

Comportamiento No Lineal de Cimentaciones Superficiales en Suelos Granulares, Discusión.

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 estado del arte desde una perspectiva conceptual del diseño de cimentaciones superficiales en suelos granulares. Se definen parámetros fundamentales. Se emplea un modelo MEF y se compara con métodos tradicionales. Se establece que los asentamientos tienen mayor influencia en el diseño y que la capacidad de carga es un concepto teórico y de control, se define la utilidad de los modelos en MEF.

Cimentaciones, Suelos granulares, Carga-Deformación, No-Lineal, MEF.

1 INTRODUCCIÓN

El diseño de cimentaciones superficiales se basa en dos criterios, la capacidad de carga que estipula la seguridad contra la falla del suelo y el control de los asentamientos para asegurar que las deformaciones no afecten la estructura. La capacidad de carga en el comportamiento carga deformación se representa como un pico, pero es un fenómeno observable solamente en modelos a escala en arena densa, donde los resultados están limitados por los efectos a escala y presentan un comportamiento post-pico al no tener la presión real de confinamiento, mostrando de manera errónea y aumentada el efecto de la dilatancia. Demostrando que la capacidad de carga última no se produce (Fellenius, 2009). Por otro lado la predicción de asentamientos no es precisa, los métodos usados en la ingeniería práctica están basados en un enfoque lineal elástico el cual es limitado. Diferentes autores documentaron sesiones de predicción de asentamientos y los resultados son inconsistentes (Briaud y Gibbens, 1994; Lehane *et al.*, 2008), por lo tanto, son necesarias alternativas.

1.1 Capacidad De Carga

Muchos autores han trabajado en la teoría de la capacidad de carga desde Prandtl (1921) basado en la deformación plástica de un metal bajo un esfuerzo hasta Conte *et al.* (2013) por medio del MEF, la más usada es la establecida por Terzaghi (1943).

Se han publicado diferentes soluciones, principalmente con variaciones de sus factores originalmente propuestos por Terzaghi (1943), luego modificados por Meyerhof (1963), Hansen (1961), desarrollados por ingenieros e investigadores basados en diversos supuestos (Peck, Hanson y Thornburn, 1974; Vesic, 1975). A veces hasta con más de cinco cifras significativas, invitando a una precisión que simplemente no existe. Se han desarrollado investigaciones evaluando la predicción de la capacidad de carga, autores como Kalinli *et al.* (2011) por medio de algoritmos de optimización de colonias de hormigas, con la información de 97 ensayos experimentales publicados de zapatas sobre arenas de diferente densidad. Crearon un modelo de predicción

donde las variables de entrada de la red son $B, D, L/B, \gamma$ y ϕ . Establecieron una fórmula mejorada de capacidad de carga en base a Meyerhof:

$$q_u = X_1 \gamma D^{X_2} N_q F_{qs} F_{qd} + X_3 B^{X_4} \gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \quad (1)$$

Donde los coeficientes de la formula son $X_1 = 1.8102$, $X_2 = 1.3199$, $X_3 = 0.4151$ y $X_4 = 1.0351$.

Por medio de la comparación de los 112 resultados de ensayos experimentales con los métodos de predicción de Meyerhof, Vesic y Hansen; determinaron que los resultados mejoran cerca de 17% sobre la fórmula clásica de Meyerhof, 20%, sobre la formulación de Vesic, Entre 35% y 48% para la establecida por Hansen. Mostrando que el modelo puede obtener resultados más.

Conte *et al.* (2013) por medio del MEF, en su estudio reproducen los resultados de los ensayos a escala en de zapatas rígidas sobre arenas secas, de Muscolino (2001); con un modelo no local elastico-viscoplastico de deformación y ablandamiento. Reprodujeron el mecanismo de falla progresiva tipo Prandtl bajo la cimentación, por deformación plástica asociada. Capturando de manera adecuada la respuesta post-pico del suelo que drásticamente reduce la capacidad de carga de la zapata.

1.2 Asentamientos

Los asentamientos son considerados tolerables si no perjudican la funcionalidad de la estructura. Terzaghi (1948) resumió los estudios de varios edificios en Europa y estableció que el asentamiento diferencial máximo debe ser 2 cm. Fellenius y Altae (1994), Akbas y Kulhawy (2009), Cerato y Lutenegeger (2006) por medio de la inspección del comportamiento carga - desplazamiento de cimentaciones prototipo definieron que el asentamiento máximo como el 10% del ancho de la cimentación (B). El asentamiento total admisible de 25mm, es comúnmente establecido como un estado límite de servicio (Lee y Salgado, 2002; Fellenius, 2009; Robert y Misra, 2010). Akbas y Kulhawy (2009) determinaron el asentamiento medio en el límite elástico y en el límite de falla (fijado a nivel de análisis) es 0.23% y 5.39% de B, los

resultados mostraron que definir la carga de falla al 10%B, resulta en valores de la carga externa aplicada y en deformaciones muy grandes, también establecieron que las zapatas pueden ir más allá del límite elástico, en la mayoría de los diseños donde el factor de seguridad tradicional está entre 2 y 3.

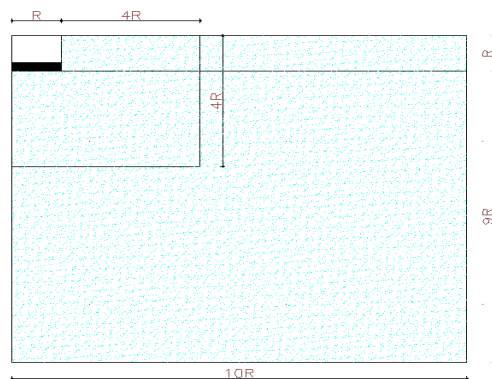


Figura 1: Geometría, Donde: $R = R_{eq} = \sqrt{B^2/\pi}$.

Los métodos de predicción de asentamientos se basan en un enfoque lineal elástico, y sus resultados son dependientes de la selección razonable de parámetros elásticos (Lee y Salgado, 2002, Lehane *et al.*, 2008). Dependiendo del método su cálculo puede ser muy simple o moderadamente complejo, y las predicciones resultantes pueden diferir ampliamente. De acuerdo a diferentes recomendaciones (Shahin *et al.*, 2002; Lee y Salgado, 2002; Das y Sivakugan, 2007; Das, 2006; Akbas y Kulhawy, 2009; Fellenius, 2009; Davidovic *et al.*, 2010), los métodos con mejores resultados y los más utilizados son: Janbu (1963), combina los principios básicos de los comportamientos esfuerzo-deformación lineal y no-lineal, la relación entre el esfuerzo y la deformación es una función de dos parámetros adimensionales los cuales son únicos para cada tipo de suelo (Fellenius, 2009). Harr (1966) detallado en Das (2006); basado en la teoría de la elasticidad, describe el comportamiento de un área rectangular uniformemente cargada, sobre un suelo uniforme, homogéneo e isótropo, por medio de factores de forma y profundidad, con resultados equivalentes a métodos como Bowles (1988). Schmertmann (1970) y métodos relacionados, propuso una expresión semi-empírica, basada

en un análisis elástico soportado por un ensayo modelo y un modelo de elementos finitos Mayne y Poulos (1999) por medio de factores de influencia del desplazamiento, derivados de la teoría de la elasticidad de un medio continuo, proporcionaron una relación general para calcular la magnitud de asentamientos para fundaciones superficiales. Donde se asume que la rigidez del suelo incrementa linealmente con la profundidad, partiendo de un valor de E_0 a nivel de la zapata (Das y Sivakugan, 2007).

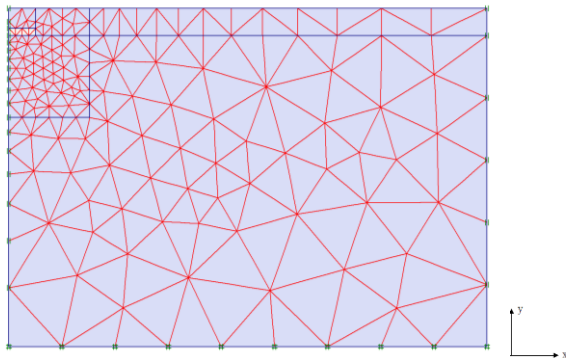


Figura 2: Refinamiento de la malla.

Se ha desarrollado investigaciones para la predicción de asentamientos con métodos más complejos. Shahin *et al.* (2002) que mediante redes neurales artificiales o ANNs (algoritmo que imita la interconexión de neuronas), con una base de datos de 189 casos de cimentaciones individuales de diferentes geometrías y distintas propiedades de suelos sin cohesión, de los cuales se usó el 80% para el entrenamiento y el 20% para la validación. Por medio de un análisis de sensibilidad se determinó que los factores más importantes que afectan el asentamiento son: N (conteo de golpes del ensayo SPT), B y q (presión de contacto), con un promedio de importancia relativa de 33.3%, 23.2%, 17.7%; mientras que las relaciones D_f/B y L/B tienen un impacto moderado con un promedio de importancia relativa de 15.7% y 9.8%. Determinaron que ANNs tienen la habilidad de predecir el asentamiento de cimentaciones superficiales con un aceptable grado de precisión, para rangos de asentamiento entre 0,60 y 121 mm. La falla principal de ANNs es la falta de teoría para ayudar con su desarrollo y la limitada habilidad de explicar la manera en que se utiliza la información disponible para llegar a la

solución (Shahin *et al.*, 2002), adicionalmente proporciona una velocidad de convergencia lenta, problemas de ajuste y la ausencia de datos de salida probabilísticos. Samui (2008) emplea otra técnica llamada máquina de vectores relevantes (relevance vector machine, RVM), que es un modelo probabilístico que proporciona un marco de trabajo, de forma que las salidas se pueden interpretar directamente como probabilidades, lo que reduce la incertidumbre de predicción (Castro, 2010; Solera, 2011). Para su implementación utiliza una base de datos de 174 casos de estudio de cimentaciones superficiales sobre suelos sin cohesión, en base en el trabajo de Shahin *et al.* (2002), dividiéndola en 122 casos para el entrenamiento del modelo y 52 validación, y obtiene resultados superiores que los métodos empíricos seleccionados y a los resultados de ANNs, demostrando que el enfoque RVM tiene el potencial de ser una herramienta práctica para la determinación del asentamiento de las fundaciones superficiales.

1.3 Discusión

El fenómeno de la capacidad de carga es observable en el comportamiento de modelos a escala en arena densa, pero en modelos en zapatas reales no se muestra claramente un valor último, incluso a deformaciones muy grandes.

Tabla 1: Dimensiones de los modelos.

Ancho de cimentación (m)		
B1	B2	B3
1.0	1.5	2.0

Según Vesic (1975) en ensayos de zapatas en arenas de densidades variables se presentaba la falla, pero es porque se afectaba solamente el suelo con profundidad limitada, donde incluso el suelo suelto se comporta como sobre-consolidado, es decir, cargando el modelo después de algún cambio en el volumen inicial el suelo se dilata y finalmente se contrae, resultando una curva esfuerzo-deformación que implica un valor máximo. Demostrando que la capacidad de carga última no se produce (Fellenius, 2009).

En paralelo la predicción de asentamientos presenta muchas incertidumbres, autores como Briaud y Gibbens (1994) documentaron la sesión realizada en la universidad de Texas A&M, donde las predicciones en suelos granulares de 31 expertos internacionales variaron en un amplio rango, a pesar de tener acceso a la información completa de un riguroso programa de investigación, donde resultados obtenidos claramente muestran las deficiencias en el actual estado del arte (Das y Sivakugan, 2007).

Tabla 2: Propiedades del suelo de evaluación.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
Modelo de material	Tipo	Hssmall	
Comportamiento	Tipo	Drenado	
Peso unitario	γ	18	kN/m ³
Parámetro esfuerzo de referencia para rigidez normalizada	Pref	100	kPa
Rigidez secante de referencia al 50% de la carga de falla en compresión triaxial isótropa	E50ref	20	MPa
Rigidez tangencial de referencia para carga de oedometro	Eoedref	20	MPa
Rigidez de referencia para descarga	Eurref	45	MPa
Módulo de corte de referencia para pequeñas deformaciones	Go-ref	160	
Exponente de esfuerzos dependiente de la rigidez	m	0.25	
Angulo de fricción	φ	35	°
Angulo de dilatación	ψ	0	°
Relación de Poisson	ν	0.2	
Esfuerzo de referencia para 0.7Go	$\gamma_{0.7}$	2.50E-05	

También Lehane *et al.*, (2008), documentaron la competencia de predicción llevada a cabo en Shenton Park (Perth, Australia), en la cual participaron 78 ingenieros de diferentes partes del mundo, con la información de los ensayos en el sitio de 4 diferentes ensayos de zapatas sobre arenas, sometidas a una carga máxima de 200 kN por medio de un camión adaptado para ensayos CPT (cono de penetración estándar); se utilizaron más de 15 métodos diferentes, pero

más de la mitad utilizó el método de Schmertmann (1970) y el de Burland y Burbidge (1985), en general, la predicción media varió por más de un factor de 2 respecto al ensayo, reflejando el bajo nivel de precisión que tanto ingenieros prácticos, como académicos obtienen con un problema que es considerado uno de los más elementales en la ingeniería geotécnica.

2 METODOLOGIA

Se plantea el uso de modelos numéricos en el dominio del tiempo, empleando el código de MEF comercial PLAXIS, por medio de un modelo de suelo con endurecimiento y los resultados se compararán con los métodos de cálculo de asentamientos de acuerdo a la bibliografía utilizada (El método de Janbu (1963), Harr (1966), Schmertmann (1970) y Mayne y Poulos (1999)). Y se controlan por medio de la capacidad de carga (en base a Kalinli *et al.* (2011)).

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

2.2 Características Del Modelo Y Las Modelaciones

La evaluación se realiza por medio de la geometría descrita en la Figura 1, es un modelo axil simétrico donde se sectoriza y por medio del enmallado se refina el bulbo de esfuerzos generado por la cimentación. Por medio de desplazamientos preinscritos controlados se describe el comportamiento carga – deformación. En la Tabla 1 se presentan las dimensiones de los modelos estudiados. Se utilizaron elementos de quince nodos. Las

condiciones de contorno se establecen según ($U_x = 0$ y $U_y = libre$), en la parte inferior del modelo ($U_x = U_y = 0$). La cimentación esta modelada por medio de un modelo lineal elástico con $E=30\text{GPa}$, $\nu=0.2$ y $\gamma=24\text{kN/m}^3$ considerando un comportamiento no poroso. La condición del suelo es drenada.

El análisis se hace en base al estudio realizado por Lehané *et al.* (2008) que establece un depósito de arena de duna silícea, que recubre una caliza débilmente cementada, en Shenton Park (Perth, Australia). Es una arena de sub-angular a sub-redondeada, $V_s \sim 240 \pm 30$ m/s, para más detalles ver referencia. Las propiedades del suelo de evaluación se presentan en la Tabla 2, se realiza una simulación para cada ancho de cimentación.

3 VALIDACIÓN

El modelo se valida en base al estudio realizado por Lehané *et al.* (2008) partiendo del modelo de presentado y los parámetros definidos, el autor reproduce la simulación y presenta los resultados en la Figura 3. Las descargas mostradas en la curva representan algunos inconvenientes con la bomba del martillo hidráulico durante el desarrollo de los ensayos realizados por Lehané *et al.* (2008).

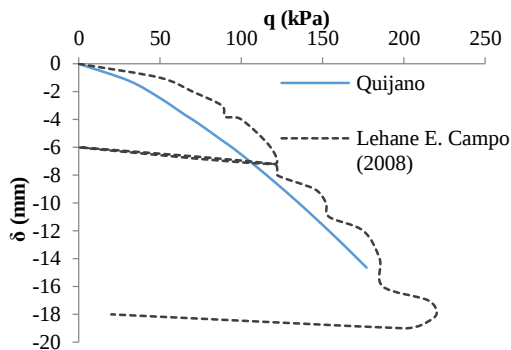


Figura 3: Carga-Deformación, zapata sobre arena.

Se observa que la simulación sobre predice los asentamientos pero coincide con los resultados medidos. Se obtiene una adecuada representación de las características del comportamiento del sistema.

4 RESULTADOS

Se define que las variables para las simulaciones de mayor importancia sean el

módulo de Elasticidad, el ancho de cimentación (Shahin *et al.*; 2002).

En la Figura 4, se presentan las cimentaciones analizadas con una profundidad de cimentación constante de 1 m, la carga se limitó hasta alcanzar una deformación correspondiente al 10% del ancho de zapata. Donde $q = \text{Carga aplicada (KPa)}$, $q_{ult} = \text{Carga última (KPa)}$, $\sigma = \text{esfuerzo (KPa)}$, $\delta = \text{deformación (mm)}$.

En la Figura 5 se muestra el esfuerzo frente al valor máximo en la relación δ/B . Donde el 0.25%B representa el límite elástico. Los valores límites de falla (establecidos en Akbas y Kulhawy, 2009) estan entre el 4.5% y el 5% del ancho de cimentación.

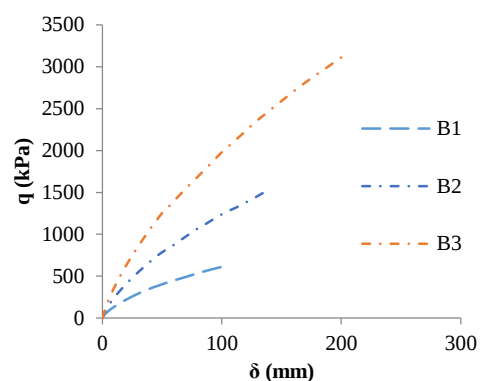


Figura 4: Carga-Deformación.

Indican que el comportamiento carga deformación es menos elástico y tiene un mayor comportamiento elástoplástico.

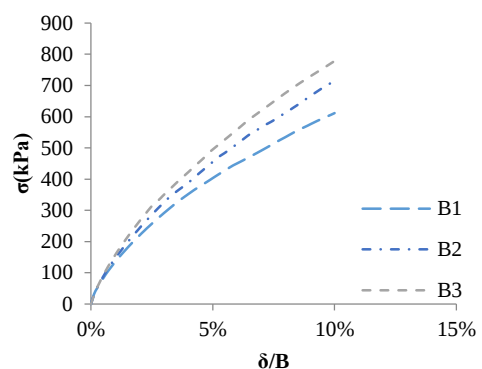


Figura 5: Esfuerzo-Deformación/B.

Los métodos de evaluación de capacidad de carga última estiman diferentes límites tolerables por la cimentación para soportar carga, para su evaluación se utilizó la formula mejorada por medio de algoritmos de optimización de colonias de hormigas de capacidad de carga en base a la teoría de

Meyerhof descrita por Kalinli *et al.* (2011) y se comparó con el nivel de carga alcanzado, como se muestra en la Figura 6.

Definir la máxima deformación al 10%B, resulta en valores de carga entre el 25% y el 40% de la capacidad de carga de las cimentaciones, llegando más allá del límite elástico (0.25%B) con factores de seguridad entre 4 y 2.5.

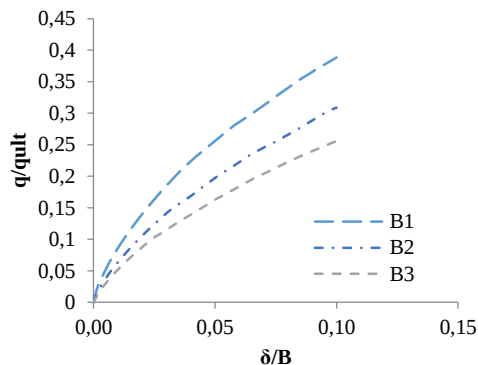


Figura 6: Carga/Carga límite - deformación/B.

El límite del asentamiento total admisible de 25mm (Lee y Salgado, 2002; Fellenius, 2009; Robert y Misra, 2010) estaría entre el 6% y el 16% de la capacidad de carga de la cimentación para las simulaciones realizadas, siendo un valor conservador.

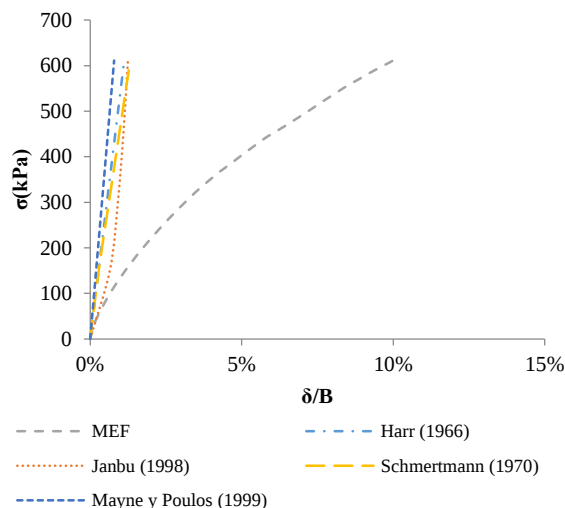


Figura 7: Esfuerzo vs deformación sobre ancho de cimentación para los métodos evaluados, B1.

Considerando esto es claro que las cimentaciones pueden trabajar más allá del límite elástico en la mayoría de los diseños donde se usa el factor de seguridad tradicional.

También es importante resaltar la utilidad del comportamiento carga deformación como herramienta de diseño que tiene en cuenta la capacidad y el asentamiento al mismo tiempo.

4.1 Comparación De Métodos De Cálculo De Asentamientos

De la Figura 7 a la 9, se presentan el comportamiento carga-deformación de las simulaciones y de los métodos evaluados.

Los métodos tradicionales escogidos son ampliamente utilizados a pesar del hecho que predicen una relación lineal carga deformación, lo que entrega resultados conservadores, subestiman los resultados. Permiten una correcta aproximación para el diseño bajo cargas de trabajo, en condiciones estáticas.

Son dependientes del módulo de elasticidad que es el parámetro principal para describir el complejo comportamiento del terreno.

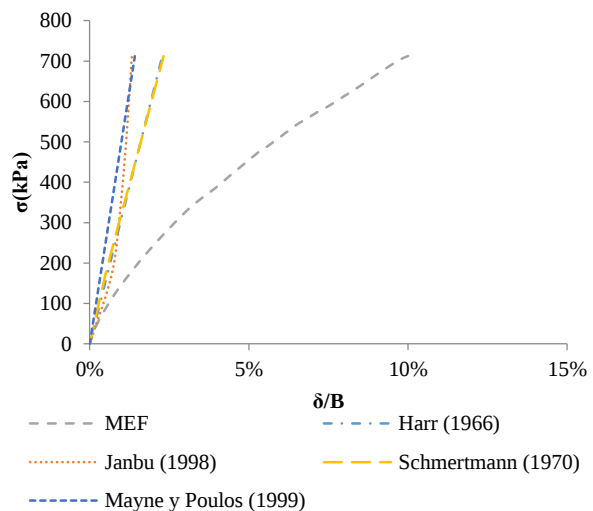


Figura 8: Esfuerzo vs deformación sobre ancho de cimentación para los métodos evaluados, B2.

5 CONCLUSIONES

Los métodos clásicos de análisis de asentamientos basados en la teoría de la elasticidad han sido extensamente evaluados (Schleicher, 1926; Jambu *et al.*, 1956; Harr, 1966; Bowles, 1988) pero las diferencias existentes entre sus resultados son mínimas, para la presente investigación se escogió la teoría de Harr (1966), la cual describe deformaciones de un área rectangular cargada uniformemente, mediante un análisis

tridimensional, por su simplicidad de análisis y coherencia de resultados.

De acuerdo a la bibliografía obtenida, para la presente investigación se determinó que los resultados más precisos del cálculo de capacidad de carga última son los obtenidos por la formula mejorada por medio de algoritmos de optimización de colonias de hormigas en base a la teoría de Meyerhof descrita por Kalinli *et al.* (2011).

Los resultados de las simulaciones mostraron que definir la máxima deformación al 10%B, resulta en valores de carga entre el 25% y el 40% de la capacidad de carga de las cimentaciones, llegando más allá del límite elástico (0.25% de B). Y considerando factores de seguridad entre 4 y 2.5.

El límite del asentamiento total admisible de 25mm (Lee y Salgado, 2002; Fellenius, 2009; Robert y Misra, 2010) estaría entre el 6% y el 16% de la capacidad de carga de la cimentación para las simulaciones realizadas, siendo un valor conservador.

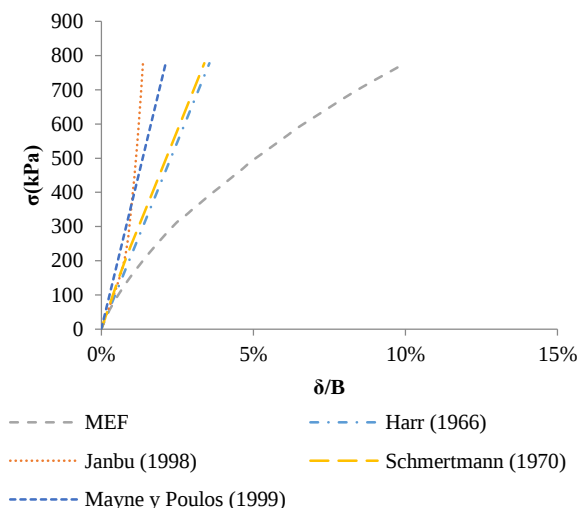


Figura 9: Esfuerzo vs deformación sobre ancho de cimentación para los métodos evaluados, B3.

Los métodos de análisis de asentamientos tradicionales subestiman los resultados, en proporción al nivel de carga, siendo poco representativos al 2% de la deformación sobre el ancho de cimentación para la condición de carga vertical de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares.

Las simulaciones presentaron mayores deformaciones frente a las cargas aplicadas que los resultados de ensayos reales presentados por Lehane *et al.*, (2008), ver Figura 3. Las

simulaciones mediante MEF sobre estiman los asentamientos pero sus resultados son aceptables.

Los métodos de análisis de asentamientos basados en la teoría de la elasticidad tienen un muy limitado rango de validez en sus resultados. De acuerdo con Lee y Salgado (2002) las cimentaciones bien diseñadas inducen estados de esfuerzo - deformación en el suelo que no están ni en el rango lineal elástico ni en el rango usualmente asociado con la plasticidad perfecta. Con lo cual no son recomendables para análisis detallados sino solamente para un estado de anteproyecto.

Las trayectorias de deformaciones presentan la gran capacidad del suelo de resistir carga, el límite de capacidad carga, indica una plastificación localizada y el comienzo de la movilización de la resistencia; donde los valores de deformación aumentan. Se define un parámetro de control, pero no de fin o falla.

El concepto de capacidad de carga está basado en modelaciones que no representaban las condiciones reales del suelo, donde los resultados están limitados por los efectos a escala y en los cuales se representa un comportamiento post-pico al no tener la presión de confinamiento, demostrando de manera errónea y aumentada el efecto de la dilatancia. El diseño de cimentaciones superficiales debe enfocarse en el comportamiento no lineal tensión - deformación hasta los niveles de servicialidad antes que la capacidad de carga debe ser un parámetro de control.

6 REFERENCIAS

- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeit. Angew. Math. Mech., No. 1, 15– 20.
- Conte, E., A. Donato, A., Troncone, A. (2013). Progressive failure analysis of shallow foundations on soils with strain-softening behavior. Computers and Geotechnics, 54. 117-124.
- Terzagui, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics . New York: John Wiley and Sons.
- Fellenius, B. H. (2009). Basics of Foundation Design. Sidney, British Columbia.
- Briaud, J., y Gibbens, R. (1994). Predicted and measured behavior of five spread footings on sand. ASCE .
- Lehane, B.M., Doherty, J.P. y Schneider, J.P. (2008). Settlement prediction for footings on sand. Deformational Characteristics of Geomaterials, volume 1. Burns. Mayne y Santamarina eds.

- Buisman, A.S.K. (1936). Results of long duration settlement tests. 1st ICSMFE. Cambridge Mass., No. F-7: 103–106.
- Buisman, A.S.K. (1940). Groundmechanica. Waltman. Delft. The Netherlands.
- Meyerhof, G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Can. Geotech. J.*, 1(1), 16–26.
- Hansen, J.B. (1961). A general formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 11, Copenhagen.
- Peck, R.B., Hanson, W.E., y Thornburn, T.H. (1974). *Foundation Engineering*. Second Edition. John Wiley and Sons Inc.. New York. 514 p.
- Day, R. (2006). *Foundation Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- Muscolino SR. (2001). L'influenza delle interface e dei dettagli costitutivi minori sulla stabilità delle fondazioni e delle gallerie. PhD thesis. University of Palermo.
- Lee, J. y Salgado, R. (2002). Estimation of Footing Settlement in Sand, *The International Journal of Geomechanics*, Vol 2 , 1–28.
- Fellenius, B., y Altaee, A. (1994). Stress and settlement of footings in sand. *Proceeding of Society of Civil Engineers, ASCE, Conference on vertical and horizontal deformations for foundation and embankments, GSP, No. 40, Vol. 2 , 1760-1773.*
- Akbas, S., y Kulhawy, F. (2009). Axial compression of footings in cohesionless soils. I: load - settlement behavior. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* , Vol. 135, No. 11, 1562-1574.
- Akbas, S. y Kulhawy, F.H. (2009). Axial compression of footings in cohesionless soils. II: Bearing capacity. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 135, No. 11, 1575-1582.
- Cerato, A.B., y Lutenegeger, A. J. (2006). Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 11 , 1496–1501.
- Roberts, L.A. y Misra, A. (2010). LRFD of shallow foundation at the service limit state. Department of Civil and Environmental Engineering. South Dakota School of Mines and Technology. Rapid City, USA; Environmental and Architectural Engineering Department. University of Kansas. Lawrence, USA. *Georisk*, Vol. 4, No. 1, 13-21.
- Hirany, A., and Kulhawy, F. H. (2002). On the interpretation of drilled foundation load test results. *Proc. Deep Foundations 2002 (GSP 116)*. M. W. O'Neill and F. C. Townsend. eds. ASCE. Reston, Va., 1018–1028.
- Tomlinson, M. J. (1977). *Pile design and construction practice*. Viewpoint. Cement and Concrete Association. London
- Burland, J. y Burbidge, M. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceedings of Institute of Civil Engineers, Part I, Vol. 78, 1325–1381.*
- Plaxis (2010). *Materials Model Manual*.
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration Test and Bearing Capacity of Foundation. *Geotechnique* , Vol. 2.
- Shahin, M., Maier, H., y Jaksa, M. (2002). Predicting Settlement of Shallow Foundations using Neural Networks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 785-793.
- Das, B., y Sivakugan, N. (2007). Settlements of shallow foundations on granular soil - an overview. *International journal of geotechnical engineering* , 19-29.
- Davidovic, N., Bonic, Z., Prolovic, V., Mladenovic, B., y Stojic, D. (2010). A comparative theoretical-experimental analysis of settlements of shallow foundations on granular soil. *Facta universitatis, series: Architecture and Civil Engineering* , 135-143.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *European conference on soil mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Vol. 1, 19-25.*
- Harr, M.E. (1966). *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*. McGraw Hill. New York.
- Das, B.M. (2006). *Principles of geotechnical Engineering*. Sixth Edition. Thomson Canada Limited. Toronto, Canada.
- Bowles, J.E. (1988). *Foundation analysis and design*. Fourth Edition. McGraw-Hill Book Company. New York. 1004 p.
- Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand . *J. Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng.* , 7302–1043.
- Castro, J. (2010). Mejora en la estimación de la posición de objetos mediante mapeo no lineal usando RVM. Tesis de Maestría. Instituto Politécnico Nacional. México D.F.
- Solera, R. (2011). Máquinas de vectores de soporte para reconocimiento robusto de habla. Tesis doctoral. Universidad Carlos III de Madrid. Madrid.
- Vesic, A.S. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundation in Foundation, *Engineering Handbook*. New York: VanNostrand Reinhold Co.
- Mayne, P. W., y Poulos, H. G. (1999). Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. (ASCE)1090-0241(1999)125:6(453)
- Samui, P. (2008). Relevance vector machine applied to settlement of shallow foundation on cohesionless soils. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 2(1), 41–47.
- Kalinli, A., Acar, M. C., y Gündüz, Z. (2011). New approaches to determine the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on artificial neural networks and ant colony optimization. *Engineering Geology*, 117(1-2), 29–38.