

# PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

## FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

### PROCEDIMIENTOS DE INTERPOLACIÓN EN EL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS SOBRE SUELOS GRANULARES USANDO EL MÉTODO DE SCHMERTMANN

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

**Roberto Jesús Cier Honores**

**Asesor: Jorge Zegarra Pellanne**

Lima, diciembre de 2015

## RESUMEN DE TESIS

Uno de los métodos más conocidos en el cálculo de asentamientos sobre suelos granulares es el método de Schmertmann. Este propone la obtención del valor del asentamiento a partir del uso del gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria, el cual describe la variación de la deformación unitaria debido a la carga aplicada sobre la zapata a lo largo de la profundidad. Este gráfico tiene una configuración para el caso de zapatas cuadradas y otro para el caso de zapatas corridas, y plantea una interpolación lineal de los valores pico del gráfico y de la profundidad de influencia para obtener el asentamiento en una zapata.

El principal objetivo de esta tesis ha sido determinar la validez de la interpolación lineal que Schmertmann plantea en su método de cálculo de asentamiento sobre suelos granulares para zapatas rectangulares, ya que este procedimiento es impreciso.

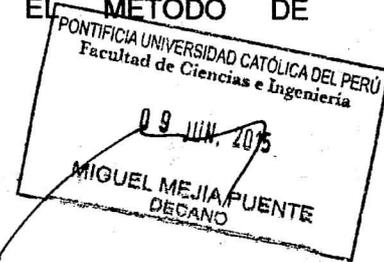
Para tal fin, se llevó a cabo una serie de cálculos de asentamiento de manera manual con el método de Schmertmann y con las modificaciones planteadas por diversos autores. Estos valores se han comparado con los obtenidos a través de métodos computacionales por el software *Plaxis 3D Foundation* y haciendo uso del modelo constitutivo *Hardening Soil*. Se analizaron en total 17 casos de zapatas rectangulares de ancho constante de 2.4 m apoyadas sobre un estrato uniforme de arena limosa de parámetros calibrados a través del software y el modelo constitutivo anteriormente mencionados, sometidas a una carga constante de 200 kN/m<sup>2</sup>. Adicionalmente, se evaluó la variación de la deformación unitaria a partir de la construcción de las gráficas del factor de influencia planteado por Schmertmann.

Los valores de asentamiento obtenidos a través del método computacional describen una variación no lineal, diferente a la planteada por Schmertmann. No obstante, los valores de asentamiento obtenidos por el método de Schmertmann difieren poco de los obtenidos por medio del método computacional, por lo que se puede inferir que la interpolación lineal del método de Schmertmann resta precisión al mismo. Se espera que futuras investigaciones puedan confirmar los resultados obtenidos en esta tesis a fin de establecer una metodología más precisa para el procedimiento de interpolación.

**PALABRAS CLAVE:** Asentamiento, zapata rectangular, interpolación lineal, *Plaxis 3D Foundation*, *Hardening Soil Model*.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "PROCEDIMIENTOS DE INTERPOLACIÓN EN EL  
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS SOBRE SUELOS  
GRANULARES USANDO EL MÉTODO DE  
SCHMERTMANN"  
Área : Geotecnia  
Asesor : Jorge Zegarra Pellanne  
Alumno : Roberto Jesús Cier Honores  
Código : 2010.2680.412  
Tema N° : 50.  
Fecha : Lima, 05 de junio de 2015



ANTECEDENTES

Ante la acción de una fuerza vertical, el suelo presenta un cambio en su altura inicial debido al proceso de acomodamiento de las partículas que lo componen. Este fenómeno es conocido como asentamiento. En la ingeniería de cimentaciones, uno de los aspectos más importantes en el diseño de una cimentación superficial (zapata) es la estimación de su asentamiento sobre el terreno, es decir, la deformación producida en el suelo debido a las cargas aplicadas sobre él por efecto de la estructura que la zapata se encarga de sostener. Este tipo de estimaciones puede ser hecha para suelos granulares (arenas) o cohesivos (arcillas) y ha sido muy estudiada debido a la complejidad de la respuesta del suelo ante sollicitaciones de carga.

Uno de los investigadores más importantes en este tema es John H. Schmertmann, quien el siglo pasado, en la década del setenta presentó una metodología para resolver este tipo de problema. En ésta, Schmertmann determinó, de manera experimental, dos gráficas de influencia de la deformación unitaria (la deformación por unidad de longitud) en el suelo: una para zapatas cuadradas (zapatas con relación largo/ancho  $L/B = 1,0$ ) y otra para zapatas largas o corridas ( $L/B \geq 10,0$ ). Así, logró definir una metodología para realizar el cálculo de cada uno de estos tipos de zapata en función de  $L/B$ . Sin embargo, para zapatas rectangulares ( $1 < L/B < 10$ ), Schmertmann solo planteó una interpolación lineal entre los resultados obtenidos suponiendo que la zapata es cuadrada y luego que es corrida. En general, la mayoría de zapatas usadas en los proyectos de ingeniería son rectangulares. Debido a esto y a pesar de la amplia aceptación del método de Schmertmann, no parece muy confiable el procedimiento de cálculo para este tipo de zapatas intermedias, por lo que resulta importante definir con claridad si esta interpolación es suficiente para obtener un valor confiable de asentamiento.



### OBJETIVO

Determinar la validez de la interpolación lineal que Schmertmann plantea en su método de cálculo de asentamiento para las zapatas rectangulares ( $1 < L/B < 10$ ). De demostrarse que no es suficientemente confiable, se buscará plantear alguna modificación para obtener un valor de asentamiento que sí lo sea.

### HIPÓTESIS

Los valores de asentamiento obtenidos a partir de la metodología de cálculo de Schmertmann son muy imprecisos debido a la utilización de una interpolación lineal para la obtención del gráfico de influencia de deformación unitaria para el caso de zapatas rectangulares.

### PROGRAMA A REALIZAR

Para conseguir los objetivos señalados, se seguirá el siguiente plan de trabajo:

- Conocer a detalle el método de Schmertmann para el cálculo del asentamiento de zapatas sobre suelo granular, sus limitaciones y el procedimiento presentado para la interpolación en el caso de zapatas rectangulares.
- Recolectar los principales estudios de modificación de este procedimiento, las principales diferencias que presentan con el método original y analizar su validez.
- Utilizar el modelamiento numérico computacional como resultado base que ayude a validar los valores obtenidos a partir del uso convencional del método.
- Determinar el tipo de suelo a utilizar en el modelamiento numérico así como su modelo constitutivo, de tal manera que los resultados obtenidos a partir del modelamiento sean los más confiables posibles.
- Comparar los resultados obtenidos en el cálculo de asentamiento a partir del método de Schmertmann y de sus modificaciones con los del modelamiento numérico para así establecer cuán válidos son.
- Analizar las posibles fuentes de error de los cálculos realizados y establecer las conclusiones más resaltantes de este estudio.
- Verificar si es necesario o no utilizar las modificaciones posteriores al método de Schmertmann en el cálculo de asentamiento de zapatas rectangulares sobre suelo granular.
- Proponer futuros temas de investigación relacionados al cálculo de asentamientos con el método de Schmertmann y el modelamiento numérico para ser trabajados en proyectos de fin de carrera y/o tesis de posgrado.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



## ÍNDICE

|  |    |
|--|----|
| CAPÍTULO 1. Introducción general.....  | 1  |
| 1.1. Introducción.....   | 1  |
| 1.2. Objetivos .....   | 3  |
| 1.2.1. Objetivo general .....  | 3  |
| 1.2.2. Objetivos específicos .....   | 3  |
| 1.3. Hipótesis .....   | 4  |
| CAPÍTULO 2. Estado del arte del proyecto .....                                     | 5  |
| 2.1. El método de Schmertmann para el cálculo de asentamientos.....                | 5  |
| 2.1.1. Fundamento teórico.....   | 5  |
| 2.1.2. Procedimiento para el cálculo .....   | 12 |
| 2.1.3. Limitaciones del método de Schmertmann .....                                | 17 |
| 2.2. Modificaciones planteadas al método .....                                     | 19 |
| 2.2.1. Terzaghi, Peck y Mesri (1996).....  | 20 |
| 2.2.2. Prezi, Eun, Lee y Salgado (2008) .....                                      | 22 |
| CAPÍTULO 3. Metodología de la investigación.....                                   | 24 |
| 3.1. Procedimiento a seguir en la investigación .....                              | 24 |
| 3.2. Limitaciones del proyecto .....   | 27 |
| 3.3. Modelamiento numérico.....  | 29 |
| 3.3.1. El método de los elementos finitos .....                                    | 29 |
| 3.3.2. El método de Schmertmann y el modelamiento numérico .....                   | 30 |
| 3.3.3. <i>Plaxis 3D Foundation</i> como herramienta de modelamiento numérico ..... | 33 |
| CAPÍTULO 4. Análisis y resultados.....   | 37 |
| 4.1. Caracterización del suelo a utilizar .....                                    | 37 |
| 4.1.1. El modelo constitutivo: <i>Hardening Soil Model</i> (HSM).....              | 37 |
| 4.1.2. Suelo a modelar: <i>Hokksund sand</i> .....                                 | 40 |
| 4.2. Parámetros del suelo a analizar .....   | 44 |
| 4.3. Condiciones del problema a analizar.....                                      | 46 |
| 4.4. Cálculos y resultados obtenidos .....   | 47 |
| CAPÍTULO 5. Conclusiones .....   | 61 |
| BIBLIOGRAFÍA .....   | 64 |

## CAPÍTULO 1. Introducción general

### 1.1. Introducción

Ante la acción de una fuerza vertical, el suelo presenta un cambio en su altura inicial debido al proceso de acomodamiento de las partículas que lo componen. Este fenómeno es conocido como asentamiento. Como es sabido, toda obra civil transmite cargas verticales al suelo sobre el cual es construida, por lo que es necesario el uso de cimentaciones, las cuales pueden clasificarse de acuerdo a la profundidad de transmisión de carga. Cuando la profundidad de cimentación es pequeña (entre 0.5 y 3 m) debido a la presencia de un estrato resistente, se habla de una cimentación superficial; caso contrario, cuando el suelo presenta baja capacidad portante y/o el estrato resistente se encuentra a una profundidad considerable, se habla de una cimentación profunda.

En el diseño de cimentaciones superficiales, específicamente en el de zapatas, uno de los aspectos más importantes a considerar es la estimación del asentamiento sobre el terreno, es decir, la deformación producida en el suelo debido a las cargas aplicadas sobre él por efecto de la estructura que la zapata se encarga de sostener. Este tipo de estimaciones puede ser hecha para suelos granulares (arenas) o cohesivos (arcillas) y ha sido muy estudiada debido a la complejidad de la respuesta del suelo ante sollicitaciones de carga.

Uno de los investigadores más importantes en este tema es J. H. Schmertmann, quien en

la década del setenta presentó una metodología para resolver este tipo de problema. En esta, Schmertmann determinó, de manera experimental, dos gráficas de influencia de la deformación unitaria (la deformación por unidad de longitud) en el suelo: una para zapatas cuadradas (zapatas con relación largo/ancho  $[L/B]$  igual a la unidad) y otra para zapatas largas o corridas (zapatas con  $L/B$  mayor a diez) y con ello logró definir una metodología para realizar el cálculo del asentamiento de estos dos tipos. Sin embargo, para zapatas rectangulares ( $1 < L/B < 10$ ), Schmertmann solo planteó una interpolación lineal entre los resultados obtenidos suponiendo que la zapata es cuadrada y luego que es corrida. En general, la mayoría de zapatas usadas en los proyectos de ingeniería se encuentran en este rango. Debido a esto y a pesar de la amplia aceptación del método de Schmertmann, no parece muy confiable el procedimiento de cálculo para este tipo de zapatas intermedias, que es el rango más común en nuestro medio, por lo que resulta importante definir con claridad si esta interpolación es suficiente para obtener un valor confiable de asentamiento.

El presente proyecto de fin de carrera busca estudiar este procedimiento de interpolación lineal y sus modificaciones a fin de evaluar la validez de los resultados obtenidos con estos, usando para este propósito herramientas computacionales para análisis de esfuerzos y deformaciones en el suelo.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo general

Determinar la validez del procedimiento de interpolación lineal que Schmertmann plantea en su método de cálculo de asentamiento para las zapatas rectangulares ( $1 < L/B < 10$ ). De encontrar que no es suficientemente confiable, se buscará plantear alguna modificación para obtener un valor de asentamiento que sí lo sea.

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Conocer el estado del arte de las principales modificaciones al gráfico de influencia de deformación unitaria del método de Schmertmann.
- Definir los parámetros adecuados del suelo a caracterizar y las condiciones del problema adecuadas que permitan obtener valores de asentamiento coherentes con el método de Schmertmann.
- Analizar las variaciones entre los asentamientos calculados al incrementarse el valor de  $L/B$  de tal forma que pueda establecerse una relación válida entre estas dos cantidades.

### 1.3. Hipótesis

Los valores de asentamiento obtenidos para el caso de zapatas rectangulares ( $1 < L/B < 10$ ) con el método de Schmertmann son imprecisos debido a que no existe un sustento teórico sólido que valide el procedimiento de interpolación lineal en la construcción del gráfico de influencia de la deformación unitaria, tal y como sí lo hay en el caso de zapatas cuadradas ( $L/B = 1$ ) o corridas ( $L/B = 10$ ).



## CAPÍTULO 2. Estado del arte del proyecto

### 2.1. El método de Schmertmann para el cálculo de asentamientos

#### 2.1.1. Fundamento teórico

Los ingenieros han asumido frecuentemente que la distribución de la deformación unitaria vertical debajo del centro de una cimentación bajo una arena uniforme es cualitativamente similar a la distribución del incremento en el esfuerzo vertical. Si fuese cierto y la mayor deformación unitaria ocurriese inmediatamente debajo de la cimentación, la ubicación de mayores esfuerzos incrementaría. El conocimiento reciente demuestra que esto es incorrecto. (Schmertmann 1970: 1012).

Respaldado por aquellos avances y basado en un estudio exhaustivo de ensayos en campo y casos reales de ingeniería, J. Schmertmann presentó su metodología de cálculo de asentamiento en zapatas sobre suelo arenoso en mayo de 1970.

Para su justificación se basa en trabajos previos de modelos elásticos. En 1962, R. Ahlvin y H. Ulery determinaron una serie de ecuaciones elásticas derivadas de la ecuación de Boussinesq. Una de estas se refería a la deformación unitaria vertical  $\varepsilon_z$  a una profundidad  $z$  debajo del centro de una zapata circular de radio  $r$  sometida a un esfuerzo uniforme  $p$ , apoyada en la superficie de un espacio continuo, homogéneo, isotrópico y elástico:

$$\varepsilon_z = \frac{p}{E}(1+\nu)[(1-2\nu)A + F], \quad (2.1)$$

donde  $A$  y  $F$  hacen referencia a factores adimensionales que dependen de la geometría y de la ubicación del punto de cálculo.  $E$  y  $\nu$  hacen referencia a las constantes elásticas del suelo (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson respectivamente).

Dado que  $p$  y  $E$  son constantes, la deformación unitaria vertical depende únicamente de un factor de influencia unitaria vertical  $I_z$  que puede derivarse de la ecuación (2.1) y queda expresado de la siguiente manera:

$$I_z = (1 + \nu)[(1 - 2\nu)A + F] \quad (2.2)$$

Una vez definido este factor de influencia de deformación unitaria, Schmertmann evaluó su distribución debajo del centro de un área uniformemente cargada. Para esto, consideró ensayos experimentales previos realizados por A. Eggstad (1963), D. D'Apollonia (1968) y también los resultados obtenidos con la ecuación (2.2) para valores determinados del módulo de Poisson. A partir de este trabajo, obtuvo el gráfico de distribuciones de la figura 2.1.

Tal y como dijo Schmertmann y se señaló al inicio de este capítulo, se puede observar en el gráfico que para el máximo incremento de esfuerzo vertical, el cual ocurre inmediatamente debajo de la carga ( $z/r = 0$ ), no se produce el máximo incremento en la deformación unitaria. Este, en cambio, ocurre para un  $z/r$  entre 0.6 y 1.4, donde el incremento de esfuerzo vertical según Boussinesq es aproximadamente del 80% y del 20% de la carga aplicada respectivamente.

A partir de este análisis, Schmertmann concluyó que era posible utilizar una aproximación triangular para el gráfico de influencia de la deformación unitaria  $I_z$ , a la cual llamó *distribución 2B -0.6*, debido a que el gráfico mostraba una influencia de la deformación unitaria que llegaba hasta una profundidad de  $z = 2B$  (donde  $B$  es el lado menor de la zapata) y que el valor máximo de influencia, que ocurría en  $z = B/2$ , era de 0.6. Debe recordarse siempre que esta distribución define la influencia de la deformación unitaria, no el valor de este parámetro en sí. Este primer gráfico no hacía distinción para el tipo de zapata, es decir, era válido tanto para cimentaciones circulares (caso de simetría axial) como para cimentaciones corridas (caso de deformación unitaria plana).

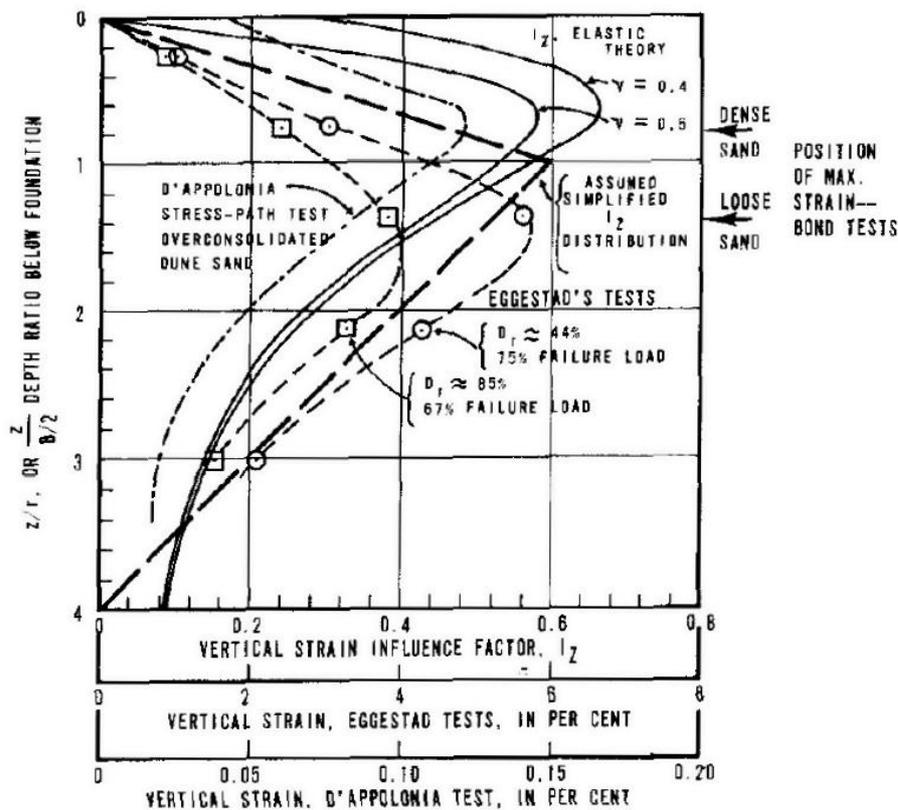


Figura 2.1. Distribución teórica y experimental de la deformación unitaria vertical debajo del centro de un área uniformemente cargada (Schmertmann 1970: 1013)

En 1978, después de un trabajo conjunto con J. P. Hartman, propuso algunas mejoras en su método para el cálculo de asentamientos. Para llegar a esta conclusión, se basó en estudios realizados tanto por él como por P. Brown y R. Gibson (1973), quienes llevaron a cabo un estudio de cargas en zapatas rectangulares para un suelo en el que el módulo de elasticidad variaba linealmente.

Estos estudios arrojaron que había una variación significativa de los valores de asentamiento al considerar el efecto de  $L/B$  en las zapatas, por lo que el gráfico inicialmente propuesto por Schmertmann debía ser modificado. Al evaluar los resultados de los ensayos, Schmertmann determinó que a medida que la relación  $L/B$  aumentaba, la influencia de la deformación unitaria vertical también lo hacía. Además de ello, el valor máximo de  $I_z$  se ve influenciado por el valor del esfuerzo aplicado  $p$ , a diferencia del gráfico inicial de 1970, en el que el valor máximo era, para todos los casos, de 0.6. En esta modificación, este valor máximo, llamado de  $I_{zp}$ , es calculado de la siguiente manera:

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \left( \frac{\Delta p}{\sigma'_{vp}} \right)^{1/2} \quad (2.3)$$

En esta ecuación,  $\Delta p$  hace referencia a la diferencia del esfuerzo aplicado  $p$  en la zapata con el esfuerzo a la profundidad de la cimentación ( $z = 0$ )  $p_o$ .  $\sigma'_{vp}$  es el valor del esfuerzo efectivo geostático a la profundidad de  $I_{zp}$ . Para el caso de simetría axial, esta profundidad es  $z = B/2$ , mientras que para el caso de deformación unitaria plana es  $z = B$ .

La figura 2.2 muestra este gráfico modificado. Nótese que para una relación  $L/B$  de uno (caso de simetría axial), la profundidad de influencia llega hasta  $2B$ , mientras que para  $L/B$  mayor a 10 (caso de deformación unitaria plana), esta profundidad llega a  $4B$ .

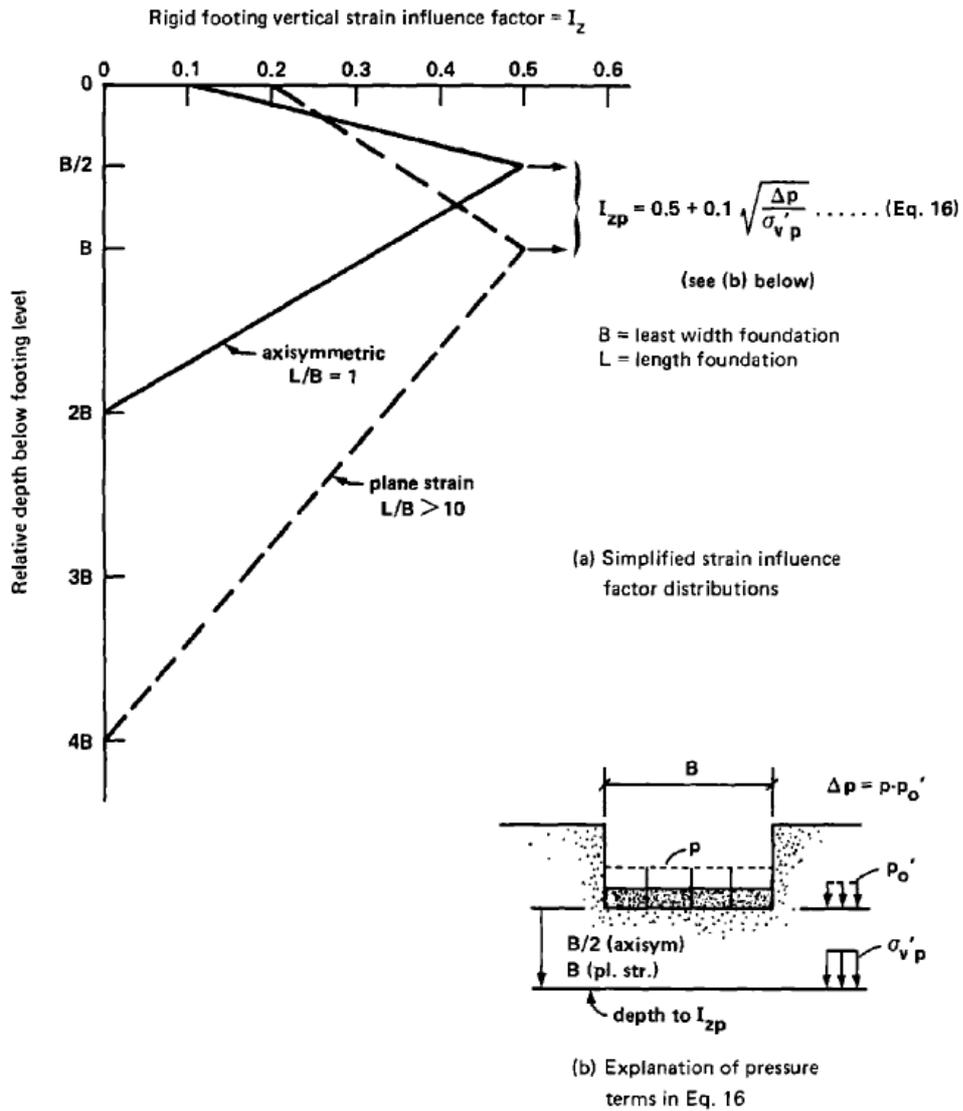


Figura 2.2. Valores del diagrama de deformación unitaria modificado (Schmertmann 1978: 1134)

Además del gráfico de influencia de deformación unitaria, hay algunos valores más a tener en cuenta para el cálculo del asentamiento. Esto debido a que cuando Schmertmann presentó su metodología en 1970, estableció también ciertos factores de corrección a partir de características propias de las condiciones de la cimentación.

La primera de ellas fue una corrección debido al empotramiento de la zapata en el suelo. Schmertmann afirma que el empotramiento de la zapata en el suelo, representada en la profundidad de cimentación, puede reducir considerablemente el valor del asentamiento. Basado en la relación entre la presión del suelo hasta el nivel de la cimentación  $p_o$  y el valor del incremento de esfuerzo  $\Delta p$  ( $\Delta p = p - p_o$ ), Schmertmann plantea una primera corrección  $C_1$ :

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{p_o}{\Delta p} \right) \quad (2.4)$$

La segunda de estas correcciones fue debido al *creep*, esto es, el desarrollo de asentamiento en la arena por el paso del tiempo. Antes de este estudio, no era un efecto muy considerado para el análisis de asentamientos en arenas, esto debido a que al ser la arena un suelo granular, su asentamiento ocurre de manera rápida. Sin embargo, Schmertmann considera este efecto en su metodología y propone la siguiente corrección  $C_2$ :

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{t}{0.1} \right) \quad (2.5)$$

El valor de  $t$  hace referencia al tiempo de análisis del asentamiento expresado en años. El valor de 0.1 es el valor de referencia de tiempo, Schmertmann considera este valor debido a que arrojó predicciones razonables en sus evaluaciones.

En resumen, el valor de asentamiento requeriría la integración de los valores de deformación unitaria, dicho de otra forma, el asentamiento puede ser calculado teniendo en cuenta el área del gráfico de deformación unitaria. Para facilitar el cálculo, el análisis continuo se hace discreto teniendo en cuenta substratos de suelo y los factores de corrección. Finalmente, la ecuación del asentamiento ( $\rho$  según Schmertmann) quedó formulada de la siguiente manera:

$$\rho = \int_0^{\infty} \epsilon_z dz \approx \Delta p \int_0^{nB} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) dz \approx C_1 C_2 \Delta p \sum_0^{nB} \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (2.6)$$

El valor de  $n$  que afecta al lado menor  $B$  de la zapata hace referencia a la variación de la profundidad de influencia de la distribución de deformación unitaria vertical anteriormente comentada (de  $2B$  a  $4B$ ).

Sobre la forma del área cargada de la zapata y su influencia en el cálculo, Schmertmann afirmó lo siguiente:

Los diferentes factores de corrección usados al aplicar la teoría de elasticidad para el asentamiento de una superficie uniformemente cargada sugieren que la distribución del factor asumido de deformación unitaria,  $I_z$ , también requiere una modificación de acuerdo a la forma del área cargada. Sin embargo, esa corrección no parece necesaria esta vez (1970: 1017).

Para justificar esa afirmación, Schmertmann señaló que, al tener una zapata de mayor longitud, las fuerzas aplicadas sobre la misma aumentarían, mas este incremento se vería contrarrestado por la reducción de la compresibilidad producida ante la mayor aplicación de carga, lo cual haría que el cálculo no se vea afectado considerablemente. Además de ello, casos prácticos analizados en la arena de Florida reforzaron su hipótesis y finalmente afirmó que el fenómeno de la influencia de la forma de la zapata no era bien conocida como para proponer una corrección cuantitativa. Por todos estos motivos, Schmertmann no planteó una fórmula de corrección por forma. En 1978, cuando mejoró sus gráficos de influencia de deformación unitaria ( $I_z$ ) en un nuevo documento, Schmertmann mantuvo su posición respecto de la utilización de un factor de corrección.

A pesar de no haber establecido una corrección por forma, Schmertmann sí deja en claro que para el cálculo de asentamiento en zapatas con  $L/B$  entre 1 y 10 se deberá construir un gráfico de factor de influencia de deformación unitaria intermedio, utilizando para eso interpolación lineal tanto para el valor de la profundidad total como para el valor máximo  $I_{zp}$  y su respectiva profundidad. Este punto es el que genera controversia ya que la interpolación lineal parece una solución muy poco precisa, por lo que este trabajo evaluará este punto más adelante.

### 2.1.2. Procedimiento para el cálculo

El procedimiento para el cálculo del asentamiento por el método de Schmertmann es el siguiente:

**Paso 1.** Se construye el gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria. Para hacerlo, se debe tener en cuenta la relación  $L/B$  para poder interpolar y obtener los valores de la profundidad total y el valor máximo y su profundidad respectiva.

**Paso 2.** Se determinan la variación del módulo de elasticidad a lo largo de la profundidad de análisis. Para esto, se puede utilizar alguna correlación con la resistencia a la penetración estándar ( $N_{60}$ ) o la resistencia a la penetración del cono ( $q_c$ ). Este último es el resultado de ensayos de penetración de cono (CPT, por sus siglas en inglés).

**Paso 3.** Debe aproximarse esta variación en estratos de suelo con un valor constante  $E_s$  para cada uno de ellos.

**Paso 4.** Una vez divididos los estratos según la variación del módulo de elasticidad, será necesario establecer los substratos para el análisis de la influencia de la deformación unitaria. Debe tenerse en cuenta los cambios de módulo de elasticidad así como de estratos de suelo, además del valor máximo  $I_{zp}$  y su profundidad.

**Paso 5.** Se elabora un cuadro en el cual se calcula  $\sum \frac{I_z \Delta z}{E_s}$

**Paso 6.** Se calcula  $C_1$  y  $C_2$  y finalmente el asentamiento.

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo de asentamientos con el método. En el problema, la zapata corresponde a la cimentación de un puente de ancho  $B = 2.60\text{m}$  y de

largo  $L = 23\text{m}$  con una profundidad de cimentación  $D_f = 2.0\text{m}$ , apoyada sobre un suelo arenoso de un peso específico de  $1.6 \text{ g/cm}^3$ .

La figura 2.3 muestra el esquema de cómo se lleva a cabo la división de estratos para el cálculo de asentamiento. En este caso, debido a que la relación  $L/B$  es de 8.8, muy cercana al valor de deformación plana, se asume la distribución de  $I_z$  de esas características. En función del valor de  $q_c$  obtenido del ensayo CPT se estableció la variación del módulo de elasticidad. Una vez definidas esas capas de módulo de elasticidad constante, se dividió el gráfico del factor de influencia en subestratos (en la figura se notan once subestratos definidos) y se procedió con el cálculo del asentamiento como la sumatoria de los resultados parciales de dividir  $I_z$  y el módulo de elasticidad multiplicado por el espesor del subestrato, además de multiplicar el valor final por los factores de corrección.

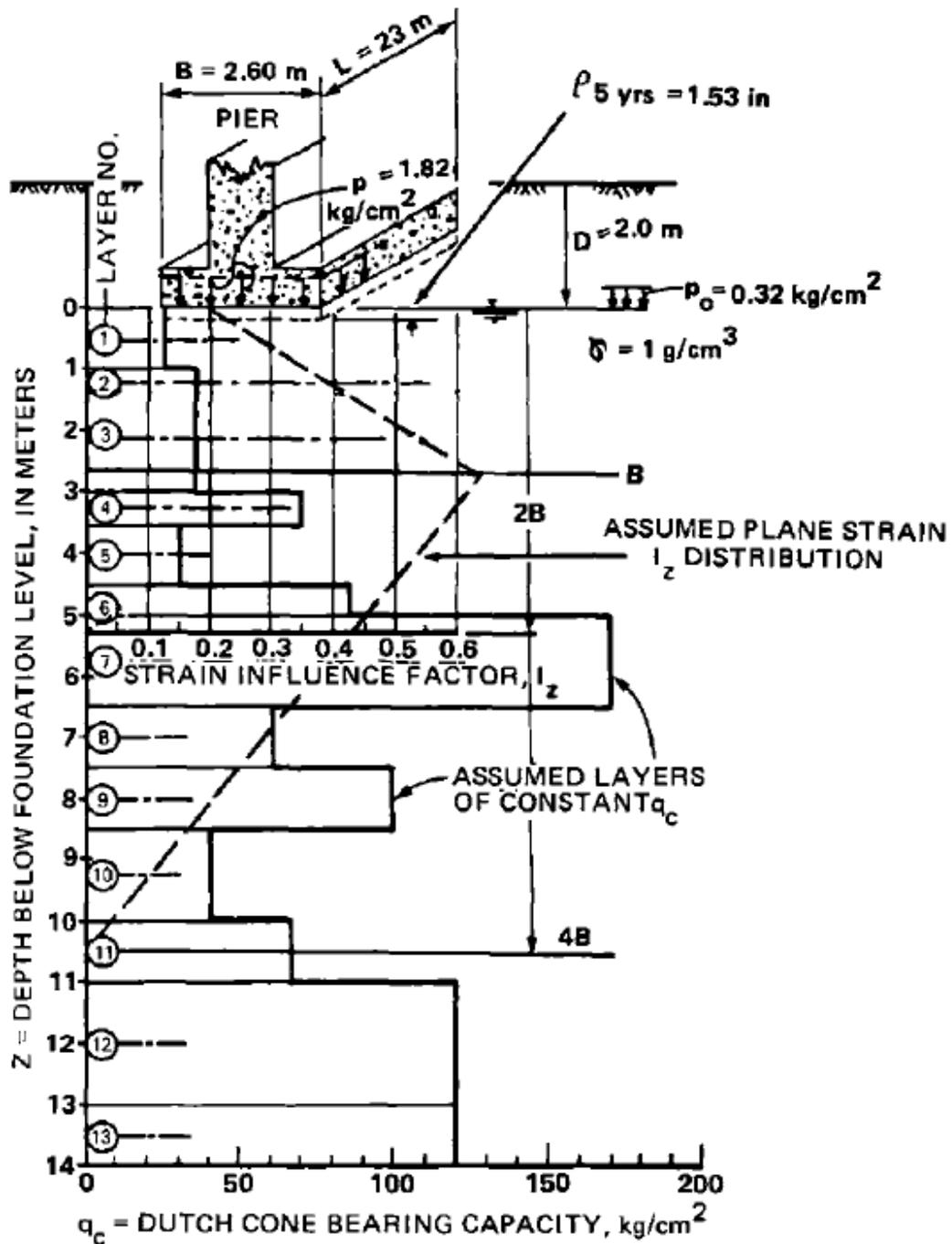


Figura 2.3. División de substratos del suelo en el cálculo del asentamiento de una zapata sobre un suelo arenoso usando el método de Schmertmann (1970: 1026)

Note: L/B = 8.8 used long footing case, x = 3.5  
 B = 260 cm  
 $I_{zp} = 0.66$

| layer                              | $\Delta Z$<br>(cm) | Z<br>(cm) | $I_z$ | $q_c$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $I_z \Delta Z / 3.5 q_c$<br>(cm/kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|--------------------|-----------|-------|--------------------------------|--|
| 1                                  | 100                | 50        | 0.29  | 25                             | 0.331  |
| 2                                  | 30                 | 115       | 0.40  | 35                             | 0.098  |
| 3                                  | 170                | 215       | 0.58  | 35                             | 0.805  |
| 4                                  | 50                 | 325       | 0.61  | 70                             | 0.124  |
| 5                                  | 100                | 400       | 0.54  | 30                             | 0.514  |
| 6                                  | 70                 | 485       | 0.47  | 85                             | 0.111  |
| 7                                  | 130                | 585       | 0.38  | 170                            | 0.083  |
| 8                                  | 100                | 700       | 0.29  | 60                             | 0.138  |
| 9                                  | 100                | 800       | 0.20  | 100                            | 0.057  |
| 10                                 | 150                | 925       | 0.10  | 40                             | 0.107  |
| 11                                 | 40                 | 1020      | 0.02  | 65                             | 0.004  |
| $\Sigma = 1040 \text{ cm}$<br>= 4B |                    |           |       |                                | $\Sigma = 2.372$                                     |

$$\rho = C_1 C_2 \Delta p \sum \frac{I_z \Delta Z}{E_s}$$

$$C_1 = 1 = 0.5 \frac{0.32}{1.50} = 0.89$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \frac{5}{0.1} = 1.34$$

$$\Delta p = 1.82 = 0.32 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.89 (1.34) 1.50 (2.372)$$

$$= 4.24 \text{ cm}$$

Figura 2.4. Tabla de cálculo del asentamiento de una zapata sobre un suelo arenoso usando el método de Schmertmann (1970: 1026)

### 2.1.3. Limitaciones del método de Schmertmann

La principal limitación del método está en su campo de aplicación. Dado que Schmertmann trabajó con arenas, su método de cálculo solo puede ser utilizado en suelos granulares, esto es, su uso queda restringido para suelos cohesivos o con contenido importante de finos en su granulometría.

Además de ello, a pesar de que Schmertmann determinó factores de corrección para evaluar el empotramiento de la zapata en el suelo y el *creep*, poco señaló sobre el efecto de zapatas vecinas o cargas adyacentes a la zapata en evaluación. En su trabajo, aseguró que debía existir una influencia importante en el asentamiento dependiendo de la distancia entre zapatas y de la secuencia de aplicación de las cargas (1970: 1017). Este es un punto importante a considerar en el caso del diseño de las zapatas, ya que en los casos reales siempre se encontrará un grupo de zapatas que actúan como cimentación para alguna estructura y serán pocas las veces en la que la zapata no reciba influencia de otras zapatas cercanas. Asumir una superposición de efectos en estos casos no es lo más preciso ni confiable, por lo que Schmertmann señaló que eran necesarios más estudios tanto en modelamiento numérico como ensayos a escala en laboratorio para poder definir reglas aplicables a esta situación.

Finalmente, aunque esta metodología posee una solidez importante y es utilizada frecuentemente debemos tener en cuenta que, según el mismo autor, su aplicación presenta una restricción importante en lo referido a la historia de cargas del suelo. En la FHWA-TS-78-209, Schmertmann señala lo siguiente:

El método anterior [refiriéndose al método de cálculo de asentamientos] debería ser usado solo con casos de [suelos de] primera carga de adecuada capacidad portante. Si la arena ha sido pre esforzada por cimentaciones previas u otras cargas produjeron un esfuerzo de corte significativo previo, los asentamientos reales serán significativamente menores a los predichos por el método. Los ingenieros sospechan que la sobreconsolidación o precarga por otros medios, incluyendo la compactación por rodillo, disminuirá el asentamiento de una arena precargada en un factor mayor al que indicaría el aumento resultante en el valor de  $q_c$ . Si ocurre precarga, usar tentativamente la mitad del asentamiento predicho. (1978: 50).

Se entiende que Schmertmann se refiere como casos de primera carga a los suelos normalmente consolidados. En geotecnia, se denomina suelo normalmente consolidado a aquel que, en su historia geológica, no ha recibido cargas mayores a las producidas por su peso propio, por lo que son suelos sueltos en su mayoría. En otras palabras, son suelos que en ningún momento de su historia han soportado estructuras sobre él, por lo que su capacidad de soportarlas en algún momento es baja. Dadas las condiciones de las cimentaciones actuales, en las que es cada vez más común el cambio de uso de suelo (v.g. terrenos que antes sostenían una casa ahora sostienen edificaciones de varios pisos), se hace más difícil encontrar suelos normalmente consolidados, lo que ha llevado a que los investigadores evalúen si este método arroja valores confiables para arenas diferentes a la estudiada.

A pesar de todo lo anterior, el método de Schmertmann tiene una vigencia importante principalmente por las siguientes razones:

- El método es semiempírico y basado en el ensayo CPT. La mayoría de métodos para

cálculo de asentamiento tienen como ensayo base al de penetración estándar (SPT), sin embargo, este ensayo tiene menor precisión y resolución que el CPT (actualmente perfeccionado con tecnologías computarizadas de toma de datos). Por tal motivo, un método basado en este último ensayo arroja valores más confiables que uno basado en SPT.

- El procedimiento permite dividir el suelo en substratos de características de resistencia y elasticidad independientes, mientras que otros métodos solo consideran la zona de influencia de esfuerzos de la zapata sobre el suelo y obtienen un valor promedio simple y poco representativo.
- Schmertmann consideró la importancia relativa de cada estrato en el cálculo de asentamiento, por eso planteó el uso del gráfico de factor de influencia de la deformación unitaria, característica diferenciadora de los métodos más tradicionales de cálculo de asentamientos.

## 2.2. Modificaciones planteadas al método

Diversos estudios han buscado mejorar los diagramas de factores de influencia de deformación unitaria, de tal manera que la relación  $L/B$  pueda tener alguna participación en el cálculo de asentamientos. Cada uno de ellos parte de la premisa de que es bastante impreciso hablar de una interpolación lineal para poder determinar los valores máximos del factor de influencia y de la profundidad, por lo que dentro del siguiente estudio se

presentarán como posibles soluciones a esta imprecisión que serán evaluadas y validadas con el modelamiento numérico. A continuación, se muestran las modificaciones a revisar en este proyecto.

### 2.2.1. Terzaghi, Peck y Mesri (1996)

Basados en trabajos previos de K. Terzaghi, R. Peck y G. Mesri propusieron cambios en el factor de influencia de la deformación unitaria al considerar la relación entre la profundidad de cimentación y el lado menor de la zapata ( $D_f/B$ ) y la relación entre lados de la zapata ( $L/B$ ) en su análisis. Para el caso de la condición superficial, es decir, sin profundidad de cimentación ( $D_f/B$  igual a cero), los investigadores proponen un gráfico bastante parecido al original de Schmertmann (el gráfico 2B-0.6), con una ligera modificación en la profundidad de influencia.

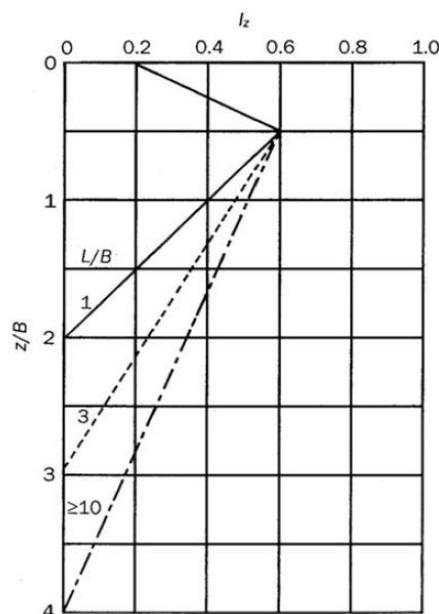


Figura 2.4. Diagrama del factor de influencia de la deformación unitaria propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri (1996: 400)

Para calcular la profundidad de influencia ( $z_0$ ), es decir, la profundidad en la cual  $I_z$  se hace cero, Terzaghi, Peck y Mesri plantearon la siguiente fórmula:

$$z_0 = 2 \left[ 1 + \log \left( \frac{L}{B} \right) \right] \quad (2.7)$$

Cuando  $D_f/B$  es mayor que cero, es decir, cuando la zapata se encuentra enterrada en el suelo, los investigadores propusieron que el factor de influencia debía modificarse teniendo en cuenta este efecto de la profundidad de cimentación. Plantearon un factor corregido llamado  $I'_z$ , cuya relación con  $I_z$  responde al siguiente gráfico:

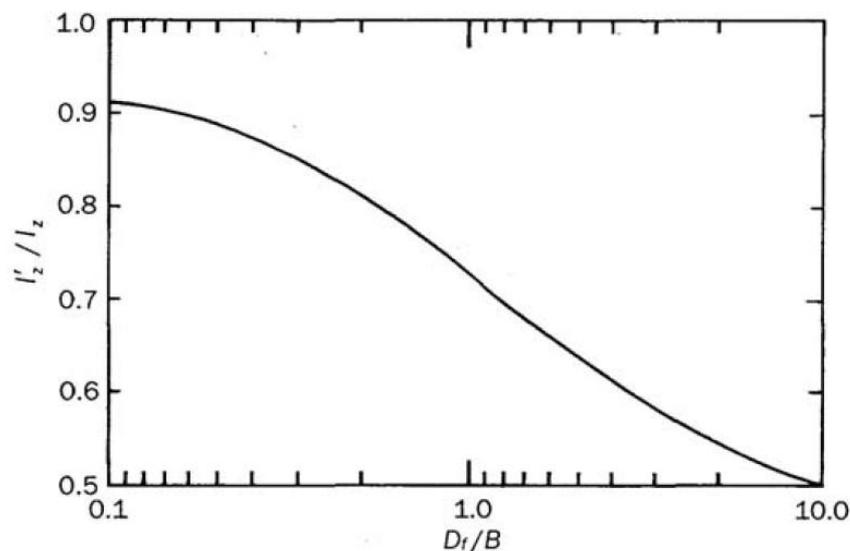


Figura 2.4. Relación  $I'_z/I_z$  propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri (1996: 401)

Por tal motivo, la fórmula de asentamiento originalmente planteada por Schmertmann quedaría escrita de la siguiente manera:

$$S_e = C_1 C_2 \Delta p \sum_{z=0}^{z=z_0} \left( \frac{I'_z}{E_s} \right) \Delta z \quad (2.8)$$

### 2.2.2. Prezi, Eun, Lee y Salgado (2008)

J. Lee, J. Eun, M. Prezzi y R. Salgado presentaron un estudio para analizar el efecto de cargas adyacentes en el asentamiento de una zapata en arenas. Dentro de este, ellos también analizaron el efecto de la relación  $L/B$  en el valor del asentamiento de una zapata. En una publicación previa y sin realizar modificaciones al gráfico del factor de influencia, Salgado había definido las ecuaciones para la obtención de los valores máximos del mismo de la siguiente manera:

$$I_{z(z=0)} = 0.1 + 0.0111 \left( \frac{L}{B} \right) \leq 0.2 \quad (2.9)$$

$$\frac{z_p}{B} = 0.5 + 0.0555 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1 \quad (2.10)$$

$$\frac{z_0}{B} = 2 + 0.222 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4 \quad (2.11)$$

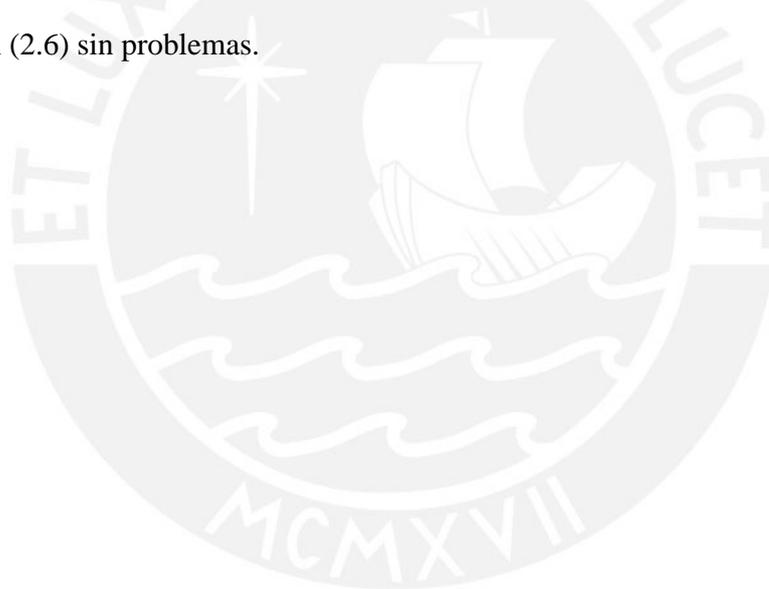
El trabajo conjunto mencionado se basó en estas primeras modificaciones y además utilizó modelos con el método de elementos finitos de zapatas aisladas y en grupo. Además de ello, utilizaron un modelo constitutivo que consideraba relaciones de esfuerzo-deformación no lineales y una degradación del módulo de elasticidad ante la aplicación de la carga (Lee et al. 2008: 420). Como resultado de la investigación, concluyeron que los valores del factor de influencia de la deformación unitaria en su

valor máximo e inmediatamente debajo de la cimentación podían ser obtenidos con las ecuaciones (2.3) y (2.9) respectivamente. Sin embargo, se obtuvieron las siguientes fórmulas para el resto de puntos necesarios en la construcción del gráfico:

$$\frac{z_p}{B} = 0.5 + 0.11 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq \text{con un máximo de 1 en } L/B = 6 \quad (2.12)$$

$$\frac{z_0}{B} = 0.95 \left\{ \left[ \frac{\pi}{5} \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \right] - \pi \right\} + 3 \leq \text{con un máximo de 4 en } L/B = 6 \quad (2.13)$$

Con estas modificaciones, el cálculo del asentamiento puede llevarse a cabo con la ecuación (2.6) sin problemas.



## CAPÍTULO 3. Metodología de la investigación

### 3.1. Procedimiento a seguir en la investigación

El procedimiento a seguir en este trabajo consiste básicamente en calcular los asentamientos con el método de Schmertmann y el gráfico modificado de influencia de deformación unitaria (presentado en 1978), con las modificaciones planteadas al método y presentadas anteriormente, y validar todos estos resultados con modelos elaborados por el método de elementos finitos en *Plaxis 3D Foundation*, un programa computacional geotécnico que analiza esfuerzos y deformaciones en cimentaciones de todo tipo. Sobre este programa se amplía la información más adelante en este mismo trabajo.

Se trabajará con un único perfil de suelo conformado por un solo estrato uniforme, el cual tendrá bien definidos todos los parámetros necesarios para el cálculo, lo cual permitirá que los resultados obtenidos en el cálculo numérico puedan adoptarse como punto de referencia para comparar el método clásico con todas las modificaciones planteadas a este. Este suelo corresponde a una arena densa llamada arena de Hokksund (*Hokksund sand*). También, es importante señalar que el modelo constitutivo a utilizar en el modelamiento numérico no será el modelo clásico de Mohr-Coulomb, sino que se usará uno que permite obtener parámetros más precisos y que prediga mejor los efectos de las cargas en el suelo. Sobre este tipo de suelo y el modelo constitutivo se amplía la información más adelante en este mismo trabajo.

Dado que el objetivo del presente trabajo es determinar la validez de la interpolación lineal que Schmertmann plantea en su método de cálculo de asentamiento para las zapatas rectangulares (con relación  $L/B$  entre 1 y 10), es necesario delimitar las zapatas que serán evaluadas en el proyecto. Las dimensiones de la zapata tendrán como valor de base  $B$  a 2.40 m, y a partir de ese valor se irá variando el valor del lado mayor  $L$  de tal forma de que la relación  $L/B$  fluctúe de 1 a 10. Para obtener un rango de valores razonable, se ha considerado la evaluación de 17 modelos de zapatas, empezando por una de 2.40 x 2.40 m (con relación  $L/B$  igual a la unidad) hasta una zapata de 2.40 x 24.00 m (con relación  $L/B$  igual a 10).

Como la mayoría de zapatas tienen una relación  $L/B$  entre 1 y 2, es en este rango de valores que se evaluarán un mayor número de modelos (6 de las 17), esto con el fin de definir con precisión los efectos que se producen en el caso más típico de cimentaciones que se observan comúnmente.

Los valores han sido determinados al considerar un aumento de 0.30 m en el largo de las zapatas en las primeras tres, es decir, desde 2.40 m de largo para la primera hasta 3.00 m para la tercera. Para el resto, el incremento se consideró de 0.60 m hasta el caso de  $L/B = 5$ , y por último incrementos de 1.20 m hasta llegar a la última zapata de 12 m de largo. Dicho esto, los valores de las medidas de las zapatas quedan definidos en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores de las dimensiones de las zapatas a evaluar en el proyecto

| N° | L (m) | B (m) | L/B   |
|----|-------|-------|-------|
| 1  | 2.40  | 2.40  | 1.00  |
| 2  | 2.70  | 2.40  | 1.13  |
| 3  | 3.00  | 2.40  | 1.25  |
| 4  | 3.60  | 2.40  | 1.50  |
| 5  | 4.20  | 2.40  | 1.75  |
| 6  | 4.80  | 2.40  | 2.00  |
| 7  | 6.00  | 2.40  | 2.50  |
| 8  | 7.20  | 2.40  | 3.00  |
| 9  | 8.40  | 2.40  | 3.50  |
| 10 | 9.60  | 2.40  | 4.00  |
| 11 | 10.80 | 2.40  | 4.50  |
| 12 | 12.00 | 2.40  | 5.00  |
| 13 | 14.40 | 2.40  | 6.00  |
| 14 | 16.80 | 2.40  | 7.00  |
| 15 | 19.20 | 2.40  | 8.00  |
| 16 | 21.60 | 2.40  | 9.00  |
| 17 | 24.00 | 2.40  | 10.00 |

Una vez obtenida toda la información de los asentamientos, se procederá a analizar cuantitativamente los valores obtenidos en cada caso y a comparar los resultados con el asentamiento predicho a través del método de elementos finitos con *Plaxis 3D Foundation*. Para llevar a cabo la comparación y validación de los resultados, se elaborarán gráficas que muestren tanto los valores de asentamiento contra  $L/B$  como el factor de influencia de deformación unitaria obtenida para los casos más importantes de relación  $L/B$ .

Con esta evaluación de resultados, se podrá determinar si la interpolación lineal es suficiente. De no serlo, se evaluará cuál de las modificaciones posteriores al método es la más adecuada y en qué casos podría usarse.

A modo de resumen, se presenta el siguiente gráfico que muestra los pasos más importantes a seguir en este proyecto:

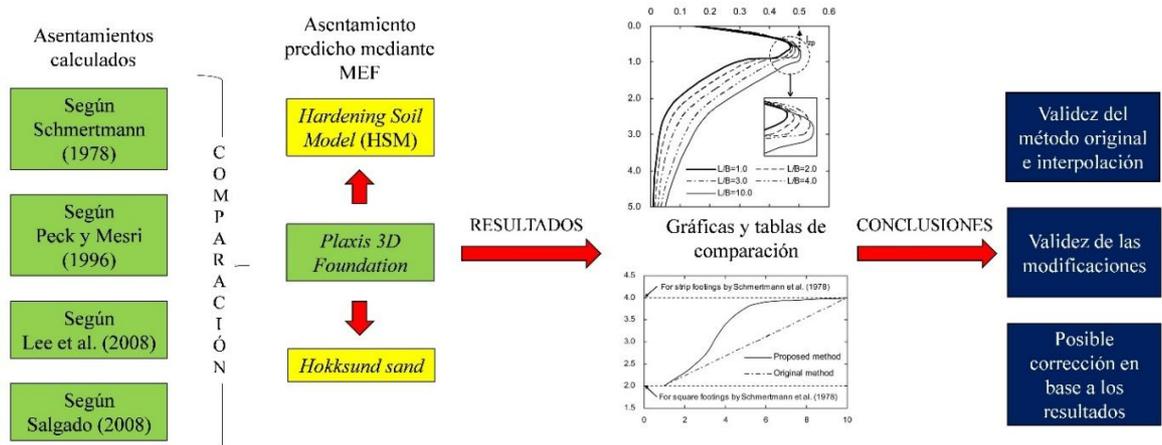


Figura 3.1. Gráfico resumen de la metodología del proyecto (Nota: los gráficos son referenciales y extraídos de Strain influence diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings in sand [Lee et al., 2008])

### 3.2. Limitaciones del proyecto

A pesar de ser un proyecto que utiliza un recurso computacional importante como es *Plaxis 3D Foundation* y además de ello considera las modificaciones planteadas al método de Schmertmann para un mejor análisis de los valores de asentamiento, también es cierto que existen algunas limitaciones a tomar en cuenta, las cuales se detallan a continuación.

La primera de las limitaciones de este proyecto se encuentra en el tipo de suelo a modelar. Se pensó en caracterizar un suelo nacional pero se contaba con la información geotécnica completa de alguno de estos suelos para poder introducirla en el *software*. Para contrarrestar este punto, lo que se ha considerado es trabajar con la anteriormente mencionada arena de Hokksund (*Hokksund sand*) que tiene bien definidos todos los parámetros necesarios para el análisis computacional con *Plaxis 3D Foundation*.

Otra limitación importante es que para este proyecto no se usan datos de ensayos de campo o de laboratorio obtenidos directamente por el autor. Todos los valores utilizados hacen referencia a resultados de ensayos realizados anteriormente en otras investigaciones. Esta limitación se compensa al generar un modelo numérico de elementos finitos con parámetros bien definidos y con un modelo constitutivo sólido como lo es el anteriormente mencionado *Hardening Soil Model* (en adelante HSM), el cual se detallará más adelante en este mismo trabajo.

Este trabajo tampoco contempla el efecto de cargas adyacentes a la zapata en análisis. El análisis de este efecto es claramente un trabajo que podría implicar invertir bastante tiempo y recursos, ya que es un punto bastante complejo y no solo depende del número de cargas adyacentes sino del tiempo y la secuencia de aplicación de las mismas. Sería interesante plantear este punto dentro de algún estudio para que así pueda ser estudiado más a fondo en alguna investigación futura.

Por último, este proyecto no toma en cuenta el posible efecto de la rugosidad entre el concreto y el suelo arenoso. En general, son pocos los estudios elaborados al respecto de

este punto, esto tal vez debido a la complejidad existente en la interacción suelo-estructura. En investigaciones futuras, podría evaluarse este efecto con un análisis exhaustivo y sólido y un modelo computacional pertinente.

A pesar de todas estas limitaciones, esta investigación, como proyecto de fin de carrera, representa un trabajo importante debido al uso de modelos de elementos finitos con un programa computacional geotécnico y de una caracterización del suelo sólida y validada por investigaciones anteriormente realizadas.

### **3.3. Modelamiento numérico**

#### **3.3.1. El método de los elementos finitos**

El método de los elementos finitos (MEF de aquí en adelante) es un método de cálculo que permite resolver problemas que implican ecuaciones complejas discretizando la región del problema en pequeñas porciones que conservan las propiedades del problema completo y que permiten evaluarlo a través de ecuaciones más simples que la original, llamadas elementos finitos.

Es difícil establecer quién inició el uso del MEF en la solución de problemas, lo que sí se puede decir es que aparece debido a la complejidad de los problemas de ingeniería, sobre todo en la rama civil y aeroespacial. Según Hartman, “el nacimiento del MEF se debió a Turner et al. (1956), que utiliza el MEF en un enfoque estructural para el cálculo

de rigidez y las ecuaciones de elasticidad para así obtener las propiedades para su uso en elementos triangulares de deformación plana.” (1974: 38).

En la actualidad, el uso del MEF está largamente extendido. Los elementos finitos se han convertido en la mejor alternativa para resolver problemas que anteriormente no podían ser abordados con cálculos simples, además, el avance informático y de las herramientas de procesamiento de información han contribuido enormemente al desarrollo de este método. Por tal motivo, Hartman señala lo siguiente:

El método de elementos finitos también se puede utilizar para calcular soluciones para problemas no estructurales, tales como la conducción de calor, filtración, flujo, entre otros, ya que la determinación del equilibrio de desplazamientos nodales tal como se utiliza en el análisis estructural es análoga al procedimiento de minimizar la energía potencial total del sistema.(1974: 38)

### 3.3.2. El método de Schmertmann y el modelamiento numérico

Tanto el método de Schmertmann como las modificaciones propuestas posteriormente guardan una estrecha relación con el método de elementos finitos y el modelamiento numérico por computadora.

Cuando Schmertmann propuso su método de cálculo de asentamiento en 1970, además de los ensayos realizados en la arena de Florida, utilizó los resultados de un análisis previo de elementos finitos para estudiar el asentamiento de zapatas con simetría axial (circulares) en un suelo con una relación esfuerzo-deformación no lineal.

La figura 3.2 muestra los resultados que Schmertmann obtuvo para una zapata circular de 10 pies (3.05 m) de diámetro y peralte de 1.25 pies (0.38 m) que descansa sobre un suelo homogéneo arenoso con ángulo de fricción interna  $\phi = 37^\circ$  y con una carga de 100 libras por pie cuadrado (690 kPa). La simulación completa contempló zapatas de diámetros que iban desde 1 hasta 100 pies (de 0.31 a 30.5 m) y con cargas que iban de 50 a 4 000 psi (de 348 a 27 580 kPa). Estos resultados le ayudaron a validar los ensayos realizados en su investigación y así pudo plantear su gráfico de influencia de la deformación unitaria con una mayor confiabilidad.

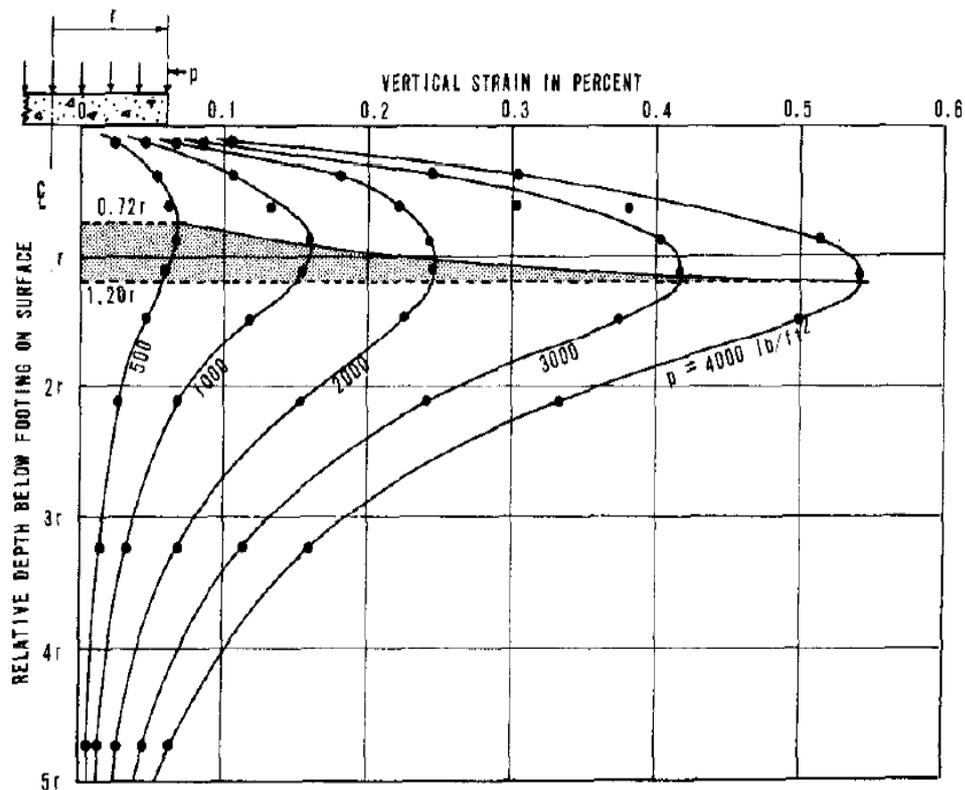


Figura 3.2. Predicción de deformaciones unitarias verticales obtenido mediante un análisis de elementos finitos con un modelo de arena normalmente consolidada de comportamiento no lineal (Schmertmann 1970: 1013)

De igual forma, la modificación que Schmertmann planteó en 1978 también se basa en simulaciones previas con el MEF llevadas a cabo por Hartman. El gráfico 3.3 muestra las comparaciones realizadas entre las simulaciones por MEF y los resultados obtenidos de pruebas de carga en casos de simetría axial y de deformación plana.

En esa modificación y gracias al análisis con MEF, Schmertmann reconoce que los casos de simetría axial y de deformación plana merecen un tratamiento diferenciado, motivo por el cual planteó que la gráfica del factor de influencia de la deformación unitaria debía ser diferente en cada caso.

Por todo esto y respaldado por el avance de la tecnología y la mejora en el procesamiento de datos, trabajar con un análisis numérico de elementos finitos se muestra como una buena alternativa para poder sustentar posibles modificaciones a este método, estrechamente relacionado con estas metodologías desde su concepción.

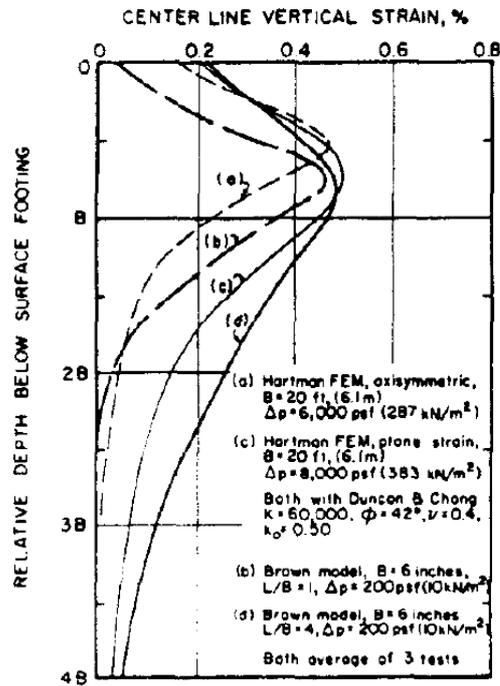


Figura 3.3. Comparación entre las predicciones llevadas a cabo por Hartman con el MEF y ensayos de carga realizados por Brown (Schmertmann 1978: 1134)

### 3.3.3. Plaxis 3D Foundation como herramienta de modelamiento numérico

Uno de los programas de geotecnia computacional más conocido alrededor del mundo es *Plaxis*. Este programa holandés, basado también en el método de elementos finitos, es capaz de realizar cálculos de asentamientos y deformaciones a partir de datos de entrada de propiedades mecánicas del suelo y cargas aplicadas sobre él.

Hasta mediados de los años ochenta, los programas de computación no dieron mucho énfasis al cálculo de esfuerzos y deformaciones: “Especialmente en ingeniería geotécnica, tenemos una serie de programas piloto e incluso muchos códigos maduros, pero desafortunadamente no en el campo de esfuerzos y deformaciones unitarias”

(Vermeer 1999: 1). A partir de esta problemática, *Plaxis* trabajó para mejorar los resultados obtenidos en las deformaciones y esfuerzos que aparecían en el suelo bajo ciertas condiciones iniciales, convirtiéndose en uno de los programas pioneros en este campo de estudio de la geotecnia y motivo por el cual ha adquirido fama mundial.

El gráfico 3.2 muestra el número de usuarios (en miles) por paquete de elementos finitos en el mercado. En este, se puede observar con claridad la predominancia de *Plaxis* frente a otros programas de elementos finitos, tales como *FLAC* o *Geo-Slope*. Por otro lado, si se analiza la cantidad de usuarios por áreas de actuación, se puede apreciar que es importante el papel de *Plaxis* entre los diferentes paquetes de elementos finitos del mercado. Por tal motivo, este proyecto buscará utilizar esta herramienta computacional, ampliamente difundida y utilizada mundialmente, para obtener los valores de asentamiento referenciales que serán comparados con los resultados obtenidos del cálculo por medio del método de Schmertmann.

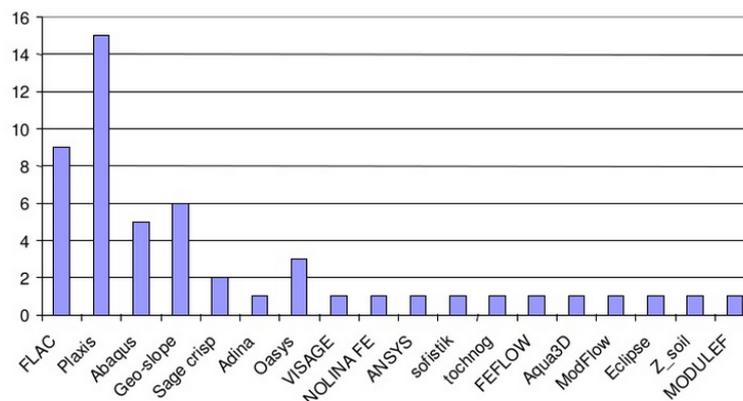


Figura 3.2. Usuarios de paquetes de elementos finitos en el mundo (adaptado de Plaxis Team 2009)

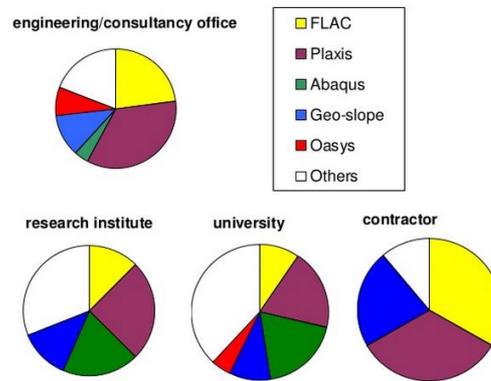


Figura 3.3. Uso de paquetes de elementos finitos según las áreas de actuación de la ingeniería (adaptado de Plaxis Team 2009)

Además este proyecto de fin de carrera busca ser un acercamiento de la comunidad universitaria al uso de este programa. *Plaxis* como herramienta de análisis geotécnico en nuestro país aún es poco usado en el ámbito académico, sin embargo, muchas universidades en el mundo trabajan constantemente con el programa tanto en pregrado como en posgrado. Por ejemplo, ya en el año 1999, S. Nordal señalaba: “Presentar *Plaxis* en mi universidad enseñándoselo a los jóvenes ha sido interesante y divertido. El entusiasmo de los estudiantes ha sido alentador” (53). A pesar de ello, en nuestra universidad -y en general, en nuestro país- aún no hay un uso educacional extendido de este programa ni de muchos otros que se usan actualmente en el campo de la ingeniería geotécnica. Por tal motivo, con esta investigación se intentará presentar a *Plaxis* como una herramienta didáctica y muy útil para analizar esfuerzos y deformaciones relacionados a los suelos, de tal manera que en un futuro cercano su uso se extienda en nuestro medio.

Por los motivos anteriormente expuestos, queda sustentado el uso de *Plaxis* como referencia para la comparación de los valores de asentamiento obtenidos del método de Schmertmann. No obstante, cabe resaltar que, siempre que se hace uso de una herramienta computacional, se deben establecer las condiciones iniciales del problema con criterio y buen juicio, con parámetros respaldados en la experiencia previa y debidamente contrastados y validados, de tal forma que los valores obtenidos reflejen una estimación coherente y compatible con lo que se obtendría en la realidad.

En el siguiente capítulo, se mostrará todo lo relacionado a este punto y cómo se establecieron los parámetros del suelo a utilizar en este proyecto, para que de esa manera los resultados por computadora sean un reflejo aceptable de lo que ocurre en la realidad.

## CAPÍTULO 4. Análisis y resultados

### 4.1. Caracterización del suelo a utilizar

#### 4.1.1. El modelo constitutivo: *Hardening Soil Model* (HSM)

Dado que se busca un modelo confiable y con datos cercanos a los reales, el modelo constitutivo a utilizar será el *Hardening Soil*. Este, formulado a partir de las necesidades de precisión requeridas en el uso de software computacional en ingeniería geotécnica, establece un comportamiento no lineal del suelo a través de una relación hiperbólica entre la deformación unitaria del suelo ( $\varepsilon$ ) y el esfuerzo desviador ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) a partir de los datos de un ensayo triaxial drenado.

Para trabajar con el HSM es necesario llevar a cabo un ensayo triaxial consolidado drenado en una arena con por lo menos un ciclo de descarga, después de lo cual, las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria obtenidas tanto en laboratorio como a través de las simulaciones numéricas mediante el MEF pueden ser comparadas. A partir de ello los parámetros pueden ser calibrados para que puedan ser compatibles con los resultados obtenidos en los ensayos reales.

En este modelo se establecen los parámetros a partir de la gráfica de esfuerzo-deformación del ensayo triaxial consolidado drenado (CD). Algunos de ellos son los mismos que en el modelo clásico de Mohr-Coulomb: el ángulo de fricción interna del

suelo ( $\phi$ ), la cohesión ( $c$ ), el ángulo de dilatación ( $\psi$ ) y el módulo de Poisson ( $\nu$ ). Otros, como el módulo de elasticidad ( $E$ ), se debe obtener a partir de datos experimentales de ensayos. Finalmente, existen también algunos parámetros propios del modelo constitutivo.

A partir de un ensayo triaxial CD, el módulo de elasticidad es obtenido mediante el trazo de una recta secante al 50% de un esfuerzo de referencia  $p^{ref}$  cercano al esfuerzo desviador último ( $q_r$ ), obtenido de un valor asintótico de resistencia última al corte del suelo ( $q_a$ ) multiplicado por un factor ( $R_f$ ). El valor obtenido se denomina  $E_{50}^{ref}$ . Así como este, se obtiene también un módulo a partir de un ensayo de consolidación unidimensional ( $E_{50}^{oed}$ ) y un valor para la descarga y recarga ( $E_{ur}^{ref}$ ). En la gráfica 4.1, se puede observar cómo son obtenidos estos valores gráficamente.

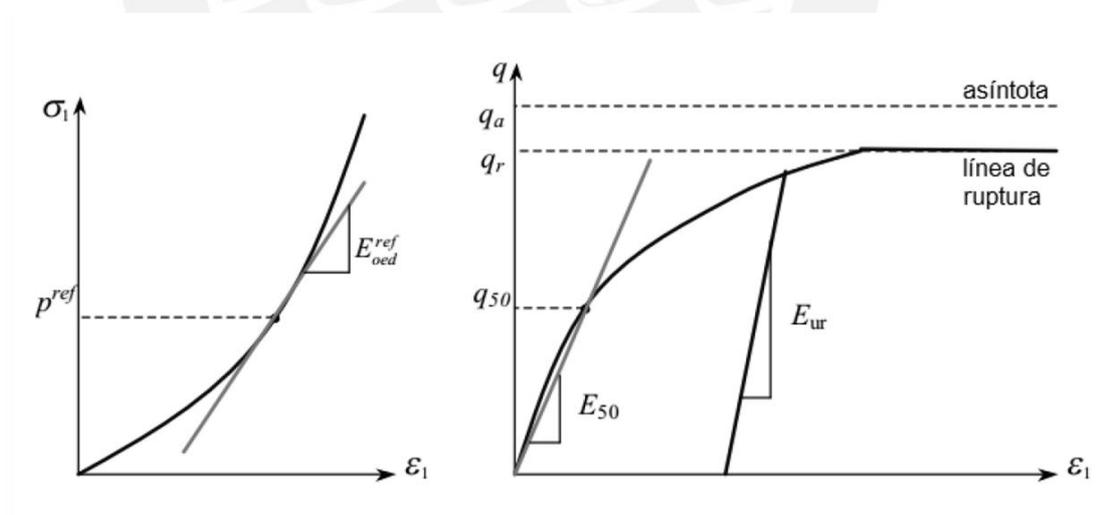


Figura 4.1. Obtención de los módulos de elasticidad para el Hardening Soil Model a partir de una gráfica de consolidación (izq.) y una gráfica de ensayo triaxial (der.)

(adaptado de Schanz 1999)

En resumen, los parámetros a ser utilizados en el *Hardening Soil Model* son los que se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros del *Hardening Soil Model* (Brinkgreve et al., 2014)

| Tipo        | Símbolo        | Unidad | Parámetro   |
|-------------|----------------|--------|---|
| Resistencia | $c$            | kPa    | Cohesión  |
|             | $\phi$         | °      | Ángulo de fricción interna  |
|             | $\psi$         | °      | Ángulo de dilatancia  |
| Rigidez     | $E_{50}^{ref}$ | kPa    | Módulo secante en ensayos triaxiales  |
|             | $E_{50}^{oed}$ | kPa    | Módulo tangente en ensayos de consolidación unidimensional                  |
|             | $E_{ur}^{ref}$ | kPa    | Módulo de descarga-recarga  |
|             | $m$            | -      | Parámetro de dependencia de la rigidez del suelo con el estado de esfuerzos |
| Avanzados   | $\nu_{ur}$     | -      | Coefficiente de Poisson en la descarga - recarga.                           |
|             | $p^{ref}$      | kPa    | Presión de referencia (en general 1 atm $\approx$ 100 kPa)                  |
|             | $K_0^{NC}$     | -      | Coefficiente de empuje de reposo  |
|             | $R_f$          | -      | Razón de ruptura, relación entre $q_f$ e $q_a$                              |

En general, se puede decir que el *Hardening Soil Model* es una combinación del modelo clásico de Mohr-Coulomb con un modelo constitutivo hiperbólico que reproduce de manera más confiable el comportamiento elastoplástico del suelo. Para análisis de deformación del suelo, este modelo constitutivo ha resultado ser más preciso que el modelo de Mohr-Coulomb, debido a que la formulación no lineal que plantea es más cercana a la realidad, permite distinguir acciones de carga primarias de recargas o descargas en el suelo y establece diferentes rigideces (módulos de elasticidad) para diferentes condiciones de esfuerzos según la información de ensayos previos. Todo esto hace posible que los resultados con el modelo constitutivo *Hardening Soil Model* posean

una mayor confiabilidad que los que podrían conseguirse de un problema resuelto usando como modelo constitutivo al de Mohr-Coulomb.

#### 4.1.2. Suelo a modelar: *Hokksund sand*

Para este trabajo, no ha sido posible realizar ensayos triaxiales en arena con ciclo de descarga debido a la complejidad de los mismos. Por tal motivo, se ha buscado una arena previamente calibrada bajo los lineamientos del método del HSM. Uno de los suelos granulares que cumple con estas características es la arena de Hokksund (*Hokksund sand*), un suelo granular de origen noruego bastante usado en estudios geotécnicos tanto en ese país como en Europa (Tadesse 2000: 69).

Del sinnúmero de estudios que existen sobre este material, se ha trabajado con la información de uno llevado a cabo por S. Yang, quien usó muestras remoldeadas de arena de Hokksund mezcladas en diferentes porcentajes con un material fino llamado limo de Chengbei, a fin de caracterizar así a las arenas limosas y evaluar su comportamiento tanto bajo cargas estáticas como dinámicas. Las propiedades físicas de la arena de Hokksund, del limo no plástico de Chengbei y de las mezclas preparadas por Yang se detallan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Propiedades físicas del material (Yang 2008: 37). Los valores en negrita corresponden a los especímenes en los ensayos triaxiales.

| Material           | Peso específico de los sólidos (Gs) | Coefficiente de uniformidad | Relación de vacíos máxima | Relación de vacíos mínima | Forma de los granos  |
|--------------------|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|
| Arena de Hokksund  | 2.712                               | 2.38                        | 0.949                     | 0.572                     | Cúbica redondeada    |
| 5% de limo         | 2.713                               | 3.43                        | 0.865                     | 0.540                     |                      |
| 10% de limo        | 2.715                               | 6.57                        | 0.782                     | 0.509                     |                      |
| <b>15% de limo</b> | <b>2.718</b>                        | <b>11.00</b>                | <b>0.752</b>              | <b>0.450</b>              |                      |
| 20% de limo        | 2.719                               | 13.03                       | 0.728                     | 0.390                     |                      |
| 30% de limo        | 2.721                               | 13.50                       | 0.717                     | 0.394                     |                      |
| 50% de limo        | 2.726                               | 8.89                        | 0.874                     | 0.452                     |                      |
| 70% de limo        | 2.732                               | 2.16                        | 1.121                     | 0.631                     |                      |
| Limo de Chengbei   | 2.739                               | 1.95                        | 1.413                     | 0.731                     | Angular a subangular |

La calibración de este suelo para el HSM fue llevada a cabo por D. Waterman basado en los ensayos triaxiales drenados desarrollados por S. Yang. Esta calibración contó con la ayuda de P. Vermeer, T. Benz, R. Brinkgreve, involucrados en el desarrollo de dicho modelo constitutivo.

Waterman obtuvo la información de un ensayo triaxial consolidado drenado para el caso de arena limosa con un contenido de finos de aproximadamente 15% sometida una presión de confinamiento ( $\sigma_3$ ) de 40 kPa, y de un ensayo de consolidación unidimensional, con los cuales pudo establecer parámetros iniciales para su modelamiento del ensayo triaxial drenado en *Plaxis 2D*. A través del modelo, comparó las gráficas de esfuerzo vs. deformación unitaria obtenidas por ambos caminos, y a

través de un proceso iterativo fue reduciendo las diferencias entre ambos gráficos y afinando el valor de sus parámetros iniciales.

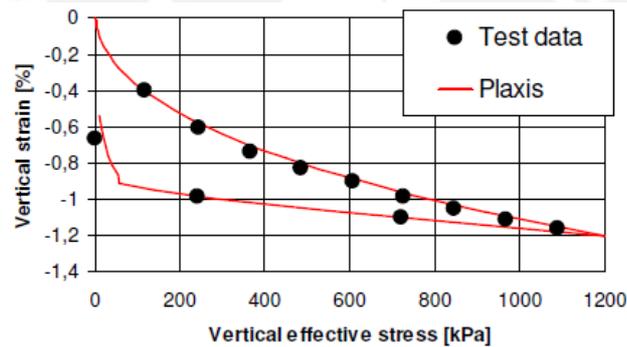
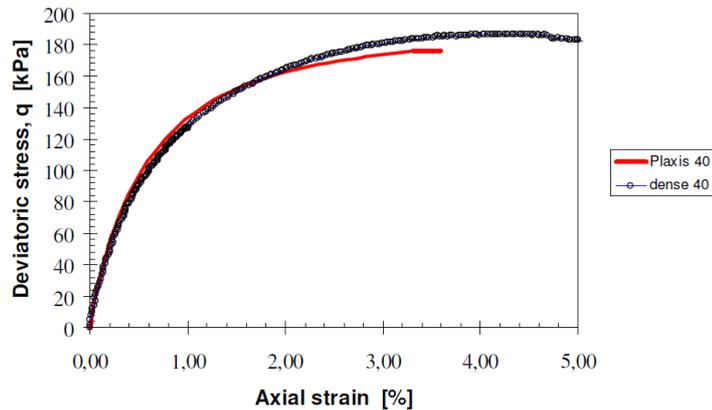


Figura 4.2. Ensayo triaxial consolidado drenado (superior) y de consolidación (inferior) en la arena de Hokksund calibrados en Plaxis.

Como resultado de la calibración, Waterman pudo obtener los parámetros de la arena de Hokksund necesarios para caracterizar el suelo según el *Hardening Soil Model* y obtuvo los valores mostrados en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Parámetros a utilizar en el modelado numérico (Waterman)

| Parámetro      | Valor       |
|----------------|-------------|
| $c$            | 1 kPa       |
| $\phi$         | 44°         |
| $\psi$         | 18°         |
| $E_{50}^{ref}$ | 35 000 kPa  |
| $E_{50}^{oed}$ | 45 000 kPa  |
| $E_{ur}^{ref}$ | 180 000 kPa |
| $\nu$          | 0.2         |
| $p^{ref}$      | 100 kPa     |
| $K_0^{NC}$     | 0.4         |
| $m$            | 0.6         |

Estos mismos valores serán empleados para cada uno de los modelos a evaluar en este trabajo.

Una aclaración que es importante señalar en este estudio es que la arena limosa del estudio de Waterman es una arena densa, con una densidad relativa de 64%. En el capítulo 2, se señaló que el método de Schmertmann debía ser usado para casos de suelos normalmente consolidados, debido a que arenas precargadas arrojarían valores imprecisos en el ensayo de CPT. Las arenas densas suelen tener una historia previa de cargas, por lo que el método no podría ser usado en este caso. No obstante, la limitación que Schemrtmann señala se da para el caso en el que los valores de resistencia de CPT se usan para establecer el módulo de elasticidad del suelo. Como en este caso el módulo de elasticidad es obtenido de manera indirecta y sin hacer uso de la correlación de Schmertmann, esta limitación queda resuelta. Debe señalarse que este trabajo no busca

precisamente comparar los valores de asentamiento, sino que se centra en la forma en la que estos varían al cambiar las dimensiones de la zapata y cómo afecta el gráfico de influencia de la deformación unitaria a estos valores. Finalmente, los resultados que se obtengan pueden ayudar a validar el método de Schmertmann para casos de arena densa, siempre y cuando no se usen las correlaciones de los valores de resistencia de CPT para calcular el módulo de elasticidad.

#### 4.2. Parámetros del suelo a analizar

Con las propiedades físicas señaladas en el acápite anterior, se deben establecer los parámetros a ser usado en los cálculos de asentamiento con el método de Schmertmann para la arena de Hokksund.

Dado que se tiene el valor de  $G_s = 2.718$  y por los ensayos realizados por S. Yang se conoce que la porosidad del suelo ( $n$ ) es de 35.9%, es posible calcular el peso específico de la arena en condiciones saturadas, el cual resulta  $2.10 \text{ g/cm}^3$  ( $20.6 \text{ kN/m}^3$ ) para una humedad de saturación ( $\omega_s$ ) de 32%. No obstante, este proyecto asume que este suelo no está saturado y que por tanto presenta una humedad menor a la de saturación que será del 15%. Con este dato y lo anteriormente mencionado, el peso específico de la arena de Hokksund es de  $1.99 \text{ g/cm}^3$  ( $19.5 \text{ kN/m}^3$ ).

Para el cálculo de asentamiento por el método de Schmertmann y sus modificaciones, es necesario tener un valor del módulo de elasticidad ( $E$ ) de la arena de Hokksund. Como se tienen los valores de la calibración llevada a cabo por Waterman, estos serán usados

para determinar el valor de  $E$  referencial para los cálculos manuales. Schanz et al. (1996) señalan que existe una relación entre los módulos de elasticidad del modelo Mohr-Coulomb con el *Hardening Soil Model* definida por la siguiente ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left( \frac{\sigma'_3}{p_{\text{ref}}} \right)^m \quad (4.1)$$

Esta relación se usa para establecer el valor de  $E$  referencial ( $E_{50}$  en la ecuación 4.1). Para el caso en estudio, se sabe que  $E_{50}^{\text{ref}} = 35\,000$  kPa,  $\sigma'_3 = 40$  kPa,  $p^{\text{ref}} = 100$  kPa y  $m = 0.6$ . Con todos estos datos se obtiene un valor de  $E \approx 20\,000$  kPa.

Los valores de los parámetros para el *Hardening Soil Model*, han sido mostrados en el capítulo anterior. Debe recordarse que estos fueron previamente calibrados y validados con el programa *Plaxis*.

En resumen, los valores a ser usados tanto en el cálculo de asentamiento por el método de Schmertmann y sus respectivas modificaciones como para el análisis computacional son los mostrados en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Parámetros a utilizar en el cálculo manual por el método de Schmertmann y el análisis computacional por Plaxis 3D Foundation

| Parámetros     | Cálculo manual         | Análisis computacional |
|----------------|------------------------|------------------------|
| $\gamma$       | 19.5 kN/m <sup>3</sup> | 19.5 kN/m <sup>3</sup> |
| $\omega$       | 15%                    | 15%                    |
| $c$            | 1 kPa                  | 1 kPa                  |
| $\phi$         | 44°                    | 44°                    |
| $\nu$          | -                      | 0.2                    |
| $\psi$         | -                      | 18°                    |
| $E$            | 20 000 kPa             | -                      |
| $E_{50}^{ref}$ | -                      | 35 000 kPa             |
| $E_{50}^{oed}$ | -                      | 45 000 kPa             |
| $E_{ur}^{ref}$ | -                      | 180 000 kPa            |
| $p^{ref}$      | -                      | 100 kPa                |
| $K_0^{NC}$     | -                      | 0.4                    |
| $m$            | -                      | 0.6                    |

#### 4.3. Condiciones del problema a analizar

El perfil del suelo asumido para esta investigación considera un estrato de suelo constante y continuo de arena limosa de Hokksund hasta 10 m de profundidad y sin presencia de nivel freático en ese intervalo. La carga se transmite al suelo a través de una zapata de lado menor  $B = 2.4$  m y con lado mayor  $L$  variable desde los 2.4 m hasta los 24 m. La zapata descansa sobre el suelo, es decir la profundidad de cimentación es cero ( $D_f = 0$ ). Esto debido a que no es posible simular una excavación en un suelo arenoso en *Plaxis 3D Foundation*.

Para determinar el esfuerzo aplicado en la zapata, se asume que la zapata recibe la carga de 1 ton/m<sup>2</sup> por cada piso de la edificación. Adicionalmente, para este proyecto, se ha

considerado un edificio de 8 pisos y un espaciamiento entre columnas de 4 m, lo que da un área cargada por columna de 16 m<sup>2</sup>. Con lo señalado anteriormente, el valor del esfuerzo que la zapata transmite al suelo se ha calculado de la siguiente manera:

$$\text{Carga en la zapata} = Q = 1\text{ton/m}^2 / \text{piso} * 16\text{m}^2 * 8\text{pisos} = 128\text{ton}$$

$$\text{Área de la zapata} = A = BL = 2.4\text{m} * 2.4\text{m} = 5.76\text{m}^2$$

$$\text{Esfuerzo en la zapata} = p = \frac{Q}{A} = \frac{128\text{ton}}{5.76\text{m}^2} = 22.22\text{ton/m}^2 \approx 200\text{kN/m}^2$$

Este esfuerzo en la zapata  $p$  es menor a la carga admisible del suelo, cuyo valor bordea los 400 kN/m<sup>2</sup> (unos 4 kg/cm<sup>2</sup>), lo cual no generará falla en dicho suelo. Por otro lado, para el cálculo manual, se ha considerado dividir la profundidad de influencia en seis substratos, de tal manera de que el cálculo sea más preciso. Debe considerarse que, al no existir profundidad de cimentación, el factor de corrección  $C_1$  por empotramiento de la zapata es igual a 1. Por este mismo motivo, el valor de  $p_o$  en este análisis es cero, por lo que  $\Delta p = p = 200 \text{ kN/m}^2$ .

Bajo las especificaciones descritas anteriormente para el problema planteado es posible realizar el cálculo manual y el análisis computacional de dicho problema.

#### 4.4. Cálculos y resultados obtenidos

El cálculo del asentamiento por el método de Schmertmann se realizó con la ayuda de una plantilla de *Microsoft Excel*. Este procedimiento consistió en construir el gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria para cada caso de  $L/B$ . Con los

parámetros mostrados y las consideraciones señaladas para el análisis anteriormente, se calculó el asentamiento para cada uno de los casos de  $L/B$  descritos en el capítulo 3.

A continuación se muestra un ejemplo del cálculo realizado para el caso de  $L/B = 10$  por el método de Schmertmann de 1978.

*Tabla 4.5. Cálculo manual del asentamiento ( $S_i$ ) por el método convencional de Schmertmann con el gráfico modificado de 1978*

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTO SOBRE SUELO GRANULAR  
MÉTODO DE SCHMERTMANN MODIFICADO (1978)**

**Tipo de suelo**

**Hokksund sand**

|          |       |                          |
|----------|-------|--------------------------|
| $\phi$   | 44°   | kN/m <sup>3</sup><br>kPa |
| $\gamma$ | 19.5  |                          |
| E        | 28000 |                          |
| $\nu$    | 0.2   |                          |

**Gráfico de influencia**

| Dp (m) | lz    |
|--------|-------|
| 0      | 0.200 |
| 2.400  | 0.707 |
| 9.600  | 0     |

**Sobre la zapata**

|       |     |                   |
|-------|-----|-------------------|
| p     | 200 | kN/m <sup>2</sup> |
| Lf    | 24  | m                 |
| Bf    | 2.4 | m                 |
| Lf/Bf | 10  |                   |
| Df    | 0   | m                 |

Dp=zf/B  
D1p=zf/B en lzp

| Subcapas | Hc    | Zi    | lz en Zi     | DH=lz*Hc/E |
|----------|-------|-------|--------------|------------|
| 1        | 0.800 | 0.400 | 0.284        | 8.127E-06  |
| 2        | 0.800 | 1.200 | 0.453        | 1.295E-05  |
| 3        | 0.800 | 2.000 | 0.622        | 1.778E-05  |
| 4        | 2.4   | 3.600 | 0.589        | 5.048E-05  |
| 5        | 2.4   | 6.000 | 0.353        | 3.029E-05  |
| 6        | 2.4   | 8.400 | 0.118        | 1.010E-05  |
|          | 9.600 |       | $\Sigma H_i$ | 1.297E-04  |

m<sup>3</sup>/kN

**Factor de influencia**

|            |       |                   |
|------------|-------|-------------------|
| lzo        | 0.200 |                   |
| Dp         | 4.0   | en veces Bf       |
| Dp (en m)  | 9.600 | m                 |
| D1p        | 1.000 | en veces Bf       |
| D1p (en m) | 2.400 | m                 |
| po         | 0     | kN/m <sup>2</sup> |
| $\Delta p$ | 200.0 | kN/m <sup>2</sup> |
| Pop        | 46.8  | kN/m <sup>2</sup> |
| lzp        | 0.707 |                   |

**Factores de correccion**

|    |           |      |
|----|-----------|------|
| t  | 0.1       | años |
| C1 | 1.000     |      |
| C2 | 1         |      |
| Si | 2.594E-02 | m    |
| Si | 25.94     | mm   |

Este procedimiento de cálculo se elaboró también con las modificaciones al gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria planteadas por K. Terzaghi, R. Peck y G. Mesri (1996) y por J. Lee et al. (2008). Estas hojas de cálculo se presentan en el anexo 1.

El análisis computacional llevado a cabo con el programa *Plaxis 3D Foundation* posee tres etapas definidas por cada una de las interfaces con las que cuenta el *software*. La primera de ellas es el *Input*, fase en la cual son ingresados todos los datos que componen el problema a analizar, en este caso los límites de los perfiles de suelo, los materiales (tanto del suelo como de la zapata) y las cargas a ser aplicadas (véase la figura 4.2). Además de ello, en el *Input* del *Plaxis 3D Foundation* se establecen los planos de trabajo, es decir, cortes a lo largo de la profundidad de análisis que ayudan a definir el enmallado tridimensional.

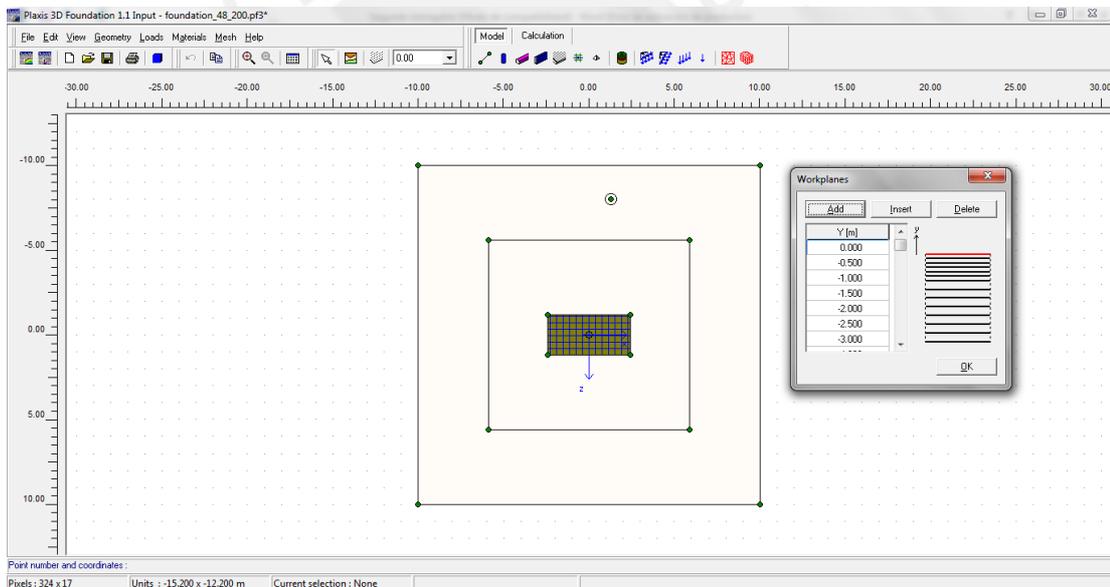


Figura 4.3. Interfaz del *Plaxis 3D Foundation Input*. Nótese los planos de trabajo en la parte derecha.

La última parte del *Input* es la generación de la malla tridimensional, que combina los planos de trabajo definidos y con una malla bidimensional automáticamente generada (véase la figura 4.3). Nótese que la parte más refinada de la malla es la de la zapata,

seguida por un borde definido con refinado intermedio, mientras que la parte más externa tiene menos refinado.

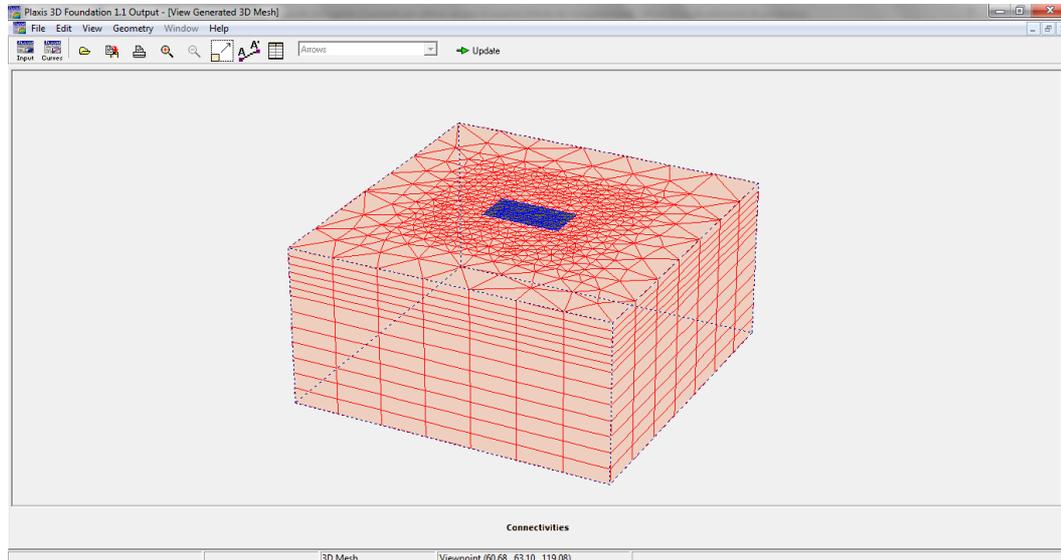
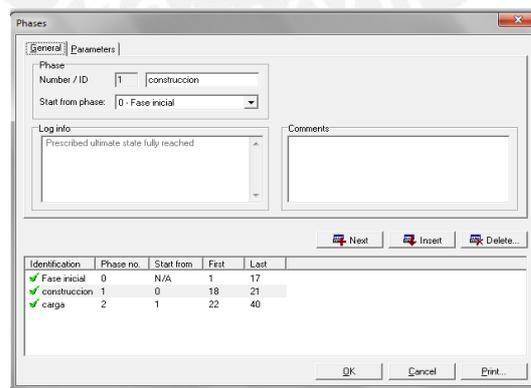
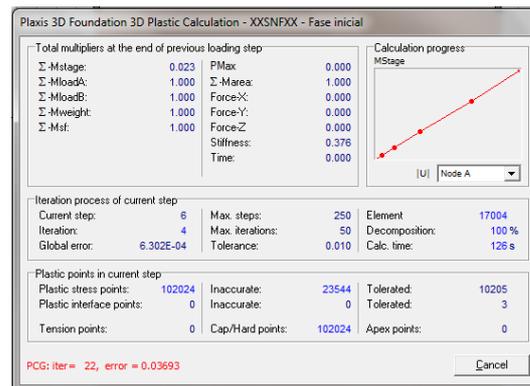


Figura 4.4. Malla tridimensional generada por Plaxis 3D Foundation

Una vez que la malla tridimensional se ha generado, se inicia la etapa de *Calculations*. En esta parte del programa, se definen las etapas del problema y se realizan los cálculos respectivos.



(a)

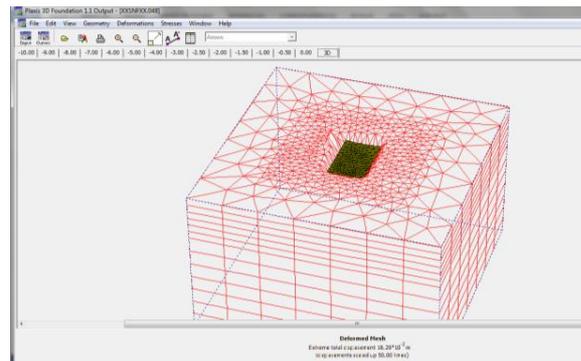


(b)

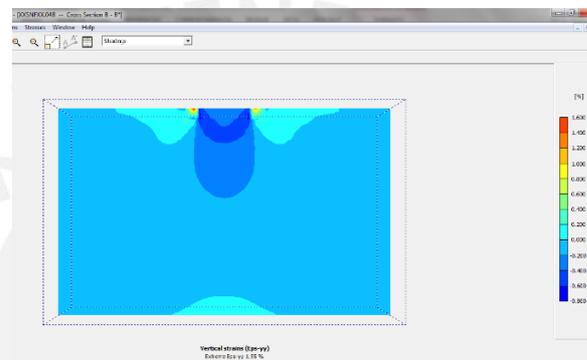
Figura 4.5. Plaxis 3D Calculations. La figura 4.5a muestra las etapas del problema. La figura 4.5b muestra la interfaz de cálculos del programa para una de las fases del problema.

Dado que *Plaxis 3D Foundation* busca reproducir lo que sucede en la realidad, esta interfaz permite activar o desactivar elementos o cargas componentes del *Input* de tal forma de que pueda construirse una secuencia de pasos acorde al proceso real. Para el caso de este problema, se han definido tres etapas. La primera de ellas es la fase inicial, la cual ayuda a obtener los esfuerzos iniciales del suelo. La segunda es la fase de construcción, que simula la construcción de la zapata sobre el terreno. La tercera de ellas es la fase de carga, en la que se aplica el esfuerzo de  $200 \text{ kN/m}^3$  sobre la zapata. Una vez definidas estas fases, el programa realiza los cálculos respectivos para cada una de ellas (véase figura 4.4).

La última fase del programa es el *Output*, donde el programa muestra los resultados de cada una de las etapas del cálculo a través de gráficos y tablas. El *Output* puede generar gráficos de la malla deformada, de las líneas de contorno de los esfuerzos y deformaciones (figura 4.6a) y también gráficos de sombras de los resultados con diferentes tonalidades de color para cada rango de valores (figura 4.6b).



(a)



(b)

Figura 4.6. Plaxis 3D Foundation Output. Nótese la malla deformada (gráfico por defecto del Output) en la izquierda y el diagrama de sombras de la deformación unitaria vertical a la derecha.

Al realizar el cálculo manual y el análisis computacional del problema en estudio y con las características de suelo anteriormente señaladas, se obtienen los valores de asentamiento para cada uno de los casos. Estos se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Valores de asentamiento ( $S_i$ ) obtenidos

| Si (mm) |       |                    |                               |                   |                      |
|---------|-------|--------------------|-------------------------------|-------------------|----------------------|
| L (m)   | L/B   | Schmertmann (1978) | Terzaghi, Peck y Mesri (1996) | Lee et al. (2008) | Plaxis 3D Foundation |
| 2.4     | 1     | 19.62              | 15.40                         | 20.16             | 19.62                |
| 2.7     | 1.125 | 19.75              | 16.19                         | 20.12             | 20.39                |
| 3       | 1.25  | 19.86              | 16.89                         | 20.13             | 20.98                |
| 3.6     | 1.5   | 20.10              | 18.11                         | 20.34             | 22.15                |
| 4.2     | 1.75  | 20.33              | 19.14                         | 20.76             | 22.94                |
| 4.8     | 2     | 20.56              | 20.04                         | 21.37             | 23.76                |
| 6       | 2.5   | 21.00              | 21.53                         | 23.10             | 24.79                |
| 7.2     | 3     | 21.42              | 22.75                         | 25.30             | 25.33                |
| 8.4     | 3.5   | 21.82              | 23.78                         | 27.74             | 25.75                |
| 9.6     | 4     | 22.21              | 24.67                         | 30.17             | 26.32                |
| 10.8    | 4.5   | 22.58              | 25.46                         | 32.33             | 26.88                |
| 12      | 5     | 22.94              | 26.16                         | 34.01             | 27.31                |
| 14.4    | 6     | 23.62              | 27.38                         | 35.50             | 27.74                |
| 16.8    | 7     | 24.26              | 28.41                         | 35.63             | 28.01                |
| 19.2    | 8     | 24.85              | 29.31                         | 35.76             | 28.19                |
| 21.6    | 9     | 25.41              | 30.10                         | 35.90             | 28.42                |
| 24      | 10    | 25.94              | 30.80                         | 36.03             | 28.60                |

A partir de los valores obtenidos se construyó la gráfica 4.6, la cual compara los valores de asentamiento obtenidos y que se muestran en la tabla anterior:

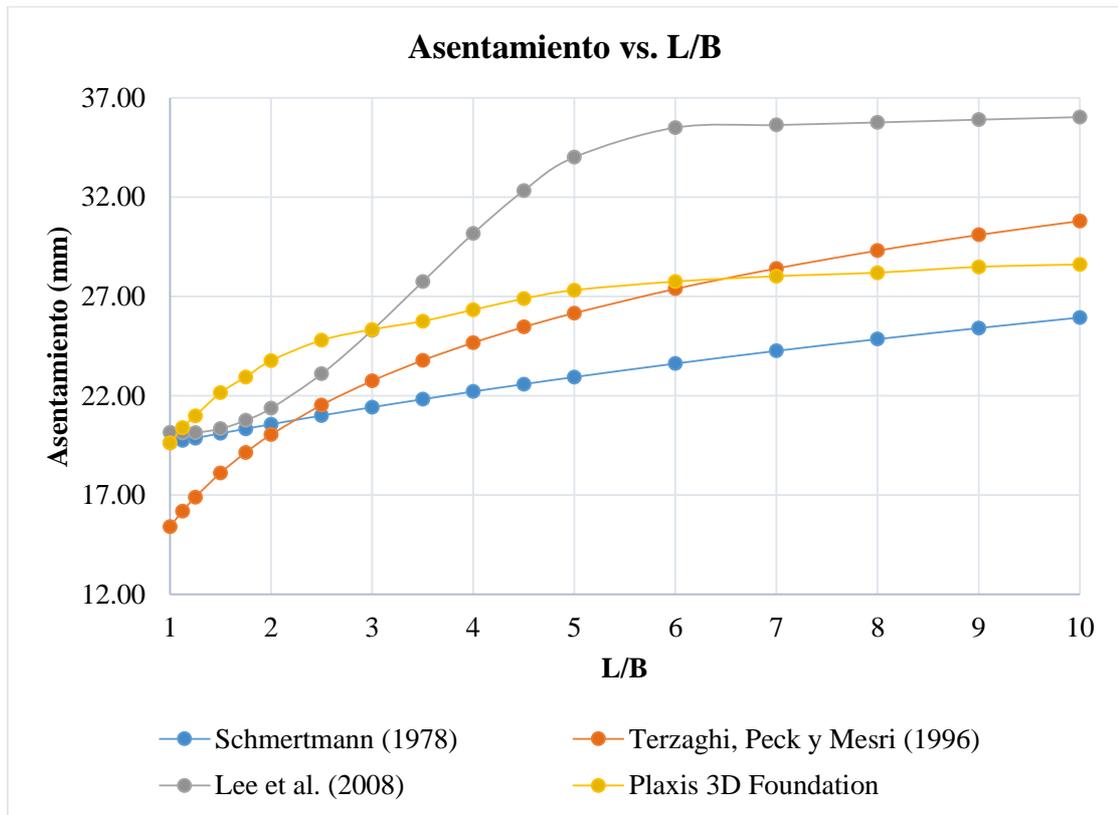


Figura 4.7. Gráfica de asentamientos calculados (tanto manualmente como por análisis computacional) versus L/B

Dado que el uso más extendido de los métodos de cálculo de asentamiento se da para casos de zapatas que se encuentran entre  $1 < L/B < 2$ , también se generó una gráfica de los asentamientos calculados solo para ese rango de  $L/B$ . Esto con la finalidad de apreciar con mayor claridad los resultados obtenidos en esta zona.

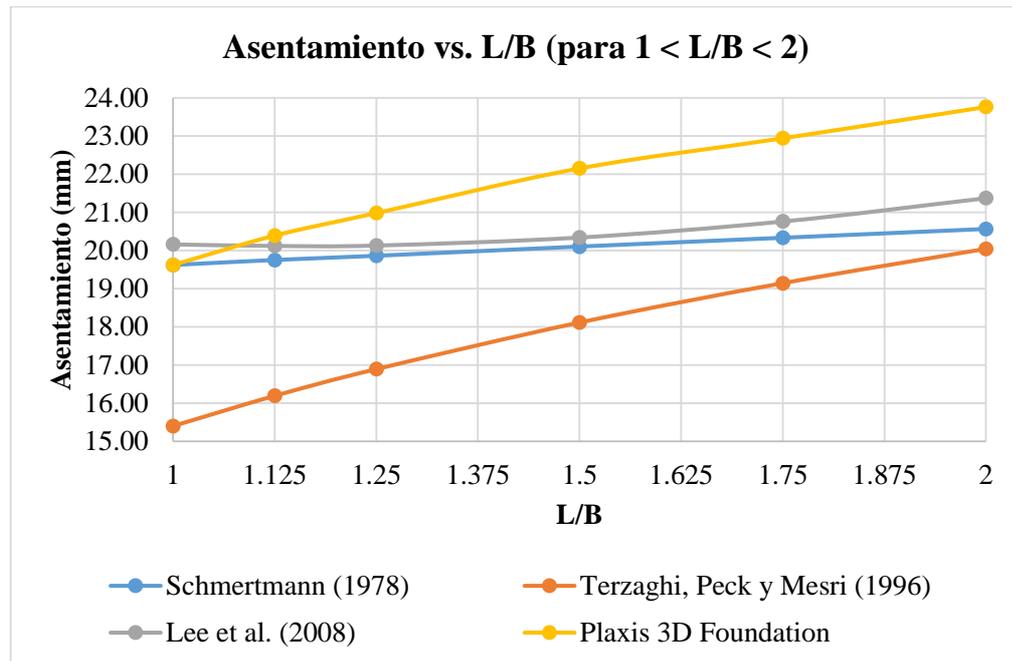


Figura 4.8. Gráfica de asentamientos calculados (tanto manualmente como por análisis computacional) versus  $L/B$  para  $1 < L/B < 2$

En la figura 4.6 se puede observar que, para cada uno de los casos, la variación de los asentamientos respecto de la relación  $L/B$  responde al tipo de interpolación utilizada. Es decir, en el caso del método original de Schmertmann, la gráfica obtenida es una línea recta, compatible con la interpolación lineal planteada. Para el caso de la modificación propuesta por Terzaghi, Peck y Mesri, los valores de asentamiento describen una variación logarítmica al variar el valor de  $L/B$ , lo cual responde también a su tipo de interpolación. Finalmente, para el caso de Lee et al., la interpolación utilizada combina parámetros trigonométricos con una interpolación logarítmica, por lo que la curva descrita refleja esta característica.

El análisis realizado se enfocó en la zona en la que  $1 < L/B < 2$  como se muestra en la figura 4.7. En este rango se puede observar que la variación existente entre los métodos es pequeña. Esto se puede apreciar en la tabla 4.7.

Tabla 4.7. Relación entre  $S_i$  (asentamientos del cálculo manual) y  $S_i'$  (asentamientos por análisis numérico en Plaxis 3D Foundation)

| L/B   | Si/Si'             |                               |                   |
|-------|--------------------|-------------------------------|-------------------|
|       | Schmertmann (1978) | Terzaghi, Peck y Mesri (1996) | Lee et al. (2008) |
| 1     | 1.000              | 0.785                         | 1.028             |
| 1.125 | 0.969              | 0.794                         | 0.987             |
| 1.25  | 0.947              | 0.805                         | 0.959             |
| 1.5   | 0.907              | 0.818                         | 0.918             |
| 1.75  | 0.886              | 0.834                         | 0.905             |
| 2     | 0.865              | 0.843                         | 0.899             |

Como se aprecia en la tabla, ninguno de los asentamientos calculados manualmente difiere en más de 20% al asentamiento obtenido por análisis computacional, no obstante, para esta zona, el menos disperso respecto de los valores obtenidos por el método computacional son los valores de Lee et al. (2008). Además, se puede observar claramente que el crecimiento de los valores obtenidos con Plaxis se asemeja a la distribución logarítmica planteada por Terzaghi, Peck y Mesri (1996). Para el problema propuesto, parece lógico aceptar cualquiera de los métodos utilizados para el cálculo manual de asentamientos como un valor de referencia válido.

Finalmente cabe señalar que para el caso de zapata cuadrada, el valor del método de Schmertmann (1978) coincide con el valor obtenido mediante *Plaxis 3D Foundation*.

Esto puede explicarse debido a que el método de Schmertmann tiene un sustento para el cálculo bastante sólido para el caso de simetría axial, por lo que se esperaría que la precisión del método sea mayor en estos casos.

Al analizar los casos restantes, es decir, en los que  $2 < L/B < 10$ , se observa que existe una mayor dispersión entre los valores del cálculo manual de cada uno de los métodos en comparación con el del análisis computacional. En este caso, los valores más próximos a los de los obtenidos con *Plaxis 3D Foundation* son los obtenidos con el gráfico modificado de influencia de deformación unitaria propuesto por Terzaghi, Pek k y Mesri (1996).

Al ajustar la curva de asentamientos obtenidos se encontró que seguía un comportamiento logarítmico, por lo que una interpolación del mismo tipo sería la más adecuada. Además se puede observar que la modificación de Lee et al. (2008) es el que presenta la mayor dispersión respecto del análisis computacional entre los tres calculados manualmente. Esto puede estar justificado en que la corrección al método de Schmertmann para zapatas rectangulares propuesta por los autores anteriormente señalados surge como conclusión indirecta de un análisis de la influencia de cimentaciones adyacentes en el asentamiento de una zapata y no precisamente como producto de un estudio de la interpolación o del caso de zapatas aisladas.

Por otra parte, con los resultados del análisis computacional, se construyó la gráfica de influencia de la deformación unitaria para los diferentes valores de  $L/B$  del proyecto, para los puntos de suelo ubicados por debajo del punto medio de la zapata (0,0). Este gráfico es obtenido a partir de los valores de deformación unitaria vertical ( $\varepsilon$ ) que son obtenidos en el *Plaxis 3D Foundation*. Para calcular la influencia de la deformación unitaria, se utiliza la siguiente relación, deducida de la ecuación (2.1) descrita en el capítulo 2 y que da origen a la ecuación de asentamiento propuesta por Schmertmann:

$$\varepsilon = \frac{\Delta p}{E} I_z \rightarrow I_z = \varepsilon \frac{E}{\Delta p} \quad (4.2)$$

Al usar esta relación, se obtiene la gráfica 4.8, la cual se desarrolló para los diferentes  $L/B$  del problema:

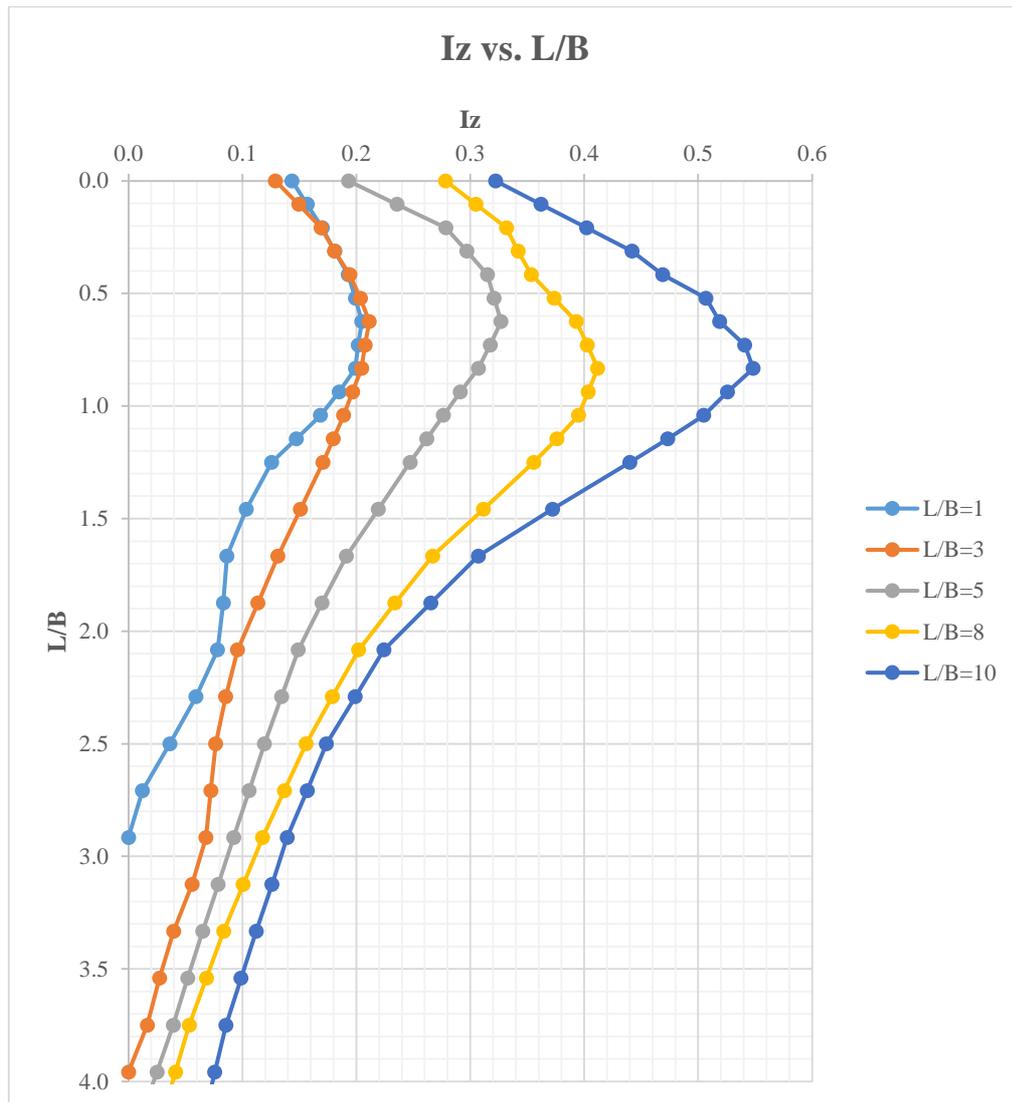


Figura 4.9. Gráfica de influencia de la deformación unitaria ( $I_z$ ) versus la profundidad normalizada ( $z/B$ ) para diferentes valores de  $L/B$

Tanto la figura 4.8 como la 4.9 y las tablas respectivas se encuentran en el anexo 1.

Sobre el gráfico de influencia de la deformación unitaria, cuando Schmertmann lo replanteó en 1978, señaló lo siguiente:

Al incrementarse  $L/B$ : (1) El valor de la deformación unitaria inmediatamente debajo de la zapata se incrementa. (2) El valor máximo de la deformación unitaria se hace menos puntiagudo. (3) La profundidad relativa al valor máximo de la deformación unitaria incrementa. (4) El efecto de la deformación unitaria alcanza progresivamente mayor profundidad relativa debajo de la zapata (1978:1133)

Para el problema planteado, los gráficos obtenidos cumplen con estos cuatro puntos, por lo que pueden aceptarse como válidos. Cabe resaltar que para la obtención de las gráficas se utilizó el valor del módulo de elasticidad del cálculo manual (20 000 kPa), lo cual no es totalmente correcto, dado que para el análisis numérico, el modelo constitutivo establece un  $E$  dependiente de los esfuerzos aplicados. En estricto, para encontrar el  $I_z$  para cada punto y poder generar el gráfico, se debería considerar el módulo de elasticidad asociado al estado de esfuerzos en cada uno de los puntos del suelo.

Finalmente, al observar la figura 7.7 se aprecia que el valor de  $I_z$  inmediatamente debajo de la zapata varía de 0.12 (para  $L/B = 1$ ) a 0.35 (para  $L/B = 10$ ). El valor pico del factor de influencia ( $I_{zp}$ ) varía de 0.20 (para  $L/B = 1$ ) a 0.55 (para  $L/B = 10$ ) ambos a una profundidad aproximada de  $0.8 B$ . Por otro lado, el valor de la profundidad en la que el factor de influencia se hace cero varía de  $2.8 B$  (para  $L/B = 1$ ) a  $4.5 B$  (para  $L/B = 10$ ).

## CAPÍTULO 5. Conclusiones

Esta investigación ha buscado ser una muestra del uso de las herramientas computacionales geotécnicas que existen en la actualidad para una tarea específica como es la validación del procedimiento de interpolación del método semiempírico de asentamiento sobre suelos granulares propuesto por J. Schmertmann en 1978.

A partir de los resultados obtenidos se concluye que el procedimiento de interpolación lineal para el cálculo de asentamientos en zapatas rectangulares resta precisión al método de Schmertmann, tal y como se afirmaba en la hipótesis de este trabajo. No obstante, para el rango más común de zapatas ( $1 \leq L/B \leq 2$ ), el uso de este procedimiento sin ninguna modificación es aceptable debido a la poca dispersión que presentan los valores de asentamiento.

En los demás casos ( $2 \leq L/B \leq 10$ ), no es recomendable el procedimiento de interpolación lineal debido a la dispersiones encontradas en los resultados en relación al análisis computacional. Dado que los resultados obtenidos a través de *Plaxis 3D Foundation* describen una curva logarítmica, se recomienda hacer uso del procedimiento propuesto por K. Terzaghi, R. Peck y G. Mesri, afectado por un factor de corrección de 0.8. Esta afirmación se complementa con el hecho de que los valores de asentamiento del procedimiento señalado resultaron ser los más cercanos a los del análisis computacional.

Para el problema en estudio, se concluye que la gráfica del factor de influencia de la deformación unitaria mantiene la forma propuesta por Schmertmann; sin embargo, los vértices que permiten construir el gráfico simplificado y la variación de estos al cambiar la relación  $L/B$  difieren de los resultados obtenidos. Esto abre la posibilidad a que, para casos más generales de estudio, sea posible generar un gráfico simplificado del factor de influencia de la deformación unitaria. Cabe resaltar que en este trabajo solo se ha trabajado un solo caso de esfuerzo de carga de  $200 \text{ kN/m}^2$ , no obstante, el valor pico del gráfico de  $I_z$  depende de la cantidad de esfuerzo aplicado.

Una conclusión importante que arroja este estudio es que el gráfico de influencia de la deformación unitaria puede ser mejorado a partir de la modificación de la interpolación lineal para el cálculo de los valores extremos del gráfico. A partir de los resultados, queda en evidencia que una interpolación logarítmica para obtener estos valores extremos, tal y como propusieron Terzaghi, Peck y Mesri para uno de los puntos, podría resolver la dispersión que presentan los valores de asentamiento en zapatas rectangulares con el método.

Además, desde el punto de vista metodológico, se puede concluir que el uso de herramientas computacionales para determinar los asentamientos a producirse en el terreno son lo suficientemente consistentes cuando *van de la mano* con un modelo constitutivo del suelo eficazmente corroborado con ensayos de laboratorio previo como es el caso de *Hardening Soil Model*.

Por otro lado, es importante recordar que en este estudio se utilizó una arena limosa densa, un caso fuera de las especificaciones originales del método, debido a que este se formuló para suelos normalmente consolidados. No obstante, los resultados obtenidos permiten concluir que este método de cálculo de asentamientos puede ser extendido a casos de suelos preconsolidados siempre y cuando el módulo de elasticidad del suelo tenga sustento en algún tipo de ensayo de laboratorio (por ejemplo un ensayo triaxial como el caso de esta tesis), con más confiabilidad que las correlaciones entre la resistencia del cono CPT y el valor de  $E$  que proponía Schmertmann.

Finalmente, debe recordarse que todas las conclusiones que presenta este estudio están referenciadas al caso específico de estudio y no buscan establecer una generalización a partir de los resultados obtenidos. Por esta razón y como resultado de este estudio se generan diversas interrogantes y propuestas que pueden ser abordadas en estudios posteriores y que quedan propuestas a continuación:

- Análisis de asentamientos considerando perfiles de suelo típicos en nuestro país.
- Influencia de la presencia del nivel freático en el cálculo de asentamientos sobre suelos granulares.
- Cálculo de asentamientos para el caso de múltiples zapatas.
- Efecto de la rugosidad en la zona de interacción suelo-estructura en el valor del asentamiento.
- Análisis de los factores de corrección (empotramiento y *creep*) en el método de Schmertmann para el cálculo de asentamientos.

## BIBLIOGRAFÍA

AHLVIN, R. G., y H. H. ULERY

1962 “Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains, and Deflections beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space,” en *Highway Research Board Bulletin*, número 342.

BRINKGREVE, Ronald

2005 *Plaxis 3D Foundation - Reference Models Manual*. Delft: Plaxis BV.

BROWN, P. T. y R.E. GIBSON

1973 “Rectangular Loads on Inhomogeneous Elastic Soil,” En *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers (ASCE), volumen 99, octubre de 1973. pp. 917-920.

D’APPOLONIA, D. J., E. E. D’APPOLONIA, E. E., y R. F. BRISSETTE

1968 “Settlement of Spread Footings on Sand,” En *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers (ASCE), volumen 94, número SM3, mayo de 1968, pp. 735-760.

DAS, Braja M.

2013 “Elastic settlement of shallow foundations on granular soil: a critical review” California State University in Sacramento, Nevada.

Consulta: 3 de abril de 2014

<[http://gle.wisc.edu/wp-content/uploads/2013/07/Elastic-Settlement-Shallow-Foundations\\_A-Critical-Review-2.pdf](http://gle.wisc.edu/wp-content/uploads/2013/07/Elastic-Settlement-Shallow-Foundations_A-Critical-Review-2.pdf)>

EGGESTAD, A. A.

1963 “Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of dry Sand,” En *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volumen 1, p. 233.

HARTMAN, John

1974 *Finite element parametric study of vertical strain influence factors and the pressuremeter test to estimate the settlement of footings in sand*. Tesis para la obtención del grado de Doctor. Universidad de Florida.

LEE, Junwhan, M. PREZZI y Rodrigo SALGADO

2008 “Strain influence diagrams for settlement estimation of both isolated and multiple footings of sand”. En *Journal of Geotechnical and*

*Geoenvironmental Engineering. American Society of Civil Engineers.*

Volumen 134, número 4, pp. 417-427.

LEE, Junwhan y Rodrigo SALGADO

2002 “Estimation of settlement footing in sand”. En *The International Journal of Geomechanics*, junio del 2002, volumen 2, número 1.

LOMMLER, John C.

2012 “Foundations”. En *Geotechnical Solving Problem*. San Francisco: John Wiley & Sons, pp. 127-220.

NORDAL, Steinar

1999 “Present of Plaxis” En BRINKGREVE, Ronald (editor). *Beyond 2000 in Computational Geotechnics: Ten years of Plaxis International*. Rotterdam: A.A. Baakelma, pp. 45-54.

PLAXIS TEAM

2009 *Plaxis Team Brief Presentation*. Atenas: AECOM. 23 de abril, 2009.

Consulta: 18 de agosto de 2015

<<http://es.slideshare.net/selvem/plaxis-presentation>>

SALGADO, Rodrigo

2008        *The Engineering of Foundations*. New York: Mc-Graw Hill.

SCHANZ, T., P.A. Vermeer, P.G. Bonnier

1999        “The hardening soil model: Formulation and verification.” En  
BRINKGREVE, Ronald (editor). *Beyond 2000 in Computational  
Geotechnics: Ten years of Plaxis International*. Rotterdam: A.A.  
Baakelma.

SCHMERTMANN, John H.

1970        “Static cone to compute static settlement over sand”. En *Journal of the  
Soil Mechanics and Foundation Division*. American Society of Civil  
Engineers, 1970, volumen 96, número 3, pp.1011-1043.

1978        *Guidelines for Cone Penetration Test (Performance and Design)*. Florida:  
Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

SCHMERTMANN, John M., John Paul HARTMAN y Phillip R. BROWN

1978 “Improved strain influence factor diagrams”. En *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. American Society of Civil Engineers, 1978, volumen 104, número 8, pp.1131-1135.

SCHMERTMANN, John M., Alejandro PALACIOS

1979 “Energy dynamics of SPT”. En *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. American Society of Civil Engineers, agosto de 1979, volumen 105, número GT8, Proced. Paper 14769, pp.909-926.

TADESSE, Samuel

2000 *Behaviour of saturated sand under different triaxial loading and liquefaction*. Tesis para obtener el grado de Doctor en ingeniería. Tordheim: Norwegian University of Science and Technology.

TERZAGHI, Karl, Ralph PECK y Gholamreza MESRI

1996 *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Tercera Edición. New York: John Wiley & Sons

VEERMEER, Paul

1999 “On the future of *Plaxis*”. En BRINKGREVE, Ronald (editor). Beyond 2000 in Computational Geotechnics: Ten years of *Plaxis* International. Rotterdam: A.A. Baakelma.

Consulta: 3 de abril de 2014

<<http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/37.pdf>>

WATERMAN, Dennis

s/a “Selection of parameters for the Hardening Soil Model and HSSmall model”. México: Curso de *Plaxis* – CFE.

YANG, Shaoli

2008 *Characterization of the properties of sand-silt mixtures*. Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería. Tordheim: Norwegian University of Science and Technology.