Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia
1–3 julho 2019, Guimarães, Portugal
Universidade do Minho

EVOLUCIÓN DE LA PRESIÓN INTERSTICIAL EN UN TERRENO COHESIVO BAJO CARGA CÍCLICA

Daniel Panique L. [1], **Hernan Patiño, Rubén A. Galindo**[2] **y Claudio Olalla**[2]

1: Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
e-mail: dr.panique@alumnos.upm.es

2: Departamento de Ingeniería del Terreno
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
e-mail: {hernan.patino,rubenangel.galindo,colalla}@upm.es

Palabras clave: Generación de presión intersticial, Método de diferencias finitas, Carga cíclica, Suelo cohesivo

Resumen *Durante los últimos años ha crecido el interés por el estudio de la generación de presión intersticial en terrenos cohesivos bajo carga cíclica. Un aumento en la generación de presión intersticial debido a la carga cíclica disminuye las tensiones efectivas del terreno, y en suelos cohesivos conlleva una degradación de la resistencia del suelo y su posible rotura. Para su análisis se partió de ensayos de corte simple monotónico y cíclico realizados en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Madrid a muestras procedentes del Puerto de El Prat (Barcelona). Del análisis realizado se propone una formulación de la evolución de presión intersticial tanto para el caso estático (en función de la deformación) como el cíclico (dependiente del número de ciclos). Estas formulaciones dependen de la tensión vertical efectiva "in situ", de la tensión tangencial cíclica y del índice de huecos. En el caso dinámico se pretende encontrar el número de ciclos de corte simple con el cual se llega al Estado Crítico, donde se estabiliza la presión intersticial, y la propuesta de un ábaco para calcular la tensión efectiva en función del número de ciclos. Por último, se implementa la formulación planteada en el software de diferencias finitas FLAC2D (Itasca) para analizar el comportamiento de una zapata sometida a carga cíclica.*

1. INTRODUCCIÓN

La generación de presión intersticial ha sido estudiada por diversos autores desde la década de los 70 hasta la actualidad, y esto ha servido para que se generen diversas formulaciones empíricas. Uno de los primeros que trabajaron en formulaciones empíricas de generación de presión intersticial basada en método energéticos [1] en los años setenta. En los años ochenta, [2] propusieron un modelo de potencia para la presión intersticial de arcilla limosa ajustado a pruebas triaxiales cíclicas. Más adelante en los años noventa, [3] desarrollaron un modelo de generación de presión intersticial de degradación generalizada. En el 2000, [4] desarrollaron un modelo denominado GMP, [5] propuso mediante la evaluación del daño degradativo resolver la evolución de los ciclos y la generación de presión intersticial ante cargas cíclicas. Esta generación de presión intersticial en exceso ante carga de corte es debido a la contractancia de los suelos blandos, es decir, la tendencia a la disminución de volumen.

Un exceso en la generación de presión intersticial puede llevar a dos fenómenos dependiendo el tipo de suelo; para suelos granulares (arenas) licuefacción y para suelos cohesivos (arcillas) el reblandecimiento cíclico. La licuefacción se entiende como la reducción de la tensión efectiva del terreno hasta que su valor es nulo debido al aumento de la presión intersticial del agua. Por su parte, reblandecimiento cíclico es similar, pero a diferencia de los suelos granulares, la tensión efectiva no llega a un valor nulo.

Este último conlleva a que en la práctica ingenieril, se presenten problemas en el diseño de cimentaciones de estructuras construidas a lo largo de la costa, que se cimentan sobre arcillas blandas; diseño de instalaciones en alta mar como turbinas eólicas, que experimentan la carga de olas; estructuras como puertos, rompeolas y barreras contra marejada, que son estructuras sujetas a fuerte carga de olas; el diseño de cimentaciones de maquinaria que producen vibraciones que se transmiten al terreno; el diseño de terraplenes de carreteras y ferrocarriles, que deben resistir carga cíclica inducida por el tráfico; y otros tipos de cimentaciones como zapatas, fundación flotante o losa de fundación, que están cimentadas sobre suelos cohesivos saturados [6].

Debido a esta problemática surge el interés de estudiar la generación de presión intersticial en exceso ante carga de corte estática y cíclica en terrenos cohesivos. Para lo cual, esta investigación parte de datos experimentales de ensayos de corte simple realizados en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos (UPM) para muestras provenientes del puerto de Barcelona (Muelle del PRAT).

De este análisis se obtiene una formulación de generación de presión intersticial, a partir de los ensayos, que depende de la tensión efectiva vertical “in situ”, la tensión tangencial inicial, la tensión tangencial cíclica, el índice de huecos y número de ciclos. Esta formulación desarrollada se implementó bajo el código de programación FISH en el software de diferencias finitas FLAC2D [7], para poder determinar la generación de presión intersticial en exceso bajo carga cíclica y así poder estudiar cual es el máximo numero de ciclos que puede resistir una zapata en un suelo cohesivo antes que se produzca la falla por reblandecimiento cíclico.

2. DATOS EXPERIMENTALES

Los datos experimentales utilizados en el presente trabajo fueron realizados por [8] a muestras provenientes de sondeos del subsuelo del Puerto de Barcelona (El Prat). El deposito de suelo es de origen aluvial del Cuaternario reciente y más exactamente de la época Holocénica. Las muestras analizadas fueron clasificadas como arcillas limosas y limos arcillosos de plasticidad media a baja y describen al comportamiento del suelo como típicamente plástico, con presión intersticial positiva que evidencia un comportamiento contractivo, por lo que es un deposito de suelo normalmente consolidado o suelo con bajo grado de preconsolidación.

De los ensayos realizados sobre las muestras se concluyó que las principales propiedades índice fueron:

- La humedad natural esta entre el límite líquido y límite plástico con un valor medio de 29,96 %.
- La densidad aparente tiene un valor medio de 1,96 t/m^3.
- La gravedad específica tiene un valor medio de 2,75.
- El porcentaje de finos tiene un valor medio de 98,77 %.
- El índice de huecos medio tiene un valor de 0,82.

La data experimental estudió el comportamiento de un suelo cohesivo cuando es solicitado a diferentes combinaciones de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas como se muestra en la Figura 1. En el aparato de ensayo se consolidaron las muestras anisotrópicamente a la tensión de campo y posteriormente se aplicaron las diferentes combinaciones de tensiones tangenciales.

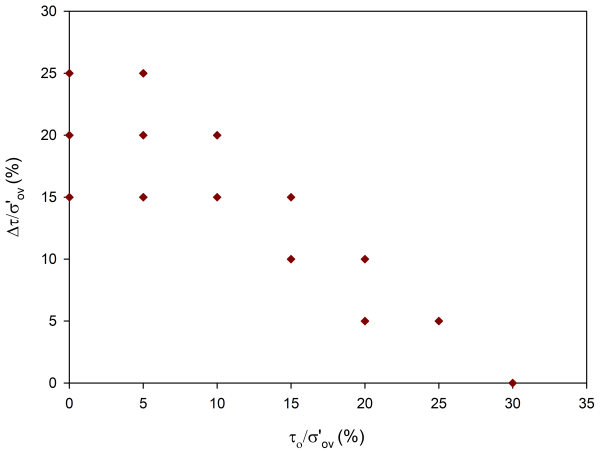


Figura 1: Combinación de esfuerzos aplicados durante la ejecución de los ensayos de corte simple [9].

En la Figura 1, la escala vertical corresponde a la tensión tangencial cíclica ($\Delta\tau_c$) normalizado respecto a la tensión vertical efectiva de consolidación de campo (σ'_{vo}) y la escala horizontal corresponde a la tensión tangencial estática (τ_o) normalizada también

con respecto a la tensión vertical efectiva de consolidación de campo. Por otro lado, los puntos ubicados sobre el eje vertical y el origen son casos en los que previo a la solicitación cíclica (+/- $\Delta\tau_c$), la tensión tangencial estática es nula. El resto de los puntos corresponde a tensiones estáticas que sumados con las tensiones cíclicas sean menores o iguales a la resistencia al corte estático de las pruebas de corte simple monotónico. Siendo este valor de resistencia de corte estática de $\tau_o / \sigma_{vo}^{'} \approx$ 0,30 o el 30 % y se ubica en el eje horizontal de la Figura 1.

En todos los ensayos de corte simple cíclico a fin de erradicar los factores que pudieran tener influencia en el comportamiento del suelo, se fijaron las siguientes condiciones:

- Muestras inalteradas.
- Tensión de consolidación igual a la tensión vertical efectiva "in situ" ($\sigma_{vo}^{'}$).
- Condiciones no drenadas y evolución de la presión intersticial generada por el método de drenaje restringido.
- Finalización del ensayo para deformaciones permanentes (γ_p) o deformaciones cíclicas (γ_c) iguales al 15 %, o el número de ciclos (N) igual a 1300.
- Tensión controlada durante la etapa cíclica.
- Deformación controlada durante la etapa monotónica.
- Aplicación de carga senoidal con amplitud igual a la tensión cíclica y periodo igual a 10 segundos.

La descripción del aparato utilizado, el tratamiento de las muestras para que sean inalteradas (método no convencional) y los resultados completos se pueden consultar en [8].

3. FORMULACIONES EMPÍRICAS

Para la obtención de formulaciones empíricas se realizó un análisis del comportamiento del suelo bajo carga monotónico y cíclica en ensayos de corte simple, se hizo el estudio de la generación de presión intersticial tanto estática como cíclica que se desarrolla a continuación.

3.1. Formulación para tensión tangencial estática

Partiendo de los datos experimentales bajo carga monotónica, se realizó un análisis del comportamiento de toda la data experimental. De los 16 ensayos realizados por [8], en la Figura 2 se muestran representativamente 5 de ellos para diferentes tensiones de confinamiento. En la Figura 2 se representa en el eje de las ordenadas la tensión tangencial (τ_{xy}) y en el eje de las abscisas la deformación tangencial (γ_m). De estos ensayos se puede ver claramente como tienden a tener valores máximos para deformaciones tangenciales de 15 al 20 %, de la misma manera la presión intersticial tiende a un valor máximo para cada ensayo.

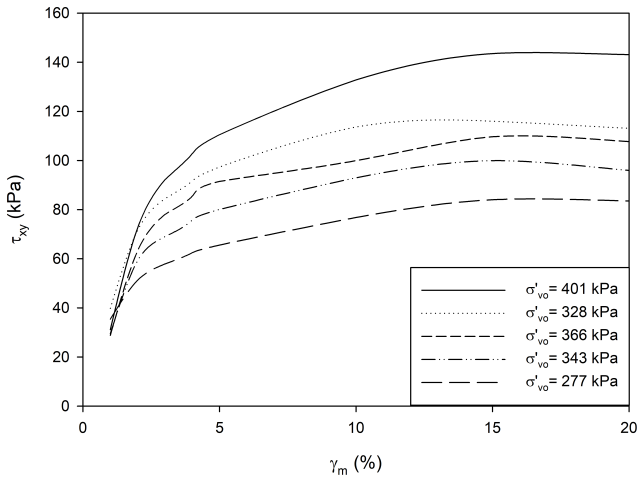


Figura 2: Ensayos de corte simple monotónico (data experimental).

Posteriormente los valores experimentales fueron normalizados por la tensión vertical efectiva "in situ" ($\sigma_{vo}^{'}$), tanto la tensión tangencial como la presión intersticial generada en los ensayos como se muestra en la Figura 3. Luego de haber probado con diversos modelos, el modelo que mejor se adecua para la evaluación del esfuerzo tangencial en un suelo cohesivo en función de la deformación tangencial es la siguiente expresión:

$$\tau_{xy} = e^{\left(\beta_0 + \frac{\beta_1}{\gamma_m}\right)} * \sigma_{vo}^{'} \tag{1}$$

Y para la evaluación de la generación de presión intersticial la siguiente expresión:

$$u = e^{\left(\beta_2 + \frac{\beta_3}{\gamma_m}\right)} * \sigma_{vo}^{'} \tag{2}$$

Donde:

u es la generación de presión intersticial.

$\sigma_{vo}^{'}$ es la tensión vertical efectiva "in situ".

τ_{xy} es la tensión tangencial.

γ_m es la deformación tangencial.

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ son constantes de ajuste de la formulación.

Ambas curvas de ajuste se las puede apreciar en la Figura 3. En el caso de la tensión tangencial, el modelo de ajuste cuenta con una correlación del 82 % y por su parte, la expresión para la generación de presión intersticial con 86,3 %.

Con los valores ya normalizados y las curvas de ajuste de la Figura 3, podemos apreciar que el valor máximo de tensión tangencial normalizada $\left(\frac{\tau_{xy}}{\sigma_{vo}^{'}}\right)$ tiende a ser de 0,32. Y por su parte, el valor máximo de la presión intersticial normalizada $\left(\frac{u}{\sigma_{vo}^{'}}\right)$ llega a un valor de 0,56. El hecho que el valor de la presión intersticial generada en todos los casos indica que el suelo tiene un comportamiento contractivo.

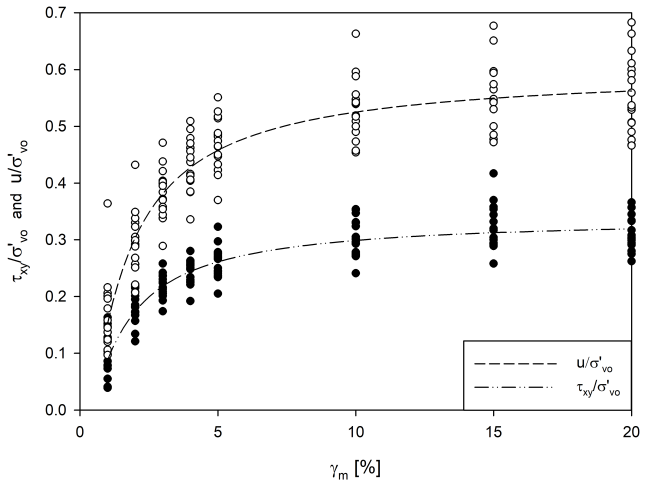


Figura 3: Curvas de ajuste para la tensión tangencial y presión intersticial en ensayos de corte simple monotónico.

3.2. Formulación para tensión tangencial cíclica

A partir de datos experimentales, [5] obtuvo una expresión de generación de presión intersticial en exceso a partir de un ajuste multivariante y por consiguiente la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = a_1 \left| \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} \right| ln \left(1 + \frac{1}{N} \right) \tag{3}$$

Donde:

$$a_1 = 0,35(1 + e_0) \tag{4}$$

La fórmula (3) supone que cada nuevo ciclo es un incremento de la presión intersticial, el coeficiente de correlación múltiple obtenido es de 87 %. Por otro lado, el parámetro de ajuste a_1 es dependiente del índice de huecos e_0. Esta última variable incrementó el ajuste de la correlación y se la tiene en cuenta debido a que existe diferentes valores para los diferentes estratos y profundidades de los datos experimentales.

Por su parte, también podemos indicar de la formula (3) lo siguiente:

- A mayor número de ciclos es mayor el incremento de presión intersticial, aunque la velocidad de crecimiento disminuye.
- El incremento de la presión intersticial debido a la carga cíclica es independiente de la tensión tangencial inicial.

La ley de generación de presiones intersticiales en suelos cohesivos dependiente del número de ciclos propuesta por [10] es la siguiente:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = \left| \frac{\tau_0}{\sigma'_{vo}} \right| \left(\frac{1}{c} - \frac{1}{\sin \varphi_{eq}} \right) + \sum^{N} a_1 \left| \frac{\tau_c}{\sigma'_{vo}} \right| ln \left(1 + \frac{1}{N} \right) \tag{5}$$

Donde:

c es la relación de la tensión de rotura tangencial respecto a la tensión efectiva de campo, que se supone en general un valor constante con la profundidad,

$$c = \frac{\tau_{xy}}{\sigma'_{vo}} \tag{6}$$

Y el ángulo de rozamiento de pico equivalente φ_{eq} es:

$$sin(\varphi_{eq}) = \frac{c}{\left(1 - 1,2\ c\ e_0^{1,5}\right)} \tag{7}$$

Bajo esta ley de generación de presiones intersticiales dada por la ecuación (5), se relacionó la generación de presión intersticial con el número de ciclos, las combinaciones de tensiones tangenciales y el índice de huecos. De esta manera se puede calcular el número de ciclos necesario para alcanzar el Estado Crítico para una determinada combinación de tensiones.

4. METODOLOGÍA NUMÉRICA

La implementación de las formulaciones empíricas de generación de presión intersticial se las hizo en un software de diferencias finitas FLAC2D [7]. Este software incluye una opción de programación interna (FISH), con la cual se insertaron las formulaciones de generación de presión intersticial, tanto estática como cíclica. Las consideraciones generales de la modelación son:

- Deformación plana.
- Pequeñas deformaciones.
- Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.
- Regla de flujo no asociada con ángulo de dilatancia igual a cero.

Para la determinación de la máxima presión intersticial se hizo uso de la metodología para la obtención de la carga de hundimiento. Es decir, una vez que se obtiene la presión intersticial estimada por la formulación propuesta, se hace un equilibrio de tensiones con las tensiones del terreno y posteriormente se comprueba por carga de hundimiento si el terreno resiste las condiciones impuestas. Esta metodología de carga de hundimiento en FLAC consiste en la aplicación de una velocidad vertical descendente a lo largo de los nodos del ancho de la zapata, es controlada y cuantificada como desplazamiento vertical por cada paso de cálculo. Posteriormente se grafica la aplicación de esta carga con el desplazamiento producido y se obtiene la carga de hundimiento del terreno.

4.1. Análisis de convergencia

Para la determinación del tamaño de malla y la velocidad de aplicación de carga al modelo, se realizó un análisis de convergencia. De este análisis se determinó que el tamaño de malla mas adecuado es de 0,5m y una velocidad de aplicación de carga de 2,5 E-6 (step/m).

4.2. Tamaño y características del modelo

De acuerdo con el análisis de convergencia fue determinado el tamaño de malla y la velocidad de aplicación de la carga. Por otro lado, para el tamaño del modelo se tomó en cuenta la presión intersticial y la cuña de rotura. Estas dos variables no deben ser interferidas por los contornos del modelo, por lo que se optó por tomar un ancho del modelo de 20 veces la base de la zapata (B) y un alto de 12 veces el ancho (B) como se muestra en la Figura 4.

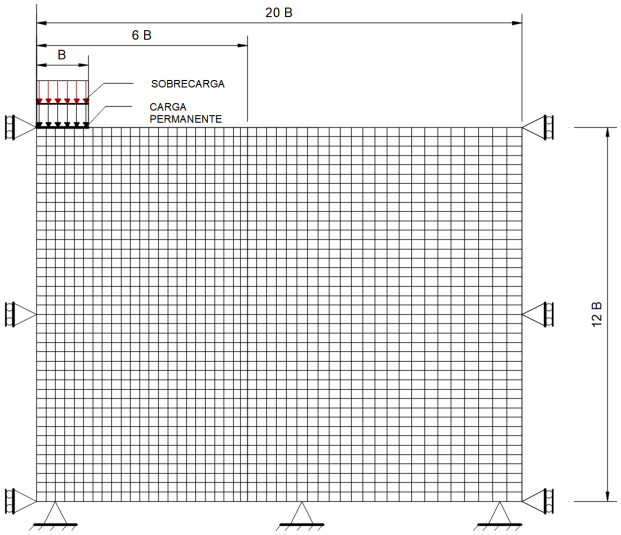
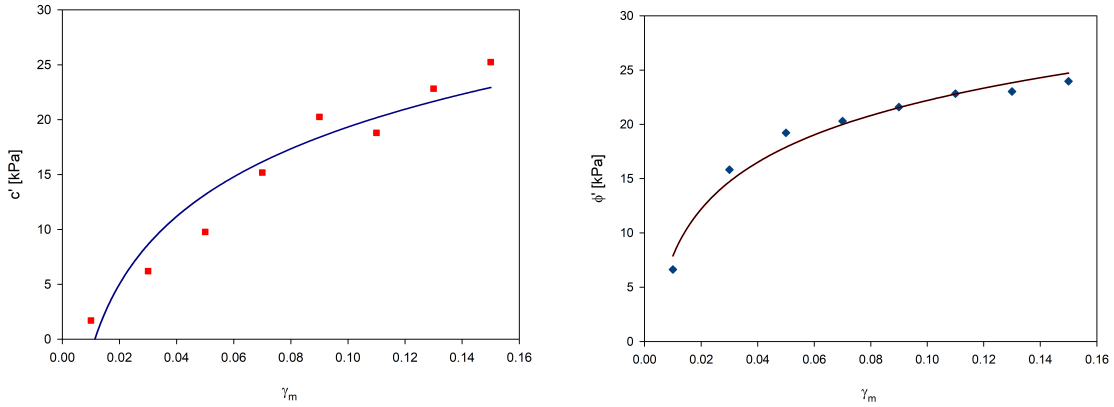


Figura 4: Esquema del modelo utilizado en FLAC.

4.3. Propiedades del terreno

Las propiedades del suelo utilizado en la modelación en FLAC, corresponden a un valor de módulo de elasticidad (E) de 5 MPa y el coeficiente de Poisson (ν) de 0.25. A su vez, estos valores corresponden al módulo volumétrico (K) de 3.33 kPa y módulo de corte (S) 2MPa. Estos valores corresponden con el tipo de suelo ensayado, así como fue descrito por [11, 12], una arcilla limosa de baja plasticidad, normalmente consolidada o con bajo grado de preconsolidación.

Para la elección de los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna nos basamos en la Figura 5, que corresponde al trabajo realizado por [8]. En la Figura 5 podemos apreciar cómo es la variación de la cohesión y el ángulo de fricción interna en función de la deformación tangencial para todos los datos experimentales. En lo que respecta a la cohesión varia desde un valor casi nulo hasta los 25 kPa; y el ángulo de fricción interna varia desde un valor de 6 hasta los 24º. Para el presente trabajo se optó por tomar un valor de cohesión de 10 kPa y un ángulo de fricción interna de 20º, los mismos que corresponden a valores de pequeñas deformaciones tangenciales.



(a) (b)

Figura 5: Tendencia de variación de la cohesión y el ángulo de fricción interna en función de la deformación angular [8].

4.4. Proceso de cálculo

Para la modelación en FLAC se realizó un proceso de cálculo, el mismo que esta estructurado en 6 etapas de calculo como se muestra en la Figura 6.

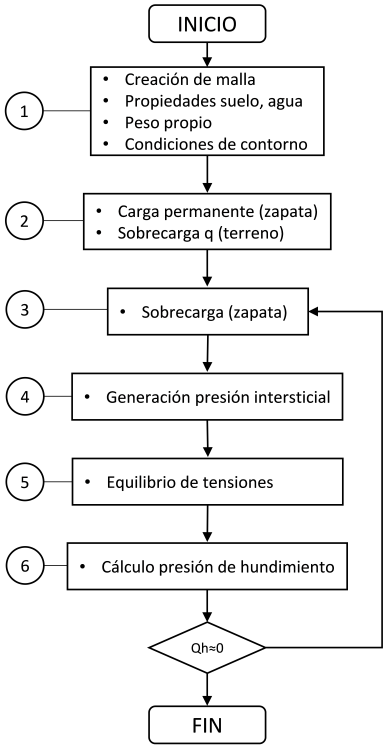
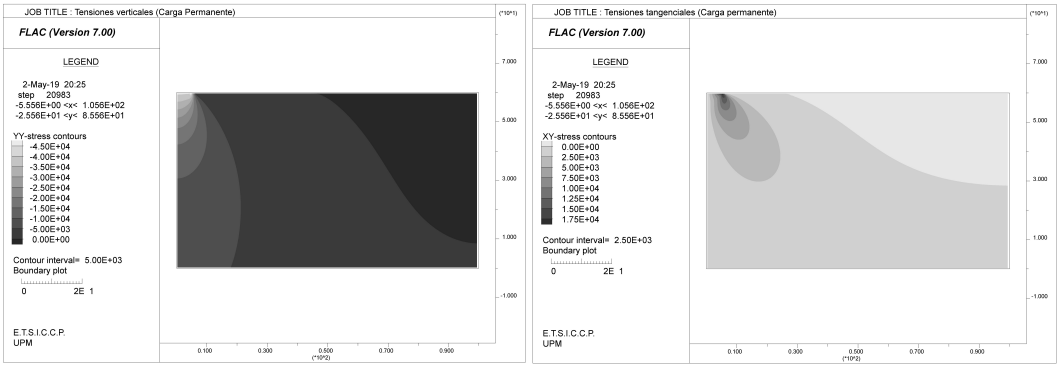


Figura 6: Esquema del proceso de cálculo en FLAC.

La primera etapa corresponde a la creación de la malla, designación de las propiedades del suelo y agua, peso propio del terreno y las condiciones de contorno. Para la presente

investigación se determinó como primer paso minimizar las variables que afecten a la modelación por lo que se decidió trabajar sin peso propio del terreno, lo que correspondería a que no existe estado tensional en la primera etapa y que no influirá el ancho de la zapata.

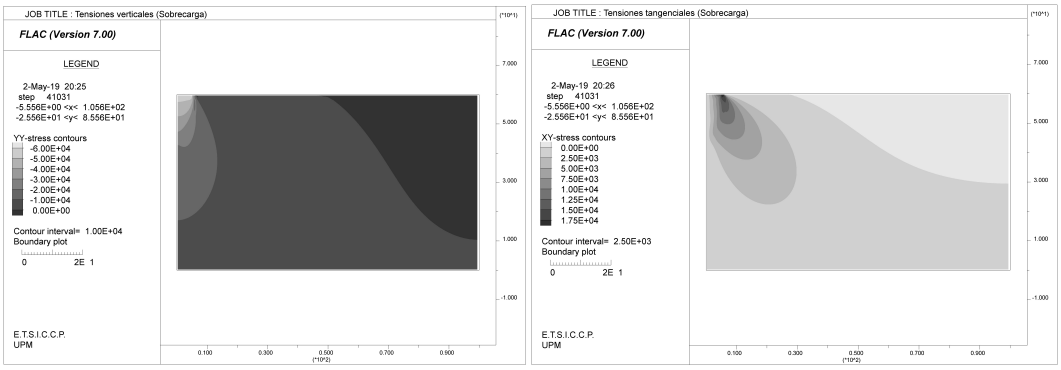
En la segunda etapa es aplicada la carga permanente de la zapata y la sobrecarga del terreno. En el presente trabajo se determinó que la sobrecarga sobre el terreno sea nula (q=0) y por consiguiente los estados tensionales que corresponden a la tensión vertical y la tensión tangencial debido a la carga permanente se muestra en la Figura 7. Ambas variables con ayuda del código FISH deben ser extraídas y guardadas para utilizarlas en la formulación cíclica.



(a) (b)

Figura 7: Tensiones verticales y tangenciales producidas por la carga permanente.

La tercera etapa se aplica la sobrecarga en la zapata lo que se refleja en un incremento de las tensiones verticales y las tensiones tangenciales como se muestran en la Figura 8. De la misma manera que en la carga permanente se deben extraer y guardar ambas variables para que sean ejecutas posteriormente en la formulación cíclica propuesta.



(a) (b)

Figura 8: Tensiones verticales y tangenciales producidas por sobrecarga sobre la zapata.

En la cuarta etapa se calcula la generación de la presión intersticial con la formulación cíclica de la ecuación (5) como se muestra en la Figura 9. En la quinta etapa se realiza un equilibrio entre las presiones intersticiales generadas y las tensiones del suelo.

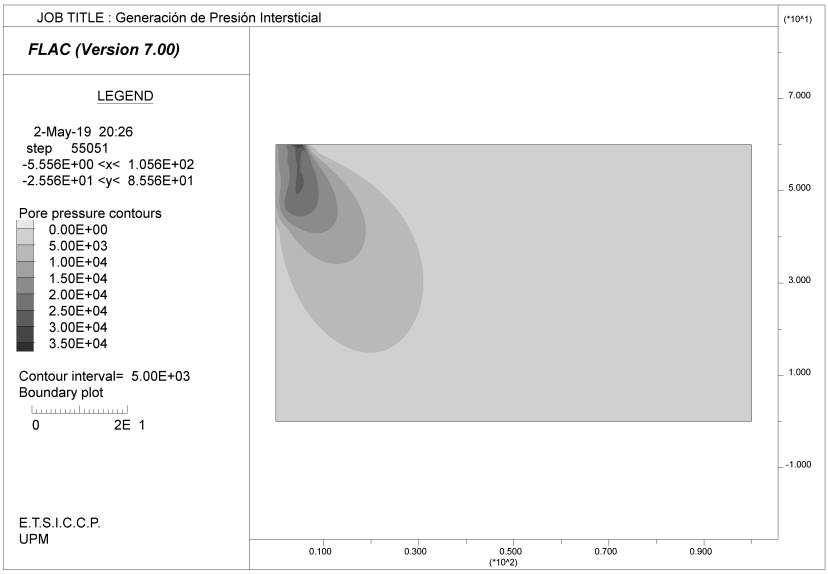
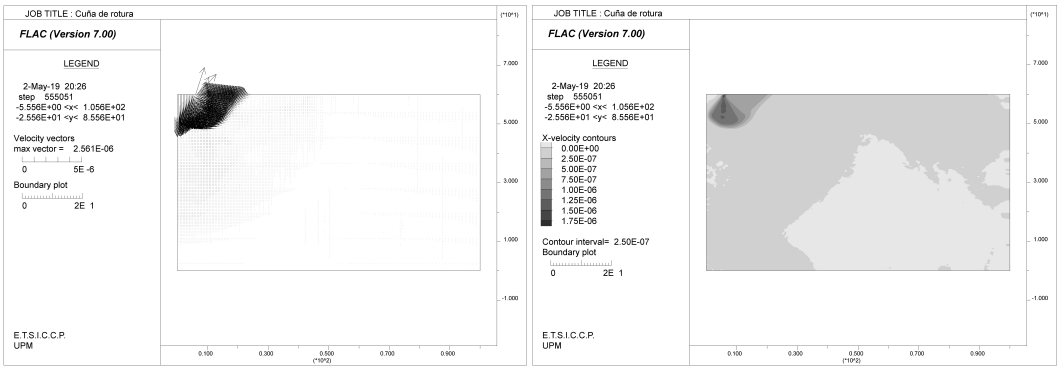


Figura 9: Presión intersticial generada antes del Estado Crítico.

Y, por último, en la sexta etapa se procede al cálculo de la presión de hundimiento del terreno la cual genera las cuñas de rotura que se muestran en la Figura 10. En esta figura en el inciso a) se puede apreciar que en el borde de la zapata existen puntos con tensiones elevadas lo cual es una característica de las tensiones tangenciales.

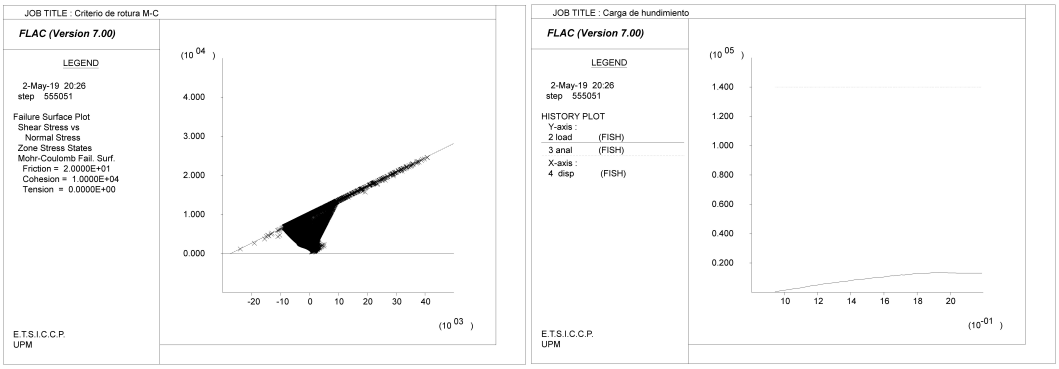


(a) (b)

Figura 10: Cuña de rotura de la zapata.

Al finalizar las seis etapas de cálculo se verifica que cumpla con dos criterios establecidos, los que se muestran en la Figura 11. En el inciso a) debe cumplirse con el criterio de Mohr Coulomb y el inciso b) que la carga de hundimiento sea igual o próxima a cero. El proceso es iterativo y en caso de cumplir los dos criterios se debe volver al paso tres

y aumentar la sobrecarga hasta que uno o los dos criterios no cumplan; de esta manera un valor anterior que cumpla con ambos criterios sería el valor válido antes de alcanzar el Estado Crítico.



(a) (b)

Figura 11: Criterios de verificación de la presión intersticial en Estado Crítico.

5. RESULTADOS

5.1. Resultados estáticos

La generación de presión intersticial estática corresponde a la aplicación únicamente de carga estática, que con el tiempo se va produciendo la consolidación del terreno y, por tanto, la disipación de presión intersticial. Con las ecuaciones (1) y (2) implementadas en FLAC2D, lo que se pretende es poder reproducir la generación de presión intersticial en el instante de la aplicación de la carga estática como se muestra en la Figura 12, b), d) y f).

En la Figura 12 se puede apreciar la generación de presión intersticial convencional en los incisos a), c) y e); y en los incisos b), d) y f) la generación de presión intersticial propuesta por el ajuste de datos experimentales de ensayos de corte simple monotónico. Para la comparación de ambos métodos se tomó como referencia valores de carga permanente del orden del 10, 30 y 50 % de la carga de hundimiento estática (Phe). Los incisos a) y b) corresponden a un valor de carga permanente de 0,10*Phe; los incisos c) y d) a un valor de carga permanente de 0,30*Phe; y e) y f) a un valor de 0,50*Phe de carga permanente aplicada al modelo.

Como se puede apreciar de la Figura 12, el método convencional de generación de presión intersticial va ligado directamente al incremento de tensiones normales; por lo que los valores máximos de presión intersticial se producen bajo y al medio de la zapata. Por el contrario, con el método propuesto, la generación de presión intersticial va ligada a las tensiones tangenciales por lo que los valores máximos de presión intersticial están al borde de la zapata. Los valores para el análisis están detallados en la Tabla 1.

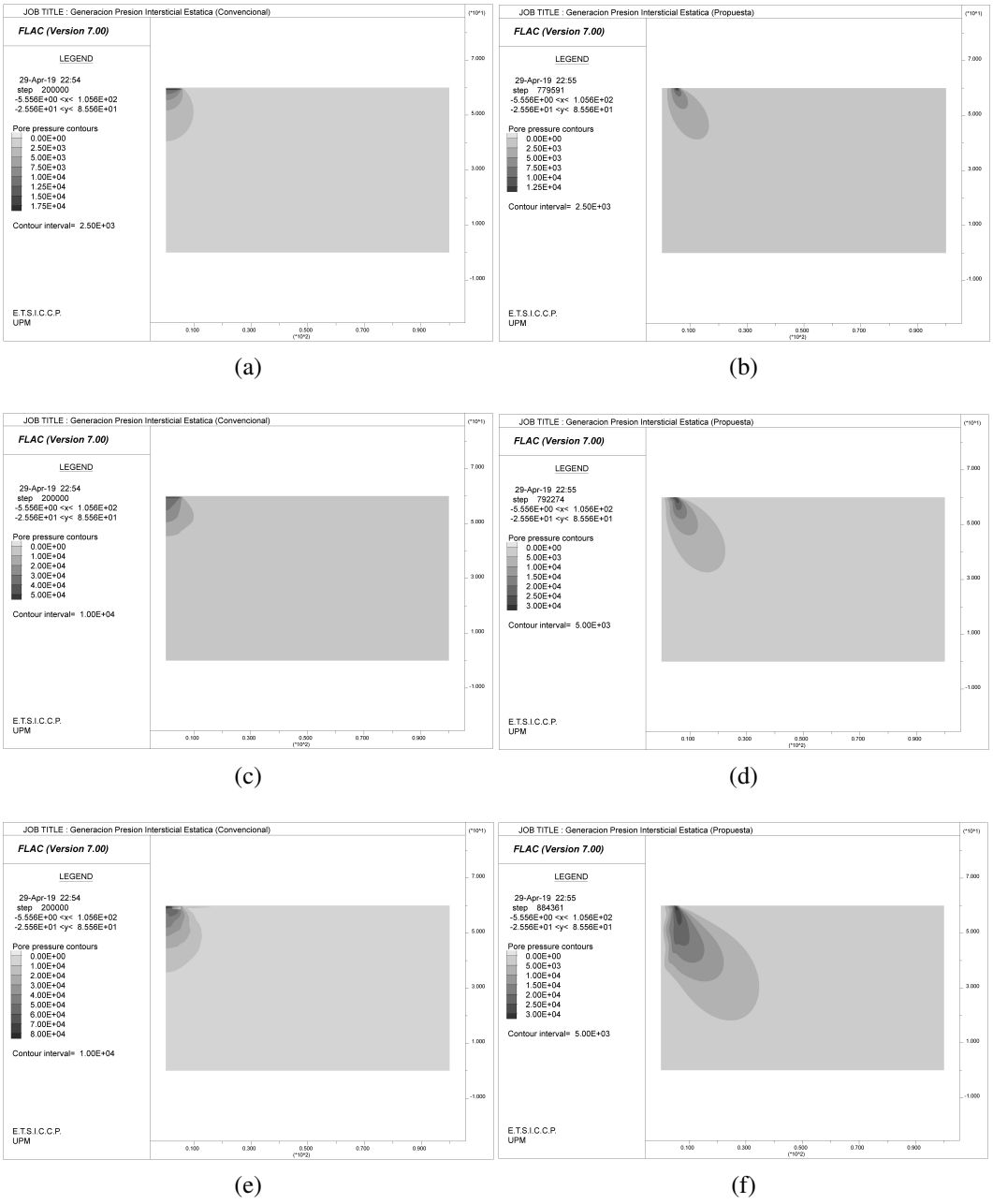


Figura 12: Generación de presión intersticial para distintas cargas de la zapata.

Como se puede ver en la Tabla 1 el método convencional de generación de presión intersticial tiene valores máximos en el medio de la zapata a diferencia de la metodología propuesta que genera los valores máximos en el borde de la zapata. Analizando ambos métodos en el borde de la zapata se puede contrastar que son muy parecidos, pero en el medio de la zapata en el método propuesto tienden a ser valores muy bajos a diferencia que para el método convencional los valores son los máximos generados.

METODO CONVENCIONAL				METODO PROPUESTO			
10 % de CP							
Descripción	**Profundidad [m]**	**PI Bajo [kPa]**	**PI Borde [kPa]**	**Descripción**	**Profundidad [m]**	**PI Bajo [kPa]**	**PI Borde [kPa]**
Max	0.5	19.35	15.05	**Max**	0	0.315	13.77
B/2	3	9.21	6.15	**B/2**	3	0.32	6.93
B	5.5	6.72	4.98	**B**	5.5	0.3	5.35
1.5*B1	8	5.15	4.17	**1.5*B**	8	0.24	4.18
3*B	16.5	2.85	2.64	**3*B**	16.5	0.1	1.895
30 % de CP							
Max	0.5	51.8	40.67	**Max**	0	1.083	31.74
B/2	3	32	21.36	**B/2**	3	0.849	18.23
B	5.5	29.56	19.46	**B**	5.5	0.804	15.58
1.5*B	8	23.7	17.77	**1.5*B**	8	0.738	12.25
3*B	16.5	7.24	5.46	**3*B**	16.5	0.329	5.41
50 % de CP							
Max	0.5	88.28	25.5	**Max**	0	0.853	26.38
B/2	3	49.13	41.66	**B/2**	3	0.586	24.02
B	5.5	47.44	33.63	**B**	5.5	0.721	22.37
1.5*B	8	40.19	30.76	**1.5*B**	8	1.394	22.03
3*B	16.5	18.41	16.33	**3*B**	16.5	0.741	16.25

Tabla 1: Resultados de presión intersticial por método convencional y propuesto.

5.2. Resultados cíclicos

5.2.1. Variación en función del índice de huecos

En la Figura 13 se tomó un caso para carga permanente de 25 % de la carga de hundimiento y se hizo variar el índice de huecos para un valor medio de 0,82; un valor superior de 0,90 y un valor inferior de 0,74. Se puede observar que a mayor índice de huecos es menor la capacidad de resistencia del suelo y por el contrario a menor índice de huecos es mayor la capacidad de resistencia del terreno.

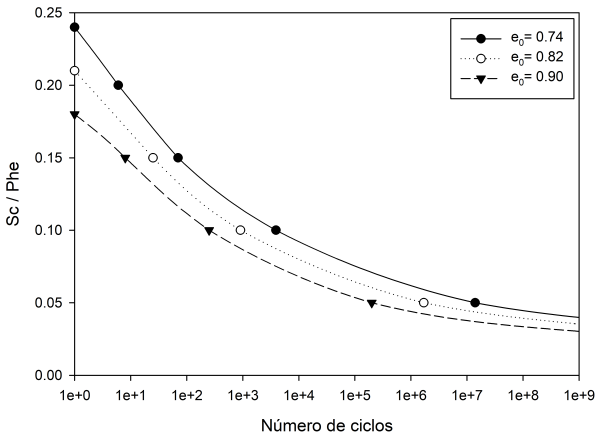


Figura 13: Variación de la sobrecarga normalizada para distintos valores de índice de huecos.

Por otra parte, analizando para un determinado número de ciclos podemos decir; para un ciclo existe la mayor variación de la sobrecarga normalizada (S_c/P_{he}) de 0,03; sin embargo, para 10.000 ciclos la variación disminuye siendo para un índice de huecos de

un valor de 0,07; para 0,82 de 0,08 y para 0,74 de 0,09. A mayor número de ciclos esta variación tiende a ser menor como se aprecia en la Figura 13. Si por su parte, analizamos para una sobrecarga normalizada de 15 % para un índice de huecos de 0,90 llega a ser de 8 ciclos, para un valor medio de 0,82 de 25 ciclos y para 0,74 de 70 ciclos. Y para un valor de sobrecarga normalizada 5 %, para un índice de huecos de 0,90 llega a los 200.000 ciclos, para un valor de 0,82 llega a los 1,7 millones de ciclos y para 0,74 a los 14 millones de ciclos.

5.2.2. Estabilización de la presión intersticial para una sobrecarga y número de ciclos máximos

Cuando hablamos de la estabilización de la presión intersticial suponemos haber alcanzado el Estado Crítico, bajo este concepto aplicado a nuestro modelo podemos estimar la máxima presión intersticial alcanzable por la ecuación (5) para un caso cíclico. Esta ecuación relaciona la generación de presión intersticial con el número de ciclos, una combinación de tensiones tangenciales y el índice de huecos. Implementada esta ecuación en FLAC2D se puede calcular el número máximo de ciclos necesarios para alcanzar el Estado Crítico como se muestra en la Figura 14.

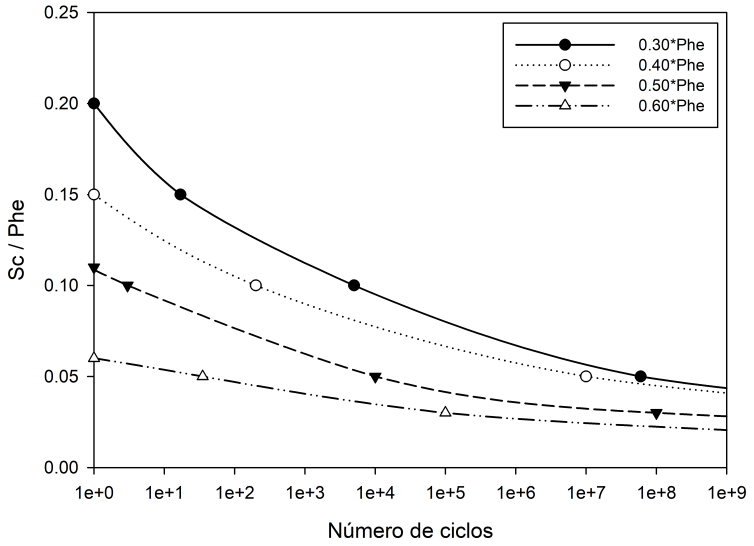


Figura 14: Número de ciclos para estabilizar la generación de presión intersticial para una sobrecarga máxima.

Como se puede observar de la Figura 14, a mayor carga permanente aplicada a la zapata menor será la sobrecarga que pueda aplicarse y por ende en consecuencia resistirá menor número de ciclos. Por contrario si la carga permanente aplicada a la zapata es menor, mayor podrá ser la sobrecarga que resista y más ciclos. Existe una gran variación de valores en la sobrecarga para ciclos pequeños, pero a medida que estos incrementan la variación es menor.

Si analizamos para 0,30*Phe, esta carga permanente puede resistir una sobrecarga máxima de 0,20*Phe para un ciclo. Si por el contrario tomamos 0,60*Phe, la sobrecarga

máxima que puede resistir para un ciclo es de 0,06*Phe. Tomando un número de ciclos mayor como 1×10^9; podemos ver que para 0,30*Phe la máxima sobrecarga que puede resistir es de $\approx$ 0,04*Phe y para 0,60*Phe de $\approx$ 0,02*Phe.

La Figura 14 puede ser de gran ayuda para el diseño de cimentaciones en terreno cohesivo sometidas a carga cíclica, ya que teniendo un número de ciclos aproximado y la carga permanente podemos estimar la máxima sobrecarga que puede resistir antes de alcanzar el Estado Crítico. O en su defecto si tenemos la carga permanente y su sobrecarga, estimar el número máximo de ciclos que puede resistir. Es decir, si tenemos una zapata con una carga permanente de 0,40*Phe y una sobrecarga de 0,05*Phe, el número máximo de ciclos será de 1×10^7. Y si tomamos como número máximo de ciclos 10.000 y una carga permanente de 0,50*Phe, la sobrecarga máxima será de 0,05*Phe.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones a partir del análisis realizado del presente artículo son las que se describen a continuación:

- Se ha propuesto una formulación empírica de generación de presión intersticial para carga estática y cíclica a partir de ensayos de corte simple y su posterior implementación en el software de diferencias finitas FLAC2D.
- Se realizó un análisis en la generación de presión intersticial tanto para el método convencional como para la formulación estática propuesta. El método convencional de generación de presión intersticial va ligado directamente al incremento de tensiones normales; por lo que los valores máximos de presión intersticial se producen al medio y bajo la zapata. Con el método propuesto, la generación de presión intersticial va ligada a las tensiones tangenciales por lo que los valores máximos de presión intersticial están al borde de la zapata.
- Del análisis de variación de índice de huecos se puede verificar que a menor índice de huecos es mayor la resistencia del terreno y a mayor índice de huecos menor resistencia. Esto es algo convincente ya que se espera que a mayor compactación de un terreno el índice de huecos sea menor y mayor la resistencia del terreno ante carga cíclica.
- Se obtuvo un ábaco de generación de presión intersticial bajo carga cíclica, en el cual se puede estimar el número de ciclos necesario para alcanzar el Estado Crítico para diferentes combinaciones de tensiones estáticas y cíclicas actuantes. A mayor carga permanente aplicada a la zapata menor será la sobrecarga que pueda aplicarse y por ende en consecuencia resistirá un menor número de ciclos. Por contrario, si la carga permanente aplicada a la zapata es menor, mayor podrá ser la sobrecarga que resista y mayor el número de ciclos. Existe una gran variación de valores en la sobrecarga para ciclos pequeños, pero a medida que estos incrementan la variación es menor.

REFERENCIAS

[1] Martin, Geoffrey R. and Finn, W. D. and Seed, H. Bolton,"Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Geotechnical Division*, Vol. 101, pp. 423-438, (1975).

[2] Hyde, F L and Ward, S. J, *"A pore pressure and stability model for a silty clay under repeated loading"*, Geotechnique, Vol. 35, pp. 113-125, (1985.

[3] Matasovíc, Neven and Vucetic, Mladen, "Generalized cyclic-degradation-pore-pressure generation model for clays", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, pp. 33-42, (1995).

[4] Green, R A and Mitchell, J K and Polito, C. P., "An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils", *Proceedings of the Jhon Booker Memorial Symposium*, pp. 1-9, (2000).

[5] Galindo Aires, Rubén Ángel, "Análisis, Modelización e Implementación Numérica del Comportamiento de Suelos Blandos ante la combinación de Tensiones Tangenciales Estáticas y Cíclicas", *Universidad Politecnica de Madrid*, pages 492, (2010).

[6] Seed, H. Bolton and Cetin, K. O. and Moss, R E S and Kammerer, A M and Wu, J and Pestana, J M and Riemer, M F and Kayen, R E, "RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING : A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK", Berkeley, (2003).

[7] Itasca Consulting Group Inc., "FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua", (1995).

[8] Patiño Nieto, Carlos Hernan, "Influencia de la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas en la evaluación de parámetros dinámicos de un suelo cohesivo", *Universidad Politecnica de Madrid*, pages 240, (2009).

[9] Patiño Nieto, Carlos Hernan and Soriano Peña, Antonio, *Corte simple cíclico y parámetros dinámicos de un suelo cohesivo*., *XIII Congreso Colombiano de Geotecnia, 2010.*

[10] Galindo, Rubén A., *Estudio de la generación de presión intersticial ante carga de corte simple*., *Congress on Numerical Methods in Engineering, Coimbra, 2011*.

[11] Patiño, H. and Soriano, A. and González, J., "Failure of a soft cohesive soil subjected to combined static and cyclic loading", *Soils and Foundations*, Vol. 53,No. 6, pp. 910-922, (2013).

[12] Martínez, Eliana and Patiño, Hernán and Galindo, Rubén, "Evaluation of the risk of sudden failure of a cohesive soil subjected to cyclic loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 92, pp. 419-432, (2017).