Pennsylvania Departamento of Transportation Geotechnical Seminar, Hershey, Pennsylvania.
- Pettijohn, F.J.** (1975). *Sedimentary Rocks (3rd edición)*, Harper & Raw New York, 628 pp
- Prakash, S. y Guo, T.** (1999). "In situ liquefaction resistance of sand". *Physics and mechanics of soil liquefaction*. pp. 335-340
- Rittenhouse, G.** (1943). "A visual method for estimating two-dimensional sphericity". *Journal of Sedimentary Petrology* V(13): pp. 79-81
- Seed, H.B. e Idriss, I.M.** (1967). "Analysis of liquefaction: Niigata earthquake". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93, No. SM3, pp. 83-108
- Seed, H.B. e Idriss, I.M.** (1971). "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE 97 (9), 1249-1274
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F. y Banerjee, N.** (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, October
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. y Chung, R.** (1985). "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 111(12), pp. 1425-1445
- Skempton, A.** (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation". *Geotechnique*, 36(3), pp. 425-447
- Tsuchida, T.** (1970). "Prediction and Countermeasure Against the Liquefaction in Sand Deposits". Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, 3(1), pp. 3-33
- Verdugo, R., Villalobos, F., Yasuda, S., Konagai, K., Sugano, T., Okamura, M., Tobita, T. y Torres, A.** (2010). "Description and analysis of geotechnical aspects associated to the large 2010 Chile earthquake". *Obras y Proyectos* V8, pp. 25-36
- Wadell, H.** (1932). "Volume, shape, and roundness of rock particles". *Journal of Geology* 40: pp. 443-451
- Wadell, H.** (1935). "Volume, shape and roundness of quartz particles". *Journal of Geology* 43: pp. 250-280
- Youd, T., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G. y Chistian, J. T.** (2001). "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10), pp. 817-833
- Youd, T.L., and Perkins, D.M.** (1978). "Mapping liquefaction-induced ground failure potential". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, J Geotech Eng Div*, 104(4), pp 433-446