

Análisis de la influencia del porcentaje de finos en el fenómeno de licuación de arenas aplicado al terremoto de Limón, Costa Rica

Analysis of the Influence of Fine Content on the Phenomenon of Sand Liquefaction Applied to the Limon Earthquake, Costa Rica

Sergio Sáenz Varela^{1*}, Diego Manzanal²

Resumen

La licuación de suelos es un fenómeno que se presenta en suelos granulares, saturados, que son sometidos a cargas cíclicas, como son los sismos. En este proceso, se generan sobrepresiones de poros que anulan o reducen significativamente la tensión efectiva vertical del suelo y consecuentemente su resistencia al corte. La licuación puede causar grandes afectaciones a vías de transporte y edificaciones, llevando incluso a su colapso.

Esta investigación determinó la influencia del porcentaje de finos en el fenómeno de licuación de suelos granulares, causada por cargas de sismos. Para tal fin se realizó un estudio del terremoto del año 1991 en Limón, Costa Rica. Se analizaron tres emplazamientos donde se presentó licuación: Limón, Matina y Cahuita.

Para este estudio se siguieron dos metodologías, la primera de ellas es el método de elementos finitos, por medio del programa GeHoMadrid y un modelo constitutivo de plasticidad generalizada modificada (MPZ), el cual reproduce el comportamiento de la arena, así como la influencia del índice de vacíos y presión de confinamiento inicial. La segunda metodología utilizada es la propuesta por Boulanger e Idriss para pruebas de penetración estándar con un contenido de finos específico. Los parámetros se obtuvieron tomando como base los resultados de ensayos triaxiales realizados por la empresa consultora Ingeotec S.A.

Con la teoría de elementos finitos, se analizaron 18 columnas de suelo. En primera instancia con su estratigrafía real y un contenido de finos determinado y, posteriormente, se varió este porcentaje entre valores de 2 %, 23 % y 33 %. Además, se utilizaron en los análisis dos sismos; el primero de ellos corresponde al registrado por la estación Cartago del terremoto de Limón y el segundo es un acelerograma sintético, planteado por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (UCR) para zonas cercanas al epicentro. En el año del terremoto, la provincia de Limón se consideraba de bajo riesgo sísmico, por lo que no contaba con estaciones acelerográficas. Con la metodología de Boulanger e Idriss se analizaron las perforaciones realizadas en los sitios, con su contenido de finos real.

Con los resultados obtenidos se estableció la influencia del porcentaje de finos en el fenómeno de licuación, para los suelos estudiados, en función de densidad y presión de confinamiento.

Palabras clave: licuación, porcentaje de finos, método de Elementos Finitos (MEF), modelo de plasticidad generalizada (MPG), metodología de Boulanger e Idriss, GeHoMadrid.

Abstract

Soil liquefaction usually occurs in loose saturated sandy soils in response to an applied stress, such as earthquakes. During this period, porewater pressure increases significantly and tends to reduce or even cancel the soil's effective stress and, consequently, its shear strength. Liquefaction can cause severe impacts on transportation routes and buildings, which could even collapse.

This investigation determined the influence of fine contents in liquefaction caused by earthquakes. To this end, a case of study was carried out for the 1991 Limón Earthquake, in Costa Rica. Three specific places severely affected during this event were selected: Limón, Matina and Cahuita.

Two different approaches were used to complete this research. The first one by using the finite element method (FEM), through the software GeHoMadrid and a constitutive soil model named MPZ sand. This model includes a state parameter-based constitutive law within the Generalized Plasticity Theory, which allows to represent the sand behavior taking into consideration its void ratio and initial confining pressure. For the second approach, it's been taken the Boulanger and Idriss method, which is based on the standard penetration test (SPT), considering a specific fine content.

The model's constitutive parameters were obtained based on three different consolidated-undrained-triaxial tests (CU) carried out by the consultant firm Ingeotec S.A. Using the first approach, 18 soil columns were analyzed. Firstly, considering its real stratigraphic distribution with a determined fine content. Secondly, varying the fine content between 2 %, 23 % and 33%. Two distinct accelerograms were used for these analyses: the one registered by the closest accelerograph (Cartago Station), and the one estimated by the Costa Rica's University Seismic Engineering Laboratory on sites close to the epicenter. Before this telluric event, Limón was considered to have a low risk for earthquakes. Therefore, no accelerographs were installed nearby. Through the second approach, three specific sites with SPT and lab testing were studied.

By using the results obtained by these different analyses, the influence of fine content on liquefaction was established. The conclusions can be applied to the studied soils, taking into consideration its density and initial confining pressure.

Keywords: Liquefaction, fine content, finite element method (FEM), modified generalized plasticity model (MPZ), Boulanger and Idriss' method, GeHoMadrid.

1. INTRODUCCIÓN

La Geotecnia es una disciplina que estudia las propiedades de los suelos con el fin de brindar soluciones a problemas y retos que conllevan el desarrollo de infraestructuras. Las adecuadas caracterizaciones de los suelos son importantes para prever fenómenos que puedan poner en riesgo la seguridad y funcionalidad de las estructuras y la vida humana.

La licuación de suelos granulares, a causa de movimientos cíclicos como sismos, es uno de los fenómenos que causa modificaciones al estado natural del suelo. Este proceso es característico de arenas de grano fino, con mala gradación y bajo la influencia de niveles de agua del terreno. Durante sismos de magnitud considerable, estos suelos pierden su firmeza, capacidad de soporte y fluyen como respuesta a los esfuerzos aplicados sobre ellos (Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009).

La licuación se ve reflejada en superficie como asientos, desplazamientos importantes, o inclusive, el colapso de edificios, carreteras y demás obras civiles. Dependiendo de la intensidad del fenómeno, se pueden presentar grandes afectaciones económicas y a la vida humana.

Costa Rica es un país que se encuentra en una zona de gran actividad sísmica, con presencia de fallamientos a lo largo del país. Los sismos de mayor magnitud se deben a la zona de subducción de las placas Cocos y Caribe. Tal es el caso del terremoto que se dio en 1991, en la provincia costera de Limón que alcanzó una magnitud de 7,4 Ms (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, 1996). Este evento causó grandes daños en las zonas cercanas al epicentro, dando lugar a asentamientos importantes, licuación de arenas (especialmente en la zona costera), levantamiento del lecho marino, deslizamientos y *tsunami*. Los efectos se observaron en severos daños a viviendas, escuelas, centros de salud, líneas férreas y carreteras; y aún más importante, pérdida de vidas humanas.

Eventos naturales, como el terremoto de Limón, dejan en evidencia la necesidad de un adecuado estudio de los emplazamientos de las infraestructuras y edificaciones para reducir sus afectaciones. Esto se puede conseguir mediante el planteamiento de soluciones especiales que reduzcan o mitiguen sus secuelas y magnitudes. Por lo tanto, el desarrollo de modelos que se adapten mejor al comportamiento real del suelo es de suma importancia.

Esta investigación estudió el efecto del contenido de finos en la licuación de arenas, aplicado a un caso práctico de análisis: el terremoto de Limón, Costa Rica. Es conocido que el porcentaje de materiales finos modifica el comportamiento mecánico y características de arenas limpias.

Para la investigación, se realizó una comparación de los resultados obtenidos con el programa de elementos finitos GeHoMadrid y la propuesta de cálculo planteada por Boulanger e Idriss. Para ello, se calibraron los parámetros del modelo constitutivo (MPZ) de tres muestras de arenas con contenidos de finos de 2 %, 23 % y 33 %. De igual manera, se realizó un estudio

del potencial de licuación, a partir de ensayos geotécnicos realizados en la zona, como es el *Standard Penetration Test* (SPT).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Método Boulanger e Idriss (modificación a Seed e Idriss)

El método propuesto por Seed e Idriss es uno de los más utilizados en América. Tras los terremotos de 1971, como el caso de Alaska y Niigata, que presentaron grandes daños a obras civiles por licuación, Seed e Idriss presentaron su Procedimiento Simplificado para determinación del potencial de licuación de arenas. A lo largo de los años, se ha ido modificando para mejorarlo y reproducir mejor las condiciones reales de los terrenos.

El primer paso en este procedimiento es la determinación de la razón de esfuerzos conocida como CSR (*Cyclic Stress Ratio*). Este parámetro corresponde a la relación del esfuerzo cortante cíclico equivalente generado por el sismo y el esfuerzo efectivo vertical, según la ecuación 1.

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 * r_d * \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad [1]$$

De la ecuación anterior, los valores de σ_{vo} y σ'_{vo} corresponden con los esfuerzos verticales totales y efectivos en la profundidad de análisis, a_{max} es la aceleración pico probable para el evento sísmico y g es el valor de la gravedad.

El factor de 0,65 fue propuesto por Seed e Idriss (1971) para convertir la serie irregular de esfuerzos cortantes por el sismo, en una serie equivalente, es decir $\tau_{cyc} = 0,65 * \tau_{max}$. El factor r_d es un factor reductor que contempla la respuesta dinámica del suelo. Desde la publicación del método, diversos autores han establecidos valores de r_d , según las profundidades de análisis. Para este caso se considera recomendable utilizar los siguientes valores (Hernández, 2010):

$$r_d = 1,0 - 0,00765 * z, \quad r_d = 1,0 - 0,00765 * z, \quad [2.a]$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 * z, \quad r_d = 1,174 - 0,0267 * z, \quad [2.b]$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 * z, \quad r_d = 0,744 - 0,008 * z, \quad [2.c]$$

$$r_d = 0,5, \quad \text{para } z > 30 \text{ m} \quad [2.d]$$

Las ecuaciones (2.a) y (2.b) fueron propuestas por Liao y Whitman (1986), mientras que la (2.c) fue propuesta por Robertson y Wride (1997). Por su parte, la relación de la (2.d) fue planteada por Marcuson (1978). Todas con el objetivo de ser utilizadas para el desarrollo del procedimiento simplificado de Seed e Idriss. De las relaciones anteriores, es importante destacar que existe poca información para profundidades mayores a los 20,0 m, por lo que podrían presentar menor confiabilidad. Diversos análisis posteriores, han establecido que las presiones de confinamiento a mayores profundidades reducen el potencial de licuación.

Los resultados de las diversas investigaciones donde se relaciona el CSR de arenas limpias y el valor $(N_1)_{60}$ para un sismo de 7,5 se presenta en la figura 1, donde $(N_1)_{60}$ se define como el número de golpes obtenido del ensayo SPT corregido por eficiencia, profundidad, nivel freático, así como

* Autor de contacto: ssaenz@ingeotec-cr.com

¹ Licenciado en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, CEDEX. Ingeotec S.A., Costa Rica.

² Doctor ingeniero de caminos, canales y puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM). Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, CEDEX.

por otras particularidades propias del ensayo. De igual manera, la figura 2 presenta este valor obtenido en arenas limosas con diferentes contenidos de finos. Todos estos valores

están referenciados para una magnitud de sismo de 7,5, por lo que se debe corregir si la magnitud es diferente. En la tabla 1 se muestran los valores de corrección a utilizar.

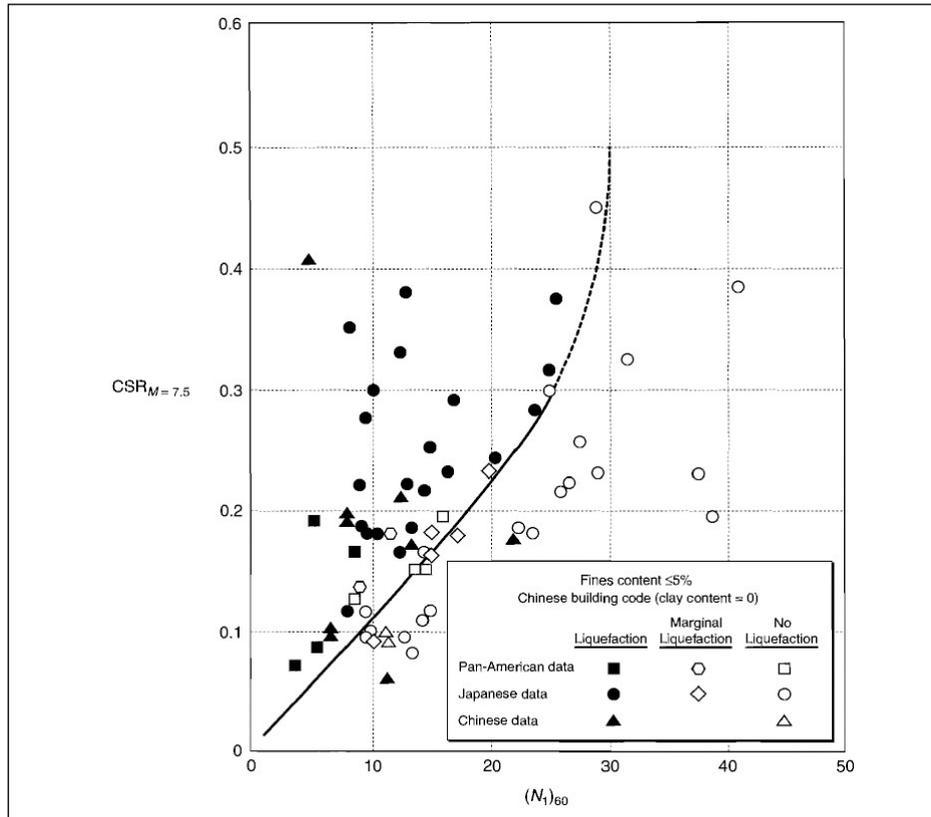


Figura 1. Relación entre CSR y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limpias y un sismo con magnitud $M = 7,5$ (Kramer, 1996).

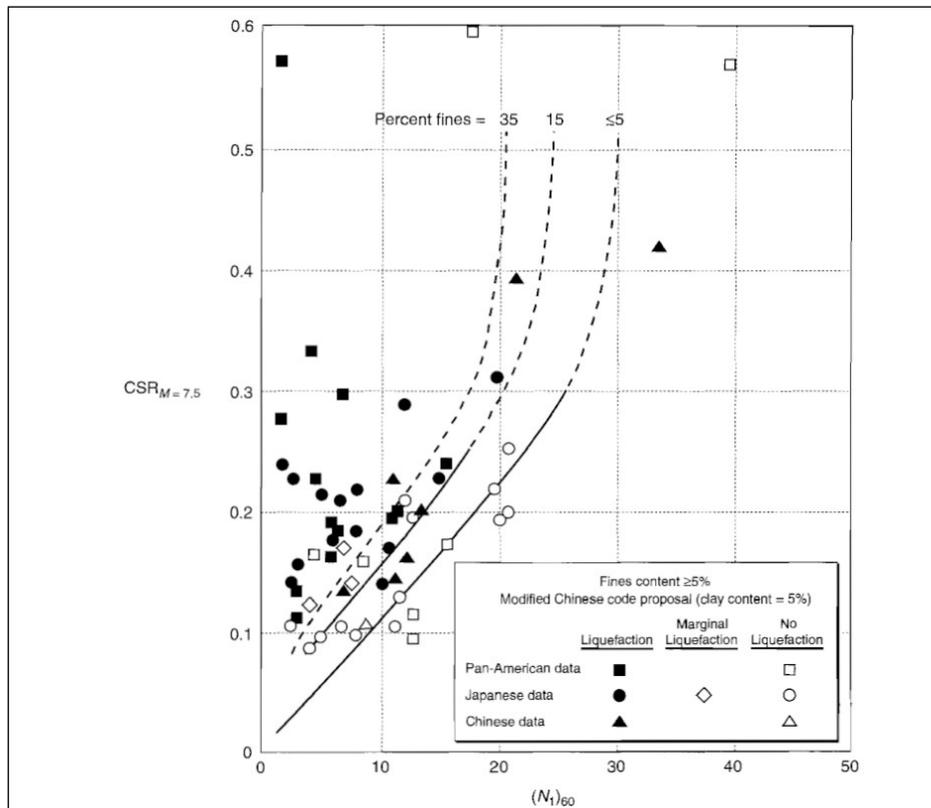


Figura 2. Relación entre CSR y el valor $(N_1)_{60}$ para arenas limosas con diferentes contenidos de finos y un sismo con magnitud $M = 7,5$ (Kramer, 1996).

Tabla 1. Factor de corrección por magnitud del esfuerzo cíclico (Kramer, 1996)

Magnitud, M	$CSR_M / CSR_{M=7.5}$
5,25	1,50
6,00	1,32
6,75	1,13
7,50	1,00
8,50	0,89

Los resultados de la figuras 1 y 2 fueron desarrollados para depósitos superficiales de suelos potencialmente licuables. Sin embargo, para sitios con condiciones previas de esfuerzos cortantes, como terrenos con pendiente o suelos que soportan estructuras pesadas, se deberá utilizar la corrección del CSR mediante la ecuación 3.

$$(CSR_{terreno})_{\alpha,\sigma} = (CSR_{terreno})_{\alpha=0,\sigma < 107,25 \text{ kPa}} K_{\alpha} K_{\sigma} \quad [3]$$

Donde:

$$\alpha = \tau_{h,estático} / \sigma'_{v0} \quad [4]$$

K_{α} y K_{σ} : factores de corrección por condiciones de cortantes iniciales, obtenidos de la figuras 3 y 4, respectivamente.

El segundo paso corresponde a la determinación de la Razón de Resistencia Cíclica, CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) del suelo; la misma puede ser determinada a partir de ensayos de campo, o bien en laboratorio al ensayar muestras

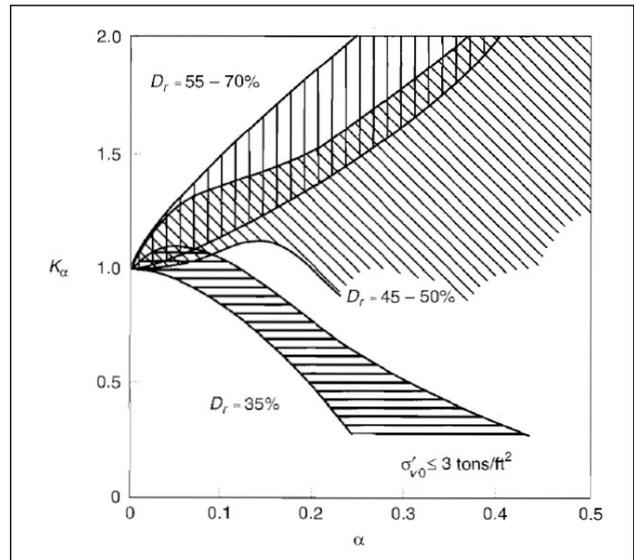


Figura 3. Factor de corrección K_{α} respecto a la relación entre tensión de corte y tensión efectiva (Kramer, 1996).

inalteradas de suelo. Sin embargo, por la alta dificultad de obtener este tipo de muestras, el procedimiento más utilizado es mediante pruebas de campo como la Prueba de Penetración Estándar (SPT), la Prueba de Cono de Penetración (CPT), o con parámetros como la velocidad de onda cortante (V_s). La determinación del CRR base viene dado por la ecuación 5, a partir de las investigaciones realizadas por Boulanger e Idriss (2014).

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_{v0}=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,CS}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \quad [5]$$

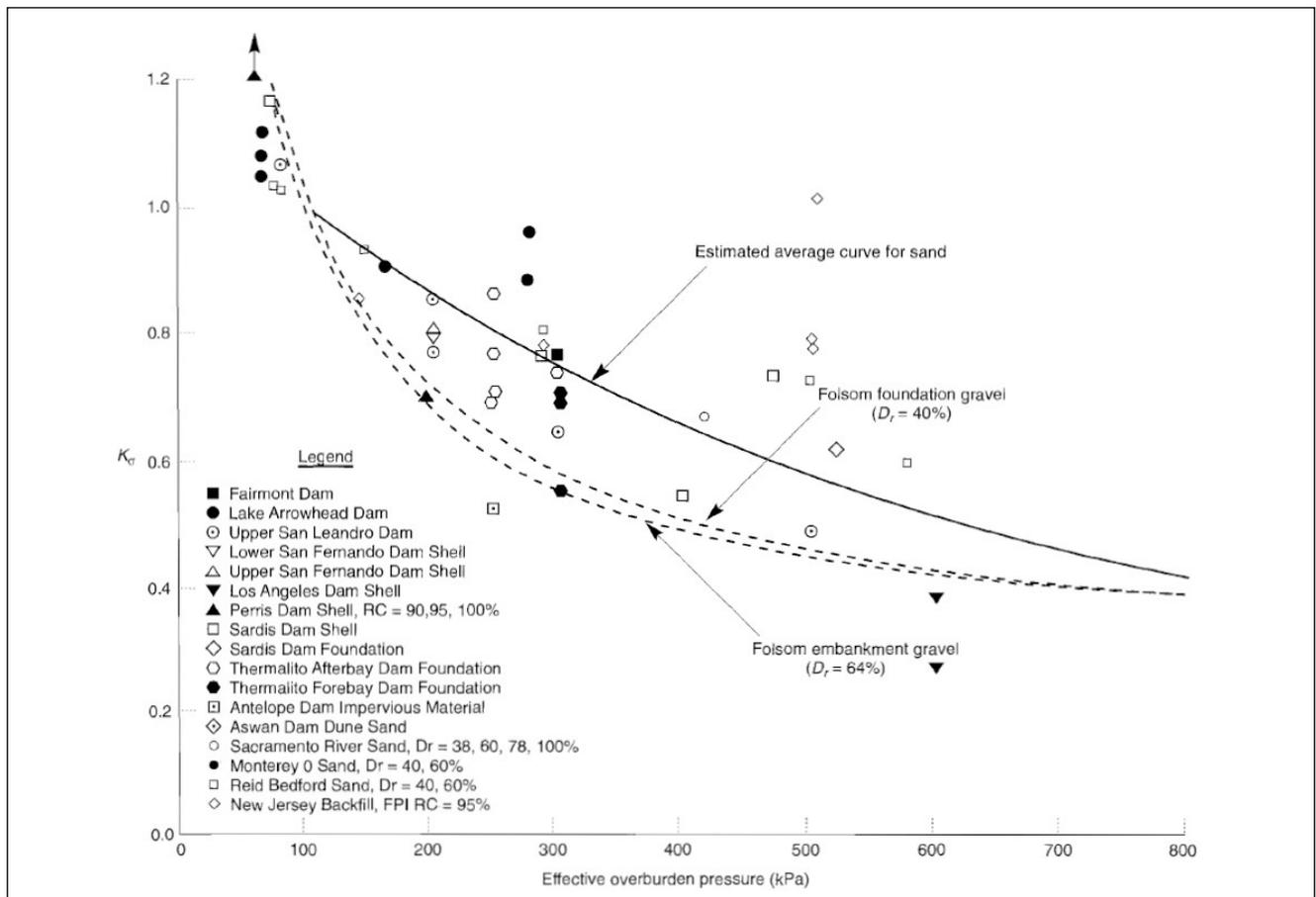


Figura 4. Factor de corrección K_{σ} en relación con la sobrepresión que experimenta el suelo (Kramer, 1996).

Es importante denotar que el CRR se debe corregir con los mismos valores que se presentan en la tabla 1.

El último paso, para determinar el potencial de licuación, es calcular el factor de seguridad contra licuación (FS_{lic}), el cual se determina con la ecuación 6.

$$FS_{lic} = \frac{CRR}{CSR} \quad [6]$$

Cuanto mayor sea el factor de seguridad contra licuación, mayor será la resistencia que ofrece el suelo ante este fenómeno. Sin embargo, suelos con un FS_{lic} ligeramente mayores a la unidad, o inclusive menores a 1, serán susceptibles a licuar.

2.2. Metodología de elementos finitos

Los análisis con elementos finitos se realizaron con el programa GeHoMadrid, utilizando el modelo constitutivo MPZ, propuesto por Manzanal, Fernández-Merodo y Pastor (2010). Su principal ventaja es su versatilidad y capacidad de reproducir las relaciones esfuerzo-deformación de diversos tipos de suelo, bajo cargas tanto monotónicas como cíclicas, sin la definición explícita de una superficie de fluencia y potencial plástico (Manzanal *et al.*, 2010).

Es conocido que las arenas tienen diferentes respuestas volumétricas y relaciones esfuerzo-deformación, a partir de su densidad y nivel de esfuerzos efectivos iniciales. Por lo que, en arenas sueltas, es posible observar un comportamiento contractivo con deformaciones de endurecimiento; mientras que arenas densas muestran un comportamiento dilatante y deformación de reblandecimiento. Muchos suelos granulares, a cierta densidad relativa, pueden mostrar un comportamiento dilatante con bajas presiones de confinamiento y un comportamiento contractivo bajo fuertes de confinamiento. Por lo tanto, es importante utilizar la densidad relativa y presión de confinamiento de manera combinada para lograr una adecuada caracterización (Manzanal *et al.*, 2010).

El modelo MPZ presenta una serie de modificaciones al modelo de plasticidad generalizada, entre las que destacan: a) incorporación de nuevos aspectos de la teoría de estado crítico; b) dependencia de la dilatancia del suelo con los parámetros de estado; c) incluye la dependencia de la relación M_f con el índice de vacíos inicial y en estado crítico, lo que mantiene la naturaleza no asociativa de la fluencia del modelo original; y d), se mejora la expresión del módulo plástico para reproducir las variaciones pico y residuales en relación con la densidad y nivel medio de esfuerzos efectivos, así como la deformación volumétrica plástica generada durante la compresión isotrópica (Manzanal *et al.*, 2010).

En primera instancia, el modelo utiliza la teoría de estado crítico mediante la ecuación 7:

$$\psi = e - e_c = e - e_{atm} + \lambda \left(\frac{p'}{p_{atm}} \right)^\zeta \quad [7]$$

Donde:

e_{atm} : índice de vacíos a presión atmosférica

λ : la pendiente de la Línea de Estado Crítica en el plano $e-(p/p')$

ζ : parámetro de ajuste que varía entre 0,60 y 0,80

ψ : es el parámetro de estado, definido por Been y Jefferies, el cual mide la distancia entre el estado actual del suelo y el estado crítico, combinando la influencia del índice de vacíos y la presión de confinamiento (Ledezma *et al.*, 2022). Valores positivos de ψ se asocia a comportamientos contractivos y los negativos con comportamientos dilatantes, tal y como se muestra en la figura 5

Las propiedades elásticas del suelo están dadas por las ecuaciones 8 y 9.

$$G = G_{eso} \frac{(2,97-e)^2}{1+e} \sqrt{p'p'_a} \quad [8]$$

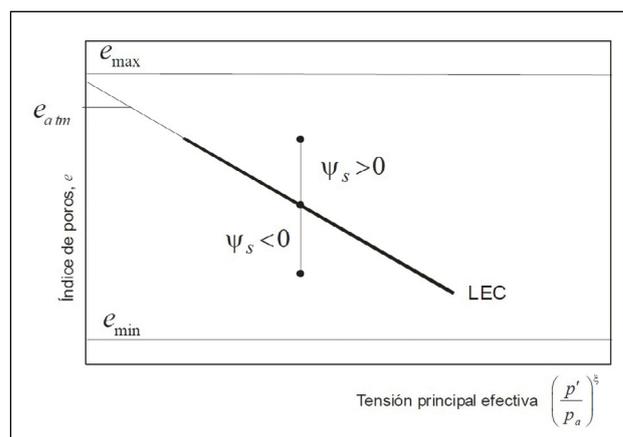


Figura 5. Parámetro de estado definido por Been y Jefferies (Manzanal, 2008).

$$K = K_{evo} \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{p'p'_a} \quad [9]$$

Donde G_{eso} y K_{evo} son constantes propias del modelo, e es el índice de vacíos, p' la presión de confinamiento y p'_a es la presión atmosférica.

La determinación de una adecuada caracterización de la dilatancia en arenas juega un papel fundamental para el modelo constitutivo y análisis posteriores, ya que, varía con la densidad y presión de confinamiento del suelo. Manzanal (2008) propone utilizar la ecuación de dilatancia dada por Li y Dafalias:

$$d = \frac{d_o}{M_g} (\eta_{PTS} - \eta) \quad [10]$$

Donde:

$$\eta_{PTS} = M_g \exp(m\psi) \quad [11]$$

De las ecuaciones 10 y 11, η es el cociente de esfuerzos, M_g es la pendiente de la línea de estado crítico en el plano $p' - q$, d_o y m son constantes propias del modelo.

En general, para materiales arenosos, como los que son objeto de este estudio, la ley de flujo es no asociativa con $M_f \neq M_g$. Para materiales como la arcilla se suele utilizar una ley asociativa con $M_f = M_g$. Por lo tanto, se toman d_o y m como constantes propias del material; esto permite establecer el tensor que corresponde a la carga y descarga (n) por medio de la ecuación 12.

$$n = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \right)^T \quad [12]$$

Donde d_f es la dilatación en el punto de análisis y se determina por medio de la ecuación 10. De igual manera, Ledesma *et al.*, 2022, recomienda utilizar una relación entre el vector de carga y descarga en función del índice de vacíos inicial y crítico, a partir de la ecuación 13.

$$\frac{M_f}{M_g} = h_1 - h_2 \psi_q \quad [13]$$

Para la determinación del módulo plástico en carga (H_L), Manzanal *et al.*, 2010, proponen utilizar la ecuación original del modelo de plasticidad generalizada, dada por la ecuación 14:

$$H_L = H_0 \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \cdot H_{DM} \cdot f(\eta; \psi) \quad [14]$$

Donde:

$$f(\eta; \psi) = \begin{cases} 1 & \text{para } \eta = 0 \\ H_f \cdot (H_v + H_s) & \text{para } \eta \neq 0 \end{cases} \quad [15]$$

$$H_{DM} = \left(\frac{\xi_{max}}{\xi} \right)^\gamma \quad [16]$$

$$\xi = p' \left[1 - \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha} \right) \frac{\eta}{M_f} \right]^{1/\alpha} \quad [17]$$

H_0 es un valor que depende del parámetro de estado y se recomienda utilizar la siguiente relación para su determinación:

$$H_0 = H'_0 \cdot \exp \left[-\beta'_0 \cdot \left(\frac{e}{e_c} \right)^\beta \right] \quad [18]$$

Donde H'_0 y β'_0 son parámetros adicionales del modelo utilizados para mejorar la precisión del modelo al establecer una dependencia de H_0 con el índice de vacíos.

Finalmente, los autores proponen establecer una correspondencia entre la relación de tensiones pico (η_p) con el parámetro de estado (ψ). Para ello, se propone utilizar la ecuación 19.

$$H_v = H_{v0} [\eta_p - \eta] \quad [19]$$

Donde,

$$\eta_p = M_g \cdot \exp(-\beta_v \cdot \psi) \quad [20]$$

De las ecuaciones anteriores, se establece que H'_0 , β'_0 , β_0 , β_1 , γ , H_{u0} son parámetros del modelo constitutivo.

El modelo numérico utiliza la formulación u-pw, que permite reproducir la interacción de la estructura del suelo y el fluido contenido en los poros en un medio saturado, siendo u el desplazamiento de la matriz sólida y pw la presión de poros. Lo anterior se realiza mediante la formulación original de Zienkiewicz *et al.*, 1980, que establece las ecuaciones de equilibrio entre la fase sólida y líquida, así como la continuidad de flujo (Limaico *et al.*, 2019).

Una posible formulación del problema dinámico de medio saturado sería la denominada u-w, que permite

calcular el vector de desplazamiento de la fase sólida y el desplazamiento del fluido relativo al sólido. Sin embargo, en este trabajo se ha optado por la formulación u-pw que permite reducir los grados de libertad a las componentes del vector desplazamiento y la presión de poros existente. Esta simplificación se puede realizar gracias a que la aceleración relativa entre la fase sólida y la líquida es insignificante.

Es posible obtener inestabilidades numéricas al utilizar formulaciones acopladas con el mismo orden de interpolación en desplazamientos que en presión de poro, en los casos en que la mezcla del suelo (sólido+fluido) sea casi incompresible y las condiciones del problema sean no drenadas. En este trabajo se garantiza la estabilidad de los resultados al utilizar una formulación cuadrática en desplazamientos y lineal en presiones.

2.3. Materiales analizados

Los análisis se realizaron con ensayos realizados para tres proyectos específicos realizados por la empresa consultora Ingeotec S.A. en zonas donde se presentó licuación, durante el terremoto de 1991. Igualmente, se tomó como insumo la zonificación de potencial de licuación de la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias de Costa Rica; así como la disponibilidad de información. En la figura 6 se muestra la ubicación de los tres sitios analizados, y en la tabla 2 se muestra sus coordenadas geográficas.

Tabla 2. Coordenadas de los sitios analizados

Sitio	Ubicación	Latitud	Longitud
1	Limón	09°57'42,7"N	83°01'32,8"W
2	Matina	10°02'50,3"N	83°17'58,8"W
3	Cahuita	09°42'48,3"N	82°49'21,5"W

La estratigrafía de los sitios se obtuvo a partir de campañas de exploración y ensayos de laboratorio. Por ejemplo, para el sitio 1 se realizaron cinco sondeos SPT con profundidades variables entre 13,05 m y 14,85 m. La campaña del sitio 2 constó de ocho sondeos SPT que alcanzaron una profundidad variable entre 9,90 m y 11,70 m. Finalmente, en el sitio 3 se llevaron a cabo dos sondeos SPT hasta alcanzar la profundidad de 20,70 m.

En resumen, la estratigrafía del sitio 1, Limón, se compone de una capa superficial de limos orgánicos que alcanza el metro de profundidad. Subyaciendo y hasta una profundidad de 12,00 m, se detectaron arenas limpias de color blancuzco, mal gradadas y de grano fino, con densidades relativas variables entre muy sueltas y medianamente densas. Bajo esta capa, se detectó las mismas arenas blancas con una densidad relativa entre densa y muy densa. El nivel freático se detectó a profundidades variables entre 0,50 m y 1,10 m.

Para el sitio 2, Matina, la estratigrafía se resume en un modelo de tres capas, con una capa de arenas gravosas con bloques de hasta 25 mm que alcanza el metro de profundidad. Subyaciendo y hasta una profundidad de 4,00 m, se detectó una capa de arenas limosas de color café grisáceo, grano fino y una densidad relativa muy suelta. Bajo este estrato, se detectó la misma arena limosa, con la diferencia de



Figura 6. Ubicación de sitios donde se analizó el potencial de licuación.

que alcanza densidades relativas muy densas. El nivel freático apareció entre la superficie y profundidades en torno a 1,00 m.

El sitio 3, Cahuita, presenta una estratigrafía que se sintetiza en un modelo bicapa con una arena limosa de color café claro con grano fino y densidad relativa entre muy suelta y suelta, que se extiende hasta los 14,00 m. Bajo esta capa aparece una arena limosa similar, con una densidad relativa entre medianamente densa y densa. Los niveles freáticos se midieron en torno a 0,35 m y 0,45 m.

En la tabla 3 se observan las propiedades físicas de las arenas analizadas. Estos parámetros se utilizaron en la calibración, a fin de compararlas con arenas ampliamente estudiadas, como son la Toyoura y Ottawa.

Tabla 3. Características físicas de las arenas analizadas

Propiedad del suelo	Arena del sitio 1	Arena del sitio 2	Arena del sitio 3
Gravedad específica, G_s	2,71	2,81	2,75
D_{60} (mm)	0,183	0,331	0,106
D_{50} (mm)	0,170	0,226	0,102
D_{30} (mm)	0,142	0,12	0,075
D_{10} (mm)	0,108	<0,075	<0,075
Coefficiente de uniformidad, C_u	1,69	>4,41	>1,41
Coefficiente de curvatura, C_c	1,02	>0,58	>0,74
Índice de vacíos máxima, e_{max}	0,91	1,15	1,12
Índice de vacíos mínima, e_{min}	0,52	0,46	0,55

2.3.1. Calibración de arenas analizadas

La calibración de los parámetros del modelo constitutivo se realizó mediante la comparación de los resultados de ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU) realizados a muestras alteradas. Se contó con un ensayo CU en cada uno de los sitios analizados, con al menos tres puntos y tres trayectorias de esfuerzos, para muestras con diferentes presiones de confinamiento y densidades

iniciales. En la tabla 4 se resumen los parámetros representativos de las arenas.

Tabla 4. Constantes del modelo MPZ calibrado

	Parámetro	Valor
Elasticidad	G_{eso} (módulo tangencial) [kPa]	85
	n (coeficiente de Poisson) [adim.]	0,2
	K_{evo} (módulo rigidez) [kPa]	115
Flujo plástico	d_o (multiplicador de la dilatación) [adim.]	0,3
	m (parámetro asociado a la línea de transformación) [adim.]	2,15
	Constante de variación de MF con el parámetro de estado h_1 [adim.]	1,00
	Constante de variación de MF con el parámetro de estado h_2 [adim.]	0,33
	H'_o (parámetro de endurecimiento plástico isotrópico) [adim.]	42
Módulo plástico	b'_o (parámetro asociado a m . plástico isotrópico y su variación con el parámetro de estado) [adim.]	0
	$Hv0$ (constante del módulo plástico volumétrico) [adim.]	32
	b_v (parámetro asociado a la resistencia pico) [adim.]	3,98
	b_1 (parámetro de ajuste) [adim.]	4,2
	b_o (parámetro de ajuste) [adim.]	0,2
	m_o (parámetro de ajuste) [adim.]	1,1
	H_{u0} (multiplicador del módulo plástico en descarga) [adim.]	300E10
	Parámetro de ajuste [adim.]	100

Para una adecuada verificación de los parámetros calibrados, se realizó una comparación entre los datos obtenidos experimentalmente y por medio del modelo. En la figura 7 se muestran los resultados obtenidos para la trayectoria de esfuerzos para el caso de la arena con un contenido de finos de 2 %. En la figura 8 se presentan los resultados de la relación entre q y la deformación unitaria principal para el caso de la arena limosa con contenido de finos de 23 %. Finalmente, la figura 9 muestra los resultados para la arena con un contenido de finos de 33 %, en cuanto a la relación entre las sobrepresiones de poro y la

deformación unitaria principal. En todos los casos, la línea sólida representa los cálculos del modelo, mientras que los puntos representan las mediciones de laboratorio.

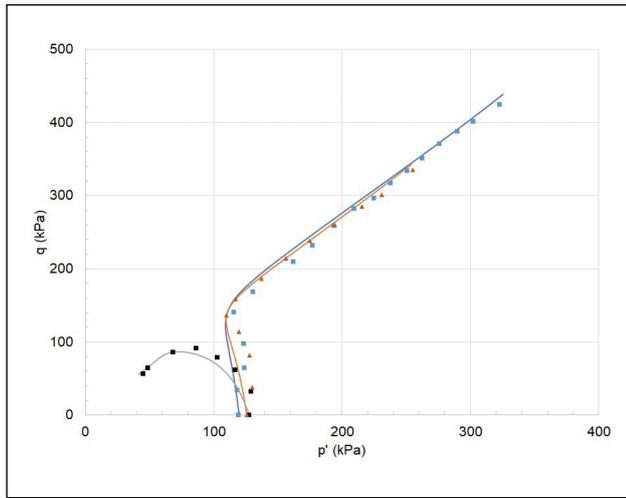


Figura 7. Trayectoria de esfuerzos obtenida con el modelo (línea continua) y experimentalmente (puntos) FC = 2 %.

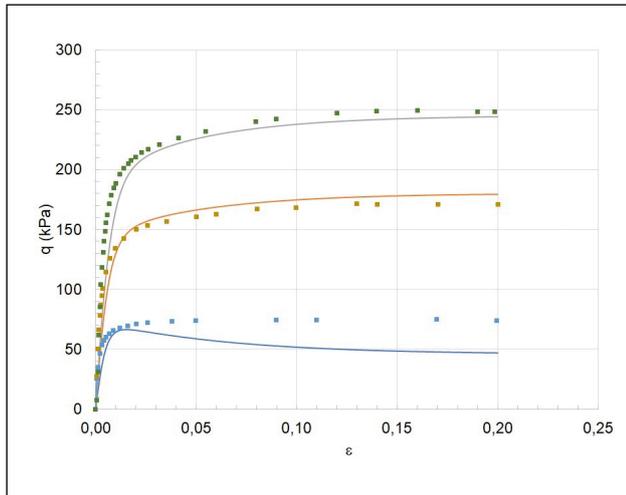


Figura 8. Relación de q contra la deformación unitaria principal obtenidas mediante el modelo (línea continua) y experimentalmente (puntos) FC = 23 %.

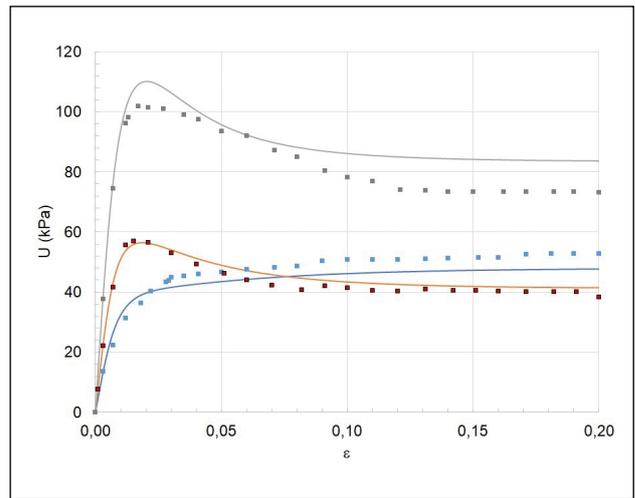


Figura 9. Relación entre la sobrepresión de poros y la deformación unitaria principal obtenidas mediante el modelo (línea continua) y experimentalmente (puntos) FC= 33 %.

2.4. Casos analizados

El 22 de abril de 1991, a las 15:57 hora local (21:57 GMT), se presentó un evento sísmico con una intensidad de 7,4 Ms y de VIII y X en la escala Mercalli modificada. El epicentro se localizó a 39,5 km al sur de Puerto Limón y una profundidad de 17 km (Universidad Nacional de Costa Rica, 1991). Este terremoto es catalogado como el evento sísmico más destructivo en Costa Rica de la segunda mitad del siglo XX, y se mantiene hasta la actualidad (Laporte, 1995).

La provincia de Limón se compone principalmente de depósitos cuaternarios, y debido a la baja sismicidad de la zona, hasta el momento del evento, no se contaba con acelerógrafos en las zonas cercanas al epicentro. Por lo tanto, para los análisis de elementos finitos, se utilizaron dos registros del sismo, el real más cercano que se registró, en el año 1991; ubicado a más de 95 km del epicentro, registrado en la estación Cartago. El segundo es el acelerograma sintético planteado por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la UCR para zonas cercanas al epicentro, según se observa en la figura 10. El análisis se realizó variando el contenido

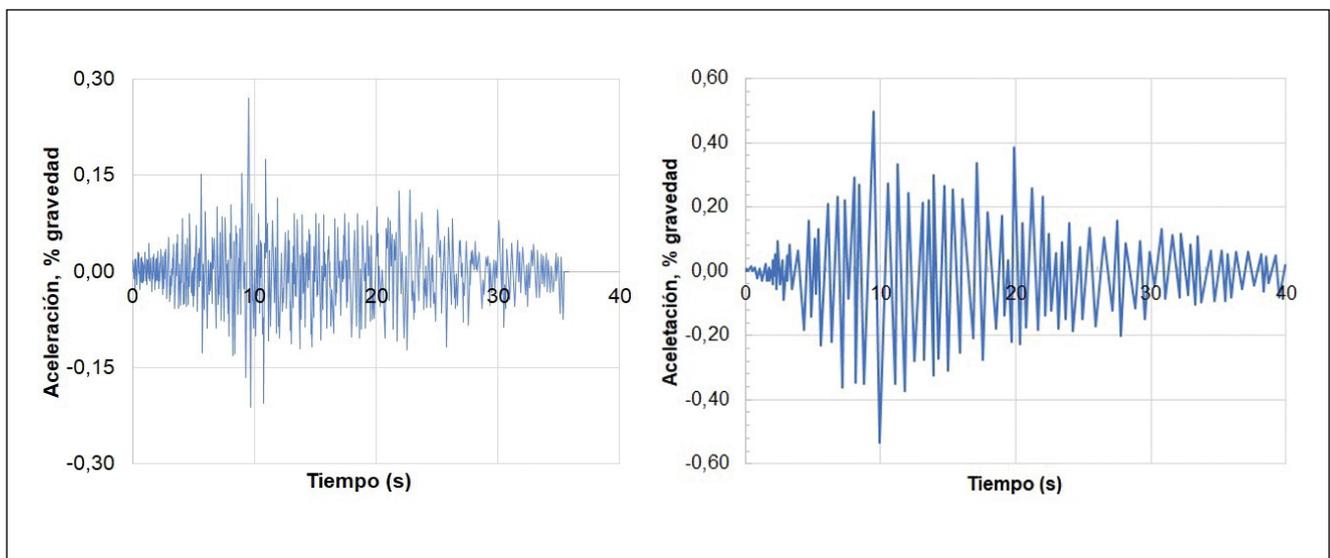


Figura 10. Acelerograma registrado por la estación Cartago (izda.) y sismo sintético estimado para zonas cercanas al epicentro (dcha.).

de finos de las arenas, utilizando los parámetros calibrados del modelo, y así determinar la influencia del contenido de finos en el fenómeno de licuación de estas arenas.

Para la simplificación de los análisis se utilizaron modelos de dos capas en cada uno de los sitios. En la tabla 5 se resumen las condiciones iniciales de cada sitio. En la tabla 6 se resumen los casos analizados y en la figura 11 se muestra gráficamente las columnas analizadas. Es importante señalar que los parámetros de índice de Poisson, G_{eso} y K_{evo} utilizados en los cálculos dinámicos son los que se muestran en la tabla 4.

Tabla 5. Caracterización de parámetros iniciales de cada sitio analizado

Parámetro	Sitio 1 - Limón	Sitio 2 - Matina	Sitio 3 - Cahuita
Espesor capa 1	12,0 m	4,0 m	14,0 m
Relación de vacíos capa 1	0,863	1,067	0,978
Densidad relativa capa 1	12 %	12 %	25 %
Módulo de elasticidad capa 1	1,04E07 Pa	2,70E06 Pa	3,30E06 Pa
Espesor capa 2	3,0 m	8,0 m	7,0 m
Relación de vacíos capa 2	0,645	0,805	0,778
Densidad relativa capa 2	68 %	50 %	60 %
Módulo de elasticidad capa 2	5,18E07 Pa	1,08E06 Pa	1,23E07 Pa

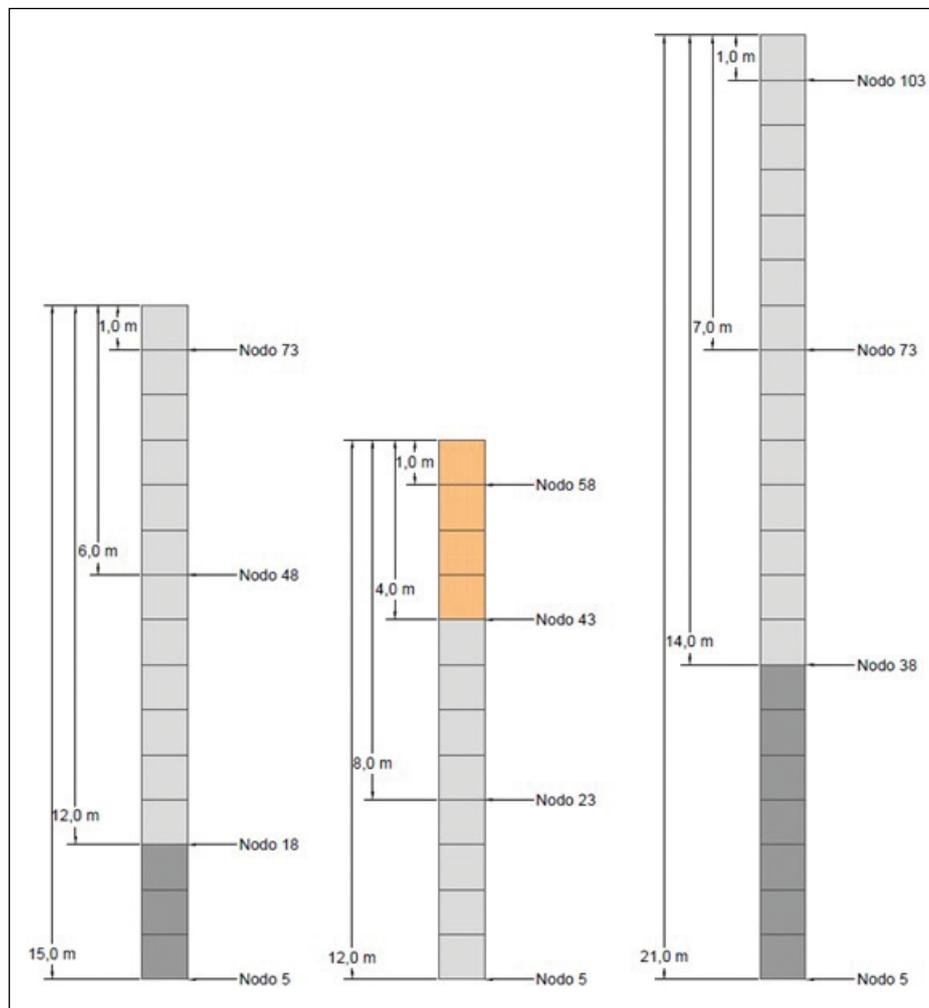


Figura 11. Detalle de columnas analizadas.

Tabla 6. Resumen de casos analizados

Caso	Localización	Contenido Finos	Sismo
1a	Limón	2 % (real)	Estación Cartago
1b	Limón	2 % (real)	Sintético
2a	Limón	23 %	Estación Cartago
2b	Limón	23 %	Sintético
3a	Limón	33 %	Estación Cartago
3b	Limón	33 %	Sintético
4a	Matina	23 % (real)	Estación Cartago
4b	Matina	23 % (real)	Sintético
5a	Matina	2 %	Estación Cartago
5b	Matina	2 %	Sintético
6a	Matina	33 %	Estación Cartago
6b	Matina	33 %	Sintético
7a	Cahuita	33 % (real)	Estación Cartago
7b	Cahuita	33 % (real)	Sintético
8a	Cahuita	2 %	Estación Cartago
8b	Cahuita	2 %	Sintético
9a	Cahuita	33 %	Estación Cartago
9b	Cahuita	33 %	Sintético

Con el programa GeHoMadrid, se analizaron estas 18 columnas de suelo, discretizándolas en elementos de 1,0 m x

1,0 m. Con ello, se obtuvieron diferentes gráficos: el primero es la variación del exceso de presión de poros generado a lo largo del sismo, el segundo de ellos es la variación del índice de vacíos y el tercero es la variación de la presión efectiva vertical. Con estos resultados se establecieron dos metodologías para determinar si la columna licúa. La primera de ellas es mediante la comparación del exceso de presión de poro producido por la carga del sismo y la presión efectiva vertical del suelo. Se presentará el fenómeno de licuación cuando la curva de sobrepresión tienda a la curva de presión efectiva. El segundo método utilizado corresponde al uso del coeficiente r_u , el cual es un coeficiente adimensional que se define como la relación entre el exceso de presión intersticial (Δu) y la presión efectiva en el punto de análisis (Rapti *et al.*, 2018). Se ha considerado que se presentará licuación cuando el parámetro r_u sea mayor o igual a 0,90.

3. RESULTADOS

3.1. Resultados obtenidos mediante elementos finitos

A continuación, se muestran las gráficas obtenidas para determinar la ocurrencia de licuación en los casos representativos, mostrándose los casos analizados con contenido de finos real de cada sitio, es decir, 1a, 1b, 4a, 4b, 7a y 7b.

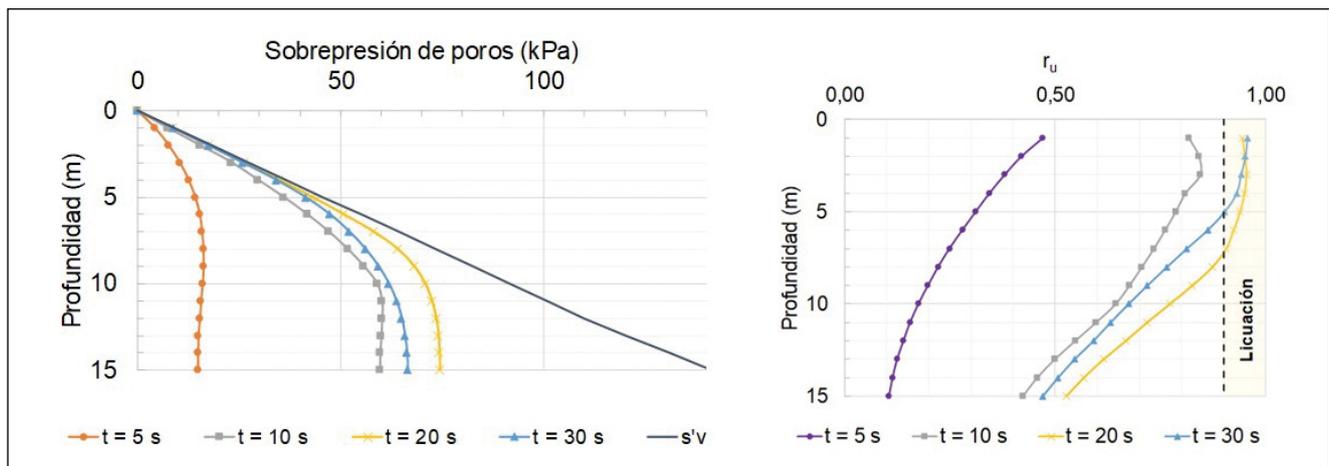


Figura 12. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 1a.

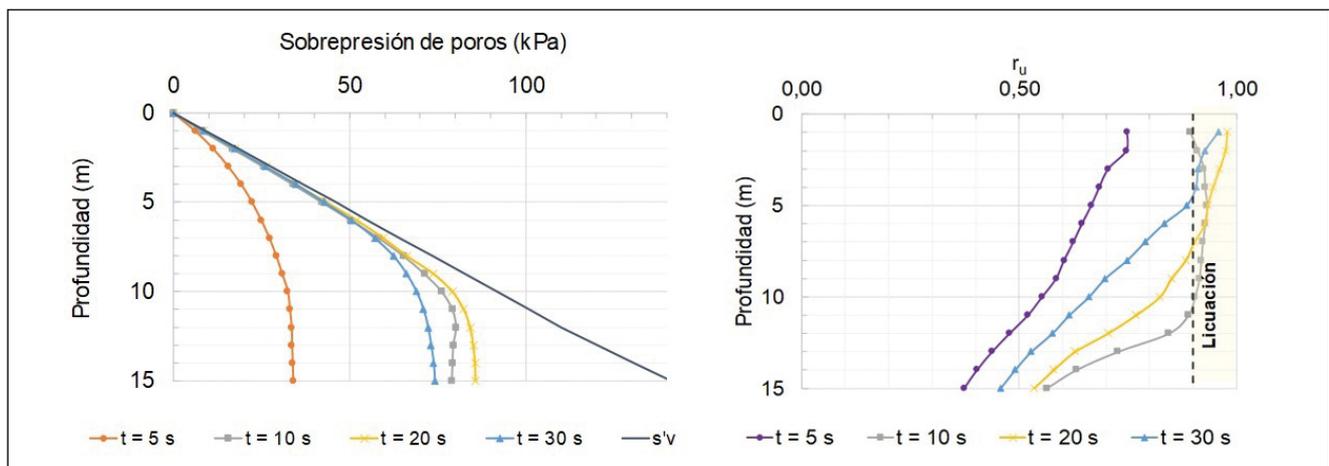


Figura 13. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 1b.

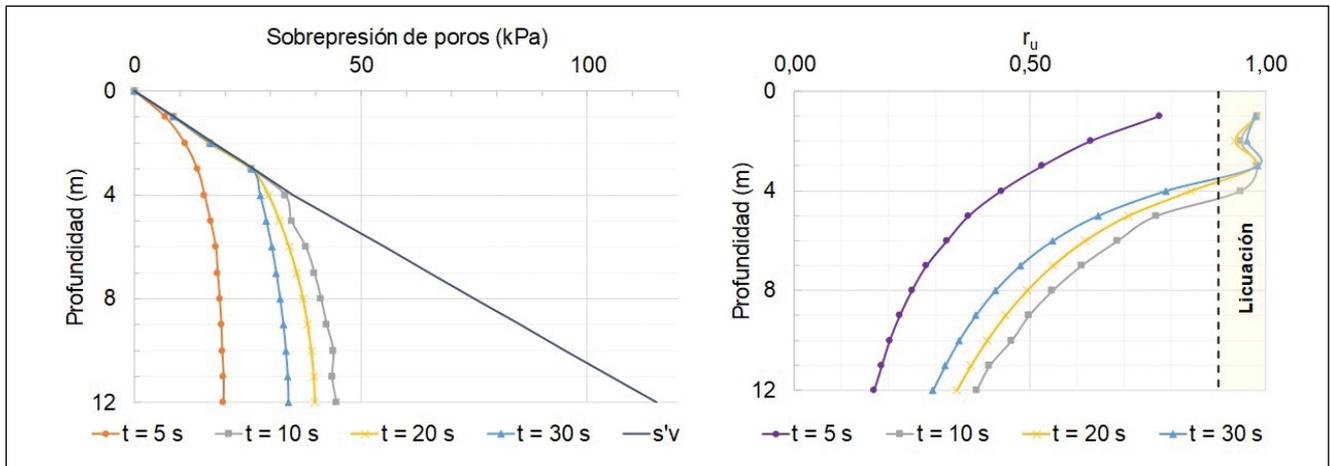


Figura 14. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 4a.

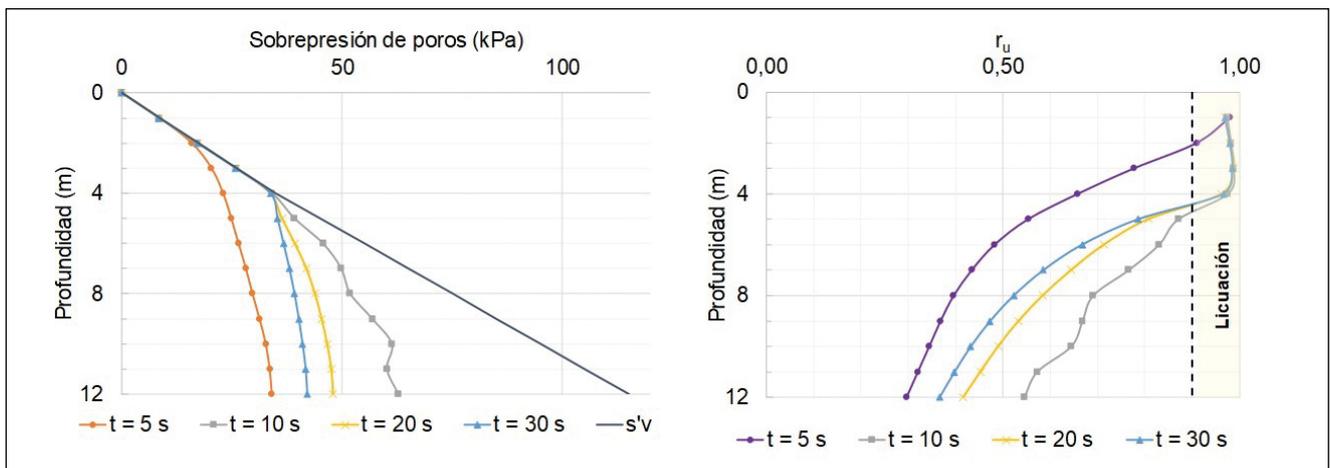


Figura 15. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 4b.

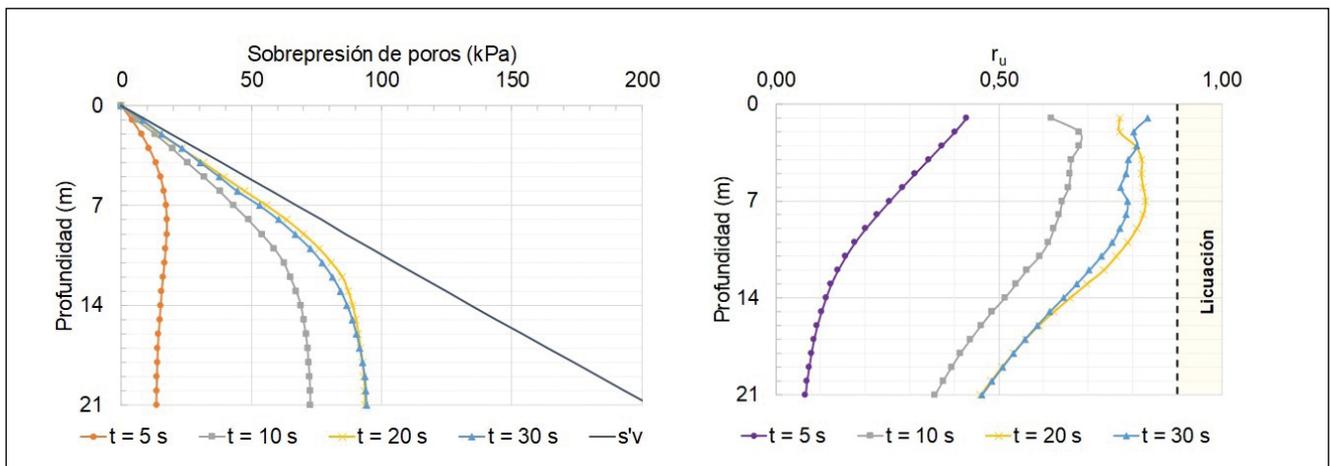


Figura 16. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 7a.

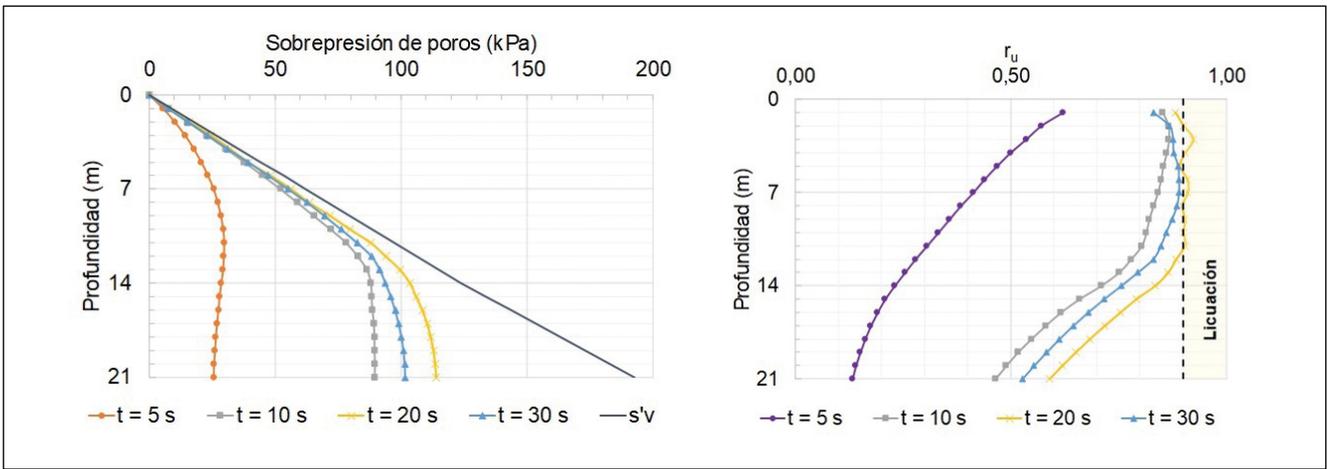


Figura 17. Resultados obtenidos mediante elementos finitos para el caso 7b.

3.2. Resultados obtenidos mediante metodología Boulanger e Idriss

En las siguientes figuras se resumen los resultados obtenidos mediante la metodología propuesta por Boulanger e Idriss, a partir de relaciones con los valores obtenidos del ensayo SPT.

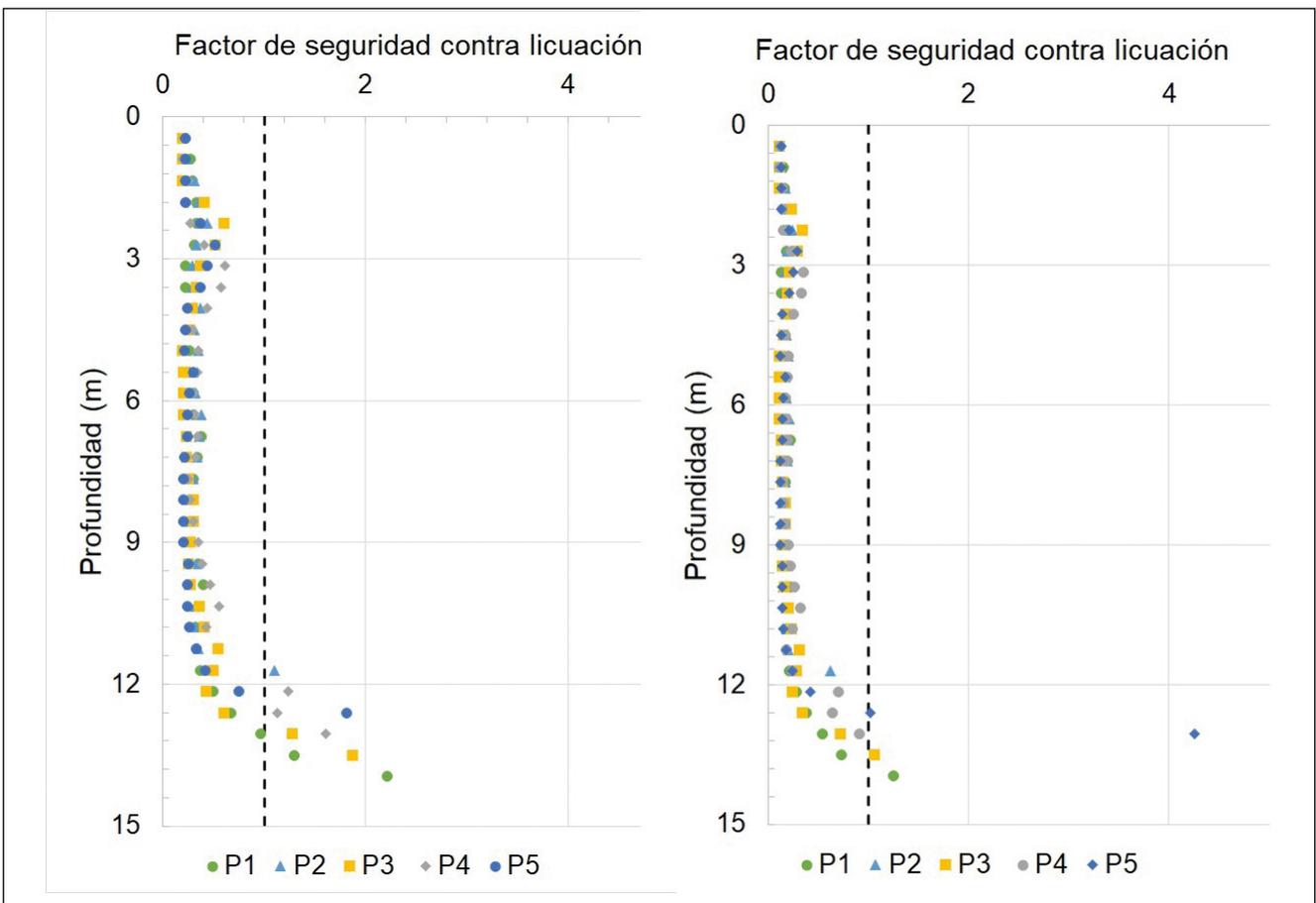


Figura 18. Resultados obtenidos con metodología Boulanger e Idriss para el caso 1a (izda.) y 1b (dcha.).

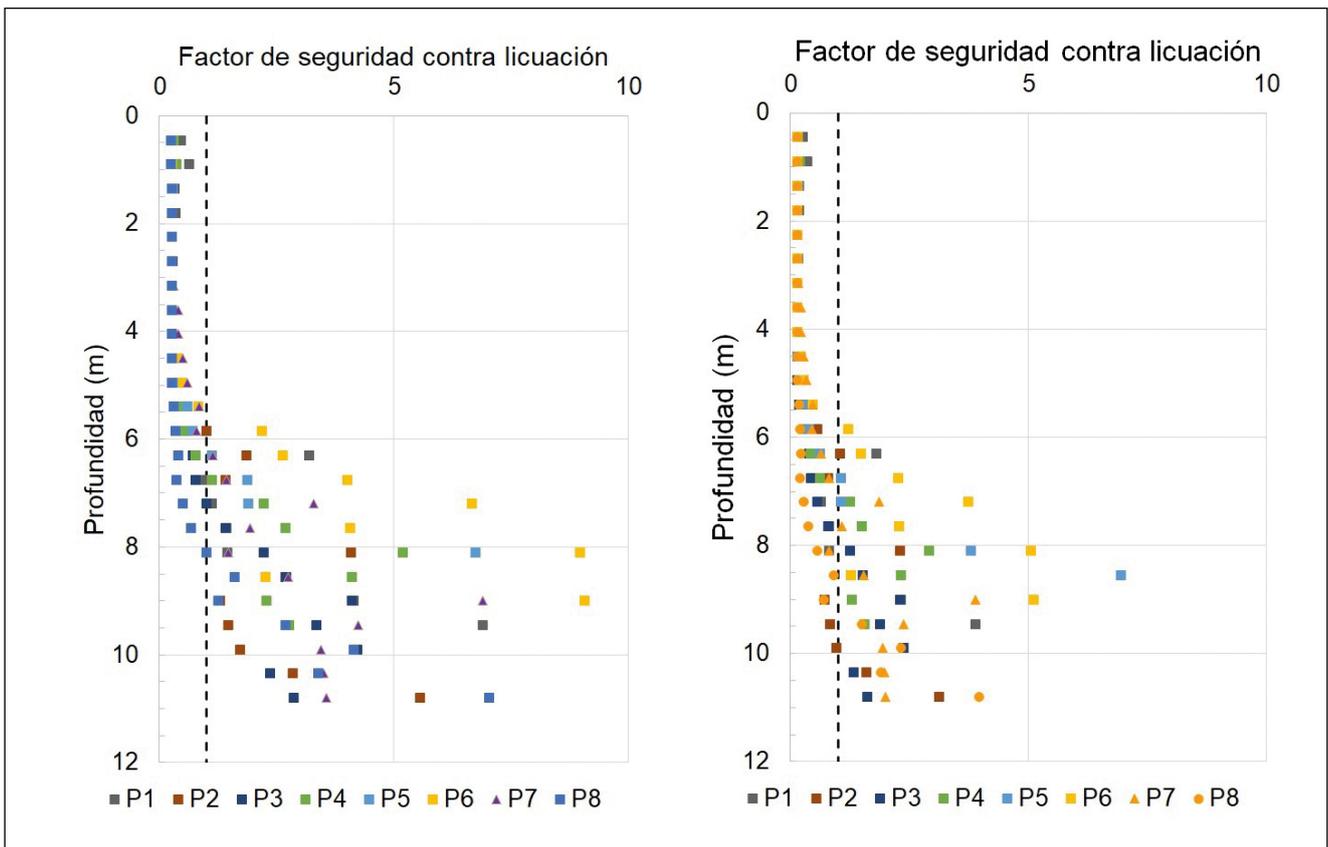


Figura 19. Resultados obtenidos con metodología Boulanger e Idriss para el caso 4a (izda.) y 4b (dcha.).

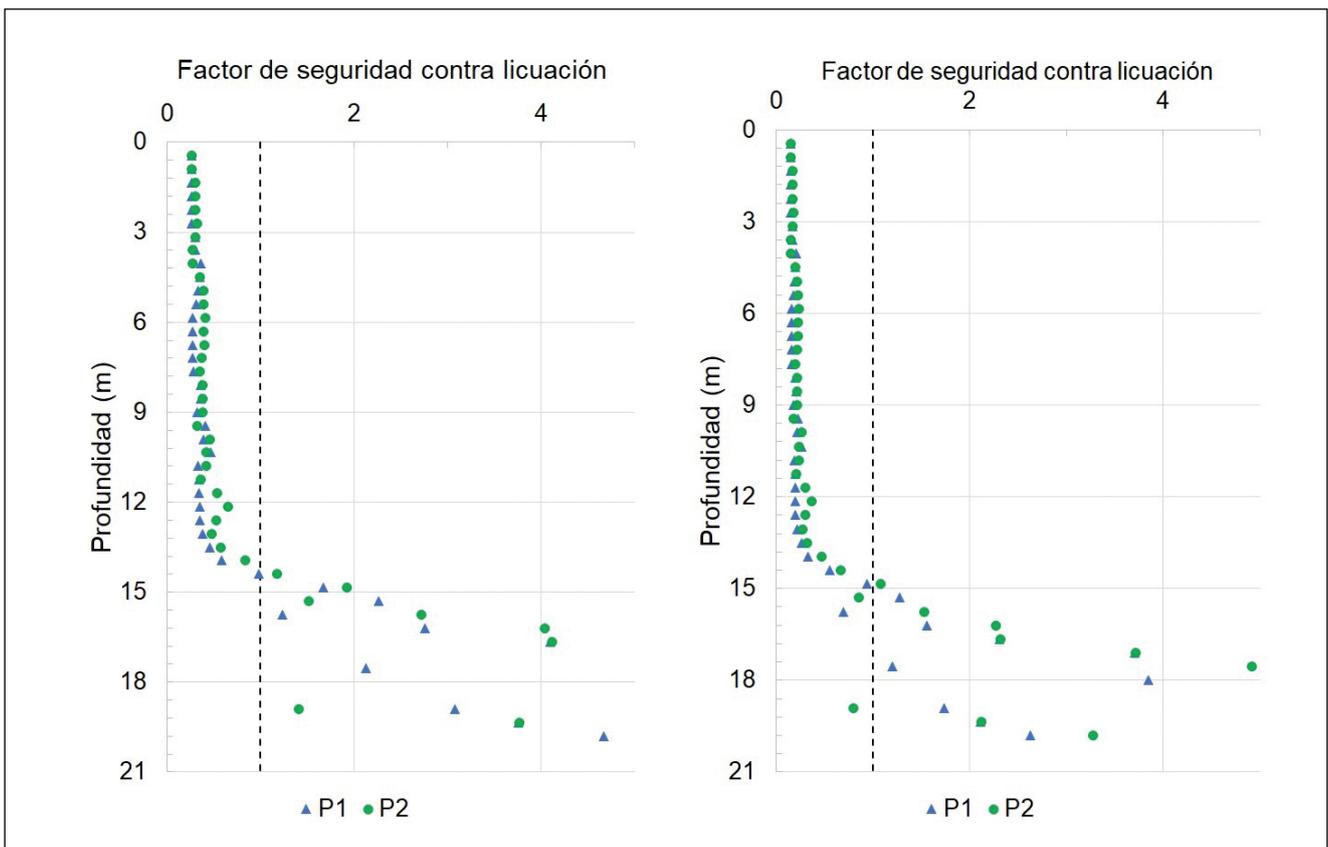


Figura 20. Resultados obtenidos con metodología Boulanger e Idriss para el caso 7a (izda.) y 7b (dcha.).

4. DISCUSIÓN

De los resultados obtenidos para caso obtenidos con el programa GeHoMadrid se extrajo la profundidad máxima a la cual se da licuación. La figura 21 muestra una comparación de los resultados, según el sitio y su contenido de finos.

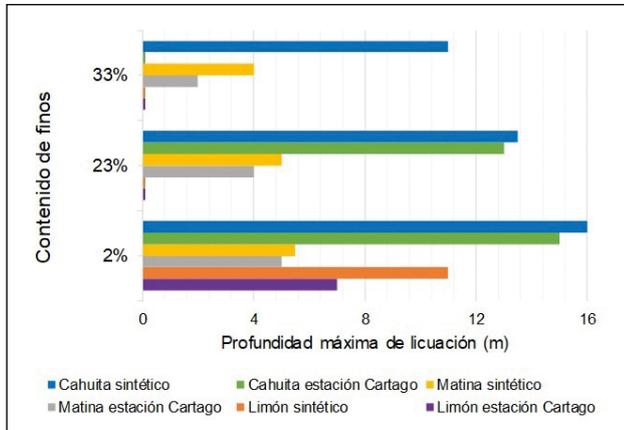


Figura 21. Profundidad de licuación máxima en cada uno de los casos analizados.

En la figura 21 se observa el efecto del contenido de finos en la susceptibilidad a presentar licuación. Por ejemplo, para el caso de un contenido de finos del 2 % todas las columnas presentaron licuación. Siendo Cahuíta el sitio que mayor profundidad alcanza. Si se compara con los resultados de los ensayos SPT se observa que los estratos que presentan licuación son los que presentan menor número de golpes.

Para sismos de mayor intensidad, como es el sintético propuesto por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la UCR, un mismo tipo de suelo puede alcanzar mayores profundidades de licuación. Lo anterior se debe a que una carga cíclica de mayor intensidad producirá mayores excesos de presión de poros en los suelos, y esto a su vez reduce la tensión efectiva del suelo y puede anular su resistencia al corte.

Posteriormente, se realizó una comparativa utilizando los resultados del sismo registrado en la estación Cartago del parámetro r_u (figura 22). Este parámetro compara la sobrepresión que se genera en el suelo con su tensión vertical efectiva bajo condiciones estáticas. Por lo tanto, es un parámetro que permite determinar la intensidad del fenómeno de licuación. Cuanto más se acerque a la unidad, mayor será el efecto de éste.

Es posible concluir que, para los casos con el contenido de finos (FC) analizado, se reduce el potencial de licuación a mayor contenido de finos. Esto se puede observar con gran detalle en el caso de Limón, representado con la línea azul, el caso real con FC de 2 % presenta licuación hasta una profundidad de 7,0 m, al aumentar sus partículas finas a 23 % la columna ya no licua. De igual forma, si se aumenta a 33 %, no sólo la columna no licua, sino que desarrolla menores sobrepresiones de poros y, por lo tanto, la resistencia presenta una menor reducción. Este comportamiento se repite de forma similar en los sitios de Cahuíta y Matina, representados por las líneas verde y amarilla, respectivamente.

Otro aspecto importante de destacar de los resultados obtenidos es la relación que existe entre la variación del esfuerzo efectivo vertical y el índice de vacíos del suelo. Para efecto

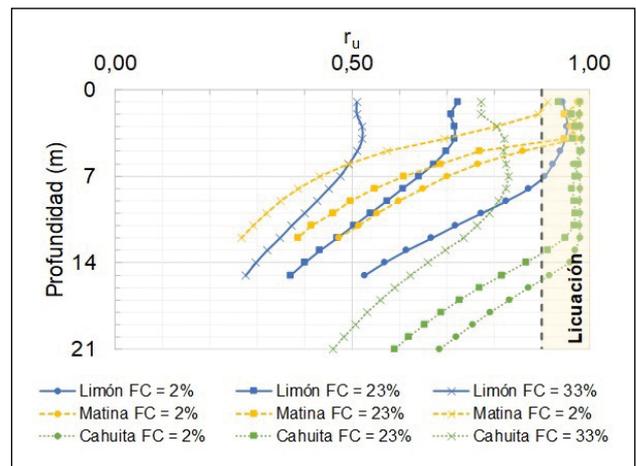


Figura 22. Comparativa del parámetro r_u para los casos analizados del sismo registrado en la estación Cartago.

demonstrativo, se elaboró la comparación de ambas variables para el caso 5b, que se muestra en la figura 23. El esfuerzo efectivo vertical está representado por las líneas punteadas, mientras que el índice de vacíos por la línea continua.

La figura 23 muestra el momento en donde se produce la licuación, es decir, cuando el esfuerzo efectivo se vuelve nulo o muy cercano a cero. A partir de ahí, se reduce muy significativamente el índice de vacíos. Por ejemplo, para el nodo 58 de la columna, del caso 5b, se observa cómo el índice de vacíos se reduce drásticamente, al alcanzarse el esfuerzo efectivo nulo. De manera contraria, en el nodo 5, donde no se da licuación, se observa un comportamiento más lineal de la variación del índice de vacíos. Esto quiere decir que no hay un cambio volumétrico brusco a causa del fenómeno de licuación. La reducción, de menor magnitud, se da a causa de la densificación de la arena al ser sometida al sismo.

Muchas metodologías teóricas para determinar el potencial licuable de suelos granulares establecen una cota máxima de licuación que ronda los 20 m de profundidad. A partir de los análisis realizados en el sitio de Cahuíta, donde los sondeos alcanzaron mayor profundidad, se comprobó dicha limitación. Cuanto más profundo se localiza el punto de análisis, mayor será la resistencia que tendrá el suelo por el peso propio, y será muy difícil que se alcancen sobrepresiones de poro que anulen dicha tensión.

Finalmente, se realizó una comparativa entre el porcentaje de finos y la sobrepresión de poros que se genera

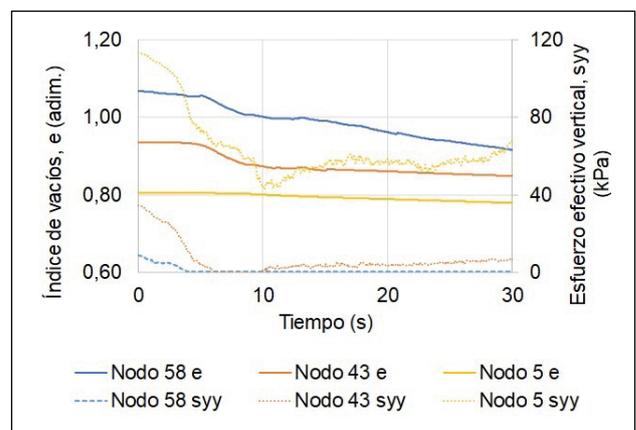


Figura 23. Comparación entre el índice de vacíos y el esfuerzo vertical para el caso 5b.

durante el sismo. Para ello se ejemplifica el caso del nodo 5 de la columna de Cahuita con el sismo sintético, según se muestra en la figura 24.

En el nodo analizado se concluye que, cuanto menor sea el contenido de finos, mayores serán las sobrepresiones que se generan. Lo anterior se debe a que los finos modifican la granulometría de una arena limpia y si estos rellenan los espacios intergranulares, menor será el potencial de gene-

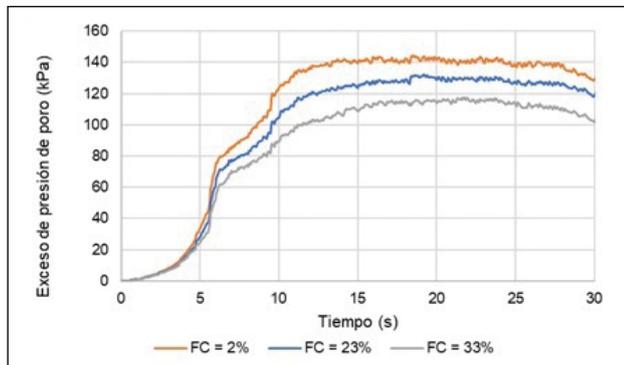


Figura 24. Efecto del contenido de finos en la generación de sobrepresiones de poro para el nodo 5 de la columna de Cahuita con el sismo sintético.

rar sobrepresiones en los poros. Esta conclusión es aplicable únicamente a los suelos de la zona analizada, con contenidos de finos entre 2 % y 33 %. Para un contenido de finos mayor, entorno al 50 %, podría encarecer los contactos entre las partículas de la arena; volviéndola más susceptible a licuar.

De los diferentes resultados, se obtuvo el gráfico resumen con las profundidades máximas de licuación para cada uno de los sitios analizados, según la metodología utilizada, el cual se muestra en la figura 25.

De la figura 25 se determina que el método de Boulanger e Idriss estima mayores profundidades de licuación, en comparación con las obtenidas con el método de elementos finitos. Esto se debe a que Boulanger e Idriss no consideran la posición inicial de las arenas respecto a su línea de estado crítico. Por lo tanto, puede sobreestimar las profundidades máximas de licuación.

El método de elementos finitos es un método más complejo que requiere de una serie de ensayos más especializados,

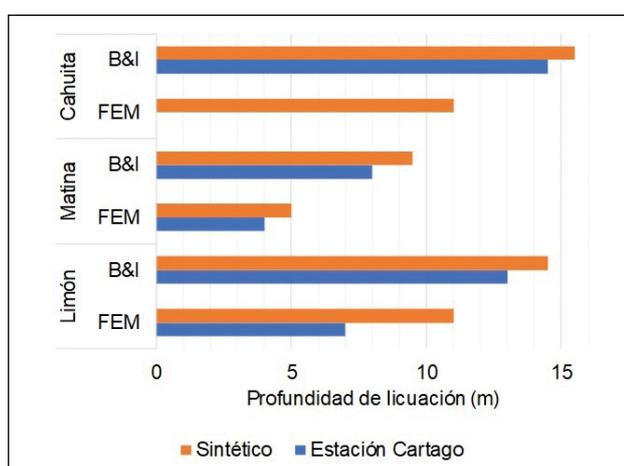


Figura 25. Comparación de resultados obtenidos para los casos reales utilizando las metodologías de elementos finitos (FEM) y Boulanger e Idriss (B&I).

como lo son los triaxiales. Por lo tanto, se estudia más a detalle el comportamiento de la arena al ser sometida a la carga cíclica del sismo. Por su parte, el método propuesto por Boulanger e Idriss utiliza los resultados de los ensayos más simples, como son el de penetración estándar y granulometría.

A pesar de las diferencias obtenidas, se hace notar que ambos métodos son adecuados para la estimación del potencial de licuación de arenas, así como la influencia del contenido de finos en este fenómeno. Dependiendo de la envergadura de un proyecto, será posible realizar ensayos más especializados, a fin de calibrar los parámetros del modelo constitutivo y aplicar la metodología de elementos finitos. Sin embargo, para proyectos pequeños con menor presupuesto es posible utilizar de manera confiable el método de Boulanger e Idriss y obtener resultados que garanticen una adecuada seguridad de las obras.

5. CONCLUSIONES

De la investigación realizada, es posible concluir:

1. El modelo MPZ reproduce de forma satisfactoria el comportamiento de arenas tomando como referencia su índice de vacíos y presión de confinamiento inicial. Con ello, se determina el parámetro de estado que mide la distancia del suelo analizado con la línea de estado crítico, permitiendo una estimación preliminar del potencial de licuación.
2. La calibración de los parámetros de estado crítico del modelo constitutivo permitió establecer que el contenido de finos altera la pendiente de la CSL. Para las arenas estudiadas se obtuvo que, a mayor contenido de finos, mayor es la pendiente. Esto es aplicable para las arenas ensayadas, con un contenido de finos de hasta 33 %. Para porcentajes mayores es esperable un comportamiento diferente, ya que las partículas finas podrían disminuir los contactos entre las partículas arenosas.
3. Se comprobó mediante los análisis realizados que el contenido de finos disminuye el potencial de licuación de arenas. Este patrón de comportamiento se observó en suelos granulares con finos que varían entre 2 % y 33 %.
4. El método de elementos finitos permite obtener resultados con mayor apego a la realidad del fenómeno de licuación de arenas, por medio del uso de un modelo constitutivo que reproduzca adecuadamente el comportamiento del suelo. Además, permite analizar la evolución temporal de parámetros como índice de vacíos, tensiones efectivas, exceso de presión de poros, entre otros.
5. La metodología propuesta por Boulanger e Idriss permite estimar de manera segura y sin la necesidad de realizar ensayos especiales de laboratorio el potencial de licuación de arenas. Sin embargo, se notó que este método tiende a sobreestimar las profundidades de licuación en relación con el método de elementos finitos. Por lo que se recomienda, para proyectos de mayor envergadura, realizar ensayos triaxiales a fin de obtener los parámetros del modelo constitutivo y posterior aplicación de elementos finitos para la determinación del potencial de licuación. Esta prácti-

ca, si bien puede aumentar los costos de los ensayos geotécnicos, puede reducir significativamente el costo final del proyecto con un diseño optimizado. Lo anterior se debe a que se tendrá mayor certeza de la profundidad a la cual ocurrirá este fenómeno.

6. Las diferencias observadas entre ambas metodologías se deben a que el método propuesto por Boulanger e Idriss no considera la posición inicial del suelo con respecto a su línea de estado crítico. El modelo constitutivo MPZ sí toma en cuenta dichas variables y, por lo tanto, permite obtener resultados más precisos.
7. Entre las mayores ventajas de la metodología de elementos finitos está la posibilidad de realizar un análisis de la interacción suelo–estructura; mientras que con el método de Boulanger e Idriss no es posible.

6. REFERENCIAS

- Asociación Costarricense de Geotecnia (2009). *Código de Cementaciones de Costa Rica*. Tercera edición. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Boulanger, R.W., e Idriss, I.M. (2014). *CPT and SPT based Liquefaction Triggering Procedures*. David (CA/USA): Center for Geotechnical Modelling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (1996). *Estudio de caso: Terremoto del 22 de abril de 1991, Limón, Costa Rica*. Lima: OPS/CEPIS/PUB.
- Hernández, I. (2010). *Influencia del Porcentaje de Finos en el Fenómeno de Licuación de Arenas*. Trabajo Final de Graduación (Maestría Profesional en Ingeniería Geotécnica). San Pedro: Escuela de Ingeniería en Civil, Universidad de Costa Rica, pp. 17-82.
- Ingeotec S.A. (2009). *IG-005-2009: Puente sobre quebrada sin nombre*. San José, Costa Rica: Ingeotec S.A.
- Ingeotec S.A. (2010). *IG-112-2010: Nueva terminal del Aeropuerto Internacional de Limón*. San José, Costa Rica: Ingeotec S.A.
- Ingeotec S.A. (2019). *IG-002-2019: Tanques de almacenamiento de combustibles en RECOPE*. San José, Costa Rica: Ingeotec S.A.
- Kishida, H. (1969). Characteristics of Liquefied Sands During Mino-Owari, Tohankai and Fukui Earthquakes. *Tokio. Soil and Foundations*, 9(1): pp. 75-92. <https://doi.org/10.3208/sandf1960.9.75>
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall International Series.
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica (2019). *Escenario Terremoto de Limón 1991*. San Pedro, Costa Rica: LIS, UCR.
- Laporte, G. (1995). *Licuación en Suelos y Desplazamiento Horizontal del Terreno, Inducidos por Sismo: Análisis y Evaluación para Costa Rica*. Trabajo Final de Graduación (Grado en Ciencias). San Pedro: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Ledesma, O., Manzanal, D., y Sfriso, A. (2021). Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings. *Computers & Geotechnics*, Vol. 135, 104158.
- Ledesma, O., Manzanal, D., y Sfriso, A. (2022). Closure to “Procedure for Assessing Liquefaction Vulnerability of Tailing Dams”. *Computers & Geotechnics*, Vol. 149, 104870. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104870>
- Ledesma, O., Sfriso, A., y Manzanal, D. (2022). Procedure for assessing liquefaction vulnerability of tailing dams. *Computers & Geotechnics*, Vol. 144, 104632. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104632>
- Li, X. (1997). Modeling of dilative shear failure. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(7): pp. 609-616. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:7\(609\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:7(609))
- Liao, S.S.C., y Whitman, R.V. (1986). *Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes*. Cambridge (MA/USA): Department of Civil Engineering, MIT.
- Limaico, L., Manzanal, D., y Mira, P. (2019). *Análisis de la licuación. Efecto de contenido de finos*. Trabajo Fin de Máster. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
- Mann, P., Schubert, C., y Burke, K. (1990). Review of Caribbean Neotectonics. En G. Dengo y J.E. Case (eds.), *The Caribbean Region. The Geology of North America* (pp. 307-338). Boulder (CO/USA): The Geological Society of America.
- Manzanal, D. (2008). *Modelo Constitutivo Basado en la Teoría de la Plasticidad Generalizada con la Incorporación de Parámetros de Estado para las Arenas Saturadas y No Saturadas*. Trabajo Final de Graduación (Grado de Doctorado). Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).
- Manzanal, D., Bertelli, S., López-Querol, S., Rossetto, T., y Mira, P. (2021). Influence of Fines Content on Liquefaction from a Critical State Framework: the Christchurch Earthquake Case Study. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 80, pp. 4871-4889.
- Manzanal, D., Fernández-Merodo, J.A., y Pastor, M. (2010). Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part 1: Saturated state. Madrid: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(12): pp. 1347-1362. <https://doi.org/10.1002/nag.961>
- Morales, L. (1994). Daños causados por el Terremoto de Limón: pérdidas y medidas de mitigación. *Revista Geológica de América Central*, n° 17, pp. 201-210.
- Rapti, I., López-Caballero, F., Modaressi-Farrahmand, A., Foucault, A., y Voldoire, F. (2018). Liquefaction analysis and damage evaluation of embankment-type structures. *Acta Geotechnica*, 13(5): pp. 1041-1059.
- Robertson, P.K., y Fear, C.E. (1997). Cyclic Liquefaction and its evaluations based on the SPT and CPT. *Proceeding of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils*, pp. 41-87.
- Sadrekarami, A. (2013). Influence of fines content on liquefied strength of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, pp. 108-119. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.008>
- Santana, G. (1991). *Registros de Aceleraciones del Terremoto de Limón, 22 de abril, 1991*. Reporte INII. Laboratorio de Ingeniería Sísmica. San Pedro: Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, pp. 58-91.
- Sauter, F.F. (1989). Fundamentos de Ingeniería Sísmica. En: *Introducción a la Sismología*. Cartago, C.R.: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Seed, H.B., e Idriss, I.M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97(9): pp. 1249-1273. <https://doi.org/10.1061/JSEFAQ.0001662>
- Towhata, I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Berlin: Springer Series in Geomechanics and Geoengineering.
- Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T., y Bettess, P. (1980). Drained, undrained, consolidating and dynamic behavior assumptions in soils. *Géotechnique*, 30(4): pp. 385-395. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.385>