

Análisis de licuefacción y mitigación con columnas de grava

Liquefaction Analysis and Mitigation with Vibro-Stone Columns

Marcos García^{1*}, Diego Manzanal², Emmanuel Carvajal Díaz³

Resumen

El presente artículo es un resumen de la tesina realizada en el *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica* cursado en el CEDEX en la convocatoria de 2017, referenciada como García (2017). Esta se centra por una parte en el análisis de la licuefacción mediante un modelo constitutivo empleado para ajustar ensayos de laboratorio, y por otra parte en la mitigación con mejora del terreno con columnas de grava.

En la primera parte del artículo se analiza el fenómeno de la licuefacción a partir de ensayos de laboratorio. Se describe el comportamiento de suelos arenosos frente a tensiones cortantes para carga monotónica y cíclica en condiciones no drenadas.

La segunda parte consiste en la descripción y calibración del modelo constitutivo UBC3D, que es capaz de reproducir la licuefacción, aunque carece de un parámetro de estado asociado al estado crítico, que es necesario para representar diferentes estados de un mismo material sin necesidad de variar los parámetros constitutivos. Para ajustar ensayos de laboratorio disponibles en la literatura para la arena Toyoura y la arena Fraser River se emplea la aplicación “Soil test” del programa de elementos finitos Plaxis.

La tercera parte explica la mitigación de la licuefacción con columnas de grava considerando tres efectos de mejora: refuerzo, densificación y drenaje. Por último, se incluye un ejemplo de aplicación para mostrar conjuntamente estos efectos de forma simplificada.

Palabras clave: licuefacción, modelos constitutivos, mejora del terreno, columnas de grava.

Abstract

This paper is a summary of the thesis carried out for the Master on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering taken at CEDEX in 2017, which is referenced as García (2017). The master thesis is focused, on the one hand, on the analysis of liquefaction with a constitutive model that fits laboratory tests, and, on the other, on liquefaction mitigation with the ground improvement technique named vibro-stone columns.

First, it shows a description of liquefaction based on laboratory tests. Shear response of sand is concisely explained, both for monotonic and cyclic loading under undrained conditions.

Second, it provides both a description and calibration of a constitutive model that reproduces liquefaction, namely UBC3D model, although it lacks a state parameter associated with a critical state, which is needed to render different states of a single material without changing the constitutive parameters. Experimental results from existing research on Toyoura and Fraser River sand are used to validate the simulations done with the Plaxis Soil test tool.

Third, it examines the mitigation of liquefaction with VSC (Vibro-Stone Columns), considering three improvement effects: reinforcement, densification and drainage. Lastly, it presents an example of the combined impact of all these effects.

Keywords: liquefaction, constitutive models, ground improvement, vibro-stone columns.

1. INTRODUCCIÓN

El fenómeno de la licuefacción plantea retos técnicos y económicos debido a los efectos negativos que produce en el terreno y en las construcciones existentes en zonas de peligrosidad sísmica elevada. Para analizarla desde el punto de vista técnico, se emplea en este trabajo un modelo constitutivo para reproducir ensayos de laboratorio. Para mitigar el riesgo de licuefacción, una solución efectiva y

económica es el tratamiento del terreno con columnas de grava, que es la técnica estudiada en este artículo.

La licuefacción es la reducción drástica de resistencia y de rigidez al corte debidas a la anulación de las tensiones efectivas del terreno, lo cual produce pérdida de capacidad portante y deformaciones excesivas.

En el apartado 2 se describe el comportamiento a corte de las arenas a partir de ensayos de laboratorio. La formulación del modelo constitutivo UBC3D y la calibración de ensayos de laboratorio recopilados de la literatura existente se presentan en el apartado 3. En el apartado 4 se analiza la mitigación de la licuefacción con el tratamiento del terreno con columnas de grava. Por último, en el apartado 5 se resumen las conclusiones y las futuras líneas de investigación.

2. COMPORTAMIENTO DE LA ARENA A CORTE

El fenómeno de la licuefacción se presenta en la mayoría de los casos en arenas saturadas en estado suelto y

* Autor de contacto: ma.garcia@keller-cimentaciones.com

¹ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento técnico. Keller Cimentaciones SLU., Madrid (España).

² Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid (España). CONICET (Argentina).

³ Ingeniero Civil. Director del departamento técnico. Keller Cimentaciones SLU., Madrid (España).

condiciones no drenadas. En estas condiciones, al someter este suelo a una acción externa, aumenta la presión de poro y se reduce, según la ley de Terzaghi, la presión efectiva. Cuando la presión efectiva se anula se alcanza el estado crítico y se inicia la licuefacción. El estado crítico es un estado último o de rotura con variación nula de la deformación volumétrica (Manzanal, 2010). La referencia principal para estudiar el estado crítico es Schofield y Wroth (1968). Este fenómeno se muestra en la figura 1. Como se puede ver en la trayectoria asociada a la licuefacción (línea azul, figura 1), el índice de huecos (e) no cambia, al tratarse de condiciones no drenadas.

La acción externa puede ser monotónica, en cuyo caso se habla de licuefacción estática, o cíclica, que es el caso más habitual. A continuación, se muestra el comportamiento

de una arena para ambos tipos de solicitaciones, teniendo en cuenta la influencia de las dos variables de estado fundamentales: la presión efectiva de confinamiento (p') y la densidad relativa, expresada con el índice de huecos (e). Para ello se emplean ensayos triaxiales no drenados obtenidos de la literatura existente.

2.1. Carga monotónica

En el caso de carga monotónica, la respuesta de una arena con índices de huecos iniciales (e) y presiones iniciales de confinamiento (p'), para ensayos triaxiales no drenados se muestra en las figuras 2 y 3.

La figura 2 muestra la influencia en el comportamiento de la variación de la densidad relativa inicial, representada

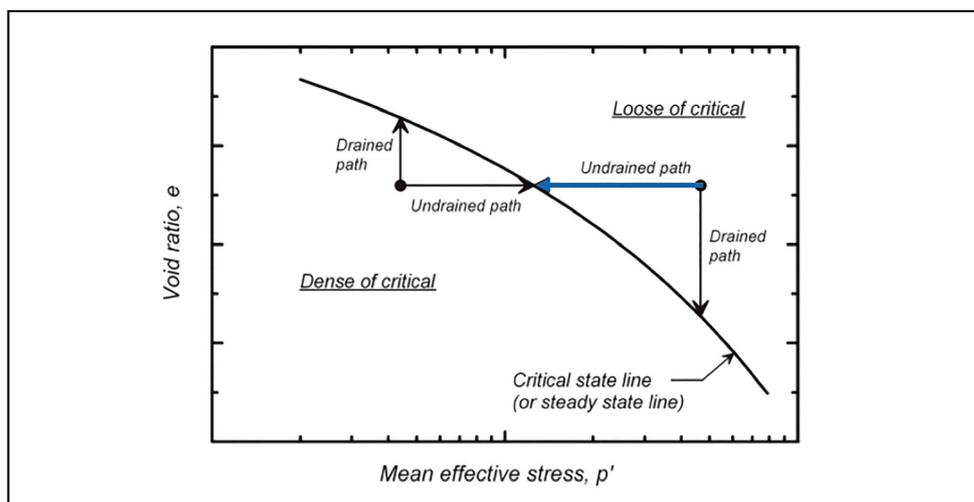


Figura 1. Estado crítico asociado a la licuefacción (Idriss, 2008).

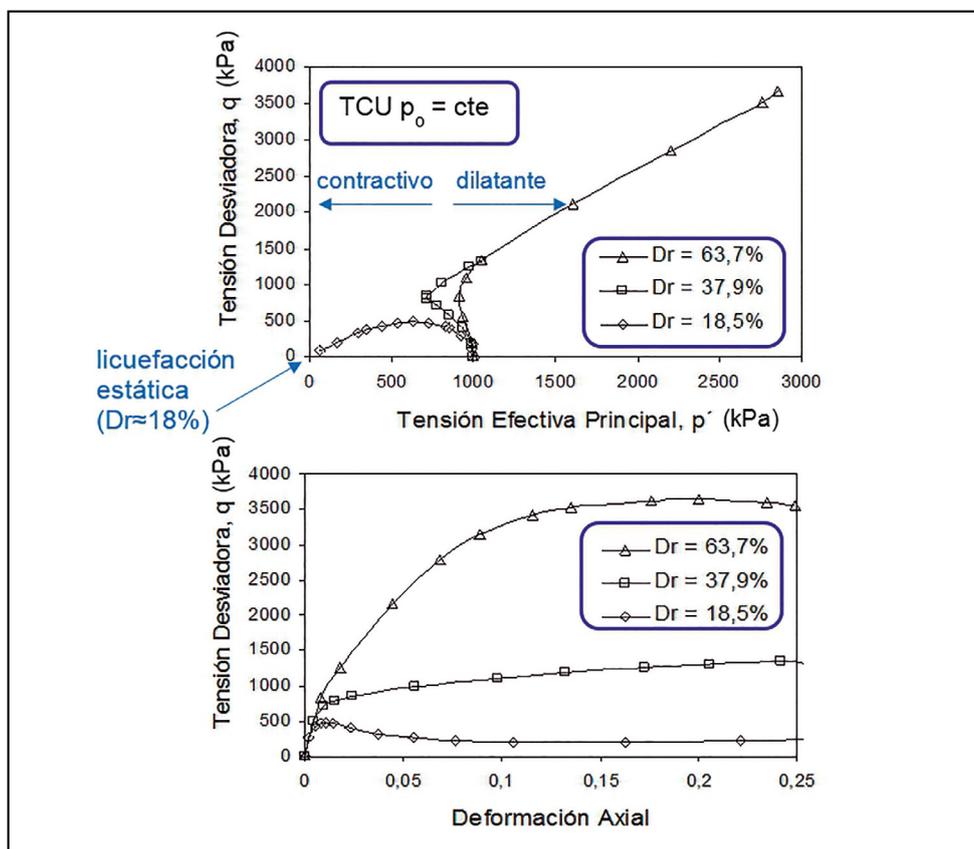


Figura 2. Influencia de la densidad en la respuesta no drenada frente a carga monotónica (Ishihara, 1993).

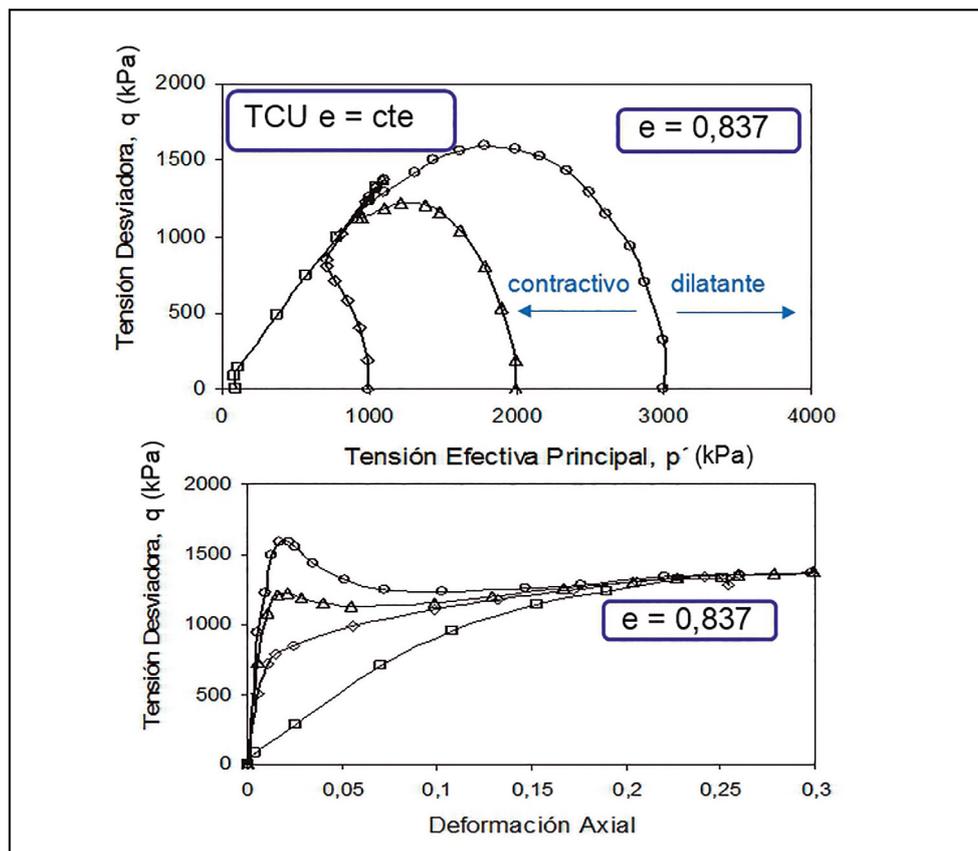


Figura 3. Influencia de la presión de confinamiento en la respuesta no drenada frente a carga monotónica. $e=0.837$ ($Dr \approx 38\%$) (Ishihara, 1993).

mediante el índice de huecos inicial (e), para una presión de confinamiento inicial constante. Los casos representados son: densidad inicial alta ($Dr \approx 64\%$), media ($Dr \approx 38\%$) y baja ($Dr \approx 18\%$). El comportamiento es contractivo o dilatante según la densidad relativa.

Para la muestra densa ($Dr \approx 64\%$), la respuesta es dilatante, lo cual en el ensayo no drenado se manifiesta aumentando la presión efectiva, debido a la disminución de la presión de poro.

En el caso de arena suelta ($Dr \approx 18\%$), el comportamiento es contractivo. En el ensayo no drenado, por tanto, la presión de poro aumenta y la presión efectiva disminuye. Este caso se denomina licuefacción estática.

La arena de densidad media ($Dr \approx 38\%$) presenta una respuesta intermedia: inicialmente contrae y posteriormente dilata. El punto de cambio de comportamiento se denomina punto de transformación de fase.

En los tres casos, para un nivel de deformación axial elevado se alcanza el estado crítico.

La figura 3 muestra la influencia de la presión de confinamiento, para un índice de huecos inicial constante ($e=0.837$, que es una $Dr \approx 38\%$).

Como se puede ver, para una presión de confinamiento alta (3000 kPa) la respuesta es fundamentalmente contractiva, lo cual en el ensayo no drenado se traduce en una disminución de la presión efectiva por aumento de la presión de poro.

Sin embargo, para una presión de confinamiento baja (100 kPa), la respuesta es dilatante, que en el comportamiento no drenado se traduce en un aumento de presión efectiva debido a la disminución de la presión de poro.

Las presiones de confinamiento intermedias muestran respuestas combinadas: inicialmente contractiva y posteriormente dilatante.

En todos los casos se alcanza el estado crítico para una deformación axial elevada.

2.2. Carga cíclica

En el caso de carga cíclica, como puede ser la debida al sismo, la alternancia de la acción (figura 4a) en suelos susceptibles a la licuefacción provoca una acumulación de presión de poro (figura 4b), que produce una disminución de presión efectiva en las partículas del suelo (figura 4e). A medida que aumentan los ciclos de carga se produce una degradación o reducción del módulo de rigidez del material, que además muestra una histéresis mecánica (figura 4d). Cuando se alcanza un ratio de presión de poro (r_u , figura 4b) cercano a la unidad, las deformaciones se amplifican (figura 4c) y el suelo pierde su resistencia y rigidez. El ratio de presión de poro es el cociente entre la presión de poro y la presión total aplicada. Cuando $r_u=1$ se produce la licuefacción, ya que la presión de poro es igual a la presión de total aplicada y, según el principio de Terzaghi, la presión efectiva se anula.

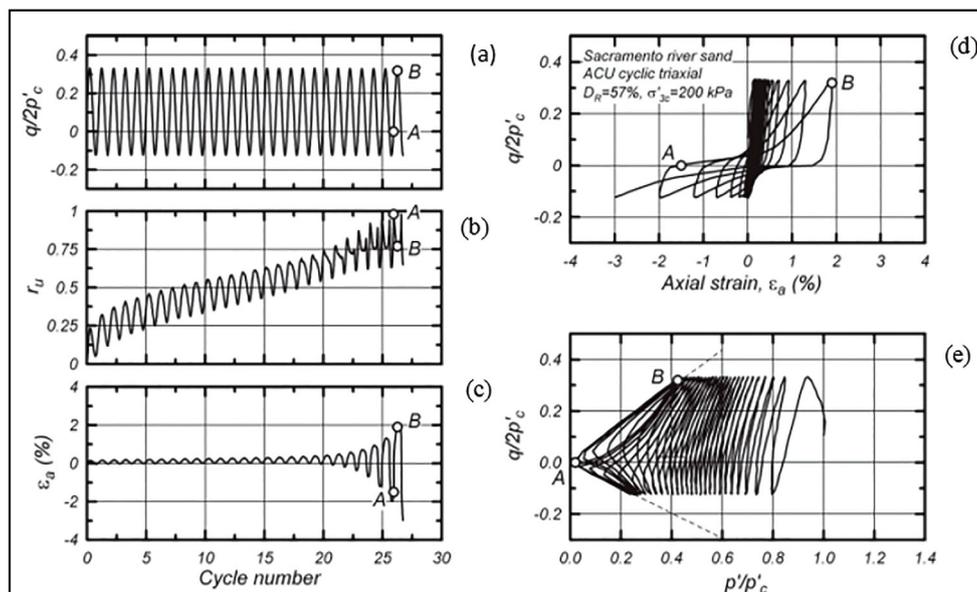


Figura 4. Licuefacción frente a carga cíclica (Boulanger y Truman, 1996).

3. CALIBRACIÓN DE ENSAYOS CON EL MODELO CONSTITUTIVO UBC3D

Se ha elegido el modelo constitutivo UBC3D porque su formulación considera la acumulación de presión de poro indicada anteriormente, y reproduce por tanto la trayectoria de tensiones característica de la licuefacción. Además, el modelo UBC3D está disponible en el programa de elementos finitos Plaxis, que incluye la aplicación “Soil test”, con la que se simulan numéricamente ensayos de laboratorio con carga monotónica y cíclica.

3.1. Descripción del modelo constitutivo UBC3D

El modelo constitutivo UBC3D es la implementación de Plaxis del modelo UBCSand desarrollado en la Universidad de British Columbia (Vancouver, Canadá). A continuación, se describe brevemente la formulación del modelo constitutivo, según se indica en Petalas y Galavi (2013).

Dominio elástico: los módulos elásticos de rigidez volumétrica (ecuación 1) y de corte (ecuación 2), K y G , se calculan a partir de una rigidez adimensional, K_B^e y K_G^e , y el nivel de presión adimensional afectado de un exponente, m_e y n_e , respectivamente.

$$K = K_B^e P_A \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^{m_e} \quad [1]$$

$$G = K_G^e P_A \left(\frac{P}{P_{ref}} \right)^{n_e} \quad [2]$$

Superficie de rotura Mohr-Coulomb: la superficie de rotura (ecuaciones 3 y 4) separa el dominio de tensiones en dos zonas. Todos los estados tensionales posibles se encuentran dentro o sobre la superficie de rotura. Los parámetros constitutivos que intervienen son la cohesión efectiva, c' , y el ángulo de fricción de pico, ϕ'_p .

$$f_m = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{max} + \sigma'_{min}}{2} + c' \cot \phi'_p \right) \sin \phi'_{mob} \quad [3]$$

$$\sin \phi'_{mob} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad [4]$$

Regla de flujo de Rowe simplificada: el incremento de deformación volumétrica plástica es proporcional al incremento de distorsión plástica (ecuación 5). La constante de proporcionalidad es el seno del ángulo de dilatancia movilizadada (ecuación 6), calculado como la diferencia entre el ángulo de fricción movilizadado y el ángulo de fricción asociado al estado crítico, ϕ'_{cv} , que es un parámetro constitutivo.

$$d\varepsilon_v^p = \sin \psi'_{mob} d\gamma^p \quad [5]$$

$$\sin \psi_m = \sin \phi'_{mob} - \sin \phi'_{cv} \quad [6]$$

Endurecimiento hiperbólico: la figura 5 muestra esquemáticamente la ley hiperbólica de endurecimiento, que determina la variación de las distorsiones angulares a medida que aumenta el desviador (ecuación 7). Los parámetros que afectan a la pendiente de la hipérbola en cada punto, G^* (ecuación 8), son la rigidez adimensional K_G^p , el exponente n_p y el parámetro, R_p , que regula la influencia del ángulo de fricción de pico.

$$\delta\gamma^p = \left(\frac{1}{G^*} \right) \delta \sin \phi'_{mob} \quad [7]$$

$$G^* = K_G^p \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{n_p} \left\{ 1 - \left(\frac{\sin \phi'_{mob}}{\sin \phi'_p} \right) R_p \right\}^2 \quad [8]$$

Superficies de fluencia: el modelo emplea dos superficies de fluencia. La denominada primaria guarda en memoria las máximas deformaciones alcanzadas, mientras que la secundaria está asociada al nivel actual de tensiones durante las fases de carga y descarga.

El modelo también emplea otras funciones. Para describir la densificación emplea un parámetro denominado fac_{hard} , que aumenta la rigidez a corte plástica a medida que aumenta el número de ciclos. El límite de tracciones, con parámetro asociado σ'_t , evita que el suelo sea capaz de admitir tracciones superiores al valor indicado. Por último, la reducción de rigidez post-licuefacción se controla con el parámetro asociado fac_{post} .

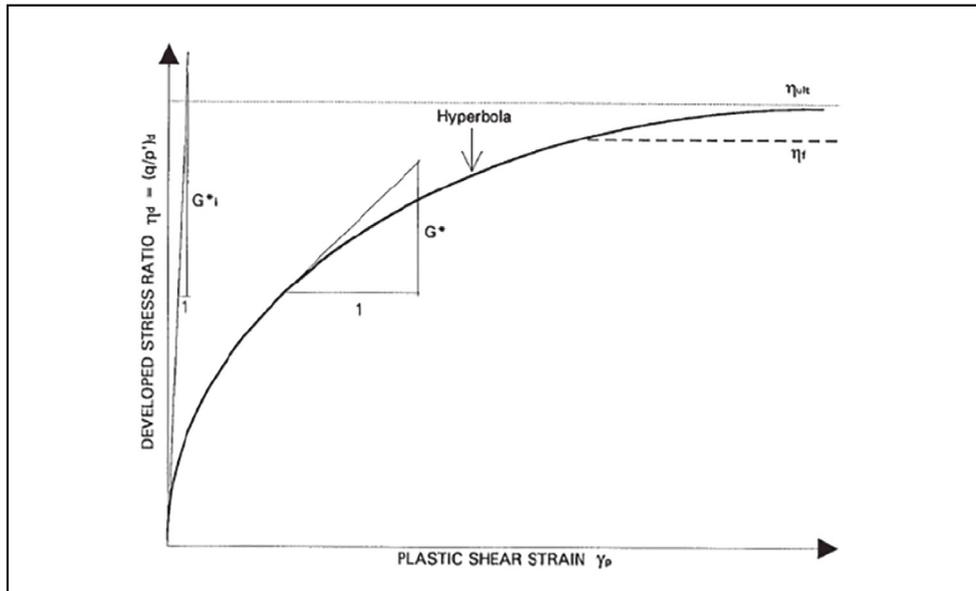


Figura 5. Ley hiperbólica de endurecimiento (Petalas y Galavi, 2013).

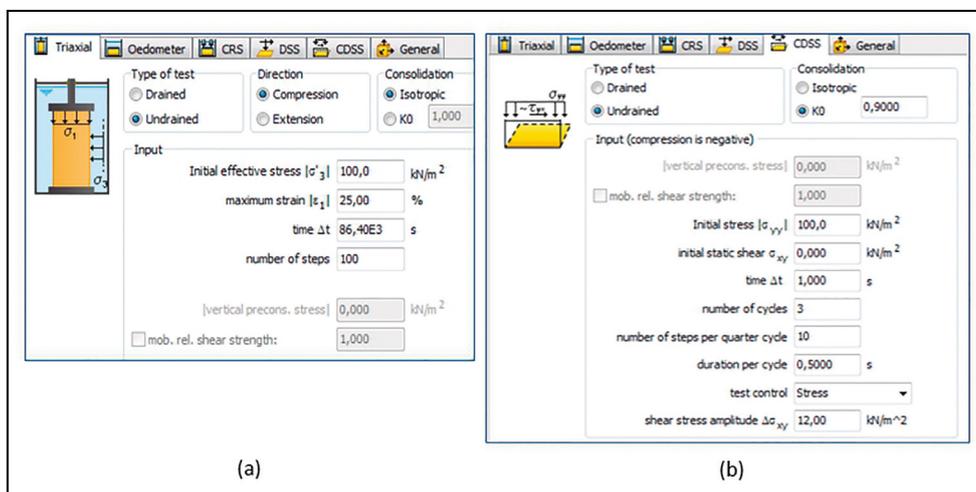


Figura 6. Interfaz de la aplicación "Soil test" (Plaxis) para ensayos triaxiales (izq.) y de corte simple cíclico (der.).

3.2. Procedimiento de calibración con la aplicación "Soil test" de Plaxis

Para reproducir el comportamiento de licuefacción se han tomado ensayos de la literatura en los que se presentaba este fenómeno, para carga monotónica y carga cíclica. En el primer caso se emplean ensayos triaxiales no drenados de arena Toyoura realizados por Verdugo e Ishihara (1996). En el segundo se trata de ensayos de corte simple cíclico de arena Fraser River, realizados por Srisankandakumar (2004). La figura 6 muestra la interfaz de la aplicación "Soil test" para reproducir los ensayos triaxiales (figura 6a) y corte simple cíclico (figura 6b).

La calibración se ha realizado variando los parámetros hasta obtener un ajuste adecuado. Es decir, se trata de un análisis retrospectivo mediante prueba y error.

En un análisis más detallado, sería conveniente incorporar un procedimiento de calibración sistemática para el modelo UBC3D, en el que el proceso de estimación de parámetros siga un orden determinado a partir de los ensayos de laboratorio requeridos. Esto en parte se desarrolla en Makra (2013).

3.3. Resultado de la calibración y comparativa con modelo constitutivo de plasticidad generalizada

A continuación, se muestran los resultados de la calibración con el modelo constitutivo UBC3D mediante la aplicación "soil test" de Plaxis. Además, para el caso monotónico se muestra una comparativa con el modelo de plasticidad generalizada. En cada ajuste se muestran los parámetros empleados.

Caso de carga monotónica

Modelo constitutivo UBC3D

Para esta calibración, se emplean los ensayos triaxiales no drenados realizados sobre arena Toyoura por Verdugo e Ishihara (1996). Los parámetros del ajuste se muestran en la tabla 1, para cada presión media efectiva de confinamiento (p'): 100, 1000 y 2000 kPa. La comparativa entre los ensayos experimentales y el modelo constitutivo se muestra en la figura 7, tanto la trayectoria de tensiones (sup.) como la relación tensión-deformación (inf.).

Tabla 1. Parámetros de calibración del modelo UBC3D para ensayo triaxial no drenado con carga monotónica y $p' = 100$ kPa, 1000 kPa y 2000 kPa

parámetro	$p' = 100$ kPa	$p' = 1000$ kPa	$p' = 2000$ kPa
ϕ_{cv}	31,00	31,00	31,00
Φ_p	31,75	31,30	31,10
c (kN/m ²)	0,01	0,01	0,01
k_G^e	400	400	400
k_G^p	600	400	250
k_b^e	300	500	400
m_e	0,5	0,5	0,5
n_e	0,5	0,5	0,5
n_p	0,4	0,4	0,4
R_f	1,0	1,0	1,0
p_A (kN/m ²)	100	100	100
σ_t (kN/m ²)	0	0	0

Como se observa en la figura 7 (sup.), al principio del ensayo el modelo UBC3D muestra una presión de poro mayor a la experimental, por lo que la trayectoria de tensiones se altera ligeramente. Sin embargo, la iniciación de

la licuefacción, que se alcanza cuando la presión efectiva prácticamente se anula y se llega al estado crítico, sí se reproduce correctamente.

En García (2017) se incluye un ajuste para una densidad media ($Dr \approx 38\%$) con cuatro presiones de confinamiento: 100, 1000, 2000 y 3000 kPa. También se incluye la calibración de un ensayo triaxial drenado.

Modelo constitutivo de plasticidad generalizada (MPZ)

Para comparar los resultados previos, se presenta una calibración con el modelo constitutivo de plasticidad generalizada, que se abrevia MPZ (Modified Pastor-Zienkiewicz), realizada por Manzanal (2010) para los ensayos anteriormente indicados (Verdugo e Ishihara, 1996).

Este modelo constitutivo se basa en la teoría de la plasticidad generalizada e incorpora el concepto de parámetro de estado (Been y Jefferies, 1985), que permite incorporar la influencia de la densidad y la presión de confinamiento del material. El modelo no requiere la determinación explícita de las superficies de fluencia y de potencial plástico, ni la comprobación de la condición de consistencia. El módulo plástico es jerárquico según el comportamiento del suelo que se quiere simular.

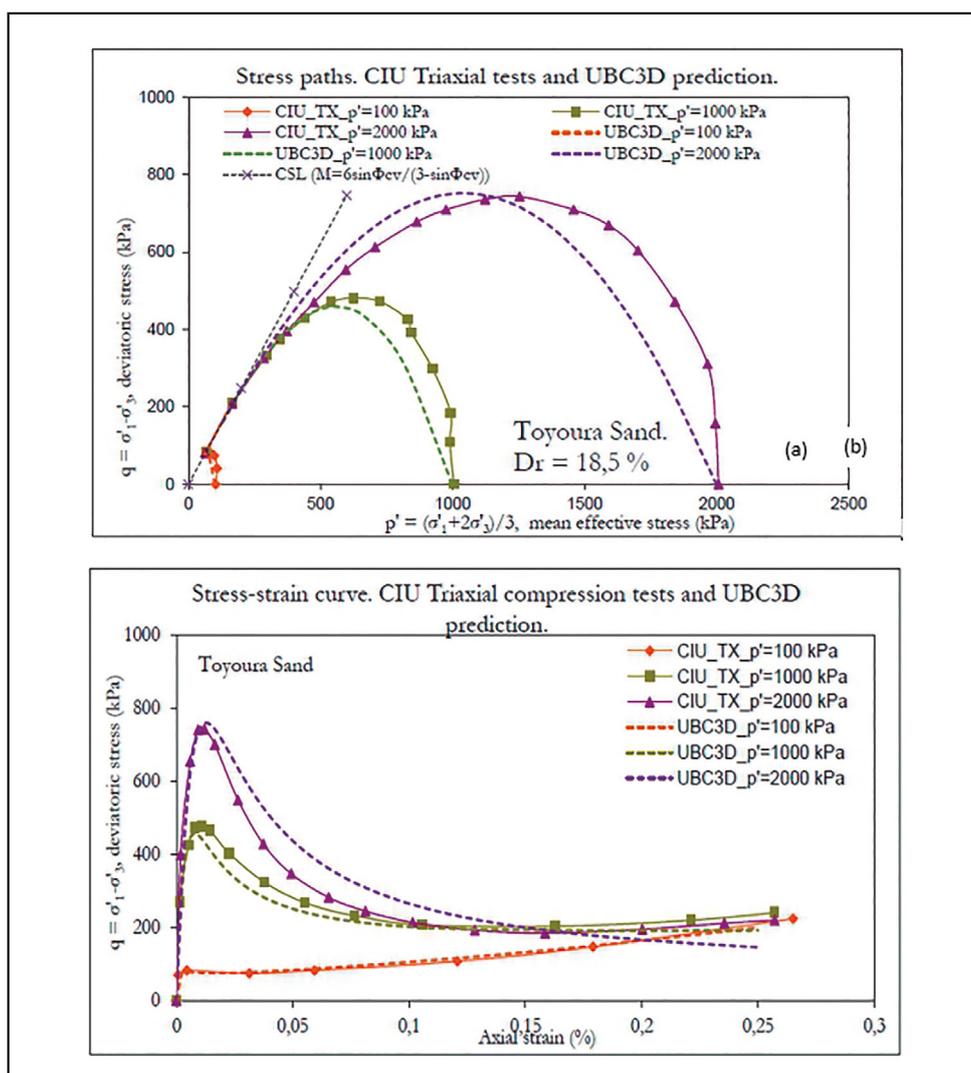


Figura 7. Comparativa entre ensayos experimentales (Verdugo e Ishihara, 1996) y el modelo constitutivo UBC3D, para carga monotónica. Ensayos triaxiales no drenados sobre arena Toyoura suelta ($Dr \approx 18\%$). Trayectoria de tensiones (sup.) y relación tensión-deformación (inf.).

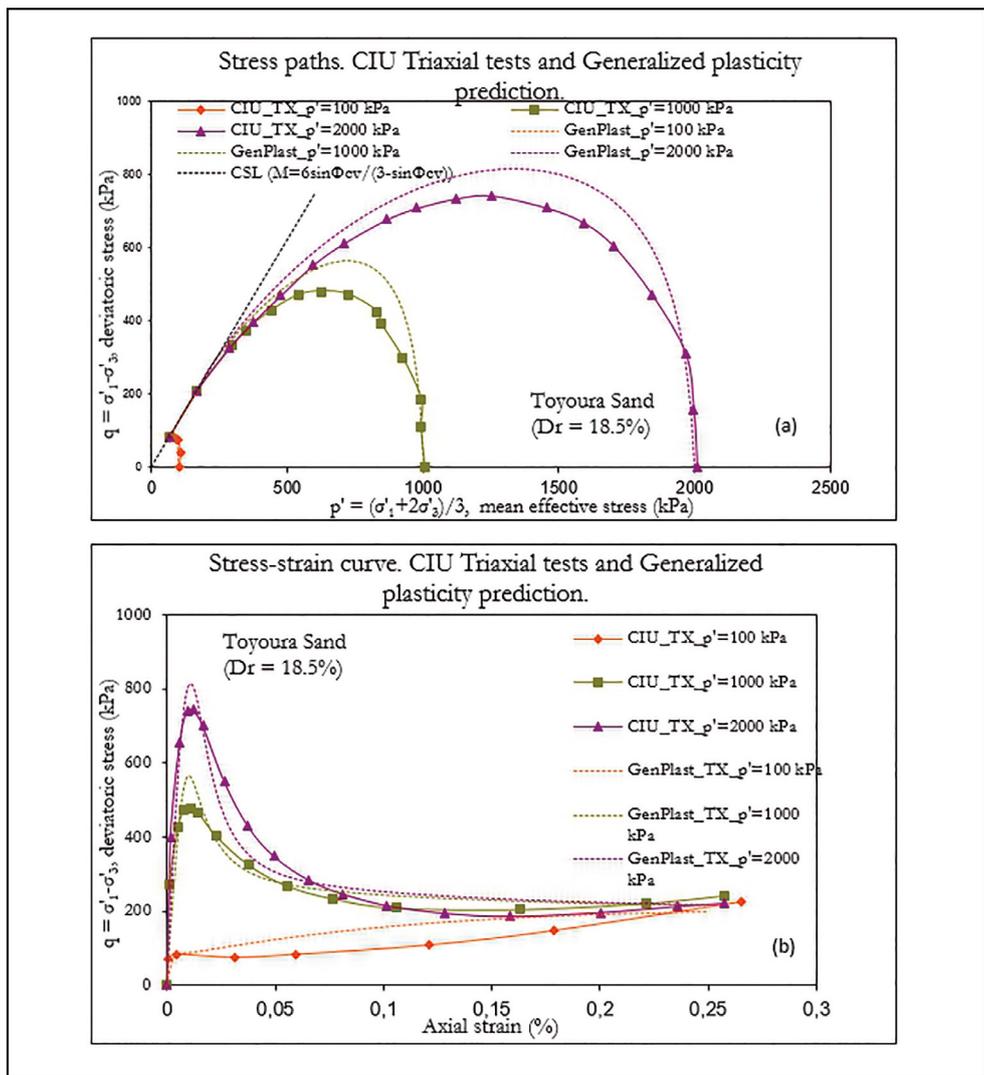


Figura 8. Comparativa entre ensayos experimentales (Verdugo e Ishihara, 1996) y el modelo constitutivo MPZ, para carga monotónica. Ensayos triaxiales no drenados sobre arena Toyoura suelta ($Dr \approx 18\%$). Trayectoria de tensiones (sup.) y relación tensión-deformación (inf.).

Los parámetros empleados se encuentran en Manzanal (2010). La figura 8 muestra la comparativa entre los resultados experimentales y la calibración con el modelo MPZ.

El modelo MPZ permite caracterizar un material con un único conjunto de parámetros para diferentes presiones de confinamiento, como se ve en la figura 8, y diferentes densidades (ver Manzanal, 2010). Por tanto, los parámetros son independientes de las variables de estado y es un modelo robusto para el ajuste de las curvas experimentales.

El modelo UBC3D, por el contrario, requiere variar los parámetros constitutivos para diferentes presiones de confinamiento y densidades (o índice de huecos). El UBC3D no incluye ningún parámetro de estado que relacione el índice de huecos actual con el asociado al estado crítico, y por tanto la formulación no permite reproducir el comportamiento de una misma arena en diferentes estados de densidad sin variar los parámetros constitutivos. Aunque la presión de confinamiento sí que está incluida en la formulación, también es necesario variar los parámetros para diferentes presiones de una misma arena.

Caso de carga cíclica

Para el caso de carga cíclica en condiciones no saturadas, se emplean los ensayos de corte simple cíclico realizados por Srisankandakumar (2004) para la arena Fraser River (Vancouver, Canadá).

Los parámetros del ajuste se muestran en la tabla 2, para una tensión efectiva vertical inicial (σ'_{v0}) de 200 kPa, una densidad relativa (Dr) 44% y un ratio entre tensión tangencial máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) y tensión efectiva vertical inicial (σ'_{v0}) de 0.12. La comparativa entre los ensayos experimentales y el modelo constitutivo se muestra en la figura 9, tanto la trayectoria de tensiones (figura 9a), como la relación tensión-deformación (figura 9b) y la acumulación de la presión de poros con el número de ciclos (figura 9c). El factor r_u es el ratio entre la variación de la presión de poro (Δu) y la presión efectiva vertical inicial σ'_{v0} .

Tabla 2. Parámetros de calibración del modelo UBC3D para ensayo de corte simple cíclico

parámetro	valor
ϕ_{cv}	31,00
Φ_p	31,40
c (kN/m ²)	0,01
k_s^e	400
k_s^p	450
k_b^e	1150
m_e	0,5
n_e	0,5
n_p	0,4
R_f	0,98
p_A (kN/m ²)	100
σ_i (kN/m ²)	0

El modelo UBC3D reproduce la licuefacción cíclica. La presión efectiva va disminuyendo (figura 9a) a medida que se acumula la presión de poro (figura 9c). La presión efectiva vertical se anula cuando el ratio de presión de poro r_u se aproxima a 1. En este momento, la presión de poro iguala a la presión total aplicada inicial, que se supone igual a la presión efectiva inicial, ya que se asume que el estado inicial es drenado. Cuando esto sucede, se anula la presión efectiva y se inicia la licuefacción.

Según se observa en la figura 9a, la descarga con el modelo UBC3D no muestra ninguna variación de la presión de poro. Esto difiere considerablemente del comportamiento experimental al final del ensayo (inicio de la licuefacción), cuando tanto la carga como la descarga se produce con una variación significativa de la presión de poro y, por tanto, de la presión efectiva. Nótese que la descarga tiene dos tramos: uno positivo, que parte de la tensión tangencial máxima positiva y llega a una tensión tangencial nula; y otro negativo, que comienza en la tensión tangencial máxima negativa y finaliza en una tensión tangencial nula.

En cuanto a la evolución de la rigidez (figura 9b), se aprecia una degradación o reducción del módulo de rigidez del material desde los ciclos iniciales (ramas verticales con una deformación inferior al 1%) hasta los ciclos en los que se manifiesta la licuefacción, que muestran histéresis mecánica y unas deformaciones muy superiores, que alcanzan el 10% en este ensayo.

Por último, la variación de la presión de poro con los ciclos de carga y descarga (figura 9c) es creciente con una pendiente aproximadamente constante. Sin embargo, el modelo muestra unos pequeños tramos horizontales que se corresponden con la descarga sin variación de presión de poros, comentada previamente. Además, se observa un desfase inicial que aparentemente es un error de representación, ya que en la figura 9a se observa que la presión de poro aumenta desde el comienzo del ensayo, no como se observa en la figura 9c.

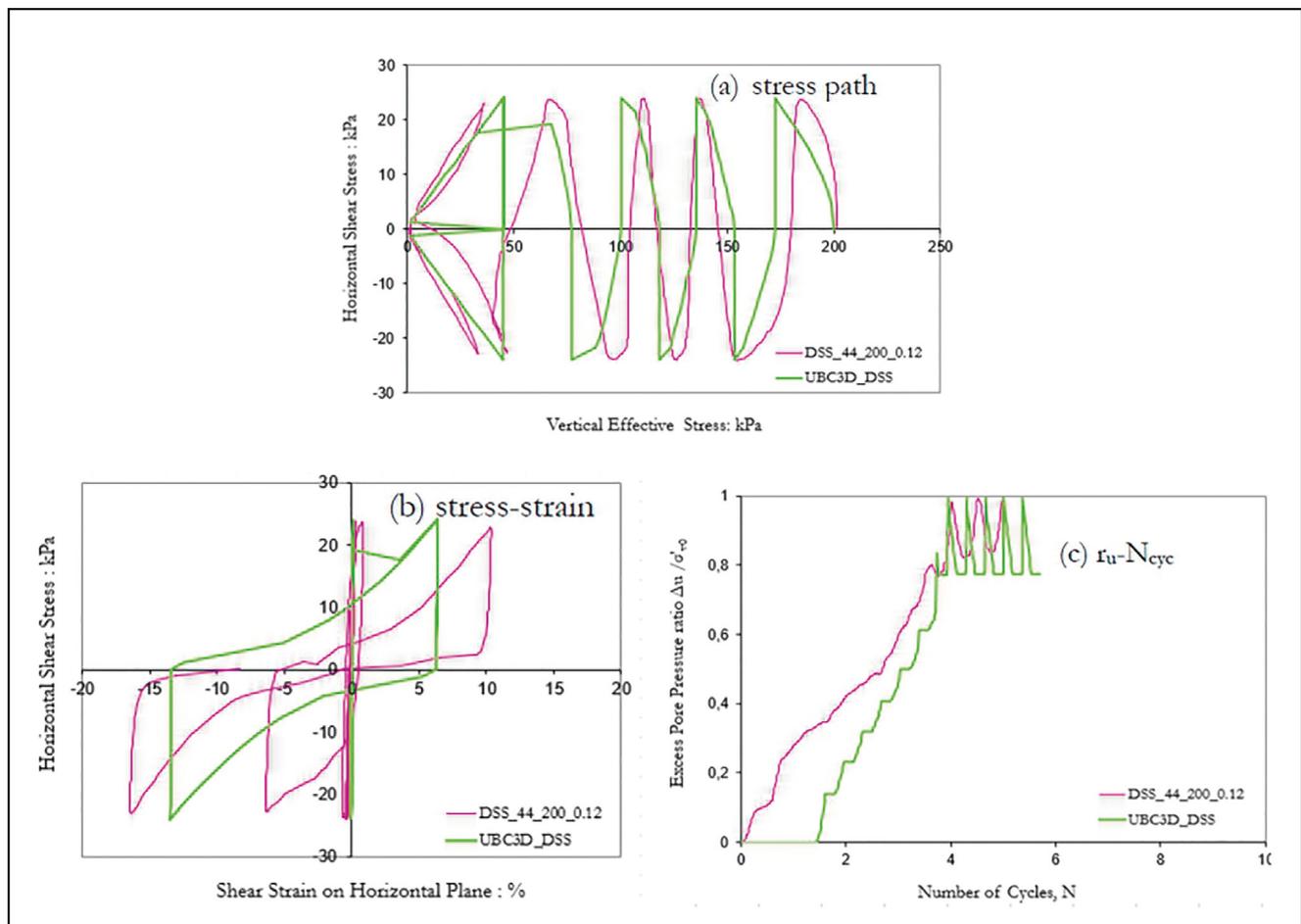


Figura 9. Comparativa entre ensayos experimentales (Sriskandakumar, 2004) y el modelo constitutivo UBC3D. Ensayos de corte simple cíclico no drenados sobre arena Fraser River con $Dr \approx 44\%$. Trayectoria de tensiones (a), relación tensión-deformación (b) y evolución de la presión de poro (c).

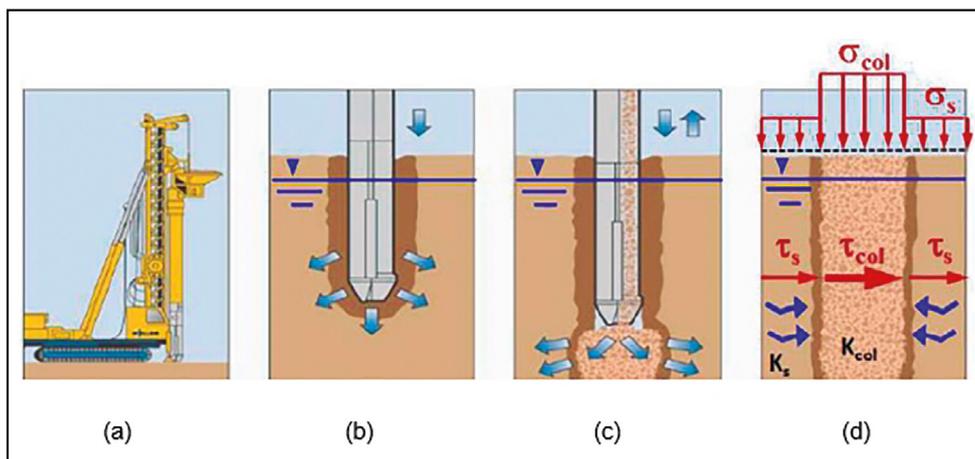


Figura 10. Mejora de la licuefacción con columnas de grava. Equipo empleado (a) e introducción del vibrador (b). Efectos de mejora por densificación (c), refuerzo (d) y drenaje (d) (Carvajal *et al.*, 2015).

Adicionalmente, en García (2017) se incluye un ajuste para $\sigma_{v0}' = 100$ kPa, una densidad relativa $Dr=40\%$ y un ratio $\tau_{m\acute{a}x}'/\sigma_{v0}' = 0.12$.

De la misma forma que para el caso de carga monotónica, en García (2017) se incluye la calibración de un ensayo cíclico drenado. En este caso el ensayo experimental de Wahyudi *et al.* (2010) es de corte simple con equipo HCT (Hollow Cylinder Test) cíclico. La reproducción numérica del ensayo se hace con el corte simple cíclico del Plaxis Soil test, al no disponer esta aplicación del ensayo tipo HCT.

4. MITIGACIÓN DE LA LICUEFACCIÓN CON COLUMNAS DE GRAVA

La columna de grava es un método de tratamiento del terreno que se basa en la vibro-sustitución y que es capaz de mitigar la licuefacción. La vibro-sustitución consiste en introducir en el terreno natural un material de aportación, generalmente arena o grava, mediante un vibrador y sin retirar el terreno natural. A continuación, se comenta la mejora que produce un tratamiento con columnas de grava con vibración profunda y alimentación de fondo, mediante un vibrador con aporte de material en su extremo inferior.

Los tres efectos de mejora que introducen las columnas de grava con este método son: refuerzo, densificación y drenaje. A continuación, se describe brevemente el concepto y cómo se puede evaluar la mejora introducida para mitigar la licuefacción en suelos arenosos saturados con densidad relativa reducida.

La figura 10 muestra un equipo de ejecución de vibración profunda y aporte en fondo (a), la introducción del vibrador (b) y los efectos de mejora: densificación (c), refuerzo (d) y drenaje (d).

4.1. Refuerzo

Como se muestra en la figura 10d, el refuerzo con columnas de grava se debe a que se introduce un terreno más competente que el natural, que es capaz de absorber mayores tensiones normales (σ_{col} en la figura 10) y tangenciales o de corte (τ_{col}) a las que absorbe el terreno natural (σ_s, τ_s) para un mismo nivel de deformaciones.

Las últimas investigaciones de Rayamajhi *et al.* (2012) muestran que, al considerar la compatibilidad de

deformaciones a corte entre las columnas de grava y el suelo, el efecto de refuerzo es reducido. La figura 11 muestra una comparativa entre un método simplificado (Baez, 1995) y el análisis realizado por Rayamahji *et al.* (2012). El factor K_G es el cociente entre el CSR mejorado y el CSR inicial. El CSR es la tensión tangencial máxima adimensionalizada debida a la acción cíclica equivalente al sismo de diseño. Como se aprecia en la figura 11, la reducción del CSR es significativamente menor a la del método aproximado.

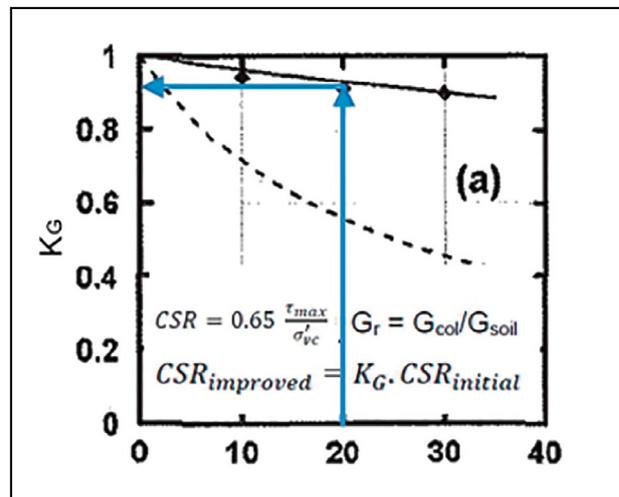


Figura 11. Refuerzo con columna de grava, $Gr = 5$. Factor K_G para método simplificado (Baez, 1995, línea discontinua) y según Rayamahji (línea continua) (Rayamajhi *et al.*, 2012).

4.2. Densificación

La figura 10c muestra esquemáticamente el efecto de mejora por densificación debido a la vibración del terreno y a la introducción de grava sin retirada de terreno natural.

Este efecto de instalación ha sido estudiado, para el método de vibración profunda con aporte en fondo, por Baez (1995). Según el grado de mejora, cuantificado con el área de reemplazo A_r , se ha observado con ensayos in situ una mejora en la resistencia a la penetración estándar tras el tratamiento ($N_{1,60cs}$ post-improvement) respecto a la resistencia inicial ($N_{1,60cs}$ pre-improvement). La figura 12 muestra esta relación.

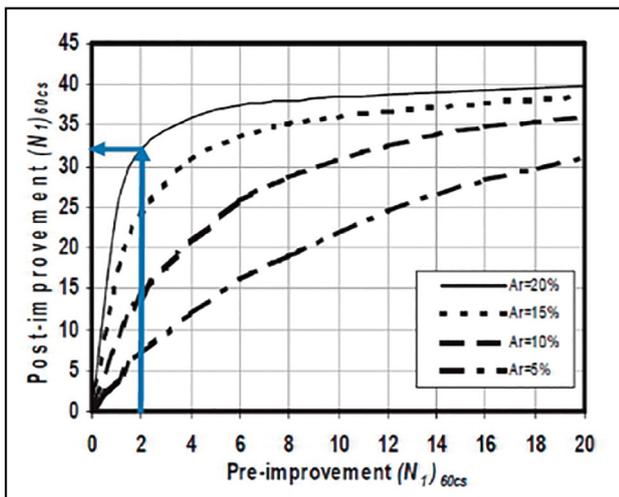


Figura 12. Densificación con columna de grava, para arenas limpias. Mejora en la resistencia SPT tras mejora (post-improvement) respecto a la resistencia inicial (pre-improvement) (Baez, 1995).

Para el caso de arenas muy sueltas y con un contenido de finos reducido la mejora es muy importante. Sin embargo, en terrenos con un contenido de finos mayor al 15%, este efecto no es tan relevante.

4.3. Drenaje

El drenaje es un efecto importante para mitigar la licuefacción, debido a que una permeabilidad elevada del terreno permite la disipación de presiones de poro durante el sismo y evita la acumulación y la consecuente reducción de tensiones efectivas.

El método tradicional de estimación de la presión de poro con drenes verticales es el propuesto por Seed y Booker (1976). El esquema de la mejora con columna de grava se muestra en la figura 13.

La figura 14 muestra el ratio de presión de poro r_g , que es el r_u definido previamente, en función de las características del terreno: permeabilidad (K_h), compresibilidad (m_{v3}), número de ciclos para el inicio de la licuefacción (N_l); del sismo: duración (t_d), número de ciclos equivalente (N_{eq}) y geometría del tratamiento de mejora: radio del dren (R_d), y radio de la zona de influencia o célula unitaria, (R_e). La equivalencia de notación con la figura 13 es: $R_e = d_e$ y $R_d = d_w$.

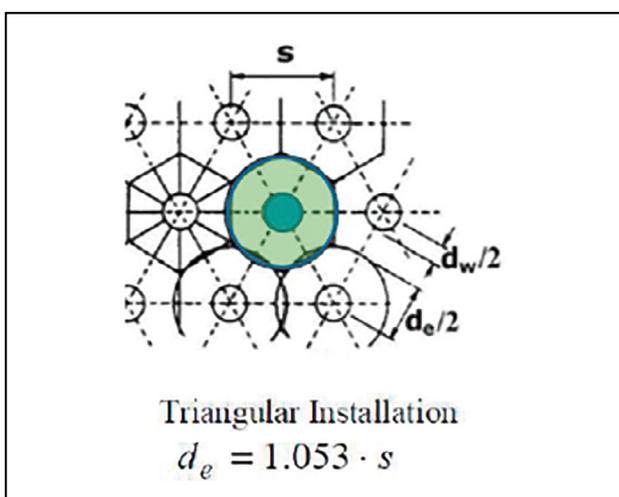


Figura 13. Malla de tratamiento de mejora con columna de grava.

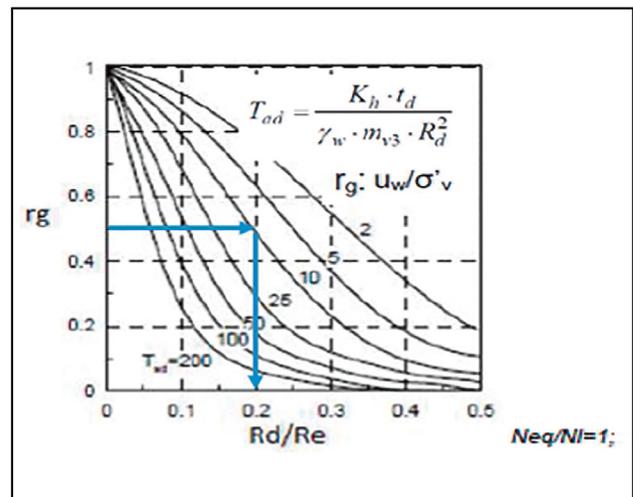


Figura 14. Drenaje con columna de grava. Separación de columnas (R_e) requerida según el ratio de presión de poro (r_g) máximo de diseño (Seed y Booker, 1976).

A partir de la magnitud, simplificada se puede correlacionar con el parámetro N_{eq} , según Seed e Idriss (1982) y con el factor t_d , según Seed *et al.* (1975).

Según se observa en la figura 14, cuanto menor sea la separación de las columnas (R_e), el ratio de presión de poro r_g disminuye, y el factor de seguridad frente a la licuefacción aumenta.

La estimación correcta del parámetro N_l es clave para modelizar correctamente el inicio de la licuefacción. Algunas recomendaciones se encuentran en Idriss (2008).

También es necesario una determinación o estimación adecuada de la permeabilidad del terreno, que tiene una influencia elevada en la acumulación y disipación de las presiones de poro.

El cálculo del drenaje se puede resolver numéricamente como se indica en Pestana *et al.* (1998).

4.4. Metodología de cálculo

Para evaluar conjuntamente los tres efectos de mejora, se procede según el método descrito en Carvajal *et al.* (2015). Se consideran los efectos consecutivamente según se indica a continuación:

1. Refuerzo: se calcula el factor K_G y con éste el CSR con refuerzo de columnas de grava. Conviene determinar el valor de K_G según se indica en Rayamajhi *et al.* (2012).
2. Densificación: a partir de la malla de diseño propuesta se puede evaluar la mejora en la resistencia a la penetración SPT según Baez (1995). Hay que tener en cuenta que con un valor de finos mayor al 15% no se recomienda considerar una mejora por densificación elevada.
3. Drenaje: considerando el CSR tras el refuerzo y el SPT mejorado por la densificación, se evalúa el drenaje según el método propuesto por Seed y Booker (1976). Para resolverlo numéricamente se sigue Pestana *et al.* (1998).

Para considerar conjuntamente el refuerzo, que produce una reducción en el CSR, y la densificación, que

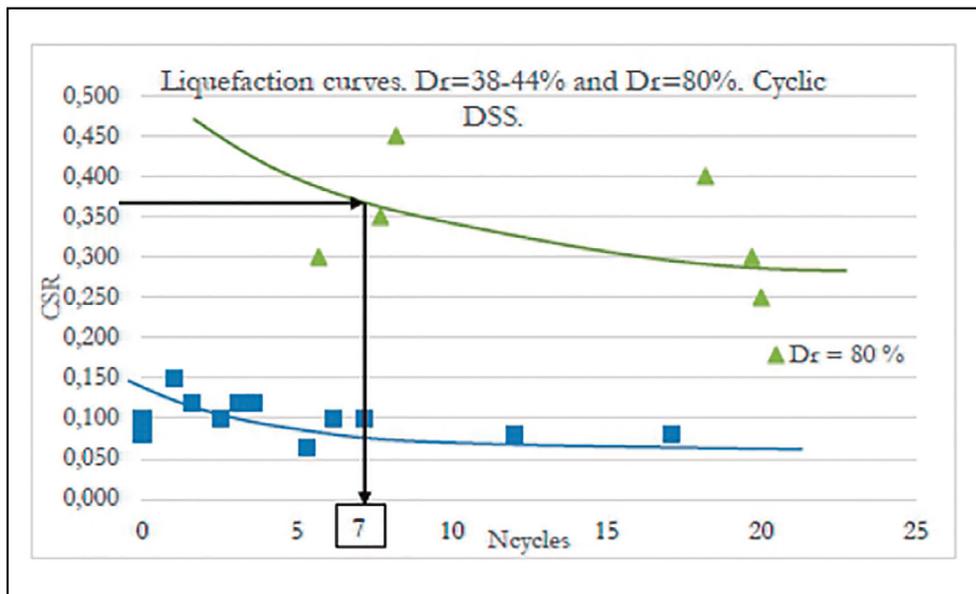


Figura 15. Curvas de licuefacción para arena con diferentes densidades relativas: D_r de 38 a 44% (azul) y $D_r=80\%$ (verde) (Sriskandakumar, 2004 y Jefferies, 2017, comunicación personal).

aumenta el SPT, se emplean las curvas de licuefacción, que relacionan el parámetro N_f con el CSR. Estas curvas varían con la densidad relativa.

Correlacionando el valor del SPT con la densidad relativa puede tenerse en cuenta la influencia de la densificación en el N_f . La Figura 15 muestra dos curvas de licuefacción para una misma arena con dos densidades diferentes. Se observa que para una mayor densidad relativa el número de ciclos necesario para el inicio de licuefacción (N_f) es mayor. Estas curvas de licuefacción se han estimado de forma esquemática a partir de datos experimentales de Sriskandakumar (2004) compilados por Jefferies (2017, comunicación personal).

4.5. Ejemplo de mitigación de licuefacción con columna de grava

A continuación, se muestra el cálculo de licuefacción para una columna de terreno uniforme consistente en una arena limpia (contenido de finos $FC < 5\%$) con las características indicadas en la tabla 3a, un sismo de diseño según la tabla 3b y un diseño de columnas de grava según la tabla 3c.

Tabla 3. Parámetros de estado de la arena (a), sismo de cálculo (b) y columnas de grava (c)

(a)			
D_r (%)	18,5		
e_o	0,94		
$(N_f)_{60}$	2		
γ (kN/m ³)	18,9		
w (%)	35		
k_s (m/s)	$1,44 \times 10^{-4}$		
m_v (m ² /kN)	$1,3 \times 10^{-4}$		
(b)			
PGA	M_w	N_{eq}	t_d (s)
0,3g	7,5	15	40

(c)

s (m)	d_{col} (m)	K_{col} (m/s)	$Ar = A_{cell}/A_{col}$
2	1	0,01	23

Seguindo la metodología descrita en el apartado 4.4, se estima el refuerzo, la densificación y se incluyen ambos en el cálculo del drenaje.

El refuerzo conseguido se evalúa con la figura 11, en la que se ve que, para un área de reemplazo, A_r , cercana al 20% el factor K_G asociado es de 0.9, y por tanto el CSR disminuye un 10%.

La densificación tiene un efecto muy favorable en este caso, ya que se trata de una arena limpia ($FC < 5\%$). En la figura 12 se ve la mejora introducida por la densificación. Se puede correlacionar la densidad relativa con la resistencia a la penetración según la ecuación (9).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{f,60}}{C_d}} \tag{9}$$

Donde C_d es un factor de calibración que se asume igual a 46. Según esta ecuación, una mejora de 2 a 32 en la resistencia a la penetración es equivalente a un cambio de densidad relativa del 18 % al 80 %.

Considerando este aumento de la densidad relativa, con la curva de licuefacción de la figura 15 se puede observar que, para el CSR de cálculo de 0.37, el número de ciclos para inicio de licuefacción, N_f , es aproximadamente igual a 7.

Es importante remarcar de nuevo que la densificación es muy favorable en este caso porque es una arena limpia, pero en suelos con más contenido de finos se debe limitar la mejora por densificación o incluso no considerarla.

Para evaluar la mejora debida al drenaje, incluyendo los efectos de refuerzo y densificación como se ha indicado previamente, se analiza la acumulación de presiones de poro, representada con el factor adimensional r_u . De esta forma podemos comparar los estados antes y después de la mejora con columna de grava.

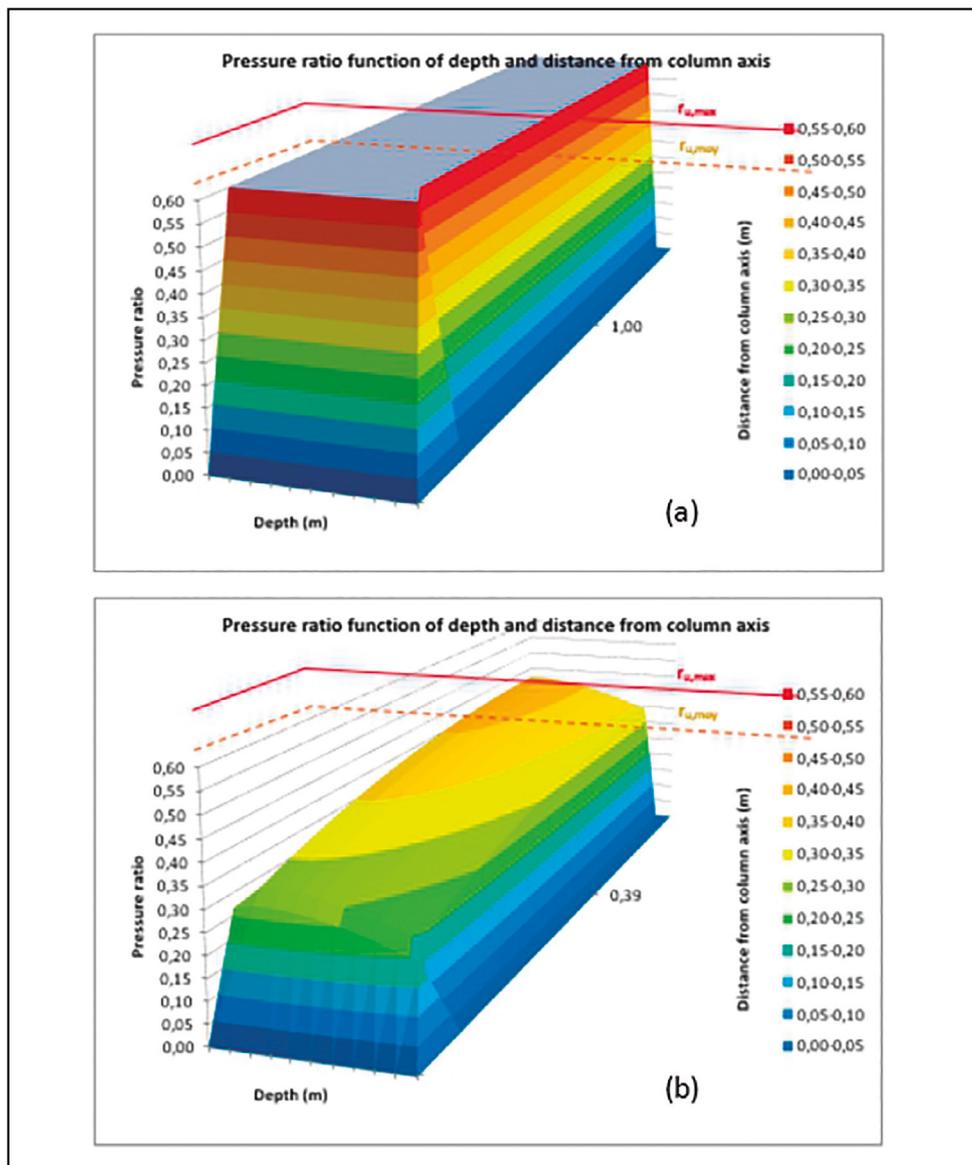


Figura 16. Distribución del ratio de acumulación de presión de poro, r_u , con la profundidad y la distancia radial al centro de la columna, para el estado anterior (a) y posterior (b) a la mejora con columnas de grava.

Resolviendo numéricamente, según se indica en Pestana *et al.* (1998), las ecuaciones de disipación de la presión de poros con la formulación de Seed y Booker (1976), la figura 16 muestra la variación del factor r_u con la profundidad y la distancia radial al centro de la columna. Nótese que los dos ejes no tienen la misma escala, ya que la profundidad de tratamiento es de un orden de magnitud superior a la distancia radial al eje. La figura 16a muestra la distribución de r_u antes de la mejora, y la figura 16b después de la mejora. En el primer caso el máximo r_u es 1.0, es decir, el sismo de diseño produce licuefacción. En el segundo caso el máximo r_u es 0.42, inferior a un valor conservador de diseño, que suele estar entre 0.5 o 0.6. Por tanto, se considera que no se inicia la licuefacción del terreno.

4.6. Cálculo de mitigación de licuefacción con elementos finitos

La nueva versión de Plaxis 2018 ha introducido una opción de cálculo denominada “Dynamic with consolidation” que permite la acumulación y la disipación de presiones de poro durante el sismo.

Otra de las ventajas adicionales de la versión 2018 de Plaxis es que se puede simular ensayos triaxiales cíclicos con la herramienta Soil test. Los ensayos de corte simple cíclico se aproximan más a las condiciones tensionales debidas al sismo que el triaxial cíclico. Sin embargo, estos últimos son más frecuentes en la literatura.

Los efectos de mejora para un problema de contorno se evaluarían de la forma siguiente:

- Refuerzo: al incluir las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, este efecto sí se considera en el modelo numérico.
- Densificación: este es un efecto de instalación, por lo que no se calcula directamente con el método de elementos finitos.
- Drenaje: como se ha indicado, con la opción de cálculo “Dynamic with consolidation” se puede calcular la variación de la presión de poro durante la acción dinámica.

Cabe resaltar que los problemas dinámicos requieren unas condiciones de contorno especiales para reproducir

de forma correcta las ondas de corte inducidas por la acción cíclica, y su disipación en el tiempo a través de los contornos. Por ello, después de la calibración del modelo constitutivo y antes de resolver el problema de contorno completo, se sugiere calcular una célula unitaria para ver si la respuesta es adecuada.

5. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1. Conclusiones

En la primera parte del artículo (apartados 2 y 3) se desarrolla la comparativa entre ensayos experimentales y su calibración numérica con el modelo constitutivo UBC3D mediante la aplicación “Soil test” del programa comercial de elementos finitos Plaxis. En cuanto a la formulación del modelo UBC3D, éste no incluye ningún parámetro de estado que considere la diferencia entre el índice de huecos actual y el crítico. Por tanto, no recoge de forma explícita la influencia de las diferentes densidades relativas para una misma arena. Por otra parte, y aunque en la formulación sí que se introduce la presión de confinamiento, se ha requerido variar los parámetros para calibrar diferentes presiones de confinamiento. Para una calibración robusta, una misma arena debería presentar los mismos parámetros constitutivos con independencia de su estado de confinamiento y de densidad relativa. Se incluye una comparativa con el modelo de plasticidad generalizada (MPZ), que permite calibrar con un solo set de parámetros diferentes presiones y densidades.

En cuanto a la respuesta del modelo constitutivo UBC3D, éste reproduce correctamente el inicio de la licuefacción. Sin embargo, se aprecian ciertas limitaciones en la trayectoria de tensiones. En el caso de carga monotónica, el modelo muestra inicialmente una mayor presión de poro respecto al ensayo experimental. En el caso de carga cíclica, la descarga no produce ninguna variación de presión de poro, y la trayectoria de tensiones en la fase de inicio de la licuefacción no reproduce fielmente la del ensayo.

En la segunda parte del artículo (apartado 4) se analiza la mitigación del riesgo de licuefacción con un tratamiento de terreno de columnas de grava. Los tres efectos de mejora son: refuerzo, densificación y drenaje. El método de cálculo expuesto es una forma racional y simplificada de considerar estos tres efectos. Es necesario estimar de forma correcta la permeabilidad del terreno y el número de ciclos para comienzo de la licuefacción, N_p , ya que ambos tienen una influencia clave en los resultados. Por otra parte, el efecto de densificación indicado es muy favorable, pero debe considerarse plenamente solo en caso de arenas limpias con un contenido de finos reducido (se propone $FC < 15\%$).

5.2. Futuras líneas de investigación

En cuanto a la calibración numérica de ensayos de licuefacción con modelos constitutivos, sería interesante comparar los resultados de diferentes ensayos dinámicos. Conviene evaluar ensayos triaxiales cíclicos (también disponible desde la versión 2018 del programa Plaxis). Los ensayos torsionales, como el HCT, evitan concentración

de tensiones y sería interesante reproducirlos numéricamente.

Sería conveniente desarrollar un procedimiento de calibración sistemática para el modelo UBC3D, que permitiría emplear con más garantías el modelo a nivel predictivo.

También se recomienda realizar una comparativa del modelo UBC3D con otros modelos que reproducen la licuefacción (MPZ, SaniSand, hipoplástico, PM4Sand etc.).

En cuanto a la mitigación de la licuefacción con columna de grava, el análisis con el modelo simplificado expuesto se debería completar con una profundización en la determinación del parámetro N_p , que tiene una influencia clave.

Con la versión 2018 del programa empleado (Plaxis 2D) se puede realizar un análisis dinámico con consolidación, que permite evaluar la acumulación y disipación de presiones de poro durante el sismo. Sería necesario para esto modelizar correctamente el efecto de instalación de la densificación de suelos por vibración.

Por último, se recomienda extender el análisis realizado a suelos con un contenido de finos variable, que también presentan problemas de licuefacción, como arenas limosas.

6. AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a los tutores, Diego Manzanal y Enmanuel Carvajal Díaz, su ayuda y la motivación para desarrollar la tesina del *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*. También a todos los profesores del máster, por compartir generosamente sus conocimientos y su experiencia.

7. REFERENCIAS

- Baez, J.L. (1995). *A design model for the reduction of soil liquefaction by using vibro-stone columns*. PhD Thesis. Civil Engineering, Univ. of Southern California.
- Been, K., y Jefferies, M. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35(2) : pp. 99-112.
- Boulanger, R.W., y Truman, S.P. (1996). Void redistribution in sand under post-earthquake loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(5): pp. 829-834.
- Carvajal, E., Vukotic, G., y Martínez Oviedo, D. (2015). *Liquefaction mitigation by soil improvement with vibro-stone columns*. Informe interno de Keller Cimentaciones. Alcalá de Henares (Madrid): Keller Cimentaciones.
- García, M. (2017). *Liquefaction analysis and mitigation with vibro-stone columns*. Tesis de Máster. Madrid: CEDEX.
- Idriss, I.M., y Boulanger, R.W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. EERI monograph MNO-12. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3): pp. 351-415.
- Makra, A. (2013). *Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams*. MSc Thesis. Delft University of Technology.
- Manzanal, D., Fernández Merodo, J.A., y Pastor, M. (2011). Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part 1: Saturated state. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(12): pp. 1347-1362.

Pestana, J.M., Hunt, C.E., Kammerer, A.M., y Goughnour, R.R. (1998). *Use of Prefabricated Drains with Storage Capacity for Reduction of Liquefaction Potential*. Geotechnical Engineering Report, University of California at Berkeley.

Petalas, A., y Galavi, V. (2013). PLAXIS Liquefaction Model: UBC3D-PLM. Disponible en <https://www.plaxis.com/support/models/ubcsand3d-model/>

Rayamajhi D., Nguyen, T.V., Ashford S.A., Boulanger R.W., Lu, J., Elgamal A., y Shao, L. (2012). Effect of discrete column on shear stress distribution in liquefiable soil. *Geo-congress*. Oakland.

Schofield, A., y Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. UK: McGraw-Hill.

Seed, H.B., e Idriss, I.M. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*. Monograph Series. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., y Banerjee, N. (1975). *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equiva-*

lent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses. Report No. EERC-75-29. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center.

Seed H.B., y Booker J.R. (1976). *Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems*. Report No. EERC 76-10. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center.

Sriskandakumar, S. (2004). *Cyclic loading response of Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests*. M. Sc. Thesis. Vancouver, BC: University of British Columbia.

Verdugo, R., y Ishihara, K. (1996). The steady state of Sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(2): pp. 81-91.

Wahyudi, S., Chiaro, G., De Silva, L. I. N., y Koseki, J. (2010). Stress-dilatancy behavior of loose sand during drained cyclic torsional shear loading. *12th International Summer Symposium of JSCE* (pp. 183-186). Tokyo, Japan: International Activities Committee, Japan Society of Civil Engineering.