

**CALCULO POR METODO SIMPLIFICADO PARA EVALUACION DE LICUEFACCION
EN SUELOS LIMOSOS, INDUCIDOS POR CARGAS CICLICAS Y GRAVITACIONALES
(Método simplificado de Seed-Idriss, 1982, Wang, 1979)**

Ing. Héctor VELAZQUEZ¹

Profesor Asociado Cátedra de Geotecnia, Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Rafaela.
Profesor Titular Cátedra de Análisis Matemático I y Profesor de Estabilidad en Universidad Tecnológica
Nacional – Facultad Regional San Francisco.
hectoravelaz@hotmail.com

RESUMEN

Se presenta un trabajo de Investigación, realizado en Campo y Laboratorio, sobre suelos sometidos a Cambios Climáticos (inundaciones, colapsos y disgregación de suelos), por efectos de altas napas freáticas existentes en la Pampa Loessica Argentina. Se utilizó para visualizar estos fenómenos, ocurridos y existentes a través de un MODELO que contempla la determinación de la “Licuación de Suelos” por el Método Simplificado (Seed-Idriss, 1982, Wang 1979), observando, verificado en sitio, trabajando en Campo y elaborando hipótesis en Laboratorio, comparativas entre Licuación, Excesos Hídricos y Deformaciones de Suelos Loessicos Pampeanos.

Palabras claves: Cambios Climáticos, Licuación de suelos, Suelos limo-arcillosos, loessicos, Densidades, Consistencias, Contenidos de Finos, Potencial de Licuación, Factor de Seguridad a la Licuación.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los principales objetivos de la Geotecnia-Sísmica, quizás sea el riesgo potencial de licuación y las fallas inducidas por el sismo. El desencadenamiento de la licuefacción depende del nivel de agitación en el suelo, de la densidad y esfuerzos efectivos iniciales, y otros factores como el tipo de suelo, la edad y la presencia de cizallamiento previo.

Desde la Geotecnia y como Investigadores Universitarios, de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Rafaela y Facultad San Francisco, comenzamos a preguntarnos ¿cómo reaccionan los suelos loessicos, de la zona de influencia, en nuestras Pampas Argentinas?, evaluando la posibilidad de los mismos, en cuanto a su potencial y susceptibilidad de licuarse.

La investigación nos condujo a preguntas como ¿cuál es el fenómeno producido en los suelos de la región, cuando aparecen cargas cíclicas, distintas a la de un terremoto, pero de mayor duración?

Desplazamientos laterales y verticales del suelo, deslizamientos en taludes, derrumbes de terraplenes, fallas en cimientos, eyección de agua mezclados con suelos a nivel superficial, elevación flotante de estructuras enterradas (tanques para depósitos de combustibles, conducciones para agua, gas) con aumento lateral de la tierra superficial, presiones en paredes de excavaciones, muros de sostenimiento, y obras de infraestructura en general, todo ello ante los cambios climáticos que llevan las napas a profundidades casi a nivel natural de los suelos (profundidad normal -1,00 metro debajo del suelo natural).

Lluvias torrenciales, continuas, inundaciones y excesos hídricos ocurridos en nuestras zonas, ameritan asimismo, considerar las respuestas de la masa de suelo, por efecto de cargas cíclicas sobre vías de comunicación (pavimentos urbanos o interurbanos), plateas para industrias con alto nivel de tránsito por equipos con cargas variables, terraplenes, muros de sostenimientos y taludes en canalizaciones y lagunas de retardo de líquidos pluviales, obras de conducción de agua potable o líquidos contaminados, gas.

Todos los suelos, se encuentran saturados, por niveles freáticos, y se comportan como fluido viscoso, de baja resistencia y rigidez, donde la fuerzas de contacto entre partículas (esfuerzos efectivos), se reduce notablemente en favor de un aumento de las fuerzas dentro de los poros llenos de agua, (presiones neutras), lo que origina en la masa de suelo, colapsos, contracciones o densificaciones, que se magnifican al existir cargas cíclicas, aumentando la disminución de su resistencia, equilibrios y dispersión, convirtiendo al suelo en un cuasi-líquido, muy inestable.

Pensamos, observamos y actuamos en la determinación de los fenómenos que originan el desequilibrio del suelo resistente, tratando de encontrar similitud, que permita obtener modelos representativos, en las fallas descritas, surgiendo como alternativa la interacción inducida por terremotos en las partículas del suelo, y del agua porosa del mismo. Estos efectos de cizallamiento e inversiones en la cargas actuantes, es una manifestación también dada en nuestras planicies pampeanas, ante cambios climáticos adversos (lluvias torrenciales, vientos huracanados), que cambian las condiciones de estabilidad de las estructuras sometidas a dichos esfuerzos.

Aparecen daños a edificios, terraplenes, vías de comunicación, conductos enterrados, estribos de puentes o alcantarillados urbanos o rurales, y también peligro de vidas humanas en instalaciones existente en la zona referenciada.

La gran mayoría de los científicos que volcaron sus conocimientos hacia la licuación de suelos, lo realizaron sobre suelos gruesos (arenas, cantos rodados), siendo atípico nuestros suelos finos loessicos, compuestos en su gran mayoría por limos, arcillas y pequeñas porciones de arena fina, por lo cual al analizar deformaciones y esfuerzos sobre ellos, debemos considerar las modificaciones pertinentes en función del tipo de grano, tipo de suelo, edad geológica del estrato y profundidades a analizar.

2. METODOLOGÍA

Será de tipo “cuantitativa-cualitativa”, o sea enfoque integrado multimodal o enfoque mixto, con proceso cuidadosos, sistemáticos y empíricos, hacia las siguientes tareas:

- Observación de sitios con fenómenos de generación de sacudimientos, menores que un sismo y mayor tiempo de ocurrencia.
- Observar excesos de aguas porosas, presiones con ablandamiento de suelos en campo y laboratorio.
- Establecer a nivel granulométrico, la flotabilidad o decantación del tipo de suelo (arcillas, limos, arenas finas), verificando homogeneidad o heterogeneidad de esta composición granulométrica.
- Pérdidas de contacto entre granos, que originalmente producían rigidez y resistencia en el suelo por efecto de cargas gravitatorias estáticas y cargas cíclicas dinámicas.
- Visualización del esquema distributivo de granos:

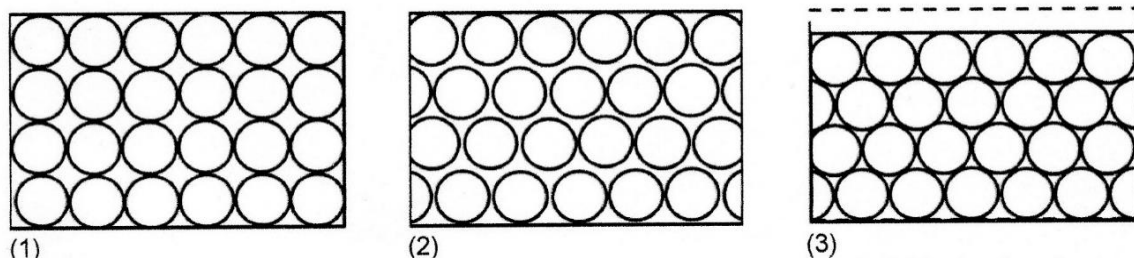


Figura 1 - Esquema idealizado de suelos con aparición de importantes cambios por acciones hídricas en la Pampa Loessica

Esquema idealizado de suelos con aparición de importantes cambios por acciones hídricas en la Pampa Loessica (1) Antes de la apariciones de excesos hídricos, los granos de suelo (limos, arcillas) se mantiene en su lugar por fuerzas de contacto friccionales o adhesivas, con sólida estructura del suelo saturado, con agua llenando los espacios entre granos, existe contacto entre grano y grano (2) Luego de la aparición de excesos hídricos, fuerzas cíclicas, o acciones gravitatorias, la partícula sufre un movimiento sin cambio de volumen, un desplazamiento lateral de medio diámetro a otra fila de partículas, esto hace que las partículas pierdan contacto y entran en suspensión, la presión del agua porosa aumenta a medida que la carga por gravedad se transfiere del esqueleto del suelo al agua porosa. (3) El agua fluye fuera del suelo, las partículas del suelo se asientan en una configuración más densa, el esqueleto del suelo una vez más se lleva la carga y la presión del agua porosa disminuye, al valor del estado estacionario.

-Establecer en el *Modelo de Licuefacción* la similitud del proceso hacia suleos loessicos finos pampeanos según Whitman (1971) y Seed e Idriss (1971, o también denominado “Método simplificado de Seed-Idriss”.

- Revisión en ensayos de campo con ensayo de laboratorio, a través de muestras obtenidas en los sitios analizados.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Introducción a la asimilación al fenómeno de licuación en suelos

Las causas más dramáticas del colapso en estructuras de obras civiles en general, inmersas en suelo limo-arcilloso, se manifiesta en los cambios que sufren estos suelos con bajas cohesión, granos pequeños de la magnitud de un limo, confinados con densidades relativas bajas y consistencia blanda a medianamente compacta .Los efectos más importantes, inundaciones o

ascensos notorios en su napas freáticas, agravándose al encontrarse sometidos a cargas cíclicas, sufriendo un reacomodo de sus partículas con incremento en la presión de poro, es decir tienden a perder resistencia al esfuerzo cortante, que en muchos casos desaparece.

El suelo se comporta como un fluido, es decir las estructuras se hunden, o las de tipo compensado flotan, los taludes de canalizaciones fluyen, los pavimentos se hunden o colapsan, el alcantarillado y/o puentes se destruyen, las vías de comunicación son verdaderos ríos que confluyen hacia los bajos naturales, muchas veces sin destino final, con acumulaciones impensadas en la gran planicie pampeana.

3.2. Definición de licuación

Son variadas las opiniones de distintos autores, seguiremos la que se dan en función de las observaciones de campo, al identificar las fallas (Jaime, 1978), y utilizaremos los resultados de Laboratorio, de apoyo a lo anterior.

El término licuación, nace originalmente de Mogami y Kubu, en 1953, al describir el fenómeno ocurrido durante un sismo. Luego, Terzaghi y Peck en 1967, hacen mención de la licuación espontánea, al describir la súbita pérdida de resistencia en arenas muy sueltas que producen un deslizamiento al perturbarse el sitio, esta última definición es acorde a nuestros suelos limosos, sueltos, poco densos, especialmente en las zonas superiores del manto loessico.

Una evidencia, corroborada en Laboratorio, es que, a presiones de confinamiento muy bajo, el suelo tiene tendencia a dilatarse, este comportamiento dilacional (dilative en inglés), no puede ocurrir sin contacto entre partículas (Rodríguez-Marek, 2016), o sea el suelo pierde resistencia y se comporta como fluido, es decir se licua.

Los conceptos básicos de la licuación de suelos, son publicados por primera vez por Arthur Casagrande en 1936. Este autor asoció el fenómeno con la curva de relación de vacíos crítica (e_{cr}), en la que una muestra de arena no sufre cambios de volumen durante el corte, y por lo tanto, no se genera presión de poro, o sea que muestras que tengan una relación de vacíos mayor que la crítica tenderán a densificarse, al aumentar la presión de poro, y por consiguiente, a licuarse, en tanto que muestras con una relación de vacíos menor que la crítica tenderán a dilatarse generando presión de poro negativa, lo que dará lugar a un incremento del esfuerzo efectivo y de la resistencia al cortante. Posteriormente, Casagrande demostró que la (e_{cr}) decrece al aumentar el esfuerzo de confinamiento (obtenido en ensayos drenados y con carga monotónica), esto último lo hemos verificado en Laboratorio sobre muestras de suelos limo-arcilloso. Lo anterior conduce a pensar que la susceptibilidad de licuarse de una muestra de suelo limoso, aumentaría al incrementarse la presión de confinamiento, lo cual no se demuestra en Laboratorio. Sin embargo, los cambios de volumen de una muestra sometida a carga repetida, o con excesos hídricos importantes, han demostrado que son diferentes a los obtenidos con carga monotónica, y, por lo tanto, los resultados son distintos (Díaz Rodríguez et al., 1973).

3.3. Licuación en estratos limo-arcillosos

Nuestra Investigación, sobre estudios de Campo, comienza introduciendo una tabla en función del Ensayo SPT, la Consistencia del Estrato y su Densidad Relativa obtenida en Laboratorio

Tabla 1 – Detalle de Ensayo SPT, la Consistencia del Estrato y su Densidad Relativa obtenida en Laboratorio

Número de Golpes (SPT)	Consistencia	Densidad Relativa (Dr)
0 a 2	Muy blanda	0,15
2 a 4	Blanda	
4 a 8	Medianamente compacta	0,15 a 0,35
8 a 15	Compacta	0,35 a 0,65
15 a 30	Muy compacta	
más de 30	Dura	0,65 a 0,85
más de 50	Muy dura	0,85 a 1

Uno de los resultados interesantes de Auvinet (1986), es la presencia de la anisotropía en la repartición de los contactos de material depositados por gravedad, situación totalmente coincidente con los depósitos loessicos pampeanos, y demuestra que existe una concentración natural de los contactos sobre las partes superiores e inferior de las partículas, mientras que en la parte media la concentración es menor.

Dentro del fenómeno de licuación, Díaz Rodríguez et.al (1973, determino que los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación, que los bien graduados. En los primeros, las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos limo-arcillosos aluviales, gran parte de nuestros limos loessicos pampeanos, han sido formados en períodos geológicos, donde el clima, las precipitaciones y situaciones de sequía, fueron dominantes, con lo cual su posibilidad de licuarse, disminuye.

Sin embargo, un depósito de suelo suelto con $D_r < 50\%$ es más susceptible de sufrir licuación que uno de tipo denso con $D_r > 70\%$, los estratos superiores, por encima de los -15 m de profundidad, en nuestros suelos loessicos, en general muestran densidades por debajo del 50%, la susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

Ensayos de Laboratorio han mostrado que, para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación, bajo condiciones de cargas repetidas o gravitacionales se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento, nuestros suelos limosos-arcillosos-arenosos de la Planicie Pampeana, en general son suelos normalmente consolidados, donde no existieron otras cargas de consolidación que las de los estratos superiores que actualmente poseen, o de tirantes de aguas de tipo lagunar que pudieron existir durante los períodos geológicos ocurridos desde el Cuaternario a la fecha.

Por otro lado, cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} , es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad o frecuencia suficiente (bases o subbases de pavimentos o plateas), nuestros depósitos loessicos superiores, poseen relaciones de vacíos muy superiores al valor mínimo, la resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo.

Todos los estudios de laboratorio, indican que una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá del *tiempo de aplicación del esfuerzo*, es decir de la frecuencia, más que de la intensidad, situaciones normalmente aplicadas al paquete resistente de las vías de comunicación de nuestra zona (pavimentos).

La diferencia principal entre pruebas estáticas o monotónicas y pruebas de carga repetida, es la relación entre el cambio de presión de poro y el esfuerzo aplicado durante la carga. En un ensayo estático, una muestra de suelo denso tenderá a incrementar su volumen antes de que la falla ocurra, causando una disminución de la presión de poro y un aumento de presión efectiva. En un ensayo con carga repetida, cada ciclo aumentará la presión de poro residual (bombeo en pavimentos), la cual reducirá poco a poco el esfuerzo efectivo hasta que se alcance la condición de falla.

Conclusiones derivadas de estudios realizados con muestras de suelos loessicos pampeanos, al igual que las arenas, sobre cámaras triaxial cíclicas, indicaron que los limos- arcillosos, son más susceptibles a licuarse mientras más sueltas sean las muestras, menores las presiones confinantes, y cuanto mayores sean el número de ciclos de esfuerzo y magnitud.

Muchos autores, han investigado a partir de muestras sometidas a ensayos de Laboratorio, especialmente en cámaras triaxial cíclica, nuestra investigación ha seguido a Jesús Alberro (1992).

Este investigador considera que la licuación depende de la forma de las partículas del suelo, de su estructura, de su porosidad, y de su coeficiente de uniformidad. Los suelos formados con partículas esféricas (limos), uniformes y en estado suelto son anisótropos, así como la de los suelos formados por partículas no esféricas o alargadas (arcillas). Las partículas de estos suelos

mantienen un contacto entre sí, el cual está sometido a una fuerza normal N y a una fuerza de corte T , según Figura, la fuerza de corte debe ser inferior a la resistencia cortante (τ) por fricción para asegurar el equilibrio

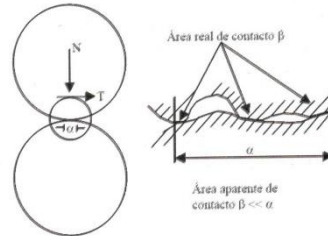


Figura 2 - Contacto entre partículas y áreas aparentes y reales de contacto (Alberro,1992)

En la Figura 2, la superficie α de una partícula que es plana a nivel macroscópico no es perfectamente plana a nivel microscópico, por lo que sólo las cúspides de las asperezas entran en contacto. En estas áreas de contacto real β es donde los sólidos (granos de limos o arcilla) desarrollan adherencia. La resistencia a la fricción es independiente de la fuerza normal N aplicada. El principal efecto de un incremento de N es aumentar el área de contacto y la resistencia a la fricción depende del área de contacto; por lo que dependiendo de la magnitud de la fuerza normal N , las áreas de contacto se desarrollan siguiendo las leyes de la elasticidad o de la plasticidad. Por otro lado, la resistencia a la fricción del contacto estará regida por dos tipos de leyes según se trate de un contacto elástico o plástico, (nuestros limos poseen una cierta plasticidad, o sea son limos plásticos en general).

Alberro (1992) estudió el fenómeno de licuación, considerando las trayectorias de los esfuerzos efectivos de una arena, bajo dos condiciones de densidad (muy suelta y suelta), sometiéndolas a pruebas triaxiales de compresión tipo consolidadas no drenadas con deformación controlada, observando que la presión de poro se torna crítica en pruebas triaxial cíclicas, cuando ella supera el 50% de la presión confinante. También observó que el comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llega a la falla en extensión, dicha diferencia la atribuyó a la anisotropía que presenta el medio granular, ambas consideraciones, verificadas en Laboratorio, han coincidido con los ensayos realizados sobre los limos-arcillosos plásticos de nuestra llanura Loessica Argentina.

A pesar de las experiencias en Campo y Laboratorio, han demostrado, que las licuaciones en los loess, se desarrollan en general cuando están sueltos a muy sueltos, y sometidos a esfuerzos cortantes altos, también hemos encontrado que perturbaciones estáticas bajas o dinámicas pueden ser suficientes para provocar la licuación.

3.4. Estado suelto

Los suelos limosos presentan al igual que las arenas situaciones de relaciones de vacíos y esfuerzo efectivo principal p' (esfuerzo efectivo octaédrico), según la siguiente Figura 3:



Figura 3 - Línea del estado último (Robertson y Wride, 1998)

En la Figura 3 observamos que las muestras con alta relación de vacíos inicial, común en los suelos loessicos superiores (estado muy suelto), y que se encuentran por encima de la línea del estado estable o línea del estado último, tendrán una respuesta contractiva.

Por otro lado, en la Figura 4 (a) (para arenas sueltas, asimilable a limos sueltos), la trayectoria de esfuerzos presenta una respuesta contractiva hasta interceptar la línea del estado estable o alcanzar la superficie de colapso, debido al aumento de presión de poro positiva, según se ve en la Figura 4 (c), la cual anula los esfuerzos efectivos y genera que la muestra se licúe, presentando grandes deformaciones denominadas de flujo.

En la Figura 4 (b) observamos al alcanzar la máxima resistencia no drenada, la presión de poro tiende a mantenerse constante, mientras que el efecto desviador (q) disminuye hasta alcanzar un esfuerzo residual que incluso puede ser nulo.

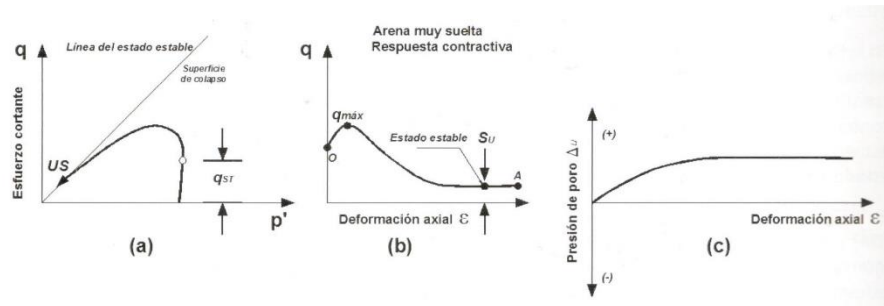


Figura 4 - Comportamiento de arena muy suelta (Robertson y Wride, 1998) (asimilable a limos sueltos).

3.5. Estado denso

En la Figura 5, observamos que si el suelo posee una baja relación de vacíos inicial, que se ubica por debajo de la línea del estado estable o estado último, muestra una respuesta dilatante, hasta alcanzar el estado estable.

En la Figura 5 (a) observamos que la condición de estado estable se alcanza a un nivel grande de esfuerzos, atraviesa una línea de transformación de fase que representa el cambio de respuesta contractiva a dilatante, esto indica que no puede ocurrir la falla no drenada del material, a menos que el suelo llegue a perder resistencia debido a la redistribución de la presión de poro, (esto se manifiesta claramente en suelos puramente limosos, sin presencia de arcillas).

En la Figura 5 (b) se observa que la muestra de arena, o de puro limo denso, inicialmente se contrae (OA) pero después se dilata (AB) presentando alta resistencia a grandes deformaciones. Este comportamiento es inducido por un pequeño incremento en la presión de poro y después por un decremento del mismo hasta valores negativos, según se observa en Figura 5 (c).

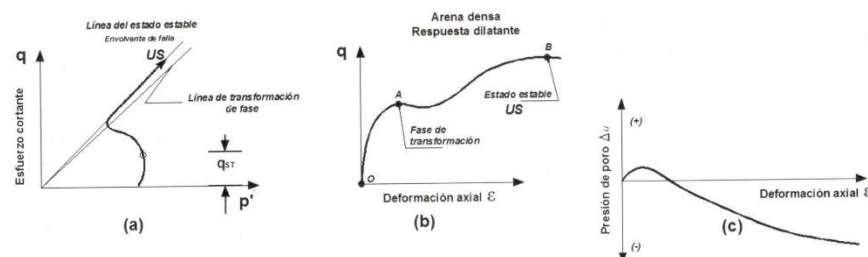


Figura 5 - Comportamiento de arena en estado denso (Robertson y Wride, 1998). O Limos compactos duros muy densos.

3.6. Estado medio

Finalmente, la mayoría de los suelos limo-arcilloso y con alguna presencia de finas arenas, poseen compactación media, asimilable a la de una arena con dicha compactación, que marca una respuesta contractiva, que va hacia un estado cuasi-estable (QSS), antes de dilatarse y alcanzar el estado estable, Figura 6.

En la Figura 6 (a) se muestra que la trayectoria de esfuerzos cambia de dirección debido al incremento de rigidez y comienza a subir a lo largo de la línea del estado estable. El cambio contractivo a dilatante constituye una transformación de fase (Ishihara, 1993). Su comportamiento puede ser principalmente contractivo y también puede ocurrir que experimente una pérdida de resistencia después de sobrepasar el esfuerzo cortante máximo, aunque menos grande que la que se manifiesta en una muestra que alcanza el estado estable (arena suelta, limo suelto).

En la Figura 6 (b) se observa que la muestra alcanza una resistencia máxima para pequeñas deformaciones (OA) y después moviliza una resistencia reducida que permanece aproximadamente constante durante un intervalo más o menos grande de deformaciones (AB) y después recupera parte de la capacidad para resistir esfuerzos cortantes (BC).

En la Figura 6(c) observamos que la presión de poro aumenta inmediatamente después de sobrepasar la resistencia máxima, finalmente la presión de poro disminuye dando lugar a un incremento de rigidez. Estos incrementos pueden producir disminuciones en los esfuerzos efectivos y tener deformaciones de gran magnitud.

Toda esta información, ha sido corroborada en numerosos trabajos de Campo de nuestra Pampa Loessica, a través de situaciones de importantes excesos hídricos, cambios en las condiciones resistentes del paquete inferior de vías de circulación (pavimentos), en plateas de industrias, y con ensayos básicamente de cámaras triaxial, de probetas extraídas en Campo, y relacionadas con investigaciones efectuadas por Robertson y Wride, (1998), sobre arenas sueltas, densas y mediana compactación.

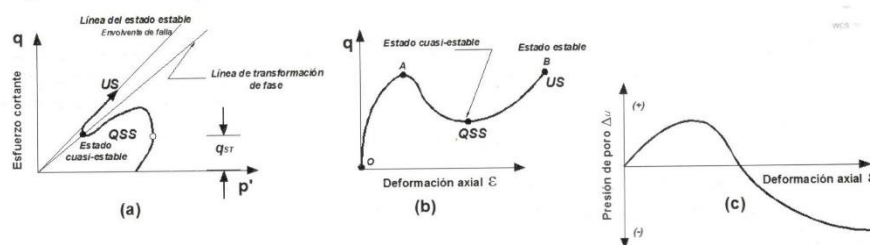


Figura 6 - Comportamiento de arenas en estado medio de compactación (Robertson y Wride, 1998), (asimilable a suelos limo-arcillosos, con pequeñas cantidades de arenas finas).

El comportamiento de estos suelos se denominó como licuación parcial, en donde la muestra pasa por un estado cuasi estable (QSS). Se caracteriza por un nivel de bajas deformaciones que marca el comienzo de la dilatación de la muestra a deformaciones intermedias (Ovando y Segovia, 1996).

4. CONCLUSIONES

4.1. Influencia del contenido de finos (susceptibilidad a la licuación)

La Evaluación de la Susceptibilidad, es el primer paso a realizar dentro de los análisis de licuación, dado que los suelos granulares (los limos cumplen esa condición), son suelos susceptibles a licuarse, en menor grado que las arenas, lo cual puede ser fácilmente evaluado a partir de los que hemos denominado, densidad relativa (D_r). Sin embargo, si estos limos se encuentran mezclados con suelos más finos, como las arcillas, y en algunos casos con coloides, la evaluación se vuelve más compleja. Esto ha sido tema de discusión para los expertos en los

últimos años, centrándose en la Susceptibilidad de suelos Limos y Limos arcillosos.

Uno de los criterios más amplios y utilizados en las últimas décadas para determinar la susceptibilidad de licuación es el Criterio Chino Modificado (Wang, 1979; Seed e Idriss, 1982). De acuerdo con este criterio, la susceptibilidad a la licuación en suelos con contenidos de finos considerables, puede evaluarse mediante la gráfica de la Figura 7. En la que para suelos graficados por encima de la Línea A de la Carta de Plasticidad, son considerados susceptibles a licuarse si cumplen con las siguientes características, Figura 7

- 1.- Fracción más fina que 0,005 mm = 15%
- 2.- Límite Líquido (LL) = 35%
- 3.- Contenido de Agua = 0,9 LL

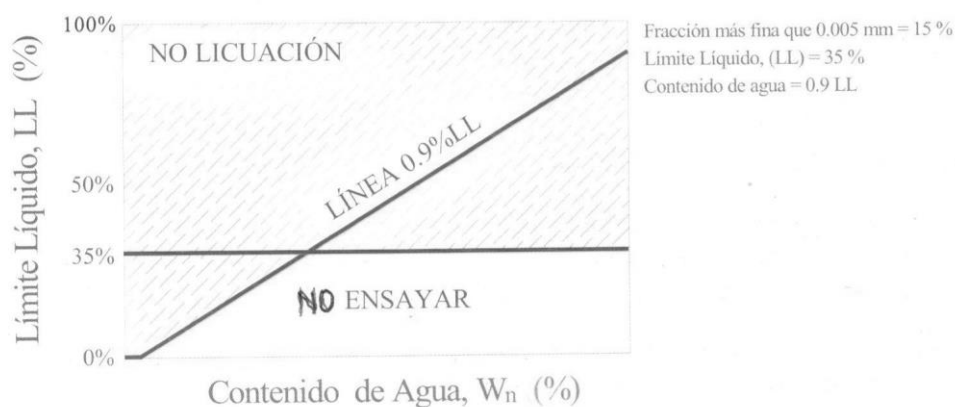


Figura 7 - Criterio Chino Modificado (Wang, 1979; Seed e Idriss, 1982)

Recientes investigaciones indican que los suelos con contenidos de finos mayor que el especificado en el Criterio Chino Modificado presentan licuación. De acuerdo a esto, Andrews y Martín (2000) re-evaluaron la base de datos de los casos analizaos por Wang (1979), en donde tomaron en cuenta el tamaño de partículas menor de 0,002 mm; con base a probas triaxial cíclicas y en el comportamiento observado en Campo, estos autores sugieren lo siguiente (Seed et al., 2003):

- 1.- Los suelos con alta plasticidad son susceptibles a sufrir un incremento cíclico de la presión de poro y por consecuencia una pérdida mayor de resistencia que la sugerida por el método del Criterio Chino Modificado.
- 2.- la transición en el comportamiento de suelos con plasticidad mayor, y que no son propensos a la generación de presión de poro cíclica, presentan una pérdida de resistencia gradual.

En la Tabla 1 se indican las conclusiones del criterio de Andrews y Martín (2000)

Tabla 2 – Susceptibilidad de licuación de arenas limosas y arcillosas (Andrews y Martín, 2000)

	Límite líquido¹ < 32	Límite líquido¹ ≥ 32
Contenido de arcillas ² < 10%	Susceptible a licuarse	Ser requieren estudios (Tomando en cuenta las partículas de arcillas no plásticas, como las Micas)
Contenido de arcillas ² ≥ 10%	Se requieren estudios (Tomando en cuenta las partículas de arcillas no plásticas)	No susceptible a licuarse

¹Límite líquido determinado con aparato de percusión (Copa de Casagrande)

²Tamaño de partícula de arcilla menor de 0,002mm

Otra consideración del criterio Andrews y Martín (2000) es que suelos con baja plasticidad (arenas y algunos suelos limosos), experimentan licuación a partir de un nivel de deformaciones tangenciales relativamente bajas (generalmente del orden de un 3 a un 6%), y su pérdida de resistencia puede ser importante.

Suelos con alta plasticidad también puede exhibir una pérdida de resistencia al incrementarse la presión de poro, pero dicho incremento será mucho menor que el asociado a los suelos licuables de baja plasticidad, además de que la pérdida de resistencia se producirá a grandes deformaciones (Seed et al., 2003).

Seed et. al, (2003), recomiendan que se deje de emplear el Criterio Chino Modificado, dado que existen casos de licuación de suelos en donde el porcentaje de finos ha sido entre 10 y 15%.

En la Figura 8 se presentan las recomendaciones acerca de la licuación de suelos con contenidos importantes de finos. Suelos dentro de la zona A de la Carta de Plasticidad son considerados susceptibles a licuación, siempre y cuando, el contenido natural de agua sea igual o mayor a 0,80 del Límite Líquido.

Los suelos dentro de la zona B, caen dentro de un rango de transición entre la zona susceptible a licuarse y la no susceptible a licuación. Debido a lo anterior, se deben realizar ensayos con muestras inalteradas para determinar su susceptibilidad a licuarse.

Experimentalmente se ha demostrado, que los suelos situados en esta zona, han sido susceptibles a licuarse cuando su contenido de agua ha sido mayor al 85% del Límite Líquido. Suelos dentro de la zona C generalmente no son susceptibles de licuación, pero pueden ser muy sensitivos y vulnerables a la pérdida de resistencia debido al remoldeo generado por grandes desplazamientos cortantes (Seed et al., 2003).

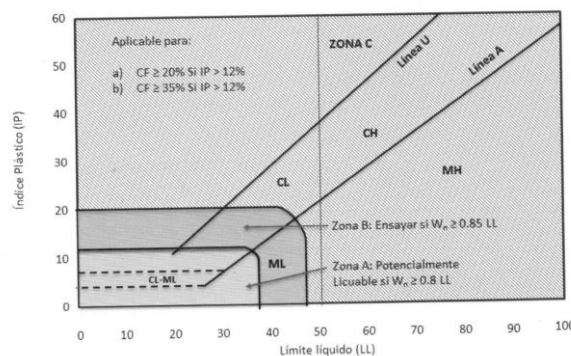


Figura 8 - Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación para suelos con contenidos de finos significativos (Seed et al., 2003)

Estudios recientes de Bray et al., (2004) propusieron un nuevo criterio para evaluar la susceptibilidad en suelos con contenidos de finos importantes y significativos. Este criterio se basó principalmente en observaciones de fallas inducidas durante el sismo de Kocaeli (1999) en Adapazari, Turquía; así como en los resultados de pruebas cíclicas sobre muestras en algunos sitios en estudio. Este criterio considera que suelos finos con Índices de Plasticidad $IP \leq 12$, y contenidos de agua (w) mayor que el 85% de Límite Líquido (LL) ($w > 0,85LL$), son susceptibles a licuarse, mientras que suelos con $12 < IP < 20$ y $w > 0,8LL$ son sistemáticamente más resistentes a la licuación, pero aún susceptibles a la movilidad cíclica (Bray et al., 2004). Las condiciones de este criterio se muestran en Figura 9 junto con los datos de Límites de Consistencia para suelos finos que Bray et al., (2004) identificaron como licuables en 12 sitios en Adapazari, Turquía. En la Figura 9 se puede observar una estrecha envolvente para datos de $IP \leq 12$

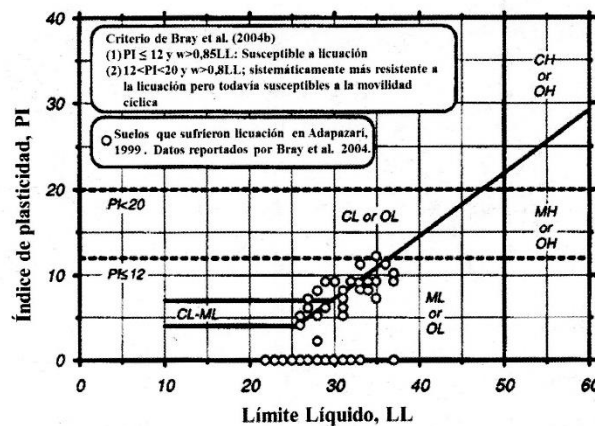


Figura 9 - - Recomendaciones acerca de la evaluación de la susceptibilidad de licuación para suelos con contenidos de finos significativos, criterio de Bray et al., (2004) (Modificado de Boulanger e Idriss, 2006)

4.2. Factores que influyen en la licuación de suelos arenos-limosos-arcillosos

Historia y geología

La licuación ocurre en depósitos granulares del Holoceno al Pleistoceno (limos pampeanos, arenas finas pampeanas, arcillas pampeanas), donde el nivel de agua freática (NAF) está a menos de 15 m de profundidad, (gran parte de nuestros depósitos loessicos pampeanos, la napa se halla a -1,00 metro de profundidad). El ambiente de depósito de suelo y su hidrología contribuyen a que se incremente el potencial de licuación (suelos inundables, en la Planicie Pampeana don bajas pendientes de escurrimiento). Depósitos de suelos aluviales, fluviales, coluviales con un NAF muy superficial tienen mayor riesgo de licuarse.

4.3. Composición del suelo

La forma de las partículas, su distribución, la orientación de sus contactos intergranulares y la magnitud de las fuerzas de fricción entre partículas, son determinantes para la ocurrencia de la licuación.

Las arenas finas y las arenas limosas son suelos con alta probabilidad de licuarse, ver Figura 10. El coeficiente de permeabilidad deberá evaluarse en combinación con el patrón de drenaje, (para nuestros limos arcillosos, el valor de $k = 10^{-4} \frac{cm}{seg}$ a $k = 10^{-5} \frac{cm}{seg}$, con las condiciones de frontera y con la densidad del sitio (bajas densidades relativas). De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los suelos SM-SC y GM-GC son susceptibles de licuarse. Suelos con contenido de finos de entre 3% al 8% se deben considerar estructuras granulares sueltas debido a la disminución del número de contactos intergranulares.

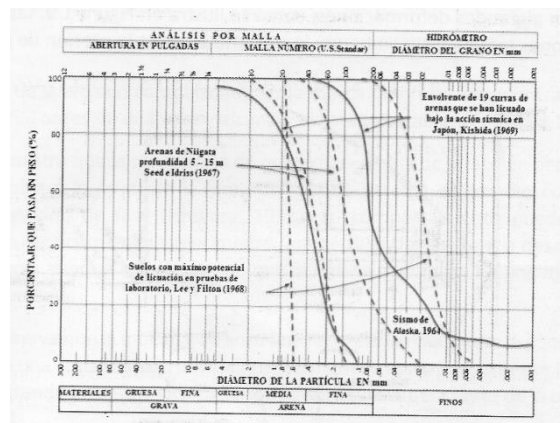


Figura 10 - Efecto del tamaño de la partícula en la susceptibilidad de la licuación (Faccioli y Reséndiz, 1975)

4.4. Relación de vacíos e y Densidad relativa (Dr)

La densidad relativa es uno de los parámetros más importantes que gobierna el comportamiento de los suelos granulares, y por ello su relevancia en el fenómeno de la licuación. No en vano, los análisis y métodos de licuación dependen de este parámetro, tales como la susceptibilidad a la licuación en suelos granulares, el potencial de licuación, la estimación de asentamientos y desplazamientos laterales. Este parámetro puede ser obtenido de pruebas de laboratorio o a partir de los datos de pruebas de SPT y CPT. Asimismo, éste proporciona una evaluación de la susceptibilidad a la licuación tanto de arenas, como de limos, en la Figura 11, se presenta un esquema que permite evaluar cualitativamente la susceptibilidad en función de la Dr.

El suelo con una relación de vacíos baja y una densidad relativa mayor al 65% son menos susceptibles a la licuación. Un limo o arena fina es licuable si $D_r < 65\%$; sin embargo, se ha observado que algunas arenas se han licuado aun con valores de D_r cercanos al 80% (Ovando y Segovia, 1996).

Si la magnitud del esfuerzo cíclico es muy grande, un depósito con una relación de vacíos mayor que su e_{min} es susceptible a la pérdida parcial o total de su resistencia.

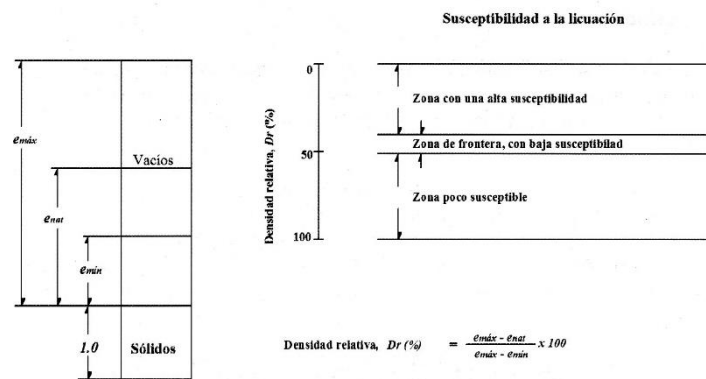


Figura 11 - Concepto de densidad relativa (Henríquez, 2007)

4.5. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

Para su determinación generalmente se siguen los métodos empíricos deterministas publicados y recomendados por el Centro Nacional de Investigaciones de Ingeniería Sísmica (NCEER-1998) (Youd et al., 2001), los cuales se basan en el procedimiento simplificado desarrollado por Seed e Idriss (1971). Este procedimiento ha sido modificado y mejorado periódicamente con más casos de historia y se basa en la comparación de los esfuerzos cortantes cíclicos que induce un sismo, contra la resistencia cíclica del suelo. Generalmente el método se evalúa por medio de un factor de seguridad contra licuación, y se define como:

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v}\right)_{crit}}{\left(\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v}\right)}$$

Dónde:

(CRR) Resistencia Cíclica, representa la Capacidad de Resistencia del suelo a licuarse

(CSR) Relación de Esfuerzo Cíclico, representa la Fuerza que actúa en el suelo

Cuando el factor de seguridad contra la licuación (FS_{lic}), es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada. Sin embargo, existe la incertidumbre acerca

del valor de FS_{lic} que debe considerarse en la práctica, ya que existen casos en los que el suelo se ha licuado a pesar de tener un $FS_{lic} > 1$ (Youd e Idriss, 2001). Por lo anterior, el Building Seismic Safety Council (BSSC, 2003), recomienda que el FS_{lic} debe estar sujeto a la importancia de la estructura y potencial de deformación del suelo. Martin y Lew (1999) sugirieron valores de FS_{lic} asociados a las consecuencias inducidas por licuación y el número de golpes de la prueba SPT. Para asentamientos y desplazamientos laterales sugieren FS_{lic} de 1,3 y 1,0 para $N < 15$ y $N > 30$, respectivamente; mientras que para manifestaciones superficiales (volcanes de arena, ondulaciones) sugieren FS_{lic} de 1,2 y 1,0 para $N < 15$ y $N > 30$, respectivamente.

Comúnmente, el cálculo del CSR se basa en la aceleración máxima del terreno (nosotros hemos supuesto para nuestros casos la máxima repetición de cargas, con su intensidad y ciclos de repetición, para un pavimento interurbano considerado), que se determina por medio de un análisis dinámico lineal equivalente o con el procedimiento simplificado, mientras que el CRR, se estima por métodos indirectos, tales como pruebas de campo.

4.6. FACTORES DE CORRECCION

Dado que la relación de resistencia cíclica es determinada a partir de correlaciones empíricas, es necesario introducir factores de corrección a la expresión del factor de seguridad. Los factores de corrección que intervienen son:

MSF Factor de escala de la magnitud del sismo

K_σ Factor por esfuerzos de confinamiento

K_α Factor por esfuerzos cortantes estáticos y por edad geológica del depósito

Considerando los factores de corrección, nos queda:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7,5})}{(CSR)} \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha$$

$CRR_{7,5}$ corresponde a un terremoto en escala Mercali M 7,5

Todos estos factores de corrección fueron desarrollados por Seed e Idriss (1982) y publicados por Youd et al., (2001).

Existe una "simplificación", consistente en utilizar la siguiente ecuación, derivada desde una simple aplicación de la segunda Ley de Newton, para obtener un valor representativo de CSR en el lugar, para realizar un análisis detallado de la respuesta del sitio:

$$CSR = 0,65 \times \frac{PGA}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \times r_d$$

Dónde:

PGA es la componente horizontal de la aceleración máxima del suelo en el sitio

g es la aceleración de la gravedad

r_d es un factor que explica la respuesta no rígida de la columna del suelo

σ_v es el esfuerzo total inicial vertical en el suelo

σ'_{v0} es el esfuerzo efectivo vertical inicial en el suelo

Para explicar los efectos de la duración del temblor, o de los esfuerzos que actúan, que están relacionado en el primer caso con la magnitud del terremoto, y en nuestro caso con la intensidad y duración de los efectos cíclicos analizados, la CSR es corregida por un factor de escala de magnitud (MSF) tal que:

$$CSR_{7,5} = \frac{1}{MSF} \times CSR$$

En el método simplificado original, el CRR se evaluó a partir de la prueba de penetración estándar (SPT) realizada en el suelo del lugar, mientras que las variantes posteriores de este método emplean a veces otros índices del sitio, incluyendo la resistencia a la prueba de penetración de cono (CPT), (en nuestra Investigación tomamos la prueba DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), con penetración cada 20 cm, también se utilizó la velocidad de onda de corte (o V_s).

La correlación entre la resistencia in situ del suelo y CRR se presenta típicamente usando $CRR_{7,5}$ (el CRR para un terremoto de $M_{7,5}$), para los casos en los que no exista un esfuerzo de cizallamiento estático inicial en el plano horizontal o presión efectiva de sobrecarga de 96 kPa (1,0 ton/ft²), corrigiendo con un factor aplicado para ajustar CRR para presiones de sobrecargas diferentes de 96 kPa (K_σ) y para una tensión de cizallamiento estática inicial en el plano horizontal (K_α), en ese caso la FS_{lic} podrá escribirse:

$$FS_{lic} = \frac{(CRR_{7,5} \times K_\sigma \times K_\alpha \times MSF)}{(0,65 \times \frac{PGA}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v_0}} \times r_d)}$$

Gran parte de las incertidumbres asociadas con la práctica actual para el análisis de licuefacción (y los significados diferentes en los métodos comúnmente utilizados en la práctica para evaluar el desencadenamiento) giran alrededor del valor de r_d , la relación entre $CRR_{7,5}$ y el parámetro de resistencia del suelo (en particular el SPT obtenido en sitio), y el valor de los factores de corrección K_σ y K_α . Las estimaciones de la aceleración máxima del suelo, también representan incertidumbres.

4.7. EVALUACION DEL CRR BASADO EN EL NUMERO DE GOLPES DEL SPT

Al ser uno de los Ensayos de Campo, más utilizados en nuestra Investigación, trataremos de explicar algunos de los autores que hemos seguido en nuestro trabajo.

4.7.1. Youd et al., (2001)

Considerando que el estudio de nuestros suelos loessicos, los definimos como suelos granulares saturados (limos), Seed et al., (1983) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno, expresadas a través del número de golpes de la prueba de penetración estándar (N_{SPT}). Este criterio involucra la relación de esfuerzos cíclicos promedio (CSR) contra el número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa (N_1)₆₀, los que fueron obtenidos a través de casos históricos, en sitios donde se presentaron los efectos de licuación y en sitios en donde no se presentó este fenómeno. Las curvas CRR fueron posicionadas de manera conservadora para separar en dos regiones los datos de licuación y de no licuación, esta gráfica fue desarrollada para suelos granulares con contenidos de finos (CF), de 5%, 15% y $\leq 35\%$ (totalmente válida para los limos-arcillosos de la zona Loessica Argentina), y es válida sólo para magnitudes de $M_w = 7,5$ (M_w Magnitud del sismo), Figura 12.

(N_1)₆₀ Número de golpes corregido y normalizado a una sobrecarga de 100 kPa

$$\alpha = 5.0 \text{ para } CF \geq 35\%$$

$$\beta = 1.0 \text{ para } CF \leq 5\%$$

$$\beta = [0.99 + (CF^{1.5} / 1000)] \text{ para } 5\% < CF < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ para } CF \geq 35\%$$

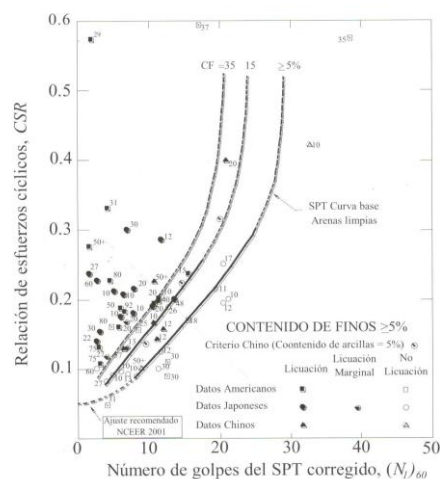


Figura 12 - Curvas para determinar el potencial de licuación con SPT para magnitudes de $M_w=7,5$

4.7.2. Curva base para SPT

En los trabajos publicado en el NCEEER-1998 por Youd et al., (2001) se presenta la modificación al método con SPT, ver en Figura 12 en donde la trayectoria de la curva con un contenido de finos menor al 5% se extiende hasta interceptar en el valor de 0,05 del CSR. El ajuste de la forma de la curva es congruente con los valores de CRR que se obtienen con el método de CPT (nosotros utilizamos DPSH) y con la velocidad de onda cortante (V_s) (nosotros no hemos podido verificarla). La curva que corresponde a un contenido de finos menor a un 5% se aproxima a la siguiente ecuación:

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ golpes, ya que para valores mayores de 30 golpes los suelos se clasifican como NO LICUABLES.

4.7.3. Influencia del contenido de finos

Seed et al., (1985) notaron un aparente aumento en los valores de CRR con el incremento del contenido de finos, y basados en datos empíricos desarrollaron curvas CRR para diferentes contenidos de finos, ver Figura 12. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas por Idris con ayuda de Seed para la corrección del $(N_1)_{60}$ para valores equivalentes de arena limpia $(N_1)_{60cs}$ (Youd et al., 2001)

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

Donde:

α y β son coeficientes determinados de las siguientes relaciones:

$\alpha=0$ para $CF \leq 5\%$

$$\alpha = \exp \left[1,76 - \left(\frac{190}{CF^2} \right) \right] \text{ para } 5\% < CF < 35\%$$

4.7.4. Aportes de Idriss y Boulanger (2004,2008)

La curva del NCEEER-1998 toma en cuenta casos históricos de suelos con contenido de finos $CF \leq 35\%$. Por lo que Idriss y Boulanger (2004), desarrollaron una nueva curva que está en función de $CF \geq 35\%$. En la Figura 13, presentamos la curva propuesta por Idriss y Boulanger (2004), desarrollada a partir de arenas, arenas limosas y limos arenosos, para diferentes casos de contenidos de finos.

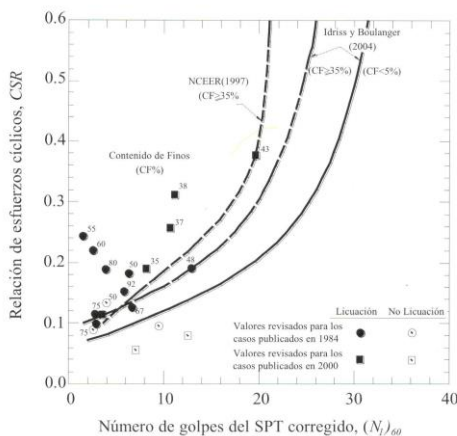


Figura 13 - Curva base para SPT para magnitudes de $M_w=7,5$

Para contenidos de finos $\geq 35\%$ la curva de Boulanger e Idriss (2004) presenta CRR menores que los obtenidos con la curva del NCEER-1998, esta diferencia se debe a la inclusión de los recientes casos históricos que presentan altos contenidos de finos (Figura 13). La influencia del contenido de finos se determina de la siguiente manera:

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

Donde:

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

4.8. Correcciones del N_{SPT}

Varios factores adicionales al contenido de finos y características granulares resultan de la influencia del SPT (existen tablas de corrección), los que deben ser tomados en cuenta como factores de corrección. En la siguiente ecuación se incorporan estas correcciones:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

Donde:

N_{SPT} es la medida en Campo de resistencia de penetración estándar

C_N factor de corrección por confinamiento

C_E corrección de la relación de energía del martillo (E_R)

C_B factor de corrección por diámetro de perforación

C_R factor de corrección por longitud de barra perforadora

C_S factor de corrección del muestreador

Agradecimientos

Al grupo de trabajo de Laboratorios de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Rafaela y Facultad Regional San Francisco.

A la empresa AIVEL S.A. que proveyó gran parte de sus trabajos de campo y probetas para análisis en laboratorio.

REFERENCIAS

- Andrus, R. D., Zhang, J., Ellis, B. S Y Juang, C. H., (2003), Guide [or estimating the dynamic properties of south Carolina soils for ground response analysis (Rep. No. FHWA-5C-03-07), Columbia, USA: South Carolina Department of Transportation.
- Ayes, J. C. (2016). Sismología y su aplicación en los análisis de respuesta de sitio (Tesis de Maestría). Facultad de Ingeniería, UNAM, Cd. de México, México.
- Bastani, S. A., y Kutter, B. L. (2004). Post earthquake embankment failure, seepage-induced liquefaction, and void ratio redistribution. Proceedings, 11th ICSDEE - 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 412-419.
- Boulanger, R. W., Kamai, R., y Ziotopoulou, K. (2014). Liquefaction induced strength loss and deformation: simulation and design. Bull. Earthquake Eng., 12, 1107.
- Boulanger, R. W., y Ziotopoulou, K. (2013). Formulation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 53(2013L 254-267.
- Boulanger, R. W., y Ziotopoulou, K., (2015L PM4Sand (version 3): A sand plasticity model for earthquake engineering applications (Report No. UCD/CGM-15/01 California, USA: Department of Civil & Environmental Engineering, College of Engineering, University of California at Davis.
- Dobry R., Y Abdoun, T. (2015). 3rd Ishihara Lecture: An investigation into why liquefaction charts work: A

- necessary step toward integrating the states of art and practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68(2015), 40-56.
- Finn, W. D. L., Martin, G. R., Y Lee, K. W. (1975). An Effective Stress Model for Liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103, (6), 517-533.
- Idriss, I. M., Y Boulanger, R. W. (2015). 2nd Ishihara Lecture: SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68(2015), 57-68.
- Ishihara, K., y Yoshimine, M. (1992). Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1), 173-188.
- Martin G. R., Finn, W. D. L., Y Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, 101(GT5), 423-438.
- Mayoral, J. M., Romo, M. P., Y Vega, R. (2006). Evaluación del comportamiento sísmico de presas de tierra construidas con materiales potencialmente licuables. *XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos SMMS, Chiapas*, 339-347.
- Meyerhof, G. G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, England, (3), 1-110.
- Robertson, P. K., Y Cabal, K. L., (2012), *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Prepared for Gregg Drilling & Testing Inc., 5th Edition.
- Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2), 201-255.
- Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE*, 113(8), 927-845.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M. (1971). A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 97(SM9), 1244-1273.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1970), *Soil moduli and damping factor for dynamics response analysis (Report N° EERC 70-10)*, California, USA: University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Y Harder, L. F. (1990). SPT-Based analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength. *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, J. M. Duncan [ed.]*, University of California, Berkeley, 2, 351-376.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R., Bray, J. D., Kayen, R. E., Y Faris, A., (2003), *Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework (Report N° EERC2003-06J)*, California, USA: Earthquake Engineering Research Center.
- Silver, M. L., Y Seed, H. B. (1971). Volume changes in sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 97(SM9), 1171-1182.
- Vargas Moreno, C., Flores López, F. y Ortiz Hermsillo, R., 2016. Evaluación de la vulnerabilidad a la licuación de arenas. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México.
- Seed, H. B., e Idriss, I. M., (1982), *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Oakland, USA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Youd, T. L. Idriss, I. M. (2001). Liquefaction Resistance of soils (summary report from 1996 NCEER and 1998 CEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils). *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Engineering.*, ASCE, 127(10), 817-33.
- Youd, T. L. e Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R., y Stokoe, K. H. (2002). Liquefaction Resistance of Soils. *ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 127, 817 – 833.
- Dobry, R., Pierce, W. G., Dyvik, R., Thomas, G. E., Y Ladd, R. S, (1985), *Pore pressure model for cyclic*

straining of sand. New York, USA: Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.

Matasovic, N., Y Vucetic, M. (1992). A Pore Pressure Model for Cyclic Straining of Clay. *Soils and Foundation*, 32(3), 156-173.

Matasovic, N., Y Vucetic, M. (1995). Generalized Cyclic Degradation-Pore Pressure Generation Model for Clays. *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 121(1), 33-42.

Seed, H. B., Martin, P. P., Y Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressures a soil liquefaction. EERC 75-29 California.