

CIMENTACIONES SUPERFICIALES CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS NO LINEALES

La investigación propone la implementación de un método no lineal para el cálculo de los asentamientos en los suelos friccionales. Si bien el estudio se efectuó en Cuba, se presentan elementos interesantes que se pueden considerar en los asentamientos del norte chileno donde existen terrenos de este tipo.

ANA VIRGINIA GONZÁLEZ-CUETO
GILBERTO QUEVEDO SOTOLONGO
FACULTAD DE CONSTRUCCIONES DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL
DE LAS VILLAS, CUBA

LOS ESTUDIOS DEMOSTRARON QUE LOS SUELOS friccionales presentan valores límites muy bajos de esfuerzos que garanticen un comportamiento lineal, en comparación con su capacidad resistente última. Se ha probado que limitar el cálculo de las deformaciones a métodos lineales desaprovecha sus capacidades resistentes.

Por ello, se propone la implementación de un método no lineal para el cálculo de los asentamientos, verificado con resultados obtenidos de ensayos de pruebas de carga sobre placa "in situ" realizados en distintos lugares de Cuba. Éstos demuestran la eficacia del método y su mayor precisión en las zonas de trabajo real tenso – deformacional del suelo, correspondiente al estado tensional del segundo estado límite de diseño.

Deformaciones en suelos friccionales

En suelos friccionales, con excepción de las zapatas de ancho hasta 1 m aproximadamente, se acostumbra a adoptar como criterio de deformación el que define la carga admisible del terreno. En las condiciones de Cuba, esto ocurre de forma similar, siempre y cuando las cargas actuantes que primen no presenten grandes excentricidades por las cargas de viento o de uso de corta duración.

En la arena, la mayor parte del asiento se puede considerar de ocurrencia inmediata y la forma de su contorno parece indicar que en estos suelos el módulo de deformación crece con la profundidad. (J Salas 1981). Por este motivo los métodos de cálculo empleados en la práctica se basan en ensayos "in situ", esencialmente el de placa de carga (PLT), el de penetración normal (SPT) y el de penetración del cono (CPT).

En la actualidad existen varias tendencias sobre los métodos y la

metodología más adecuada para el cálculo de los asentamientos en arenas. Unos toman como bases los resultados que se obtienen directamente de los ensayos de suelo y aplican correlaciones a estos parámetros; otros parten de expresiones totalmente empíricas, pero ambos casos garantizan la linealidad del suelo. Además, existe una tercera tendencia al cálculo de asentamientos por métodos no lineales.

Modelos lineales

Por largos años, los métodos más utilizados para el cálculo de los asentamientos han sido los basados en modelos lineales. En éstos se garantiza el comportamiento lineal del suelo garantizando que la tensión actuante sea menor que la Tensión Límite de Linealidad para las cargas de servicio, como lo hace la escuela rusa. (Quevedo 1989) Y en otros casos, como en las tendencias occidentales, con la introducción de altos coeficientes de seguridad y suponiendo que el suelo se encuentra en las condiciones de falla local. (J. Badillo 1970, Sowers 1979)

Haciendo cumplir algunas de las condiciones planteadas anteriormente se llegan a soluciones lineales. Para determinar las deformaciones se trabaja en la zona lineal de la curva tensión deformación, existiendo diversos métodos de cálculo.

Método lineal del cálculo

El cálculo de los asentamientos por métodos lineales era lo más aplicado por la generalidad de los ingenieros geotécnicos. La mayoría de estos profesionales comienza por definir los siguientes aspectos elementales:

- Parámetro deformacional que caracteriza el suelo. En la mayoría de los casos se basa en el Módulo General de Deformación (E_0) que hace al modelo lineal desde la definición de su material.

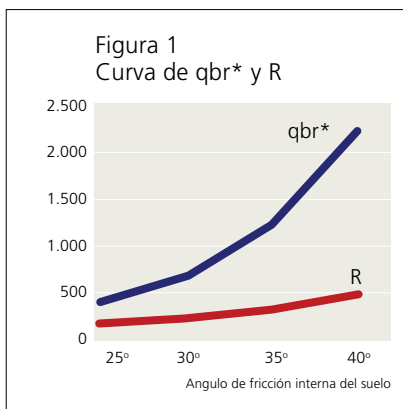
- Determinación del espesor de suelo donde ocurren las deformaciones lineales; nombrada por varios autores como potencia activa (Ha).

- Introducción de coeficientes empíricos en las ecuaciones propuestas.

- Cálculo de las Tensiones por Carga impuesta en el suelo, a través de la discretización del gráfico que caracteriza esta distribución de presiones en el suelo, partiendo siempre de modelos lineales.

Entre los métodos lineales de mayor aplicación se encuentran el Método de la Capa Equivalente definido por Tsitovish (1983), Potencia Limitada, Skempton – Bjerrum y Método de Sumatoria de Capas, este último el más difundido y empleado en la actualidad.

Todos los métodos lineales de cálculo de asentamientos, de una u otra forma, poseen como premisa fundamental garantizar que el comportamiento del suelo sea lineal. Esto implica que no se aprovecha la real capacidad portante de los terrenos porque, como se ha podido comprobar, en suelos puramente friccionales la diferencia entre ambos estados tensionales va a ser significativa en el proceso de diseño de una cimentación (ver Figura 1).



Este escenario incrementa la necesidad de buscar nuevos métodos para el cálculo de asentamientos que mejoren el aprovechamiento de las características tenso deformacionales de los suelos friccionales. Un tópico que motiva la presente investigación, y promueve la búsqueda de métodos que no precisen un comportamiento lineal del suelo, sino que el diseño de la cimentación garantice valores de asentamiento en la estructura menores a los límites reales permisibles del

suelo, sin que se llegue al fallo por deformación, resolviendo eficientemente la problemática real de los suelos friccionales.

Se han desarrollado procedimientos de cálculos de asentamientos basados en métodos No Lineales para superar esta problemática, y de esta forma el área de la base no se encontrará limitada a garantizar un comportamiento lineal del suelo, sino que puede contar con dimensiones menores cuando cumpla con las deformaciones límites permisibles (Malishev 1982, Golsthein 1970). Sin embargo, estos procedimientos y métodos de cálculo obligan a demostrar la factibilidad de su aplicabilidad, a través del empleo de métodos teóricos y experimentales con una adecuada fundamentación científica y práctica.

Método no lineal

Para la aplicación de estos métodos para el cálculo de asentamientos y la veracidad de sus resultados, se realizó un proceso de validación a través de ensayos de placas de cargas realizados "in situ", según el comportamiento real del suelo.

Es en la SNIP (1975) donde se plantea por primera vez la posibilidad de calcular asentamientos superiores al límite de la tensión de linealidad, para lo cual se recomienda comprobar si el asentamiento

lineal calculado es menor que el 40 % del límite permisible ($S_{lineal} \leq 0.4 S_{límite}$). De cumplirse esta condición, se propone una disminución del área de la base considerando que la Tensión Límite de Linealidad, debido a las hipótesis sobre las cuales se obtiene su ecuación, puede incrementar su valor hasta un 20% permaneciendo en una zona de comportamiento lineal. Así, se podría calcular el área de la base para este nuevo valor de R, obteniéndose un valor más racional de las dimensiones de la base. A pesar de estas consideraciones, se comprobó que esto no entrega una respuesta eficaz a la problemática de las deformaciones en las arenas.

Estas posibles soluciones constituyeron una primera aproximación empírica para resolver la problemática planteada, pues en la práctica se demostró que resultaron insuficientes y se necesitó el cálculo de los asentamientos en la zona no lineal.

Partiendo de estas recomendaciones, Malyshev (1982) propone, además de la posibilidad de recalcular las dimensiones de la base para un 1.2 R, determinar los asentamientos que se producirán en la base teniendo en cuenta un comportamiento no lineal del suelo. Para ello, se plantea el método de cálculo de asentamientos no lineales.

En el método se propone tomar un comportamiento lineal del suelo hasta que se encuentre trabajando a la tensión límite de linealidad, y para esta tensión calcular los asentamientos lineales que se producen en la base. Si se considera que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal (como sucede en la realidad), donde los asentamientos se determinarán por la expresión [1], propuesta por Malishev (1982), donde para cualquier valor de P actuante superior a la tensión de linealidad, el asentamiento total será la suma del lineal y el no lineal. Esta expresión simula el comportamiento no lineal del suelo, a través de una ecuación que representa una trayectoria hiperbólica, partiendo del propio Módulo General de Deformación del Suelo (E_0) y teniendo en cuenta diferentes factores que influyen en su comportamiento.

$$S_{no\ lineal} = \frac{hm}{3E} \left\{ \frac{P - P_1}{P_2 - P_1} \left[\frac{2(1 + \mu)}{P_2 - P_1} \left[P_2 - P_1 - (q_2 - q_1) \right] + \frac{2 - 2\mu}{P_2 - P_1} \left[P_2 - P_1 + 2(q_2 - q_1) \right] + S_{lineal} \right] \right\} \quad [1]$$

En esta ecuación intervienen los siguientes factores:

P1: Valor de la presión crítica inferior, que prefije un límite de comportamiento lineal del suelo.

P2: Valor de la presión crítica superior de falla del suelo, que se toma como la capacidad de carga.

q1, q2: Componentes de la tensión de confinamiento lateral del suelo.

hm: Profundidad media para la cual se considera se producirán los asentamientos determinados.

P: Presión media real actuante en el suelo, para la cual se determinan los asentamientos No Lineales.

E: Módulo General de Deformación del suelo.

μ: Coeficiente de Poisson del suelo.

En resumen, comenzando por el Módulo General de Deformación (E_0) del suelo se pueden calcular los asentamientos No Lineales que se producen en una potencia de suelo (hm) para cualquier P actuante, que se encuentre comprendida entre los límites establecidos por P1 y P2, es decir que mayor a la tensión límite de linealidad e infe-

rior a la resistencia de rotura del suelo. Debe señalarse que en el cálculo de los asentamientos no lineales, se encuentran incluidos los asentamientos lineales que se producen en el suelo para el estado tensional actuante, los cuales deben ser determinados por el método de Sumatoria de Capas o por cualquier otro, que se estime tenga la precisión requerida.

Este método de cálculo de deformaciones no lineales, aunque parte del Módulo de Deformación General (E_o) como parámetro deformacional del suelo, no se compromete en ningún aspecto con modelos lineales; ya que el mismo no trabaja con el gráfico de tensiones por carga impuesta del suelo, y no necesita de una discretización porque el enfoque de este método va dirigido a reproducir el comportamiento tenso - deformacional real del suelo entre los puntos de tensiones P_1 y P_2 , a través de la expresión matemática desarrollada.

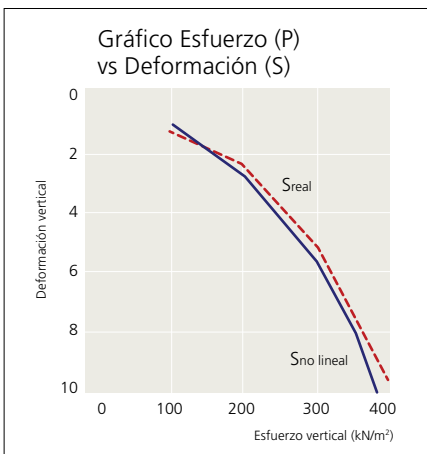
Proceso de experimentación y verificación

Con vistas a comprobar los resultados que se obtienen con la aplicación del método de cálculo de asentamientos no lineales, se previó la realización de varios ensayos "in situ" de Carga sobre Placas en arenas, que se realizaron en Cayo Santa María, al Norte de la Provincia de Villa Clara.

El objetivo principal de estos ensayos consiste en la determinación de los parámetros del suelo; por lo que se realizó el cálculo y comparación entre las curvas Esfuerzo - Deformación, para lo cual se programaron múltiples ensayos

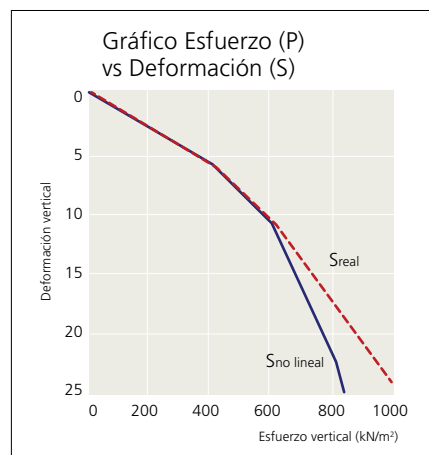
En los ensayos se midió la influencia de la profundidad en la capacidad de carga y en el módulo de deformación con la realización de ensayos a dos profundidades de cimentación diferentes (0.5 m y 1.0 m), para cuatro dimensiones de placas diferentes, 2 circulares y 2 cuadradas, con dimensiones de un diámetro de 0.3 m y otro de 0.4 m y para una base cuadrada de lado 0.4 y otra de 0.3 metros.

A continuación se exponen algunas curvas Esfuerzo - Deformación, obtenidas de los diferentes ensayos de cargas realizados en el Cayo Santa María y en la Playa de Varadero. En estas gráficas se muestran las curvas resultantes de los cálculos de los asentamientos con la aplicación del método no lineal, comprobando el nivel de aproximación que brinda este método de cálculo en relación al comportamiento real del suelo.



Ensayo del Hotel Tainos III

Diámetro = 0.3 m
 Profundidad = 1.0 metro
 $q_{br} = 460.13 \text{ kN/m}^2$
 $R = 153.97 \text{ kN/m}^2$
 Se aprecia una gran aproximación entre las curvas desde la zona donde el suelo deja de comportarse linealmente (P_1) hasta casi llegar a la tensión de rotura (P_2).



Ensayo de Cayo Santa María # 8

Diámetro = 0.4 m
 Profundidad = 1.0 m.
 Se observa un comportamiento casi justo de la curva real y de la curva de cálculo de asentamientos no lineal, particularmente en la zona real de desarrollo del estado tensional del Segundo Estado Límite.

Se valoraron ensayos de Carga sobre Placas realizados por la ENIA de la provincia de Matanzas, para la construcción de hoteles en diferentes parcelas de Varadero. Y de los cuales se dispuso de toda la información pertinente para realizar los análisis necesarios a las curvas de Esfuerzo - Deformación, y otras valoraciones de interés.

Una zona que produciría incertidumbre en la aplicación del método, es la más cercana a la falla, donde ambas curvas tienden a un comportamiento no muy similar. Sin embargo, esto no es de gran relevancia porque al efectuar un diseño real se introduce un sistema de coeficientes de seguridad en el diseño, que alejan el estado tensional que produce el cimiento de la falla del suelo, evitando que se llegue a esta zona de la curva.

Un ejemplo que evidencia la veracidad del planteo, se analiza tomando los resultados de uno de los ensayos evaluados previamente. Allí, se trabajó con un ángulo de fricción interna del suelo $\varphi = 28^\circ$, y un peso específico $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$, a una profundidad de 1.5 m.

Con estas características, la capacidad de carga de rotura normativa del suelo resultante será $q_{br} = 573.03 \text{ kN/m}^2$; pero en un diseño real con la introducción de los coeficientes de seguridad, esta capacidad de carga se reduce por seguridad, y en este caso el valor de la capacidad de carga de rotura de cálculo será de $q_{br}^* = 453.19 \text{ kN/m}^2$. Si se analiza la curva tensión deformación de la Figura 2 y se plotea este resultado en la gráfica, se verá que no se encuentra en zona de incertidumbre.

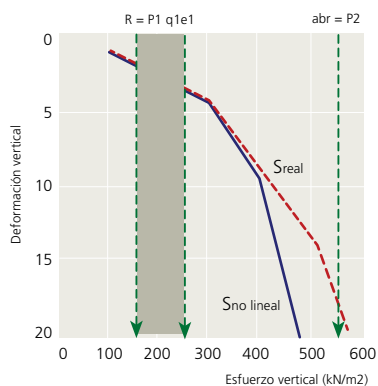
Pero en un diseño real los cálculos no concluyen en esta etapa. Aún queda por introducir un coeficiente de seguridad adicional γ_s , que disminuye aún más el estado tensional actuante en el suelo, resultando una capacidad de carga de trabajo igual a:

$$q_{bt}^* = 381.59 \text{ kN/m}^2, \text{ para un } \gamma_s = 1.19.$$

Si se considera un coeficiente $\gamma_f = 1.35$, equivalente a los coeficientes de seguridad introducidos en la mayoría de las cargas, se obtiene una tensión actuante aproximada para el estado tensional del 1^{er} Estado Límite de: $q_{1EL} = 282.66 \text{ kN/m}^2$.

Para este suelo, el valor de la Tensión Límite de Linealidad en el 2^{do} Estado Límite es de $R = 178.82 \text{ kN/m}^2$. Si este valor de R se representa en la Figura 2, conjuntamente con el valor de q_{1EL} , se aprecia que la zona donde se desarrollará el estado tensional para el 2^{do} Estado Límite, zona sombreada, es de total precisión en los cálculos alcanzando resultados acertados con el Método No Lineal propuesto.

Curva Esfuerzo – Deformación según el Método No Lineal y los resultados reales del ensayo



Conclusiones

Entre las conclusiones se destaca que con la restricción del comportamiento del suelo a un estado lineal, en el 2^{do} Estado Límite de diseño se reducen las capacidades resistentes reales de los suelos friccionales.

Además, el cálculo de asentamientos por métodos no lineales representa una solución adecuada

para resolver la problemática de los suelos friccionales, y el análisis realizado permitió verificar que se obtienen resultados acertados y aproximados a los reales, que implican soluciones ingenieriles más eficientes en comparación con métodos lineales.

Por último, la aplicación del cálculo de asentamientos por métodos no lineales, brinda soluciones de diseño muy racionales y seguras, que permite el ahorro de grandes volúmenes de materiales y la disminución de los costos de construcción de las cimentaciones. ■

BIBLIOGRAFÍA

1. Golsthein, M.N. Método ingenieril de cálculo de asentamientos para tensiones que sobrepasen la normativa (R) / M.N. Golsthein, C.G. Kushner. -- Rev. Bases de Cimentaciones y Mecánica de Suelo. (Moscú) N. 5 : 13 - 17; 1970.
2. González - Cueto, A. V., Quevedo, G. "Informe técnico final del proyecto CITMA 140102; UCLV--(Const); 1998.
3. González - Cueto, A. V., Quevedo, G. "Análisis y solución de cimentaciones en zonas de playa." Memorias de la Conferencia Internacional de Construcciones para el Turismo. La Habana. 1999.
4. Maestre, M. A.; Fernández, O. "Caracterización geotécnica de las arenas calcáreas. Modelaje. Diseño geotécnico de cimentaciones." ENIA Matanzas, 1997.
5. Maestre, M. A.; Fernández, O. "Evaluación de las características geotécnicas de las arenas mediante ensayos "in situ" y su utilización en el diseño de las cimentaciones" ENIA Nacional, - 45 pág. 1994.
6. Malishev, M. V; Nikitina, N.S. Cálculo de asentamientos de cimentaciones para condiciones no lineales entre las tensiones y las deformaciones del suelo. Revista Trabajos N.I. Bases y Construcciones Subterráneas. (Moscú) N (2): 21-25; 1982.
7. Maugeri, M.; Catelli, F.; Massimino, M.; Verona, G. "Observed and computed settlements of two shallow foundations on sand" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 595 - 605, Julio 1995.
8. Quevedo Sotolongo, G. "Determinación del área de la base de cimentaciones superficiales: Método de cálculo." UCLV. (Const); 87 pág. 1989.

2007

Visítenos en
Infraestructura
Expoconstrucción

Pabellón 1
Stand 136

Asómese al Futuro



NUEVOS SERVICIOS PARA ESTAR MÁS CERCA DE USTED Y SUS PROYECTOS:

VEKAARK

ARQUITECTURA
Asesoría directa en el desarrollo de soluciones estéticas y económicamente satisfactorias para los proyectos, además de todos los detalles técnicos y especificaciones necesarias para apoyar la gestión y correcta ejecución.

VEKATEK

SERVICIO TÉCNICO
Dirigido específicamente a la atención de post venta, inspección técnica en obra y a la solución en terreno de detalles. Acoge aquellos desafíos que la construcción genere como necesidad. Equipo técnico de alta especialidad en el desarrollo de nuevas soluciones.

INNOVACIÓN • VERSATILIDAD • DISEÑO

Más de 30 años de experiencia a nivel mundial y líder en Chile en ventanas de PVC

SHOW ROOM:

Av. Nueva Costanera 4229, local 1A,
Vitacura, Santiago.
Teléfono: (56 2) 207 9814
Fax: (56 2) 263 0729

www.vekachile.cl

321 7879