

Comportamiento No Lineal Dinámico de Cimentaciones Superficiales en Suelos Granulares: Enfoque por Desempeño.

Juan David Quijano

Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia, jundaq@gmail.com

Roberto Terzariol

Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, reterzariol@gmail.com

Marcelo Zeballos

Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba, Argentina, marcelozeballos@yahoo.com.ar

RESUMEN: Se revisa el comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares frente la condición de balanceo cíclico. Por medio de simulaciones en MEF, un acelerograma real e incluyendo la corrección de línea base; se presenta que el sistema cimentación-suelo- estructura actúa como una bisagra, dispersando la energía e induciendo al asentamiento permanente y a la rotación, pero no a la falla general; mejorando el desempeño general del sistema.

Cimentaciones, Suelos granulares, Dinámica, Interacción suelo- estructura, No-Lineal, MEF.

1 INTRODUCCIÓN

Las acciones sísmicas representan una de las situaciones más desfavorables para el comportamiento del sistema estructura-cimentación, pero el balanceo del sistema tiene el potencial de reducir las demandas de ductilidad sobre la estructura disipando la energía del sismo por medio de la incorporación del comportamiento no lineal del suelo de apoyo. El diseño debe activamente invitar a la creación de dos mecanismos de falla simultáneos: el levantamiento de la cimentación y la movilización de la resistencia última. Así, el sistema actuará como una bisagra, dispersando la energía e induciendo al asentamiento permanente y a la rotación.

El diseño tradicional considera la respuesta dinámica de la cimentación bajo el supuesto de que la contribución del suelo puede ser modelada elásticamente. Primero se debe verificar que las acciones de la cimentación no violen la superficie de resistencia. Segundo, se debe evaluar las deformaciones de la cimentación suponiendo un comportamiento elástico.

Una simplificación usual del sistema es la modelación por medio de resortes, pero las restricciones de los modelos basados en resortes, parten de que asumen el comportamiento

elástico del suelo, pero el suelo no es elástico excepto para deformaciones por corte muy pequeñas. (Dobry y Gazetas, 1985; Gazetas, 1991; Pender, 2007). El enfoque con resortes no lineales, no es satisfactorio ya que no representa correctamente la presión en los bordes, esta no es cero cuando el desplazamiento es cero. Los resortes no tienen interacción entre ellos, por lo tanto un punto no tiene comunicación con otro punto (Pender, 1999). Son necesarias alternativas.

Gajan *et al.* (2005) demostraron el gran potencial de disipación de energía que tienen los suelos bajo la cimentación durante la carga dinámica y la reducción de las demandas sobre la estructura. Las deformaciones permanentes se asocian con el ablandamiento del sistema, son proporcionales al número de ciclos de carga y el rango de acumulación de asentamientos decrece a mayor profundidad de la cimentación. Las estructuras sometidas a una fuerte sollicitación sísmica, tienden a experimentar grandes fuerzas inerciales. Para las estructuras esbeltas estas fuerzas conducirán a grandes momentos de vuelco en la base en comparación con la carga vertical. Los momentos pueden llevar a una cimentación a experimentar desprendimiento por levanta-miento de uno de los bordes del suelo de

apoyo, lo que dará lugar al aumento de las tensiones normales bajo el borde opuesto y si las concentraciones de tensión son lo suficientemente grandes a el desarrollo del mecanismo de falla por la movilización de la resistencia.

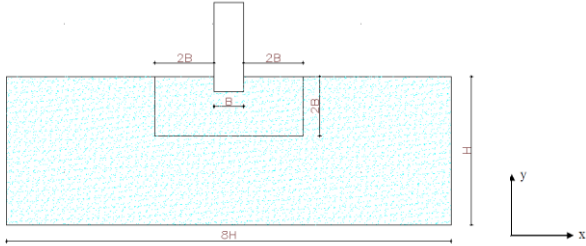


Figura 1: Geometría.

Pero en contraste con una situación estática, no se produce la falla. Gracias a la naturaleza cíclica y cinemática de las vibraciones inducidas por el sismo, las fuerzas de inercia no actúan de manera permanente en la misma dirección, al ser cíclicas, rápidamente dan marcha atrás y de ese modo alivian el suelo afectado; adicionalmente las fuerzas de inercia en desarrollo se reducen una vez que el sistema suelo-cimiento alcanza su resistencia última, porque el sistema de cimentación actúa como un fusible (Gajan *et al.*, 2005). Como resultado, el sistema experimenta oscilaciones de balanceo no lineales - inelásticas, lo que puede resultar en asentamientos excesivos y la rotación, pero no en la falla. Las fuertes oscilaciones no lineales de balanceo bajo la excitación sísmica pueden ser de beneficio para la estructura (Kutter *et al.*, 2003, Apostolou *et al.*, 2007, Paolucci *et al.*, 2008, Chatzigogos *et al.*, 2009; Gazetas, 2013; Anastasopoulos *et al.*, 2010, 2011; Gazetas *et al.*, 2014).

2 METODOLOGIA

La metodología de esta investigación plantea el uso de modelos numéricos en el dominio del tiempo, empleando el código de FEM comercial PLAXIS, por medio de un modelo de suelo con endurecimiento sometido a las acciones dinámicas por medio de la introducción en la base de un acelerograma real.

2.1 Modelo Constitutivo

El modelo usado, definido por el código PLAXIS como modelo de suelo con

endurecimiento con rigidez a pequeñas deformaciones. En el cual la plasticidad define debido a la superficie de endurecimiento isotrópico de corte y una tapa isotrópica endurecimiento superficial.

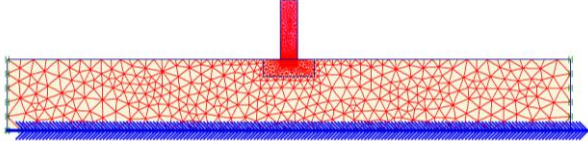


Figura 2: Refinamiento.

Es una extensión con un modelo de superposición elástica para tener en cuenta la rigidez en pequeños niveles de deformación. Representa la histéresis del suelo (Manual de modelos de material, Plaxis, 2010).

2.2 Características Del Modelo Y Las Modelaciones

Es un modelo de deformación plana, según la geometría de la Figura 1 basado en las recomendaciones de Amorosi *et al.* (2007), donde se simulan las acciones sísmicas con el objetivo de analizar la respuesta no lineal dinámica. En la Tabla 1 las dimensiones de los modelos. La estructura es un edificio de 7 plantas y un sótano, altura de entrepiso de 3 m, y separación entre columnas de 6m.

Tabla 1: Dimensiones de los modelos.

Ancho de cimentación (m)	Espesor del estrato (m)
B	H
6	25

La cimentación es una platea rígida. El evaluó de cargas para uso residencial de acuerdo a las necesidades del modelo. Se usaron elementos de quince nodos. Las condiciones de contorno, tienen restricciones en los costados derecho e izquierdo del modelo ($U_x = 0$ y $U_y = libre$); en la base ($U_x = U_y = 0$). Se ubicaron bordes absorbentes en los extremos del modelo. Se introducen desplazamientos prescritos en los nodos de la base ($U_x = 0.01\ m$ y $U_y = 0.00\ m$). Los materiales para la estructura y cimentación se modelaron por medio de un modelo lineal elástico, representado por un elemento viga. Para suelos se adoptó el modelo constitutivo de suelo

con endurecimiento a pequeñas deformaciones, en condición drenada.

Tabla 2: Tipos de suelo natural utilizados en el modelo de elementos finitos

Parámetro	Nombre	S2	S3	Unidad
Modelo de material	Tipo	Hsmall	Hsmall	
Comportamiento	Tipo	Drenado	Drenado	
Peso unitario Humedo	γ	16	19	kN/m ³
Peso unitario Saturado	γ	19.4	20.6	kN/m ³
Parametro esfuerzo de referencia para rigidez normalizada	Pref	100	100	kPa
Rigidez secante de referencia al 50% de la carga de falla en compresión triaxial isotropa	E50ref	15	60	MPa
Rigidez tangencial de referencia para carga de oedometro	Eoedref	15	60	MPa
Rigidez de referencia para descarga	Euref	45	180	MPa
Módulo de corte de referencia para pequeñas deformaciones	Go-ref	77	128	MPa
Exponente de esfuerzos dependiente de la rigidez	m	0.62	0.39	
Angulo de fricción	φ	31.1	40.5	°
Angulo de dilatancia	ψ	1.1	10.5	°
Relación de Poisson	ν	0.2	0.2	
Esfuerzo de referencia para 0.7Go	$\gamma_{0.7}$	2.00E-04	2.00E-04	
Frecuencia natural	fn	0.62	1.14	Hz

El refinamiento de la malla de análisis se presenta en la Figura 2. Se realizó con la intención de darle mayor precisión a la sección de influencia de la carga sobre la cimentación. Para evitar la pérdida de precisión durante el fenómeno de propagación de ondas, la altura de los elementos se limitó al valor máximo dado por:

$$h_{max} = \frac{\lambda_{min}}{5} = \frac{V_s}{5f_{max}} \quad (1)$$

Donde λ_{min} es la longitud de onda asociada con la frecuencia más alta de la señal f_{max} y V_s es la velocidad de onda de corte (Kuhlemeyer *et al.*, 1973). Se realizaron diferentes modelaciones variando las propiedades de los suelos granulares. Los valores asumidos se resumen en

la Tabla 2. Se usaron los siguientes factores de seguridad

	S2	S3
FS	1.5	4

El sismo escogido es “El centro”, el cual ocurrió en California (Estados Unidos) el 19 de Mayo de 1940, el registro de la aceleración fue provista por COSMOS Virtual Data Center (<http://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx>). Fue obtenido por la estación El Centro (Estación 0117, perteneciente a la USGS) ubicada a 12.2 km del hipocentro. La aceleración pico (PGA) de la componente 180, es igual a 341.69 cm/s². La profundidad del sismo es 8.8 km. La magnitud de momento es Mw: 6.9. La historia en el tiempo se muestra en la Figura 3.

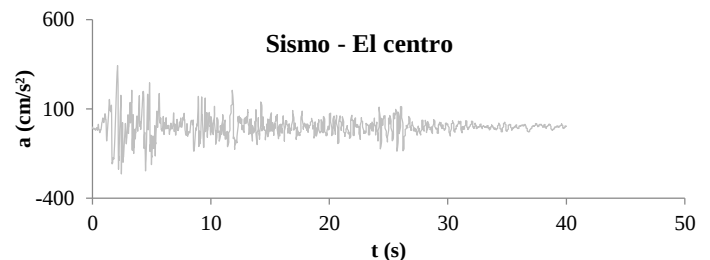


Figura 3: La historia en el tiempo de la aceleración del sismo El Centro.

Para evitar problemas de conversión del modelo numérico, se realiza una corrección de línea base para el acelerograma. Se utilizaron diferentes multiplicadores de la historia de la aceleración en el tiempo, los cuales se describen en la tabla 3

Tabla 3: Propiedades de los acelerogramas escogidos

Referencia	Multiplicador (%)	a (cm/s ²)	PGA (g)	Magnitud
25E	25	85.5	0.09	5
100E	100	342	0.35	6.9

Los cuales son usados para un factor de seguridad por sismo objetivo, el cual se describe de la siguiente manera:

$$FE = A_c/a \quad (2)$$

Donde. A_c = Aceleración crítica de la estructura, a = Aceleración pico del sismo (PGA). Con lo que se establecen los factores en la Tabla 4.

Se realizaron 4 simulaciones, por medio de dos acelerogramas para cada tipo de suelo.

3 VALIDACIÓN

La validación se realizó en función de la respuesta en el sitio mediante la comparación de una simulación de MEF con un material Elástico Lineal, en el cual el amortiguamiento material se representa por medio de la Metodología de Rayleigh y un análisis Lineal-Equivalente, en base a la metodología de Seed e Idriss (1989).

Tabla 4: Factores evaluados.

Factor	Resultado	Asumido
FE1	2.9	3
FE2	0.7	1

Se evalúa la respuesta del terreno en el centro de la parte superior del estrato.

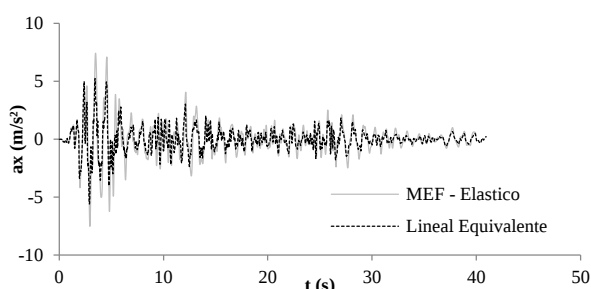


Figura 4: Aceleraciones en el tiempo.

En la Figura 4, se presenta la respuesta de la aceleración en función del tiempo, donde existe alguna dispersión en los valores de las aceleraciones pico, y algunas variaciones de la respuesta de la aceleración del modelo de MEF a muy bajas frecuencias, El resultado es similar para los dos métodos evaluados representando adecuadamente los diferentes ciclos de carga del sismo el centro y las aceleraciones pico.

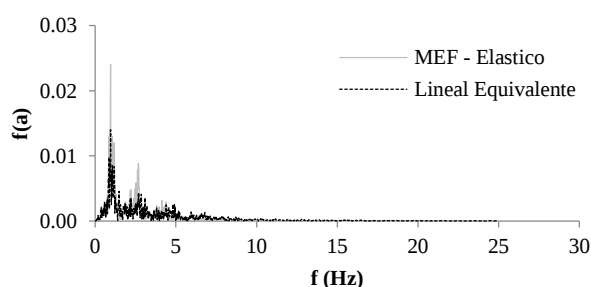


Figura 5: Comparación de la respuesta en frecuencia para los dos métodos evaluados.

Se verifica la respuesta en frecuencia de acuerdo a la Figura 5. Donde el modelo MEF representa adecuadamente los modos iniciales y críticos. Los resultados para la respuesta en términos de la aceleración y de la frecuencia son adecuados para la evaluación.

4 RESULTADOS

4.1 Desplazamientos

Se presentan los desplazamientos totales de la estructura medidas en el centro de la base. Inicialmente en la Figura 6 se presentan los desplazamientos para el sistema con el suelo tipo S2 para las condiciones 100E y 25E.

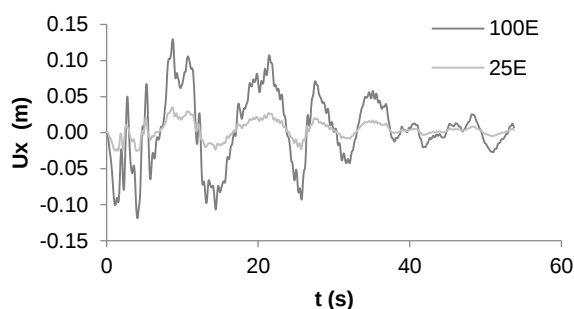


Figura 6: Desplazamientos totales en el tiempo para el suelo S2.

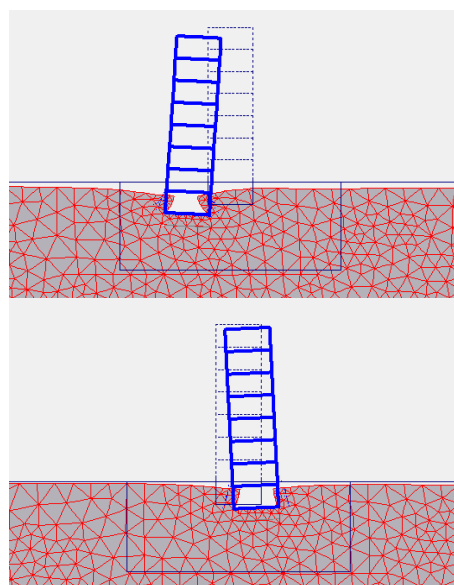


Figura 7: Instantáneas de los desplazamientos totales del sistema en los tiempos críticos, para el suelo S2; los desplazamientos están escalados 25 veces. a) 4.00 s, b) 8.60 s.

En la Figura 7 mediante instantáneas se presentan las deformaciones de todo el sistema, las cuales se determinan en base a los 2 tiempos de máximo desplazamiento mostrados en la Figura 6, para los tiempos 4 y 8.6 s.

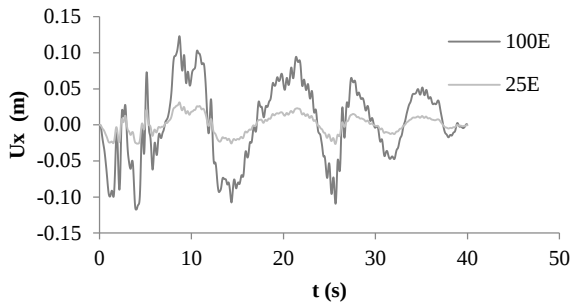


Figura 8: Desplazamientos totales en el tiempo para S3

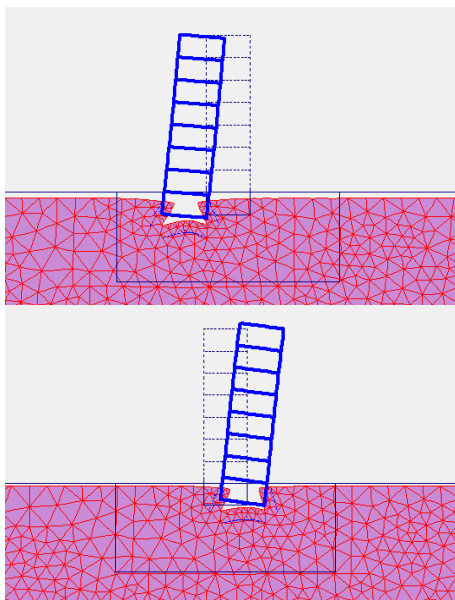


Figura 9: Instantáneas de los desplazamientos totales del sistema en los tiempos críticos, para el suelo S3; los desplazamientos están escalados 25 veces. a) 4.00 s, b) 8.60 s.

Las vibraciones transmitidas en la masa de suelo llevan al desacople entre la aceleración y el desplazamiento, lo que se evidencia en los tiempos críticos donde se alcanzan los desplazamientos máximos, no siendo los mismos donde se presentan los picos de aceleración. En la Figura 8 se incluyen los desplazamientos evaluados en el suelo tipo S3, y en la Figura 9, las instantáneas del sistema.

Es evidente que en ninguno de los casos evaluados, aún con un $FE < 1$, la estructura se volcó. Es debido a las deformaciones inelásticas y permanentes del sistema. Confirmando que un

factor de ingeniería $FE < 1$ no lleva a la falla por volcamiento en estructuras rígidas esbeltas.

En los resultados se muestra aparentemente que el tipo de suelo no influye en los desplazamientos, ya que tanto en la Figura 6 como en la Figura 8, los desplazamientos tienen patrones y ordenes de magnitud muy similares. Esto es debido a la forma de evaluación de las simulaciones sísmicas por medio del código PLAXIS.

4.2 Aceleraciones

Las aceleraciones resultados de las simulaciones son medidas en el centro de la base del edificio. Se presenta en las Figuras 10 y 11, para cada suelo evaluado, mostrando la reducción dada por los efectos de sitio y la magnitud de la señal transmitida.

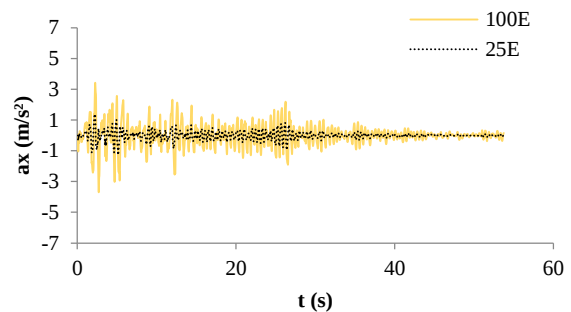


Figura 10: Aceleraciones en el tiempo para el suelo tipo S2.

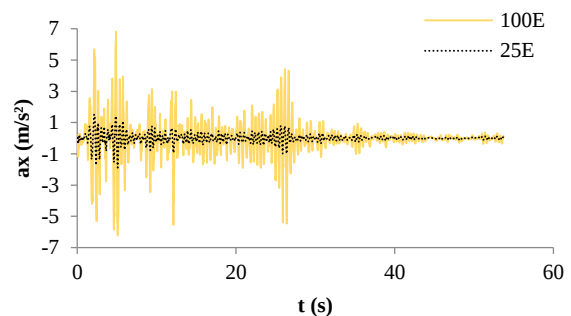


Figura 11: Aceleraciones en el tiempo para el suelo tipo S3.

Es notable que el suelo S2 constituido por una arena densa, permita mayores valores de aceleración en los casos evaluados.

4.3 Comparación Con Ensayo Triaxial

Se describen las trayectorias de los esfuerzos en los extremos de la cimentación. Donde A y B

representan la esquina derecha e izquierda de la cimentación.

En las Figuras 12 a 17, se presentan la trayectorias de esfuerzos en el espacio $p - q$, para cada tipo de aceleración, también se delimitan las envolventes de fallas resultados de los ensayos triaxiales simulados mediante el código PLAXIS.

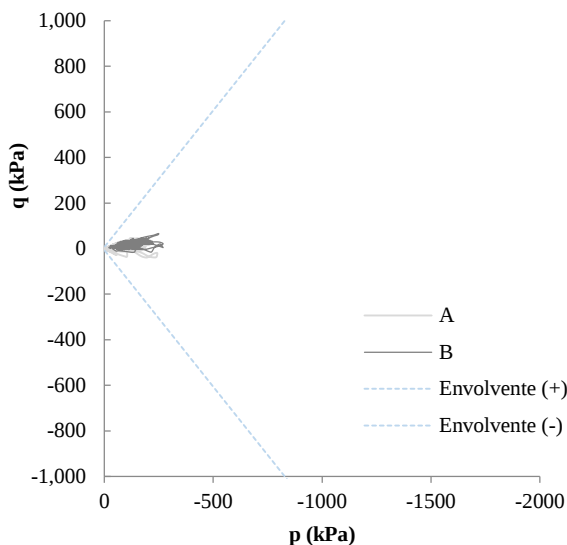


Figura 12: Diagrama de trayectoria de esfuerzos, S2, 25E.

De esta manera en el final de la solicitación sísmica los esfuerzos resultantes se presentan para cada sistema evaluado en la Figura 14.

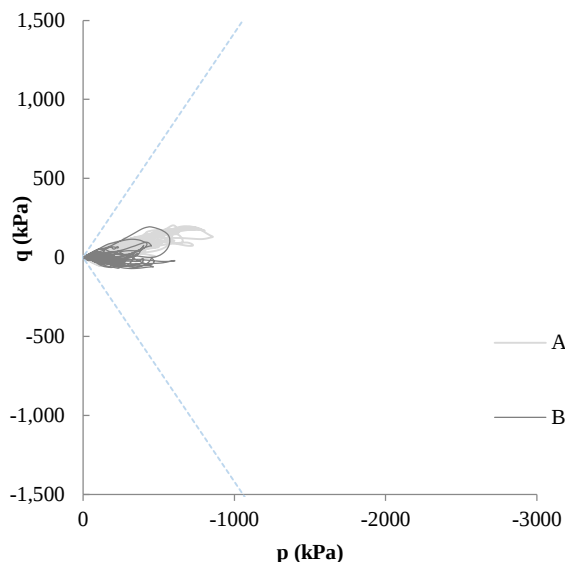


Figura 13: Diagrama de trayectoria de esfuerzos, S2, 100E

Aunque la magnitud de los sismos es fuerte, el suelo no supera las envolventes de falla.

Para el suelo tipo S3 en el final de la acción cinemática los esfuerzos se observan para cada sistema evaluado en la Figura 17.

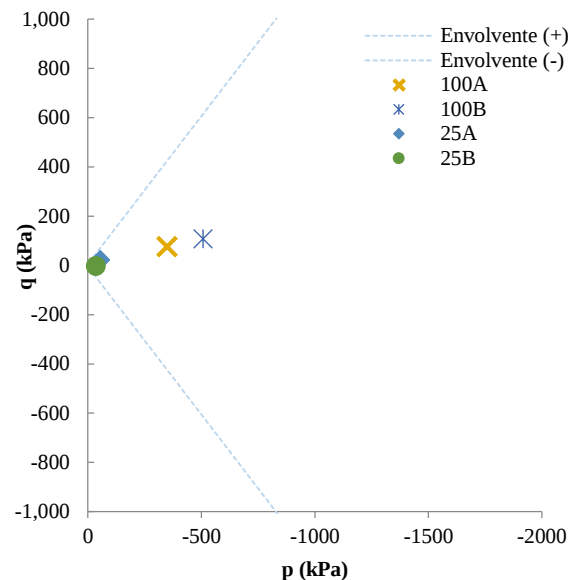


Figura 14: Diagrama de estados finales después de la carga sísmica, para el suelo tipo S2.

Es importante notar que la movilización de los mecanismos de falla bajo la cimentación durante sacudida sísmica no llevo a la falla, sino simplemente al asentamiento permanente y a la rotación. Las magnitudes de las deformaciones totales e irreversibles llevarían a diferentes efectos adversos para el correcto funcionamiento del proyecto. Pero que en los dos casos se mantendrían de pie en un momento crítico.

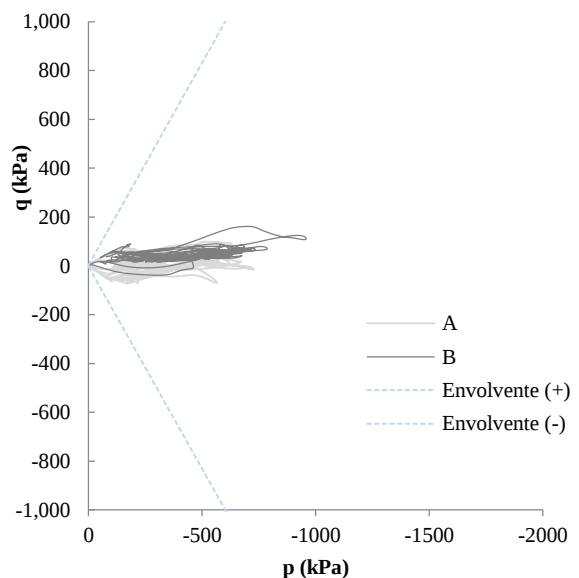


Figura 15: Diagrama de trayectoria de esfuerzos, S3, 25E.

Los resultados mostraron que las acciones dinámicas impuestas sobre la masa de suelo son asimiladas y luego transformadas en el balanceo de la estructura; son cíclicas, lo que genera un efecto de carga que empuja a la estructura, para de nuevo descargar y empujar en el sentido contrario, evitando la falla.

Se experimentaron oscilaciones de balanceo no lineales e inelásticas frente a las excitaciones dinámicas impuestas, resultando en asentamientos y desplazamientos excesivos, pero no en la falla por volcamiento.

El comportamiento de balanceo cíclico de las cimentaciones en arena exhibe en diversos grados, tres características importantes al aumentar el número de ciclos: No hay degradación de resistencia, se presenta disipación de energía y la baja desviación residual en especial para valores FS grandes, lo que implica una capacidad de re-centrado de la cimentación por balanceo.

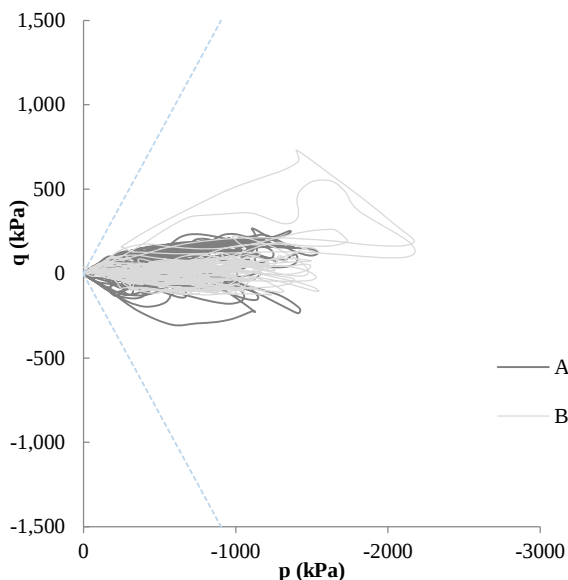


Figura 16: Diagrama de trayectoria de esfuerzos, S3, 100E.

Estos atributos no sólo ayudan a la hora de explicar el comportamiento favorable del balanceo de la cimentación, sino también en mejorar la confiabilidad del diseño geotécnico.

Los sistemas evaluados presentaron ángulos de rotación residual y asentamientos que pueden superar los límites tolerables de servicio, pero es claro que la inclusión del comportamiento no lineal del suelo aporta en la liberación de energía de la acción dinámica, lo cual con un diseño direccionado se puede aprovechar para trabajar dentro de los límites de servicio.

La disipación de energía por medio del balanceo de la estructura y el comportamiento de histéresis del suelo ayudan a mejorar su desempeño. Por medio de un diseño enfocado en el desempeño se pueden controlar los desplazamientos y rotaciones para no afectar su serviciabilidad.

5 CONCLUSIONES

La intensidad y la secuencia de pulsos de la excitación sísmica, influyen notablemente en las acciones dinámicas sobre la estructura.

Las acciones dinámicas impuestas sobre la masa de suelo son asimiladas y luego transformadas en el balanceo de la estructura, siendo una condición de disipación de energía, la cual es favorable porque no falla la estructura.

La acción dinámica que afecta la estructura es cíclica, por medio de ciclos que alternan rápidamente lo que genera un efecto de carga y descarga que empuja a la estructura hasta valores de plastificación límites, para de nuevo descargar y empujar en el sentido contrario, evitando la falla.

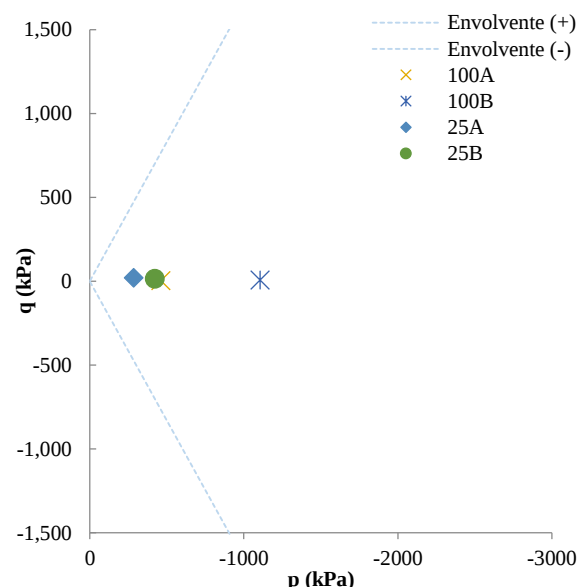


Figura 17: Diagrama de estados finales después de la carga sísmica, para el suelo tipo S3.

Los sistemas estructura – cimentación - suelo evaluados experimentaron oscilaciones de balanceo no lineales e inelásticas frente a las excitaciones dinámicas impuestas, lo que resultó en asentamientos y desplazamientos excesivos, pero no en la falla por volcamiento.

La variable clave en el control de la magnitud del levantamiento con respecto a la extensión de la fluencia de la capacidad de carga es el factor seguridad estático de FS frente a la falla por capacidad vertical.

Los factores de seguridad por terremoto FE no deben ser necesariamente mayores a 1, en la ingeniería geotécnica sísmica deben estar desarrollados en base a un diseño consecuente con un estudio específico.

A medida que el factor de seguridad disminuye el ángulo de rotación final aumenta, Un factor clave de este tipo de comportamiento es el pequeño grado de plastificación del suelo, gracias a la ligera carga sobre la cimentación.

Los resultados claramente mostraron que los sistemas evaluados frente a acciones sísmicas extremas no llevaron a la falla por volcamiento, la disipación de energía por medio del balanceo de la estructura junto con el comportamiento de histéresis del suelo ayudan a mejorar su desempeño.

Por medio de un diseño enfocado en el desempeño se pueden controlar los desplazamientos y rotaciones para no afectar su serviciabilidad.

Un FE menor a uno no es sinónimo de falla, inclusive puede mejorar notablemente el desempeño del sistema cimentación – estructura. El FS controla el desempeño dinámico del sistema cimentación – estructura, teniendo en cuenta que un factor de seguridad alto no significa seguridad, ni un factor bajo la falla, es un parámetro de control de desempeño para el diseño de acuerdo a las necesidades del proyecto.

6 REFERENCIAS

Anastasopoulos, I. (2010). Beyond conventional capacity design: towards a new design philosophy. Soil – Foundation – Structure Interaction, Orense R.P., Chouw N., Pender M.J. (editors), CRC Press, Taylor y Francis Group: New York.

Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kourkoulis, R., Gazetas, G. (2011). Simplified Constitutive model for simulation of cyclic response of shallow foundations: validation against laboratory tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(12), 1154–68.

Apostolou, M., Gazetas, G., Garini, E. (2007). Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27(7). 642–54.

Chatzigogos, C.T., Pecker, A., y Salençon, J. (2009).

Macroelement modeling of shallow foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29(5), 765–781.

Gajan, S., Kutter, B., Phalen, J. H., y Martin, G. (2005). Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 773–783.

Gajan, S., y Kutter, B. (2008). Capacity, Settlement and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 8, 1129–1141.

Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Adamidis, O., Kontoroupi, Th. (2013). Nonlinear rocking stiffness of foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 83-91.

Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Garini, E. (2014). Geotechnical design with apparent seismic safety factors well-below 1. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 37-45.

Dobry, R., y Gazetas, G. (1985). Dynamic Stiffness and Damping of Foundations by Simple Methods. 75-107. Vibration Problems in Geotechnical Engineering Conference information: A Symposium by the Geotechnical Engineering Div. in conjunction with the ASCE Convention; October 22, 1985, Detroit, Michigan, United States.

Kutter B.L., Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., Phalen J.D. (2003). Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load–deformation behavior of shallow foundations. University of California, Davis, PEER Workshop.

Mylonakis G, Nikolaou S, Gazetas G (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(9): 824–853

Paolucci, R., Di Prisco, C., Vecchiotti, M., Shirato, M., Yilmaz, M.T. (2008). Seismic behaviour of shallow foundations: large scale experiments vs. numerical modelling and implications for performance based design. Earthquake Engineering y Structural Dynamics, 37(4), 577–595.

Pender, M.J. (1999). Implementing a soil stress strain model with hysteretic damping in FLAC. Proc. of the Symposium: FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics, Minneapolis, Balkema, 475–482.

Pender, M.J. (2007). Seismic Design and Performance of Surface foundations. Earthquake Geotechnical Engineering, 217-243.