

**UNIVERSIDAD DE CORDOBA**  
**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS**  
**AGRÓNOMOS Y DE MONTES**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA RURAL**

**TESIS DOCTORAL**



**"NUEVA FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO  
DE ZAPATAS SOBRE ARENAS BASADO EN EL  
MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS"**

**DOCTORANDO:**

Ing. Agr. José REQUENA PÉREZ

**DIRECTORES:**

Dr. Ing. Agr. Jesús AYUSO MUÑOZ

Dr. Ing. Agr. José R. JIMÉNEZ ROMERO

**CÓRDOBA, ENERO DE 2013**

TITULO: *NUEVA FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS  
SOBRE ARENAS BASADO EN EL MÉTODO DE ELEMENTOS  
FINITOS.*

AUTOR: *JOSÉ RÉQUENA PÉREZ*

---

© Edita: Servicio de Publicaciones de la Universidad de Córdoba.  
Campus de Rabanales  
Ctra. Nacional IV, Km. 396 A  
14071 Córdoba

[www.uco.es/publicaciones](http://www.uco.es/publicaciones)  
[publicaciones@uco.es](mailto:publicaciones@uco.es)

---

UNIVERSIDAD DE CÓRDOBA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
AGRÓNOMOS Y DE MONTES  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA RURAL

TESIS DOCTORAL

**"NUEVA FORMULA PARA EL CÁLCULO DEL  
ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS BASADO EN  
EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS"**

Tesis Doctoral presentada por José Requena Pérez, en satisfacción de los requisitos necesarios para optar al grado de Doctor por la Universidad de Córdoba. Dirigida por los Doctores Jesús Ayuso Muñoz y José Ramón Jiménez Romero, de la Universidad de Córdoba.

DOCTORANDO:



Ing. Agr. José REQUENA PÉREZ

DIRECTORES:



Dr. Ing. Agr. Jesús AYUSO MUÑOZ



Dr. Ing. Agr. José R. JIMÉNEZ ROMERO

CÓRDOBA, ENERO DE 2013



**TÍTULO DE LA TESIS:**

**DOCTORANDO/A:** José Requena Pérez

**INFORME RAZONADO DEL/DE LOS DIRECTOR/ES DE LA TESIS**

(se hará mención a la evolución y desarrollo de la tesis, así como a trabajos y publicaciones derivados de la misma).

El doctorando, ha realizado la tesis en dos años. El objetivo principal de la presente tesis doctoral es obtener una expresión algebraica a partir del Método de Elementos Finitos que permita estimar el asiento de una zapata cuadrada sometida a un esfuerzo axial centrado que descansa sobre arenas medias a densas. Para la consecución de este objetivo, el doctorando ha realizado una correcta planificación del trabajo de investigación y ha aplicado las metodologías y técnicas adecuadas.

Por último, el doctorando ha cumplido los objetivos propuestos en la tesis, y dos muestras de la calidad de la misma son:

- Publicación de un artículo en una revista indexada en el JCR cuya referencia es: Spanish Journal of Agricultural Research (Vol. 10 nº 4 2012) titulado: "A new equation to predict the footings settlement on sand based on the finite element method".
- Comunicación en el International Conference of Agricultural Engineering, CIGR-AgEng2012 en Valencia, del 8 al 12 de Julio de 2012, bajo el título: "Prediction of footings settlement on sands by finite element model".

Por todo ello, se autoriza la presentación de la tesis doctoral.

Córdoba, 04 de diciembre de 2012

Firma de los directores

Fdo.: Jesús Ayuso Muñoz

Fdo.: José R. Jiménez Romero

ÁREA DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA RURAL  
UNIVERSIDAD DE CÓRDOBA

---

Campus de Rabanales – Edificio Leonardo Da Vinci  
Carretera N-IV Km 396  
14080 CÓRDOBA  
ESPAÑA

JESÚS AYUSO MUÑOZ, Profesor Titular y JOSÉ RAMÓN JIMÉNEZ ROMERO, Profesor Doctor, del Área de Ingeniería de la Construcción del Departamento de Ingeniería Rural de la Universidad de Córdoba,

INFORMAN:

Que la Tesis titulada: **“NUEVA FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS BASADO EN EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS”**, de la que es autor José Requena Pérez, ha sido realizada bajo nuestra dirección durante los años 2010, 2011 y 2012 y cumple los requisitos académicos exigidos por la Legislación vigente para optar al título de Doctor por la Universidad de Córdoba.

Y para que conste a los efectos oportunos firman el presente informe en Córdoba a 4 de Diciembre de 2012.

Fdo. Prof. Dr. Jesús Ayuso Muñoz

Fdo. Prof. Dr. José Ramón Jiménez Romero

## INDICE GENERAL

INDICE GENERAL .....	pág. I
INDICE DE FIGURAS.....	pág. III
INDICE DE GRÁFICAS .....	pág. IV
INDICE DE TABLAS.....	pág. V
SÍMBOLOS UTILIZADOS .....	pág. VII
RESUMEN.....	pág. X
ABSTRACT.....	pág. XI
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN .....	pág. 1
CAPITULO II: ANTECEDENTES .....	pág. 7
2.1.- METODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE ASIENTOS DE UNA ZAPATA SOBRE ARENAS .....	pág. 8
2.1.1.-Introducción.....	pág. 8
2.1.2.-Métodos de estimación de asientos .....	pág. 8
2.1.2.1- <i>Métodos basados en los resultados de ensayos                   experimentales.....</i>	pág. 9
2.1.2.2- <i>Métodos teóricos basados en la consideración del                   suelo como un material elástico.....</i>	pág. 16
2.2.- NORMATIVA APLICABLE AL CALCULO DE CIMENTACIONES.....	pág. 28
2.2.1.-Código Técnico de la Edificación CTE-2006.....	pág. 28
2.3.- ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO SOMETIDO A LA ACCIÓN DE UNA ZAPATA .....	pág. 30
2.3.1.- Modelos de comportamiento del suelo basados en el MEF.....	pág. 40
2.4.- CONCLUSION A LOS ANTECEDENTES .....	pág. 49
CAPITULO III: OBJETIVOS.....	pág. 51
CAPITULO IV: MATERIALES Y METODOS.....	pág. 53
4.1.-MATERIALES .....	pág. 54
4.2.-EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS .....	pág. 55
4.3.-LA PLASTICIDAD EN EL PROGRAMA ANSYS.....	pág. 58

<b>CAPITULO V: DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS</b> .....	pág. 62
5.1.- INTRODUCCIÓN .....	pág. 63
5.2.- DESARROLLO Y VERIFICACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.....	pág. 63
5.2.1.-Desarrollo del modelo .....	pág. 63
5.2.2.-Verificación del modelo .....	pág. 68
5.2.2.1.- <i>Materiales y métodos</i> .....	pág. 68
5.2.2.2.- <i>Resultados y discusión</i> .....	pág. 70
<b>CAPITULO VI: NUEVA FORMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS</b> .....	pág. 75
6.1.-INTRODUCCIÓN.....	pág. 76
6.2.-NUEVO MÉTODO PARA PREDECIR LOS ASIENTOS SOBRE ARENAS.....	pág. 76
6.2.1.-Materiales y métodos.....	pág. 76
6.2.2.-Resultados y discusión.....	pág. 78
6.2.2.1.- <i>Valores del asiento en superficie <math>\delta_s</math></i> .....	pág. 82
6.2.2.2.- <i>Factor de influencia <math>I_D</math></i> .....	pág. 83
6.2.2.3.- <i>Factor de influencia <math>I_q</math></i> .....	pág. 90
6.2.2.4.- <i>Factor de influencia <math>I_B</math></i> .....	pág. 96
6.2.2.5.- <i>Validación del modelo</i> .....	pág. 101
<b>CAPITULO VII: CONCLUSIONES</b> .....	pág. 104
<b>BIBLIORAFIA</b> .....	pág. 107
<b>ANEXO I: GENERACIÓN DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS</b> .....	pág. 111
I.1.- MODELO 1: ZAPATA SITUADA A UNA CIERTA PROFUNDIDAD EN EL TERRENO .....	pág. 112
I.2.- MODELO 2: ZAPATA APOYADA EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO .....	pág. 151

## INDICE DE FIGURAS

### CAPITULO II: ANTECEDENTES

- Figura 2.1.** Semiespacio elástico de Boussinesq.....pág. 17
- Figura 2.2.** Plano octaédrico (a) y proyección sobre el mismo (b) (Prat y col., 2007) .....pág. 33
- Figura 2.3.** Carga uniaxial de un material elástico perfectamente plástico (Potts y Zdravkovic, 1999) .....pág. 35
- Figura 2.4.** Circulo de Mohr .....pág. 35
- Figura 2.5.** Superficie límite del criterio de Mohr-Coulomb (Prat y col., 2007) .....pág. 36
- Figura 2.6.** Superficie límite del criterio Drucker-Prager (1952) (Prat y col., 2007) .....pág. 37
- Figura 2.7.** Proyección de ambas superficies sobre el plano octaédrico (Prat y col., 2007).....pág. 37
- Figura 2.8.** Analogía física de la dilatancia.....pág. 38
- Figura 2.9.** Modelo de elementos finitos (Lee y col., 2005).....pág. 43
- Figura 2.10.** Mallado de los elementos finitos utilizados (Eid y col., 2009) .....pág. 45
- Figura 2.11.** Modelo de elementos finitos mallado (Loukidis y Salgado, 2009) .....pág. 47

### CAPITULO IV: MATERIALES Y METODOS

- Figura 4.1.** Sistema de actuación (Peña, 2001).....pág. 57

### CAPITULO V: DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

- Figura 5.1.** Mallado del modelo de elementos finitos.....pág. 64
- Figura 5.2.** Geometría del *SOLID95* (Release 10.0. Document for *ANSYS*).....pág. 65
- Figura 5.3.** Distribución de asientos en el suelo para el ensayo 44/M3.....pág. 70

### CAPITULO VI: NUEVA FORMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS

- Figura 6.1.** Valores de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  con respecto a  $E$  .....pág. 83
- Figura 6.2.** Valores de  $\lambda_{medio}$  con respecto a  $E$  .....pág. 90
- Figura 6.3.** Valores del parámetro  $f_q$  con respecto a  $E$ .....pág. 96
- Figura 6.4.** Valores de  $f_B$  con respecto a  $E$ .....pág. 101



## INDICE DE GRÁFICAS

### CAPITULO II: ANTECEDENTES

- Gráfica 2.1.** Zona de influencia  $Z_I$  en función del ancho ( $B$ ) de la cimentación (CTE-2006).....pág. 13
- Gráfica 2.2.** Factor de influencia  $I$  en función de la profundidad (adaptado de Lee y Salgado, 2002).....pág. 16
- Gráfica 2.3.** Valores del factor  $F$  propuestos por Fox (Ayuso y col., 2010) .....pág. 19
- Gráfica 2.4.** Factor  $K$  una función de  $D_R$  (Berardi y Lancellotta, 1991).....pág. 22
- Gráfica 2.5.** Variación de  $\frac{K(\delta/B)}{K(\delta/B=0.1\%)}$  con  $\delta/B$  (Shin y Das, 2011).....pág. 23
- Gráfica 2.6.** Variación de  $I_G$  con  $\beta$  (Das, 2006) .....pág. 25

### CAPITULO V: DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

- Gráfica 5.1.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/M3) .....pág. 71
- Gráfica 5.2.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/M1) .....pág. 71
- Gráfica 5.3.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/P1 y P2) .....pág. 72
- Gráfica 5.4.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 58/B) .....pág. 72

## INDICE DE TABLAS

### CAPITULO II: ANTECEDENTES

- Tabla 2.1.** Valores típicos del factor de influencia (Ayuso y col., 2010).....pág. 18
- Tabla 2.2.** Factores de influencia  $I_s$  (Berardi y Lancellotta, 1991) .....pág. 21

### CAPITULO V: DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

- Tabla 5.1.** Análisis de los ensayos de asientos de cimentaciones registrados por Burland y Burbidge (1985) .....pág. 68
- Tabla 5.2.** Compacidad de las arenas (Terzaghi y col., 1996) .....pág. 69
- Tabla 5.3.** Parámetros geotécnicos utilizados en cada tipo de suelo .....pág. 69
- Tabla 5.4.** Predicción de asientos a través de los diferentes métodos.....pág. 73
- Tabla 5.5.** Análisis estadístico de los valores de errores relativos .....pág. 74

### CAPITULO VI: NUEVA FORMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS

- Tabla 6.1.** Parámetros geotécnicos de los suelos para desarrollar el nuevo método .....pág. 77
- Tabla 6.2.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.2$  m (mm) .....pág. 79
- Tabla 6.3.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.5$  m (mm) .....pág. 80
- Tabla 6.4.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.8$  m (mm) .....pág. 81
- Tabla 6.5.** Valores de  $\delta_s$  para  $B= 1.2$  m,  $D= 0$  m y  $q=100$  KPa.....pág. 82
- Tabla 6.6.** Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.2$  m (mm) .....pág. 85
- Tabla 6.7.** Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.5$  m (mm) .....pág. 86
- Tabla 6.8.** Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.8$  m (mm) .....pág. 87
- Tabla 6.9.** Cociente medio entre  $\delta_s$  y  $\delta$  y valores de  $\lambda$ .....pág. 88
- Tabla 6.10.** Valores de  $\lambda$  y de  $\lambda_{medio}$  para cada tipo de suelo .....pág. 89
- Tabla 6.11.** Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.2$  m (mm) .....pág. 91
- Tabla 6.12.** Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.5$  m (mm) .....pág. 92
- Tabla 6.13.** Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.8$  m (mm) .....pág. 93
- Tabla 6.14.** Cocientes medios entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para cada  $B$  y cada tipo de suelo .....pág. 94
- Tabla 6.15.** Cocientes medios entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  en cada tipo de suelo.....pág. 95
- Tabla 6.16.** Cocientes entre  $\delta_B$  y  $\delta_{1.2}$  para  $B=1.5$  m (mm) .....pág. 97

<b>Tabla 6.17.</b> Cocientes entre $\delta_B$ y $\delta_{1,2}$ para $B=1.8$ m (mm) .....	pág. 98
<b>Tabla 6.18.</b> Cocientes medios entre $\delta_B$ y $\delta_{1,2}$ para cada $q$ y $E$ .....	pág. 99
<b>Tabla 6.19.</b> Valores de $f_B$ .....	pág. 100
<b>Tabla 6.20.</b> Parámetro $f_B$ para cada tipo de suelo .....	pág. 101
<b>Tabla 6.21.</b> Asientos estimados por la nueva formulación [6.13] frente a otros métodos .....	pág. 102
<b>Tabla 6.22.</b> Análisis estadístico de los valores de errores relativos .....	pág. 103

## SÍMBOLOS UTILIZADOS

### Nomenclatura:

$a$ : radio de una carga circular superficial.

$B, L, h, v$ : anchura, longitud, canto y vuelo de la zapata.

$B_e$ : diámetro equivalente de una cimentación rectangular.

$c$ : parámetro de cohesión del suelo.

$C_a$ : factor corrector del valor del asiento por presencia del nivel freático.

$C_1, C_2$ : factores correctores del asiento por la profundidad de la zapata y el tiempo.

$C_g$ : constante para suelos granulares.

$D$ : profundidad del nivel de cimentación.

$D_R$ : densidad relativa del suelo.

$e, e_g$ : índice de poros del suelo y valor de referencia del mismo.

$E, E_z$ : rigidez del suelo al nivel de cimentación y a una determinada profundidad  $z$ .

$E_c$ : rigidez de la zapata.

$E_t$ : rigidez tangente del suelo.

$ERM$ : error relativo medio en la estimación de asientos.

$F$ : factor corrector del asiento en función de la profundidad de cimentación.

$F_{ap}$ : fuerza aplicada al modelo del suelo.

$Fg(i)$ : fuerza generada en los elementos del suelo para un nivel de tensiones.

$f, g$ : parámetros materiales del suelo en función de la densidad relativa.

$f_B$ : factor de influencia de la rigidez del suelo sobre el asiento, para cualquier  $B$ .

$f_i$ : factor corrector del asiento por la existencia de una capa rígida en el suelo.

$f_q$ : factor de influencia de la rigidez del suelo sobre el asiento, para cualquier incremento neto de la presión efectiva.

$f_s$ : coeficiente corrector del asiento en función de la longitud del lado de la zapata.

$G_t, G_0$ : modulo de elasticidad transversal actual e inicial del suelo.

$H$ : profundidad a la que se sitúa el estrato rígido del suelo.

$I$ : factor de influencia del asiento en el centro del estrato del suelo considerado.

$I_B$ : factor de influencia de la anchura de la zapata sobre el asiento.

$I_c$ : índice de compresibilidad del terreno.

$I_D$ : factor de influencia de la profundidad del nivel de cimentación sobre el asiento.

$I_G$ : factor corrector del asiento por la variación de  $E$  con la profundidad.

$I_p$ : factor corrector del asiento en función de la profundidad de cimentación.

$I_q$ : factor de influencia del incremento neto en la presión efectiva sobre el asiento.

$I_s$ : factor corrector del asiento por la rigidez de la cimentación.

$I_z$ : factor de influencia sobre el asiento en función de la forma de la carga, de la rigidez de la zapata y de si se estima en el centro ó en la esquina del área cargada.

$I_1, J_2, J_3$ : primer, segundo y tercer invariante del tensor de tensiones.

$k$ : aumento de la rigidez del suelo por unidad de profundidad.

$K$ : factor adimensional de estimación de la rigidez del suelo.

$K_\theta$ : coeficiente de empuje lateral del suelo.

$K_i$ : módulo de compresibilidad del suelo.

$K^T$ : matriz de rigidez tangente al comportamiento del suelo.

**MEF**: Método de Elementos Finitos.

$ng$ : variable función de la dependencia de  $\tau$  con respecto al confinamiento del suelo.

$N, N'$ : número de golpes del *Standard Penetration Test* y su valor corregido.

$N_q, N_\gamma$ : factores de influencia de la sobrecarga sobre el terreno y del peso específico del mismo, sobre la capacidad de carga.

**OCR**: grado de sobreconsolidación.

$p, J$ : invariantes del tensor de tensiones.

$P_a$ : presión atmosférica.

$q, Q$ : incremento neto de la presión efectiva y carga vertical puntual.

$q_c$ : resistencia de cono del *Cone Penetration Test*.

$[R]$ : matriz elástica tensión-deformación.

$s_q, s_\gamma$ : factores de corrección de la capacidad de carga por la forma de la cimentación.

$t$  y  $t_R$ : tiempo medido y tiempo de referencia considerado.

$u(i)$ : desplazamiento de los elementos del suelo para un determinado nivel de carga.

$x$ : distancia horizontal entre el punto de la superficie del suelo donde se analiza el asiento y el centro del área superficial, sometida a una carga rectangular.

$z$  y  $r$ : distancia vertical y horizontal entre el punto del suelo donde se estudia el asiento y el centro del área cargada.

$z_{25}$ : profundidad bajo la zapata donde el asiento es el 25% del registrado bajo la zapata.

$Z_i$ : zona de influencia de presiones bajo el nivel de cimentación.

**Letras griegas:**

$\alpha, \beta$ : influencia de la rigidez del suelo sobre el asiento de las zapatas en superficie.

$\gamma_{m\acute{a}x}$   $\gamma_{m\acute{i}n}$   $\gamma$ : peso específico máximo, mínimo y actual del suelo seco.

$\gamma_c$ : peso específico unitario del hormigón.

$\delta$ ,  $\delta_s$ : asiento con la zapata situada a una profundidad  $D$  y en la superficie del suelo.  
 $\delta_A$ : asiento estimado a través de la nueva formulación propuesta.  
 $\delta_B$ ,  $\delta_{1.2}$ : asiento para un determinado  $B$  y para  $B= 1.2$  m.  
 $\delta_{BB}$ : asiento calculado a través del método propuesto por Burland y Burbidge (1985).  
 $\delta_{MEF}$ : asiento estimado a través del  $MEF$ .  
 $\delta_m$ : asiento real medido en ensayos de campo (Burland y Burbidge, 1985).  
 $\delta_{MP}$ : asiento calculado a través del método propuesto por Mayne y Poulos (1999).  
 $\delta_p$ : asientos medidos en un ensayo de carga de placa cuadrada de 300 mm de lado.  
 $\delta_q$ ,  $\delta_{100}$ : asiento registrado para cualquier  $q$  y para  $q= 100$  kPa.  
 $\delta_{SF}$ : asiento calculado a través del método de Steinbrenner (1934) y Fox (1948).  
 $\delta_x$ : asiento en un punto de la superficie a una distancia  $x$  del centro del área cargada.  
 $\delta_0$ : asiento en el centro del área superficial cargada.  
 $\varepsilon_v$ ,  $\varepsilon_i^{total}$ : deformaciones verticales y totales en el suelo de cimentación.  
 $\varepsilon_i^{el}$ ,  $\varepsilon_i^{pl}$ : deformaciones elásticas y plásticas individuales del suelo.  
 $\eta$ : constante del suelo, dependiente del ángulo de rozamiento.  
 $\theta$ : ángulo de Lode (invariante del tensor de tensiones).  
 $\lambda$ ,  $\lambda_{medio}$ : influencia de la rigidez del suelo en el asiento y valor medio del mismo.  
 $\mu$ : factor de correlación entre la rigidez del suelo y  $N$ .  
 $\nu$ ,  $\nu_c$ : coeficiente de Poisson del suelo y del hormigón.  
 $\sigma_0$ ,  $\sigma$ : tensiones de sobrecarga total y efectiva en el terreno bajo la base de la zapata.  
 $\sigma_{ensayo}$ : tensión de cálculo asumiendo que no hay deformaciones plásticas.  
 $\sigma_h$ ,  $\sigma_v$ : tensión efectiva horizontal y vertical del suelo.  
 $\sigma_m$ ,  $\sigma_d$ ,  $\sigma_e$ ,  $\sigma_Y$ : tensión media, desviadora, equivalente y de plastificación del suelo.  
 $\sigma_{oct}$ ,  $\sigma_{oct0}$ : tensiones actuales e iniciales del suelo sobre el plano octaédrico.  
 $\sigma_z$ : tensión vertical efectiva a la profundidad  $z$  bajo el nivel de cimentación.  
 $\Delta\sigma$ : incremento neto de la tensión efectiva.  
 $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ : tensiones principales.  
 $\tau$ ,  $\tau_0$ ,  $\tau_{max}$ : tensión tangencial actual, inicial y máxima del suelo.  
 $\Delta z$ : espesor del estrato de suelo considerado para el estudio del asiento.  
 $\theta$ ,  $\theta'$ : ángulo de rozamiento interno máximo y observado del suelo.  
 $\Psi$ : ángulo de dilatación del suelo.  
 $\varphi$ : distancia entre el punto de aplicación de  $Q$  y el punto de cálculo del asiento.  
 $\chi$ : ángulo que forma la distancia  $\varphi$ , con respecto a la vertical.

## RESUMEN

En el diseño de las cimentaciones superficiales normalmente utilizadas en las construcciones rurales sobre arena, el criterio de asientos es más crítico que el de capacidad de carga del suelo. Igualmente se ha encontrado que los métodos más utilizados para estimar el asiento de zapatas sobre arenas generan diferencias con los observados en ensayos de campo a escala real. El objetivo de este estudio fue encontrar una nueva ecuación, basada en el método de elementos finitos (MEF) fácil de aplicar, para estimar el asiento de zapatas sobre arena. Esta nueva ecuación considera el efecto de la profundidad de cimentación, la anchura de la zapata, la rigidez equivalente del suelo, el coeficiente de Poisson y el incremento neto de la presión efectiva sobre los valores del asiento. Para obtener esta ecuación, se generó un modelo tridimensional de elementos finitos y se validó posteriormente utilizando los asientos reales de zapatas medidos durante ensayos de campo. Los resultados de las predicciones del asiento extraídos de esta formulación son ligeramente mejores que los obtenidos por otros métodos, pero esta formulación tiene la ventaja de ser más fácil y rápida de aplicar, lo que implica un ahorro en el tiempo de cálculo.

## **ABSTRACT**

In the design of shallow foundations normally used in rural buildings on sand, the settlement criterion is more critical than the bearing capacity of the soil. Likewise, it has also been found that widely used methods to estimate the footings settlement on sand, generates differences with the observed in full scale field tests. The aim of this study was to find a new equation based on finite element method (FEM) easy to apply to estimate the footings settlement on sand. This new equation considers the effect of the depth of the founding level, the footing breadth, the equivalent soil stiffness, the Poisson's ratio and the net increase in the effective stress on settlement values. To obtain this equation, a three-dimensional finite element model was generated and subsequently validated using actual footings settlement measured during field tests. The results of settlement predictions extracted from this method are slightly better than those obtained by other methods, but this equation has the advantage of being easier and faster to apply, which implies a savings in computation time.



**CAPÍTULO I:  
INTRODUCCIÓN**

## CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

La cimentación de una estructura puede ser definida como la parte de la misma, situada en su base, encargada de sustentarla y a través de la cual, se transmiten las cargas al suelo subyacente, el cual suministra las fuerzas de estabilización necesarias para mantener el equilibrio de la estructura.

Esta cimentación se compone de dos partes: el elemento estructural encargado de transmitir las cargas resultantes de la superestructura al terreno y la zona del terreno afectada por dichas cargas, colaborando mediante sus propiedades resistentes a la estabilidad de la construcción (Ayuso y col., 2010).

La transmisión de las cargas al suelo por medio del cimiento, va a producir deformaciones verticales en el terreno (asientos) que dependen de la inercia del cimiento, de las propiedades físicas del terreno, de la distribución de las cargas (Jiménez y col., 1980) y de las deformaciones relativas entre ellos (Rodríguez y col., 1989), de acuerdo con la interacción suelo-cimiento existente. Por tanto, no se podrá obtener una solución adecuada en el diseño de una cimentación, sino se abordan de forma conjunta los aspectos anteriormente citados.

En general, el asiento de una cimentación consta de tres componentes principales: el asiento elástico o inmediato, que predomina en los suelos granulares por variación en la forma del terreno, sin alteración de su volumen, el asiento por consolidación propio de los suelos arcillosos, donde se produce una disminución del volumen del suelo, por expulsión del fluido intersticial y el asiento por fluencia lenta, que se produce en algunos suelos que presentan una cierta fluencia una vez finalizado el proceso de consolidación (Ayuso y col., 2010).

Para el caso de una cimentación superficial, que es la normalmente utilizada en las construcciones rurales, apoyada sobre un suelo arenoso, el asiento elástico es la principal componente que necesita ser considerada, dentro de la zona de influencia de la distribución de tensiones. En estos casos, el valor máximo de este asiento resulta más crítico que el criterio de capacidad de carga, controlando el diseño de la cimentación.

Se pueden distinguir varios métodos para calcular el asiento elástico de una zapata sobre un suelo arenoso. La mayoría de estos métodos consideran que el incremento neto del esfuerzo vertical registrado en el suelo, fruto de la transmisión

de la carga neta aplicada por la cimentación al mismo, la propia rigidez del suelo y la anchura de la zapata, son las tres variables más importantes que afectan al valor final del asiento (Das y Sivakugan, 2007).

Estos métodos pueden ser clasificados en las siguientes categorías (Shin y Das, 2011):

1. Métodos empíricos o semi-empíricos, basados en los valores de los asientos obtenidos experimentalmente de la aplicación de cargas a muestras representativas del suelo, o en ensayos de campo de estructuras y prototipos a escala real. Estos métodos tienden a confiar en los datos de pruebas *in-situ* para cuantificar, de una forma indirecta y a través de una correlación con los resultados de estas pruebas, los parámetros del suelo útiles para predecir los valores del asiento.

Entre estos procedimientos se encuentran los propuestos por Meyerhof (1965) el cual, a pesar de ser fácil de usar, suele sobreestimar en un 50% el asentamiento elástico de una zapata, lo que conduce a diseños de cimentaciones muy conservadores (Shin y Das, 2011). Peck y Bazaara (1969) proponen un método que proporciona resultados similares a los obtenidos por Meyerhof (1965) (Shin y Das, 2011).

El método del Factor de Influencia de las Deformaciones propuesto por Schmertmann y col. (1978), proporciona una buena estimación de los asientos, siempre que se utilice en sus formulaciones un valor fiable y realístico del módulo de elasticidad del suelo (Shin y Das, 2011).

Por último Burland y Burbidge (1985) proponen una formulación que representa una técnica mejorada para estimar el asiento elástico, aunque resulte muy conservador (Shin y Das, 2011). A pesar de esto, el Código Técnico de Edificación CTE-2006 establece este método como referente para la estimación del asiento en suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%.

Estos métodos empíricos presentan el inconveniente de que no permiten determinar el grado de consolidación previa o la heterogeneidad del suelo, a partir de la exploración de campo (Shin y Das, 2011).

2. Métodos basados en las relaciones teóricas, derivadas de la Teoría de la Elasticidad, la cual analiza la deformación tridimensional del suelo y simplifica su comportamiento, al considerarlo como un material elástico

homogéneo e isótropo. La mayoría de los métodos, usados en la práctica para estimar los asientos de zapatas en arenas, están basados en aproximaciones lineales elásticas (Lee y Salgado, 2002). Estos métodos contienen en sus expresiones el término de la rigidez equivalente del suelo, lo que introduce cierta incertidumbre en el resultado final del mismo, debido a la incapacidad actual para estimar el valor de dicho módulo, de un modo fiable. Sin embargo estos métodos pueden ser tan buenos predictores del asiento como los anteriores, siempre que se suministre un valor del módulo de elasticidad del suelo próximo a la realidad (Lee y Salgado, 2002).

Entre estos métodos se encuentran los de Steinbrenner (1934), Fox (1948) y Berardi y Lancellotta (1991), quienes tienen en cuenta en el cálculo del asiento, la variación del módulo de elasticidad del suelo con el nivel de deformaciones (Shin y Das, 2011).

Posteriormente Mayne y Poulos (1999) presentan una fórmula mejorada para el cálculo del asiento elástico de una cimentación, usando factores de influencia derivados de la teoría elástica del medio continuo y asumiendo que la rigidez del suelo aumenta con la profundidad (Das, 2006).

Estos métodos presentan la dificultad de precisar una serie de coeficientes, establecidos experimentalmente y en la mayoría de los casos difíciles de valorar, que modifican el valor inicial del asiento calculado a través de los métodos clásicos, para recoger la influencia de las variables no contempladas en la formulación inicial, los cuales resultan en la mayor parte de los casos, difíciles de evaluar.

Por regla general, los métodos para el cálculo del asiento de zapatas sobre arenas, suelen sobreestimar los resultados esperados (Das y Sivakugan, 2007), lo que repercute en un diseño de cimentaciones muy conservador (Davidovic y col., 2010).

Las dificultades en el diseño de una cimentación surgen fundamentalmente al intentar predecir el comportamiento del suelo ante cualquier sistema de cargas que le sea aplicado, puesto que éste dista mucho de ser un medio elástico, homogéneo e isótropo (Peña, 2001).

Hemos de considerar que un aumento de las cargas aplicadas a través del cimiento, va a producir una transición progresiva del suelo desde un estado de equilibrio elástico a un estado de plasticidad contenida, llegándose finalmente a la

plastificación total cuando se alcanza el valor de la carga límite (Jiménez y col., 1980).

Por tanto, la consideración del suelo como un material elástico, homogéneo e isótropo, supone una simplificación importante en muchos casos en los que, una ley constitutiva elasto-plástica, sería más cercana a la realidad. Esta simplificación a un medio elástico, genera una serie de discrepancias entre los valores de los asientos observados en campo y los previstos por los métodos teóricos, las cuales llevan a la necesidad de revisar los procedimientos tradicionales de diseño de cimentaciones y a actualizar las herramientas de evaluación en ingeniería, a través de nuevos descubrimientos experimentales y teóricos.

Tradicionalmente los diseños geotécnicos han sido realizados a través de análisis simplificados o aproximaciones empíricas. Así la mayoría de los manuales recomendados están basados en tales aproximaciones. La aplicación hoy en día de métodos numéricos asistidos por ordenador han permitido el estudio del comportamiento de las cimentaciones, investigando los mecanismos de interacción suelo-estructura. Entre estos métodos se encuentra el Método de Elementos Finitos (MEF) (Potts y Zdravkovic, 1999).

En términos generales, este método consiste en un modelo de análisis matemático en el que se produce la discretización de la materia en elementos finitos independientes y unidos entre sí a través de sus nodos, en los que se establecen las leyes de comportamiento de los materiales y acciones de todo tipo. Posteriormente, a cada elemento se le aplica la teoría clásica de cálculo, estableciendo los grados de libertad asociados a cada nodo y las condiciones de continuidad de las deformaciones y de equilibrio, a través de los nodos.

El problema para la aplicación de este método numérico al campo de la ingeniería geotécnica, está en que mientras que el mismo ha sido ampliamente utilizado en muchos campos de la ingeniería práctica durante más de treinta años, su utilización en el análisis de problemas geotécnicos es relativamente reciente, lo cual se debe, probablemente, a que existen muchos temas complejos que son específicos de la ingeniería geotécnica, los cuales han sido resueltos de forma relativamente actual (Potts y Zdravkovic, 1999). Esto podría explicar la escasez de bibliografía que, hasta hace poco tiempo, ha existido acerca de la aplicación del *MEF* al campo de la geotecnia.

Sin embargo, el *MEF* representa un paso más en la estimación del asiento de zapatas, proporcionando valores cercanos a los medidos en ensayos a escala real. La mejora que aporta su utilización se debe a que se tiene en cuenta tanto el comportamiento no lineal del suelo, como la interacción entre la zapata y el suelo circundante, fruto del rozamiento entre ambos materiales, lo que hace que las deformaciones que sufre la zapata influyan en los resultados de tensiones y asientos sobre el suelo.

Al dilema comentado anteriormente sobre la dificultad en la predicción del comportamiento del suelo, y a la disponibilidad de un método numérico que nos permite conocer las incertidumbres que aún existen en el cálculo de asientos, se añade la importancia, que en ingeniería rural, tiene la sencillez de los procesos utilizados en el diseño de cimentaciones, como elementos importantes e inevitables en toda edificación.

Así pues, con la intención de proponer una nueva expresión algebraica, fácil de aplicar y basada en el *MEF*, que permita estimar el asiento elástico en el centro de la base de una zapata cuadrada cargada de forma axial, vertical y centrada y dispuesta sobre una arena drenada, se desarrolla a continuación la presente tesis.

**CAPÍTULO II:  
ANTECEDENTES**

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES

#### 2.1.- METODOS PARA LA ESTIMACIÓN DE ASIENTOS DE UNA ZAPATA SOBRE ARENAS

##### 2.1.1.- Introducción

Los suelos son materiales deformables bajo la acción de las cargas transmitidas por la cimentación. Esta deformación ha de ser limitada para evitar que la estructura superior se vea afectada.

Normalmente, las deformaciones que interesa limitar, son las verticales, que se conocen con el nombre de *asiento*. En la práctica se distinguen tres tipos de asientos:

- *asiento inmediato o asiento elástico*, que se produce casi simultáneamente con la aplicación de la carga. Este asiento se produce por cambio de forma, aunque no de volumen del suelo. En rocas y suelos arenosos compactos, la mayor parte de los asientos son de este tipo, mientras que en las arcillas saturadas corresponde a deformaciones de corte sin drenaje, y por consiguiente considerando un coeficiente de Poisson de 0.5.
- *asiento de consolidación*, ocurre a medida que se va perdiendo agua por drenaje, de manera que los poros del suelo se reducen, produciéndose deformaciones volumétricas de forma muy lenta después de aplicada la carga. Es el comportamiento típico de arcillas saturadas.
- *Asiento de fluencia lenta (consolidación secundaria)*, se produce en algunos suelos después del asiento de consolidación, sin incremento de la carga, sino que se debe a una especie de fluencia viscosa de los contactos entre las partículas del suelo.

Los tres tipos de asientos son típicos de arcillas y limos plásticos saturados, pero en el caso de suelos no saturados o bien suelos granulares, que drenan de manera instantánea tras la aplicación de la carga, los asientos son muy rápidos y de tipo fundamentalmente elástico o inmediato. La estimación de este asiento es el objeto de esta tesis doctoral.

##### 2.1.2.- Métodos de estimación de asientos

Los métodos de cálculo de asientos de una zapata sobre un suelo arenoso, pueden clasificarse en las siguientes categorías:



### 2.1.2.1.- *Métodos basados en los resultados de ensayos experimentales*

Estos métodos se basan en la imposibilidad, existente en el laboratorio, para determinar el valor exacto de la rigidez del terreno, lo que introduce cierta incertidumbre en el cálculo del valor del asiento por el método elástico.

En estos métodos, utilizan los valores del número de golpes ( $N$ ) del *Standard Penetration Test (SPT)* o la resistencia de cono ( $q_c$ ) del *Cone Penetration Test (CPT)*, para estimar, de un modo directo o indirecto, el valor del asiento de la cimentación. Mientras que el *SPT* es aún ampliamente utilizado, el *CPT* está ganando popularidad debido a que  $q_c$  incluye niveles de incertidumbre menores que los asociados a  $N$  (Lee y Salgado, 2002).

Estos métodos se pueden clasificar en dos categorías:

- Métodos basados en el ensayo *SPT*

Existen numerosos métodos disponibles para el cálculo del asiento de zapatas utilizando los resultados del ensayo *SPT*. La mayoría de ellos están basados en la Teoría de la Elasticidad y se centran en la determinación de la compresibilidad del suelo, teniendo en cuenta el tamaño de la zapata (Lee y Salgado, 2002).

Así Terzaghi y Peck (1948) propusieron la siguiente relación empírica entre el asiento  $\delta_s$  (en mm) de una zapata cuadrada de lado  $B$  (en m) y los medidos en un ensayo de carga de placa cuadrada de 300 mm de lado ( $\delta_p$  en mm), sobre arenas y sometidas a la misma carga (Shin y Das, 2011):

$$\delta_s = \frac{4\delta_p}{\left[1 + \left(\frac{0.3}{B}\right)^2\right]} \quad [2.1]$$

Posterior, en 1967 estos mismos autores establecieron una correlación entre el asiento  $\delta$  (en mm), la carga aplicada por la cimentación  $q$  (en kPa), la anchura de la zapata  $B$  (en m) y el valor medio del número de golpes  $N$ , correspondiente al ensayo *SPT* en una profundidad comprendida entre  $3B$  y  $4B$  medida desde la base de la zapata (Shin y Das, 2011):

$$\delta = C_a \frac{3q}{N} \left(1 - \frac{D}{4B}\right) \left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad [2.2]$$

donde  $D$  es la profundidad de cimentación (en m) y  $C_a$  es una factor corrector por presencia del nivel freático, cuyo valor es 1 si la profundidad del nivel freático bajo la zapata, es mayor o igual a  $2B$  y adopta el valor 2 si la profundidad del nivel freático bajo la zapata, es inferior o igual a la anchura de la misma.

Esta metodología sobreestima, en gran medida (218%) (Shin y Das, 2011), los asientos observados en ensayos reales de cimentaciones.

Meyerhof (1965) sugirió la siguiente relación para el asiento de zapatas ( $\delta$  en mm) sobre arenas (Das y Sivakugan, 2007):

$$\delta = \frac{1.33q}{N} \left(1 - \frac{D}{4B}\right) \quad \text{para } B \leq 1.22m \quad [2.3]$$

$$\delta = \frac{0.53q}{N} \left(1 - \frac{D}{4B}\right) \left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad \text{para } B > 1.22m \quad [2.4]$$

donde  $q$  (en kPa) es la carga unitaria en la base de la zapata,  $N$  es el resultado del ensayo *SPT* (número de golpes),  $B$  (en m) es la anchura de la zapata. En estas formulaciones, los valores de  $N$  no son corregidos por la presencia del nivel freático u otros factores (Lee y Salgado, 2002).

Estas formulaciones suelen sobreestimar en un 50% el asiento elástico de una zapata sobre arenas, lo que conduce a los diseños de cimentación muy conservadores (Shin y Das, 2011).

Peck y Bazaraa (1969) propusieron la siguiente relación, como modificación de la ecuación [2.4], para la estimación del asiento de zapatas ( $\delta$  en mm) sobre arenas (Das y Sivakugan, 2007):

$$\delta = \frac{\sigma_0}{\sigma} \left[ 1 - 0.4 \left( \frac{\gamma \cdot D}{q} \right)^{0.5} \right] \left( \frac{0.53q}{N'} \right) \left( \frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \quad [2.5]$$

donde  $q$  (en kPa) es la presión efectiva sobre el terreno,  $\gamma$  es el peso específico del suelo (en kN/m<sup>3</sup>),  $\sigma_0$  y  $\sigma$  son las tensiones de sobrecarga total y efectiva en el terreno a una profundidad  $0.5B$  bajo la base de la zapata (en kPa) y  $N'$  es el resultado del ensayo *SPT* corregido por el valor de  $\sigma$ , según la expresión (Das y Sivakugan, 2007):

$$N' = \frac{4N}{1 + 0.04\sigma} \quad \text{para } \sigma \leq 75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N' = \frac{4N}{3.25 + 0.01\sigma} \quad \text{para } \sigma > 75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad [2.6]$$

Kulhawy y Mayne (1990) establecieron la siguiente correlación para determinar el valor del módulo de elasticidad del suelo ( $E$  en kPa), el cual se aplica posteriormente, sobre las formulaciones de cálculo del asiento derivadas de la Teoría de la Elasticidad (Lee y Salgado, 2002):

$$\frac{E}{P_a} = \mu \cdot N \quad [2.7]$$

donde  $P_a$  es el valor de la presión atmosférica (100 kPa) y  $\mu$  es un factor corrector adimensional cuyo valor oscila entre 5, para suelos arenosos con una determinada fracción de materiales finos y 15, para el caso de arenas sobreconsolidadas.

En 1985 Burland y Burbidge establecieron, a partir de los resultados de asientos medidos en cimentaciones superficiales, una correlación de carácter semi-empírico entre los resultados de los ensayos *SPT* ( $N$ ), y el valor del índice de compresibilidad del terreno  $I_c$  (ecuación [2.8]), en la zona de influencia  $Z_I$  (en m) bajo la zapata, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación  $B$  (en m) (gráfica 2.1).

$$I_c = 1.71 / (N')^{1.4} \quad [2.8]$$

Previamente a la aplicación de la formulación [2.8], el valor  $N$  del ensayo *SPT* ha de ser corregido. Para suelos granulares compuestos por gravas o gravas arenosas, la expresión de corrección de  $N$  viene dada por (Shin y Das, 2011):

$$N' = 1.25N \quad [2.9]$$

Para el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para  $N$  mayores de 15 (Das y Sivakugan, 2007).

$$N' = 15 + 0.5(N - 15) \quad [2.10]$$

A partir del índice de compresibilidad  $I_c$ , se establece la formulación para la determinación del asiento ( $\delta$ ) (en mm), en función de la presión efectiva media sobre el suelo de cimentación ( $q$ ) y la anchura de la zapata ( $B$ ) (CTE-2006):

$$\delta = f_l \cdot f_s \cdot q \cdot B^{0.7} \cdot I_c \quad [2.11]$$

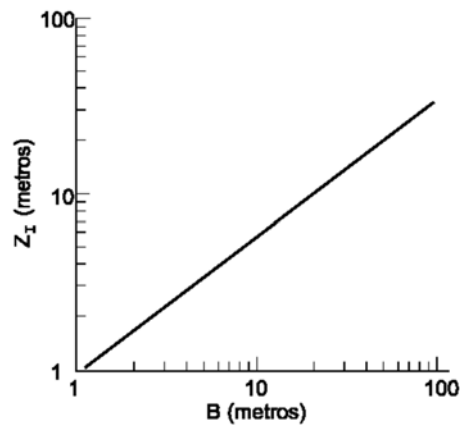
donde  $q$  es la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kPa),  $B$  es el lado menor de la zapata (en m) y  $f_s$  un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación (supuesta ésta rectangular), según la expresión:

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 \quad [2.12]$$

donde  $L$  es el largo de la zapata (en m)

$f_l$  es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad  $H$  (en m) ( $H < Z_l$ ), donde  $Z_l$  es la profundidad de influencia bajo la zapata (en m), dentro de la cual se produce el 75% del asiento y definida en la gráfica 2.1. Su valor viene dado por:

$$f_l = \frac{H}{Z_l} \cdot \left( 2 - \frac{H}{Z_l} \right) \quad [2.13]$$



**Gráfica 2.1.** Zona de influencia  $Z_l$  en función del ancho ( $B$ ) de la cimentación (CTE-2006).

Este método es adoptado como referente por el Código Técnico de Edificación CTE-2006 para la estimación del asiento.

- Métodos basados en el CPT

En 1970, Schmertmann estableció uno de los métodos más utilizados para el cálculo de asientos debido, en parte, a su simplicidad (Lee y Salgado, 2002). Se trata de un método semi-empírico basado en análisis elásticos, fundamentados en valores asumidos de la rigidez del suelo o en los resultados de ensayos de penetración de cono (*CPT*).

En este método el suelo bajo la zapata se divide en varios estratos, estableciendo una distribución simplificada de las deformaciones de forma triangular, a partir de la cual, se calculan los asientos. La expresión para el cálculo de los asientos  $\delta$  (en mm) de una zapata sobre arenas, viene dada por la siguiente ecuación (Lee y Salgado, 2002):

$$\delta = C_1 C_2 q \Sigma \frac{\Delta z}{E} I \quad [2.14]$$

donde  $C_1$  y  $C_2$  son factores adimensionales de corrección del asiento según la profundidad de cimentación y el tiempo transcurrido, a través de las expresiones:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{\sigma}{q} \right) \geq 0.5 \quad [2.15]$$

y

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left( \frac{t}{0.1 \cdot t_R} \right) \quad [2.16]$$

En estas expresiones  $\sigma$  es la tensión efectiva al nivel de cimentación (en kPa),  $q$  es la presión neta aplicada (en kPa),  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo (en MPa),  $\Delta z$  es el espesor de la capa de suelo (en m),  $I$  es un factor de influencia en el centro de la capa de suelo considerada,  $t$  es el tiempo (en años o días) y  $t_R$  es el tiempo de referencia (se considera 1 año = 365 días).

El módulo de elasticidad del suelo, utilizado para el cálculo de los asientos, se obtiene multiplicando los resultados de la resistencia de cono ( $q_c$ ) por un factor de carácter empírico.

Físicamente, la rigidez aumenta con la profundidad, y las tensiones inducidas por las cargas aplicadas, disminuyen con la profundidad también. En consecuencia, la contribución de las capas de terreno más profundas debería ser menor que la de las capas más superficiales. Esta observación es correcta, excepto para el suelo inmediatamente debajo de la base de la zapata (Lee y Salgado, 2002).

Las correlaciones más frecuentemente utilizadas, entre el módulo elástico ( $E$ ) y la resistencia de cono ( $q_c$ ), son las propuestas por Schmertmann y col. (1978) (Lee y Salgado, 2002):

$$\begin{aligned} E &= 2.2q_c && \text{para arenas normalmente consolidadas} \\ E &= 6q_c && \text{para arenas sobreconsolidadas} \end{aligned} \quad [2.17]$$

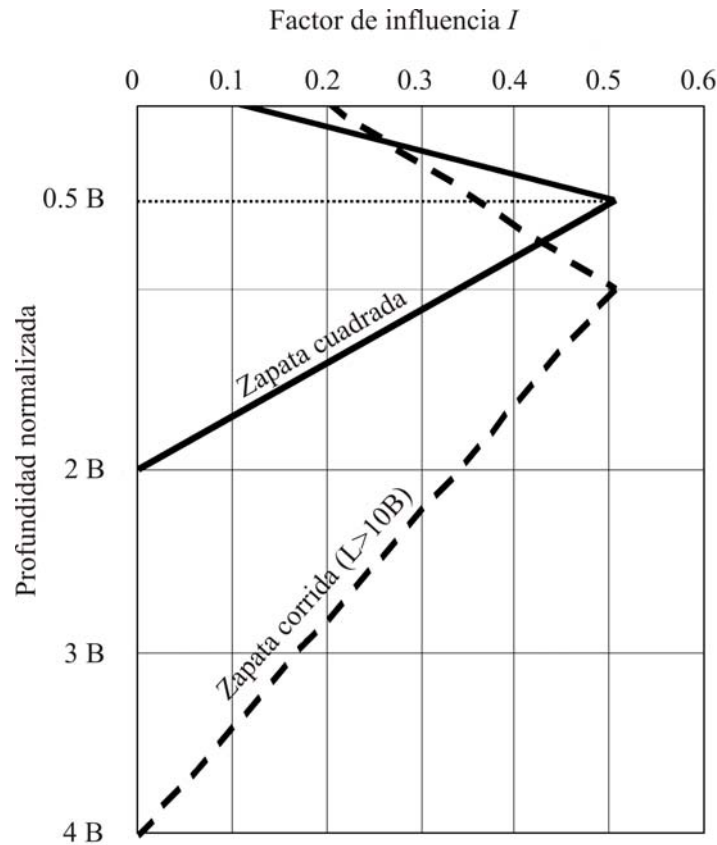
Por otra parte, teniendo en cuenta que la rigidez del suelo es un 40% mayor, para el caso de cimentaciones con deformaciones planas, frente al obtenido en casos de cargas axiales simétricas, Schmertmann y col. (1978) recomendaron las siguientes correlaciones (Das y Sivakugan, 2007):

$$\begin{aligned} E &= 2.5q_c && \text{para cimentaciones cuadradas y circulares} \\ E &= 3.5q_c && \text{para zapatas corridas} \end{aligned} \quad [2.18]$$

El cálculo del factor  $I$  esta basado en una aproximación de la distribución de las deformaciones bajo la cimentación, dependiendo de la forma de la zapata. Schmertmann propuso dos posibles formulaciones para este factor. En 1970, estableció que, para cimentaciones circulares y cuadradas,  $I$  aumenta linealmente desde el valor 0.1 a la profundidad de cimentación, hasta un valor 0.5 a una profundidad  $B/2$ , donde  $B$  es la anchura de la zapata (en m). Posteriormente disminuye su valor hasta cero, a una profundidad de  $2B$  bajo la zapata.

Para zapatas corridas ( $L > 10B$ ),  $I$  varía desde 0.2 bajo la zapata, hasta alcanzar el máximo a una profundidad  $B$ , disminuyendo hasta cero a una profundidad  $4B$ . Para zapatas corridas, en las que se cumple que  $L < 10B$ , se efectúa una interpolación lineal en función del valor del cociente  $L/B$ .

En la gráfica 2.2 se recoge la distribución del factor  $I$  en función de la profundidad normalizada:



**Gráfica 2.2.** Factor de influencia  $I$  en función de la profundidad (adaptado de Lee y Salgado, 2002).

Posteriormente, en 1978, Schmertmann y col. establecieron un valor máximo para el factor  $I$  que viene dado por:

$$I = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q}{\sigma_z}} \quad [2.19]$$

donde  $q$  (en kPa) es la carga unitaria neta en la base de la zapata y  $\sigma_z$  es la tensión vertical efectiva (en kPa) a la profundidad  $z$  (en m).

#### **2.1.2.2.- Métodos teóricos basados en la consideración del suelo como un material elástico**

Estos métodos simplifican el comportamiento tridimensional del suelo, considerándolo como un medio elástico (Lee y Salgado, 2002).

La mayoría de los métodos usados en la práctica para estimar los asentos de zapatas en arena están basados en aproximaciones lineales elásticas, por ser estas de



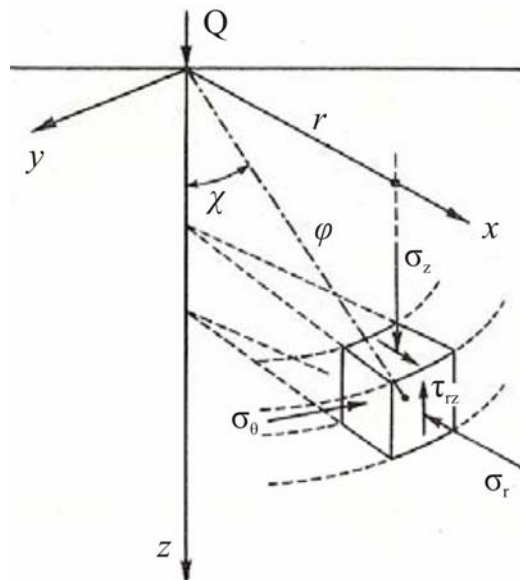
rápida aplicación, aunque sus resultados sean fuertemente dependientes de una selección razonable de los parámetros elásticos que representan al suelo (Lee y Salgado, 2002).

En 1885, Boussinesq (Jiménez y col., 1980) definió el modelo conocido como *semiespacio de Boussinesq*, elástico, homogéneo e isótropo, limitado únicamente por un plano horizontal, en el que se cumple la ley de Hooke y donde la materia que lo compone, responde elásticamente a las tensiones que se producen en todos sus puntos de forma que, ninguno de ellos entran en plasticidad.

Este autor resolvió la distribución de asientos  $\delta$  (expresado en mm) en un semiespacio elástico infinito, bajo la acción de una carga vertical  $Q$  (en kN), aplicada en la superficie del semiespacio. Estos asientos quedan expresados como:

$$\delta = \frac{Q \cdot (1 + \nu)}{2 \cdot \pi \cdot E \cdot \varphi} \left[ 2 \cdot (1 - \nu) + \cos^2 \chi \right] \quad [2.20]$$

donde  $\nu$  es el coeficiente de Poisson del suelo,  $E$  su modulo de elasticidad (en MPa),  $\varphi$  es la distancia (en m) desde el punto de aplicación de la carga  $Q$  al punto del semiespacio donde se quiere analizar el asiento y  $\chi$  es el ángulo (en grados) que forma la distancia  $\varphi$ , con respecto a la vertical (figura 2.1).



**Figura 2.1.** Semiespacio elástico de Boussinesq

En la práctica, ningún suelo se prolonga indefinidamente en profundidad, puesto que más o menos profundo, siempre aparece un estrato que se puede

considerar indeformable. Por tanto, para tratar de ceñirse un poco más a la realidad, el *semiespacio de Boussinesq* se sustituyó por un modelo isótropo, llamado *capa elástica sobre capa rígida*, donde se admite que tanto la capa elástica, como la rígida son elásticas y homogéneas en todos sus puntos.

Estos modelos elásticos tan simplificados permitieron la resolución, de forma aproximada, de la ley de distribución de tensiones y de asientos en diversos casos próximos a la situación real de un cimiento.

En 1934, Steinbrenner integró el efecto de una carga puntual en una rectangular de dimensiones  $L \times B$ , obteniendo la distribución de asientos  $\delta$  (en mm) en cualquier punto del semiespacio elástico, sometido a la acción de una carga rectangular y uniforme  $q$  (en kPa) situada en su superficie (Steinbrenner, 1934):

$$\delta = q \cdot B \cdot I_z \frac{(1-\nu^2)}{E} \quad [2.21]$$

donde  $I_z$  es un factor de influencia adimensional que depende de la forma de la carga (relación entre la longitud  $L$  (en m) y la anchura  $B$  (en m) de la carga rectangular) y de si el asiento se estima en el centro o en la esquina del área cargada (tabla 2.1),  $E$  es el modulo de elasticidad del suelo (en MPa) y  $\nu$  su coeficiente de Poisson.

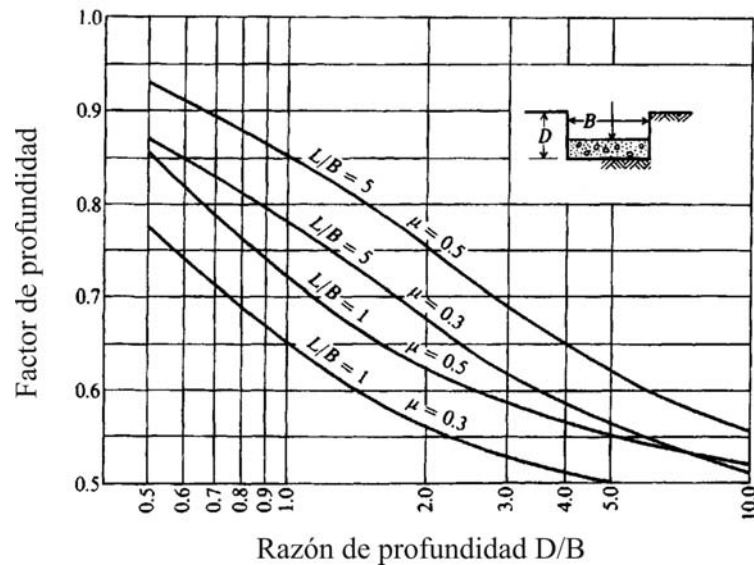
**Tabla 2.1.** Valores típicos del factor de influencia (Ayuso y col., 2010)

Forma del área cargada	Flexible			Rígida
	Centro	Esquina	Medio	
Círculo	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrado	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectángulo $L/B=1.5$	1.36	0.68	1.15	1.06
	2	1.53	0.77	1.20
	5	2.10	1.05	1.83
	10	2.54	1.27	2.25
100	4.01	2.00	3.70	3.40

Esta ecuación supone la carga aplicada sobre la superficie del terreno, lo cual no ocurre en la realidad, ya que la cimentación se dispone a una cierta profundidad.

Para corregir este efecto, Fox (1948) propuso el empleo de un factor corrector  $F$  a aplicar al valor del asiento total obtenido de la ecuación [2.21] (gráfica 2.3) (Ayuso y col., 2010), con lo que el asiento inmediato quedaría determinado por la siguiente expresión:

$$\delta = q \cdot B \cdot I_z \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot F \quad [2.22]$$



**Gráfica 2.3.** Valores del factor  $F$  propuestos por Fox (Ayuso y col., 2010)

Rodríguez y col. en 1989 citan en su publicación el trabajo de Foster y Ahlvin, quienes en 1954 estudiaron la distribución de asientos en un punto del semiespacio elástico sometido a una carga circular superficial  $q$  (en kPa) de radio  $a$  (en m). En este caso, el asiento  $\delta$  (en mm) viene dado por la expresión:

$$\delta = \frac{2 \cdot q \cdot a \cdot (1-\nu^2)}{E} \cdot \left( \sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2} - \frac{z}{a} \right) \cdot \left( 1 + \frac{\frac{z}{a}}{2 \cdot (1-\nu) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} \right) \quad [2.23]$$

donde  $z$  y  $r$  representan las componentes vertical y horizontal de la distancia (en m) entre el punto del semiespacio elástico donde se estudia la distribución de asientos, y el centro del área circular cargada,  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo (en MPa) y  $\nu$  su coeficiente de Poisson.

Los mismos estudios descritos anteriormente, se han resuelto y se encuentran calculados en la bibliografía, para el supuesto de capa elástica sobre capa rígida (Rodríguez y col., 1989). Igualmente, se han resuelto los asientos registrados en la superficie del suelo con motivo de la aplicación de una carga rectangular superficial uniforme:

$$\delta_x - \delta_0 = \frac{2 \cdot Q}{\pi \cdot E} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left[ \left[ \left( x - \frac{B}{2} \right) \cdot \ln \left( x - \frac{B}{2} \right) \right] - \left[ \left( x - \frac{B}{2} \right) \cdot \ln \left( x + \frac{B}{2} \right) \right] + \left[ 2 \cdot \frac{B}{2} \cdot \ln \frac{B}{2} \right] \right] \quad [2.24]$$

donde  $Q$  (en kN/m) es la carga aplicada,  $x$  (en m) es la distancia del punto a considerar al centro del área cargada,  $\delta_x$  (en mm) es el asiento en el punto de la superficie a una distancia  $x$  del centro y  $\delta_0$  (en mm) es el asiento en la superficie y en el centro del área cargada,  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo (en MPa) y  $\nu$  su coeficiente de Poisson.

Dos de los métodos recientes que permiten obtener mejores predicciones de los asientos, son los propuestos por Berardi y Lancellotta (1991) y Mayne y Poulos (1999) (Das y Sivakugan, 2007).

Berardi y Lancellotta, en 1991, propusieron un método para estimar el asiento elástico, tomando en consideración la variación del módulo de elasticidad del suelo con el nivel de deformaciones. Según estos autores, el asiento  $\delta$  viene expresado (en mm) por la siguiente ecuación derivada de la Teoría de la Elasticidad:

$$\delta = I_z \frac{qB}{E} \quad [2.25]$$

donde  $q$  es el incremento de la carga sobre el terreno (en kPa),  $I_z$  es un factor de influencia en función de la forma y la rigidez de la zapata,  $E$  es el módulo de elasticidad del suelo drenado (en MPa). Los valores del factor  $I_z$  utilizados por los autores, se encuentran recogidos en la tabla 2.2 en función de la profundidad de la zona de influencia bajo la zapata y de las dimensiones geométricas de la misma, para un valor del coeficiente de Poisson  $\nu=0.15$ .

**Tabla 2.2.** Factores de influencia  $I_z$  (Berardi y Lancellotta, 1991)

H/B	L/B					
	1	2	3	5	10	Circular
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

Los autores consideran una profundidad de influencia  $z_{25}$ , bajo el nivel de cimentación, tal que el asiento residual a esa profundidad es el 25% del asiento registrado bajo la zapata, la cual puede considerarse comprendida entre  $0.8B$  y  $1.3B$ .

Berardi y Lancellotta (1991) propusieron un método iterativo para la determinación del módulo de elasticidad del suelo. Para ello, consideran los resultados del ensayo  $SPT$  ( $N$ ) dentro de una zona de influencia igual a la anchura de la zapata y corrigen sus valores con la presión vertical efectiva ( $\sigma$ ) a una profundidad  $B/2$  bajo el nivel de cimentación ( $N'$ ), según la expresión (Berardi y Lancellotta, 1991):

$$N' = \frac{2}{(1 + \sigma)} N \quad [2.26]$$

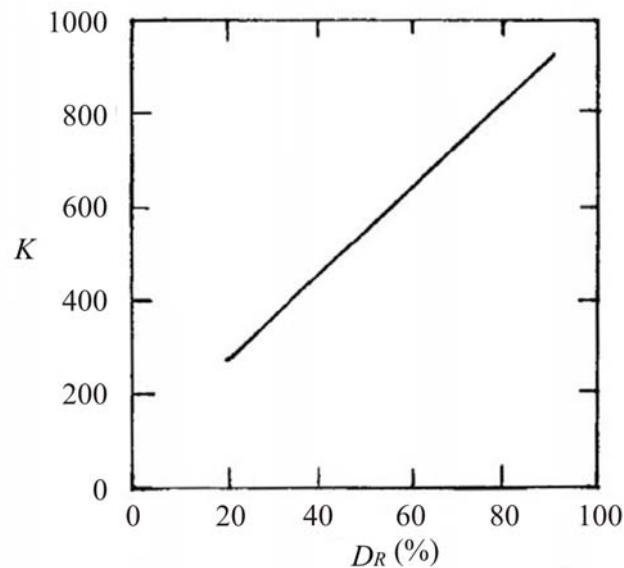
Posteriormente, se estima la densidad relativa del suelo ( $D_R$  en %), como el grado de compactación del mismo referido a sus estados más compacto y más suelto, obtenidos en condiciones de laboratorio. Matemáticamente, se puede calcular a través de la siguiente ecuación [2.27], en función de los pesos específicos máximo ( $\gamma_{máx}$  en  $\text{kN/m}^3$ ), mínimo ( $\gamma_{mín}$  en  $\text{kN/m}^3$ ) y el actual ( $\gamma$  en  $\text{kN/m}^3$ ) del suelo seco:

$$D_R = \frac{\frac{1}{\gamma_{mín}} - \frac{1}{\gamma}}{\frac{1}{\gamma_{mín}} - \frac{1}{\gamma_{máx}}} \cdot 100 \quad [2.27]$$

Berardi y Lancellotta (1991) estimaron el valor de  $D_R$  en función de  $N'$  a través de la siguiente formulación:

$$D_R = \left( \frac{N'}{60} \right)^{0.5} \quad [2.28]$$

A continuación, se analiza el factor adimensional  $K$ . A partir del análisis de 130 estructuras publicadas por Burland y Burbidge (1985), cimentadas principalmente sobre arenas, Berardi y Lancellotta (1991) obtuvieron la variación de  $K$  con respecto a  $D_R$ , para el caso de que  $\delta/B=0.1\%$  y con respecto al nivel de deformaciones (gráfica 2.4).



**Gráfica 2.4.** Factor  $K$  una función de  $D_R$  (Berardi y Lancellotta, 1991)

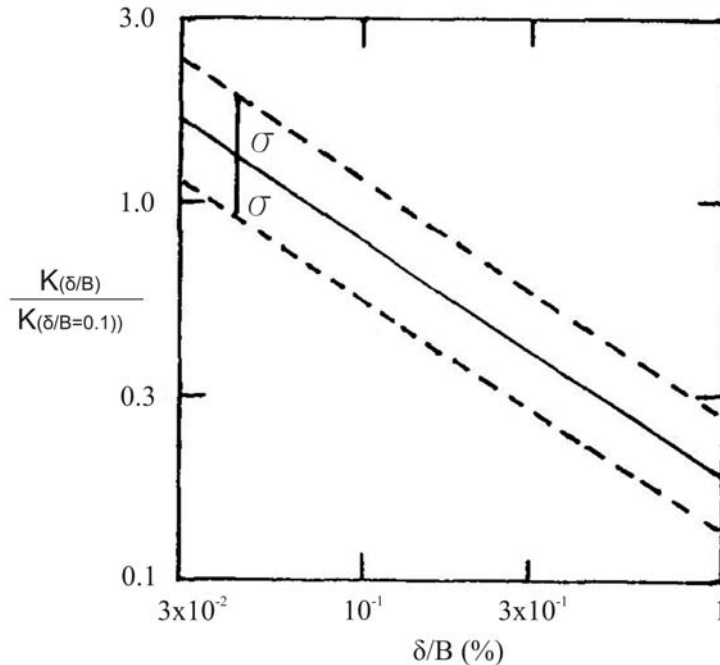
Se analiza la rigidez del suelo ( $E$  en kPa) acorde con:

$$E = KP_a \left( \frac{\sigma + 0.5\Delta\sigma}{P_a} \right)^{0.5} \quad [2.29]$$

donde  $P_a$  es la presión atmosférica (100 kPa) y  $\sigma$ ,  $\Delta\sigma$  son la tensión efectiva y el incremento neto de dicha tensión, debido a la carga de la cimentación respectivamente (en kPa), a una profundidad  $B/2$  bajo el nivel de cimentación (en m).

Con este valor de  $E$ , se calcula el asiento elástico a través de la ecuación [2.25] y se comprueba si se cumple la relación  $\delta/B=0.1\%$ . En caso contrario, se utiliza el

valor de  $\delta/B$  obtenido para corregir, a partir de la gráfica 2.5, el valor K a utilizar, con el que se volverá a repetir todo el proceso de cálculo del asiento elástico, de forma iterativa. El proceso continúa hasta que el valor asumido y calculado de  $\delta$  es el mismo.



**Gráfica 2.5.** Variación de  $\frac{K(\delta/B)}{K(\delta/B=0.1\%)}$  con  $\delta/B$  (Shin y Das, 2011)

Al intentar aproximarnos más a la realidad de una cimentación, se ha de tener en cuenta la propia rigidez del elemento estructural, la cual obliga a todos los puntos bajo ella a descender en función de su propia deformación, con lo que se verá afectada la distribución de tensiones sobre el terreno.

Así Mayne y Poulos (1999) propusieron una fórmula mejorada para calcular el asiento elástico (en mm) producido bajo el centro de una zapata rígida rectangular de dimensiones  $L \times B$ , situada a una determinada profundidad, sobre un suelo cuya rigidez varía linealmente con la profundidad, hasta llegar a un estrato rígido (basándose únicamente en la teoría de la elasticidad):

$$\delta = \frac{qB_e I_s I_G I_p}{E} (1 - \nu^2) \quad [2.30]$$

donde  $q$  es la carga aplicada por unidad de superficie (en kPa),  $B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$  es el diámetro equivalente de la cimentación rectangular (en m),  $L$  es la longitud de la zapata (en m),  $B$  es la anchura de la zapata (en m),  $I_G$  el factor de influencia por la variación del módulo de elasticidad del terreno con la profundidad,  $I_S$  el factor corrector del asiento por la rigidez de la cimentación e  $I_p$  el factor influencia de la profundidad a la que se sitúa el plano de cimentación. Asimismo,  $\nu$  es el coeficiente de Poisson del suelo y  $E$  su modulo de elasticidad al nivel de cimentación (en MPa), evolucionando de forma lineal al aumentar la profundidad.

Sobre suelos arenosos, la expresión anterior resuelve el problema directamente, pues el asiento es predominantemente inmediato. Sin embargo, la exactitud en la estimación de los asientos se encuentra condicionada a que la predicción del módulo de elasticidad del suelo, sea razonablemente buena (Das y Sivakugan, 2007).

Las relaciones para estimar  $I_S$  e  $I_p$  son:

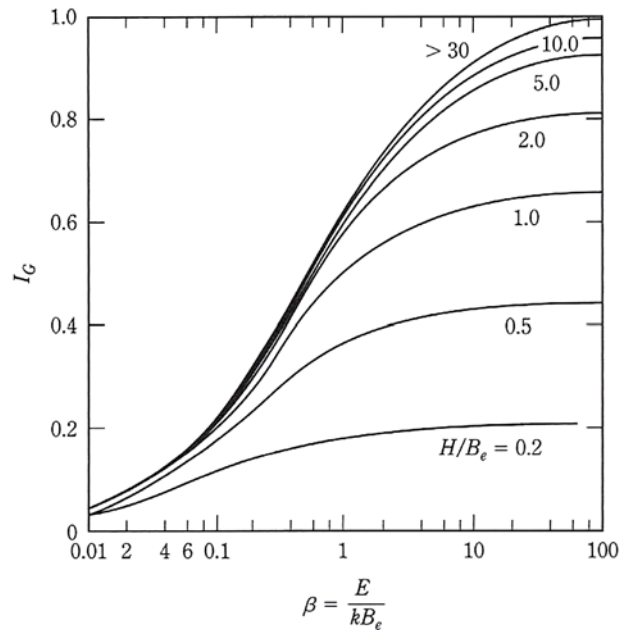
$$I_S = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left( \frac{E_c}{E + \frac{B_e k}{2}} \right) \left( \frac{2h}{B_e} \right)^3} \quad [2.31]$$

$$I_p = 1 - \frac{1}{3.5 \exp(1.22\nu - 0.4) \left[ \left( \frac{B_e}{D} \right) + 1.6 \right]} \quad [2.32]$$

donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del material de la zapata (en MPa),  $h$  es el espesor de la zapata (en m),  $D$  es la profundidad a la que se sitúa en nivel de cimentación (en m) y  $k$  es el aumento en la rigidez del suelo por unidad de profundidad ( $E_z = E + k z$ ) (en MPa/m).

El factor corrector  $I_G$  se recoge en la gráfica 2.6 (Das, 2006), en función de  $\beta = E/kB_e$  y  $H/B_e$ , donde  $H$  representa la profundidad a la que se sitúa el estrato rígido del suelo.





**Gráfica 2.6.** Variación de  $I_G$  con  $\beta$  (Das, 2006)

De una forma más reciente, Lehane y Fahey (2002) presentaron un método para predecir los asientos elásticos de una zapata sobre arenas. Este método tiene en cuenta la dependencia de la rigidez del suelo con respecto a las deformaciones, el nivel de tensiones y la densidad relativa, dentro siempre del campo elástico. Sin embargo los autores adoptaron la simplificación de que la distribución de presiones bajo la cimentación cargada, puede ser obtenida de las ecuaciones de Boussinesq para un semiespacio elástico.

Para ello, se presentan dos aproximaciones, de tipo hiperbólico, a la formulación del comportamiento de la rigidez-deformaciones y rigidez-tensiones movilizadas en el suelo, bajo una carga vertical. La primera de ellas (aproximación  $f$ - $g$ ) fue desarrollada para la predicción de los asientos y muestra la rigidez del suelo en un estado cercano a la rotura.

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1}{3} \left( \frac{\Delta \sigma_d}{G_t} \right) - \left( \frac{\Delta q}{K_t} \right) \quad [2.33]$$

donde  $\varepsilon_v$  son las deformaciones verticales en el suelo de cimentación,  $\sigma_d$  es la tensión desviadora (en kPa), fruto de la diferencia entre la tensión efectiva vertical ( $\sigma_v$ ) y la tensión efectiva horizontal ( $\sigma_h$ ),  $q$  es la presión media efectiva ejercida por la zapata

(en kPa),  $G_t$  es el modulo de elasticidad transversal (en MPa) y  $K_t$  es el módulo de compresibilidad (en MPa).

La segunda aproximación ( $\varepsilon_t$ - $n$ ) representa la variación del módulo de Young con las deformaciones axiales registradas en un ensayo triaxial de laboratorio y permite un mejor control de la distribución de pequeñas deformaciones:

$$\Delta\varepsilon_v = \left( \frac{\Delta\sigma_v}{E_t} \right) - \left( 2 \cdot \nu \cdot \frac{\Delta\sigma_h}{E_t} \right) \quad [2.34]$$

siendo  $\nu$  el coeficiente de Poisson (que varía entre 0.1 y 0.5) y  $E_t$  el módulo de elasticidad tangente (en MPa).

Utilizando la segunda de las aproximaciones para la formulación de la rigidez, los autores propusieron dos ecuaciones para la predicción del asiento bajo el centro de una zapata, en función del índice de sobreconsolidación ( $OCR$ ), obtenido de ensayos del suelo en el laboratorio:

$$\delta = 27000 \left( \frac{q}{E'} \right)^2 B^{0.6} \quad [2.35]$$

representativo de arenas normalmente consolidadas ( $OCR=1$ )

$$\delta = 46000 \left( \frac{q}{E'} \right)^2 B^{0.6} \quad [2.36]$$

representativo de arenas sobreconsolidadas ( $OCR=3$ )

siendo  $q$  la presión aplicada a la cimentación (en kPa),  $B$  es la anchura de la zapata (en m) y  $E'$  es el módulo de elasticidad del suelo (en MPa), modificado según la ecuación [2.37]:

$$E' = \frac{2C_g}{(1+\nu_0)} \cdot \frac{(e_g - e)^2}{(1+e)} \cdot P_a \left[ \frac{\left( \sigma_v + \gamma \cdot \left( \frac{B}{2} \right)^{0.75} + \frac{q}{2} \right)}{P_a} \right]^{0.5} \quad [2.37]$$

donde  $C_g$  una constante dada para suelos granulares,  $e$  es el índice de poros del suelo,  $e_g$  es un valor de referencia del índice de poros (igual a 2.17),  $\nu_o$  es el coeficiente de Poisson para pequeñas deformaciones (igual a 0.1),  $P_a$  es la presión atmosférica (100 kPa),  $\sigma_v$  es la presión vertical efectiva inicial (en kPa) y  $\gamma$  es el peso específico del suelo (en kN/m<sup>3</sup>).

El modelo no lineal generado para la predicción de los asientos deriva de los incrementos de las tensiones verticales ( $\sigma_v$ ) y horizontales ( $\sigma_h$ ) bajo la cimentación, integrando las ecuaciones de Boussinesq para un semiespacio elástico e isotrópico y asumiendo que la presión aplicada por la cimentación ( $q$ ), es uniforme. Esta simplificación se basa en la relativa independencia que presenta la distribución de las tensiones verticales, con respecto a las propiedades del suelo.

Los resultados de los asientos estimados a partir de las formulaciones propuestas, se compararon con los resultados obtenidos del análisis no lineal de elementos finitos de la cimentación, así como, con los resultados obtenidos de diversos ensayos de laboratorio sobre dos tipos distintos de arenas.

Para el análisis de elementos finitos, se consideró la primera de las aproximaciones hiperbólicas de la rigidez del suelo. No se contemplaron deformaciones plásticas, dando los cálculos por concluidos, cuando las tensiones en un determinado punto del modelo alcanzaron un nivel máximo preestablecido.

El coeficiente de Poisson se considero constante e igual a 0.4, ya que los datos extraídos de los ensayos de laboratorio sugieren que este valor puede ser considerado como un valor medio, dentro de la zona de cimentación, para un estado normal de carga.

El modelo propuesto asume que el asiento de una cimentación rígida puede ser estimado multiplicando el asiento calculado en el centro de un área cargada, por un factor de 0.8.

A pesar de la simplificación, los autores concluyeron que el método permite predecir la repuestas de asientos obtenidas por los modelos de elementos finitos más sofisticados, incorporando la dependencia de la rigidez con respecto al nivel de tensiones y de deformaciones experimentadas.

Por otra parte, establecieron que la nueva formulación proporciona una buena estimación de los asientos para los casos en los que se pueda determinar la rigidez vertical del suelo a través de un ensayo de compresión triaxial.

## 2.2.- NORMATIVA APLICABLE AL CÁLCULO DE CIMENTACIONES

### 2.2.1.- Código Técnico de Edificación CTE-2006

Atendiendo al documento básico, sobre seguridad estructural en cimentaciones DB-SE-C, se tiene que:

- El subapartado 2.2.1 establece que: *“Para el dimensionado de la cimentación se distinguirá entre estados límite últimos, asociados con el colapso total o parcial del terreno o con el fallo estructural de la cimentación, y los estados límite de servicio, asociados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio”*.
- En este sentido, el subapartado 3.2.2, establece: *“Debe considerarse como estado límite de servicio, las deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones”*.
- El apartado 4.1 sobre definiciones y tipologías, recoge: *“Una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal”*. Añade: *“Las cimentaciones directas se emplearán para transmitir al terreno las cargas de uno o varios pilares de la estructura”*. Asimismo: *“Cuando las condiciones lo permitan se emplearán cimentaciones directas, que habitualmente, pero no siempre, se construyen a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas cimentaciones superficiales”*. *“Los tipos principales de cimientos directos y su utilización más usual se recogen en la tabla 4.1.”*, entre los que se encuentra la zapata aislada.
- El subapartado 4.1.1 sobre zapatas aisladas, propone: *“Cuando el terreno sea firme y competente, se pueda cimentar con una presión media alta y se esperen asientos pequeños o moderados, la cimentación normal de los pilares de un edificio estará basada en zapatas individuales o aisladas”*. *“En general, las zapatas interiores serán de planta cuadrada, tanto por su facilidad constructiva como por la sencillez del modo estructural de trabajo. Sin embargo, podrá convenir diseñar zapatas de planta rectangular o con otra forma, en caso de que existan momentos flectores en una dirección o los pilares sean de sección rectangular”*. *“Desde el punto de vista estructural se tendrán en cuenta las prescripciones de la instrucción EHE, y se considerarán estructuralmente rígidas las zapatas cuyo vuelo  $v$ , en la dirección principal de*

mayor vuelo, sea menor o igual que dos veces el canto  $m$  ( $v \leq 2 \cdot h$ ). Las zapatas se considerarán flexibles en caso contrario ( $v > 2 \cdot h$ )”.

- Sobre el asiento de las cimentaciones directas, el apartado 4.4, recoge: “La estimación de los asientos producidos por una cimentación directa requiere generalmente la determinación de la distribución de presiones verticales originadas por las cargas en el terreno, lo que podrá llevarse a cabo mediante el empleo de formulaciones elásticas”. Continúa, diciendo: “En general se podrá suponer que la zona de interés a efectos de cálculo de asientos, se circunscribe a una profundidad tal, que el incremento de presión vertical originado en el terreno será menor del 10% de la presión vertical neta transmitida por la cimentación”. “Este criterio suele dar lugar a que, el citado límite de interés en el terreno, tenga una profundidad aproximada de  $2B$ , siendo  $B$  el ancho o dimensión menor en planta de la cimentación correspondiente”.

Respecto a la interacción suelo-estructura, el anexo E.1 establece que: “En el caso de una zapata infinitamente rígida, apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal y sobre la que se aplica una presión uniforme, la distribución del asiento estará, evidentemente, condicionada por la rigidez del cimiento. Así, bajo los extremos de la zapata, el asiento será mayor que el correspondiente a una zapata flexible, mientras que en el centro, el asiento será menor.

Con respecto a la influencia del tamaño de la cimentación, el anexo E.4.2 propone: “El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación”. “El lugar geométrico del espacio de suelo definido en el apartado anterior se denomina habitualmente “bulbo de tensiones”. Continúa, diciendo: “El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables, aunque en general debe comprobarse”. “Las observaciones anteriores indican

*que, a igualdad del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada”.*

- El apartado F.1.2.2, relativo a la estimación del asiento en suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%, propone: *“Se puede utilizar la expresión de Burland y Burbidge, basada directamente en los resultados obtenidos en el ensayo SPT o deducidos de ensayos de penetración a través de correlaciones debidamente contrastadas.*

$$\delta = f_l \cdot f_s \cdot q \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

*siendo  $\delta$  el asiento medio al final de la construcción, en mm.*

En este método ya se ha descrito en profundidad en el subapartado 2.1.2.1. Para el caso de suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%, el apartado F.1.2.3 establece: *“En este tipo de suelos los resultados de los ensayos de penetración pueden estar sujetos a incertidumbres por lo que a los efectos de este DB se recomienda que la estimación de asientos en estos casos se realice siguiendo formulaciones elásticas”.*

### **2.3.- ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN SUELO SOMETIDO A LA ACCIÓN DE UNA ZAPATA**

Se puede considerar que para los niveles de tensiones que se producen en una cimentación, la hipótesis de una repuesta de carácter lineal no es en absoluto exacta. En gran medida esto se debe a factores como la incertidumbre asociada a la determinación del valor de la rigidez del terreno de cimentación utilizado, los efectos de la interacción suelo-estructura en las deformaciones relativas entre ambos elementos, así como al hecho de que la base del cimiento se sitúe a una determinada profundidad en el suelo.

Esto lleva a la necesidad de redefinir los criterios clásicos sobre el comportamiento del suelo, para llegar a obtener unos resultados más ajustados a la realidad.

Si analizamos el comportamiento de un suelo, podemos encontrarnos con no linealidades que pueden ser de dos tipos: comportamiento elástico no lineal y

comportamiento plástico. En el elástico no lineal, la relación entre la carga aplicada y la deformación obtenida, no es lineal y por tanto, el diagrama de tensión-deformación no es una recta, sino una curva, que puede responder a diferentes ecuaciones. Sin embargo, cuando cesa la carga actuante, la deformación no es permanente y el material vuelve a su estado inicial. En cambio, en el comportamiento plástico, las deformaciones que se alcanzan después de descargar el material, son permanentes.

Cualquier material elastoplástico, entre los que se encuentra el suelo, se comporta de forma elástica cuando las tensiones a las que se le somete son bajas. Sin embargo, a partir de un determinado nivel de tensiones, el material comienza a deformarse elastoplásticamente y deja de responder de forma lineal al incremento de las tensiones aplicadas.

Cuando un material es sometido a una tensión en un solo eje, es sencillo hallar el nivel del mismo que lo hace entrar en plasticidad, por comparación de dicha tensión, con el límite elástico del material. Sin embargo, si están actuando tensiones en varios ejes, el nivel de tensión que produce la entrada en plasticidad en una determinada dirección, se ve afectado por las tensiones que puedan existir en otras direcciones. Por tanto, se requiere un criterio para definir la combinación de tensiones multiaxiales que provoca la entrada en plasticidad del material. Este criterio es el llamado *criterio de plastificación*. Una vez conocido el estado de tensión y el criterio de plastificación a aplicar, se podrá determinar si se desarrollan o no deformaciones plásticas.

Por otra parte, una combinación de tensiones multiaxiales actuando sobre un material, se pueden asimilar a un único valor de tensión uniaxial, que se podría comparar directamente con el límite elástico. El valor de dicha tensión uniaxial que provoca un estado de resistencia idéntico al que provoca el conjunto de tensiones multiaxiales, se define como *tensión equivalente*.

En el espacio de tensiones, el cual es un espacio vectorial real de dimensión nueve, cuyas coordenadas son las componentes del tensor de tensiones en una base dada, cada punto representa un estado tensional para el material.

Cuando este material es isótropo, su tensor de tensiones se convierte en simétrico y además, al no haber direcciones preferenciales, la dimensión del espacio de tensiones puede reducirse a tres. Se trata del espacio de tensiones principales

porque en los ejes de coordenadas se representan los autovalores ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) (Blangino, 2008).

Dado que los autovalores del tensor de tensiones son invariantes por cambio del sistema de coordenadas cartesianas ortogonales, también lo serán las funciones de ellos (simétricas en  $\sigma_i$  en el sentido de que los valores de  $\sigma_i$  son intercambiables). Por tanto, podemos establecer los siguientes invariantes (Blangino, 2008):

$$\begin{aligned} I_1 &= Tr(\sigma) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ J_2 &= -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) \\ J_3 &= \det(\sigma) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \end{aligned} \quad [2.38]$$

donde  $Tr$  indica la traza del vector y  $det$ , su determinante.

A partir de los anteriores invariantes, podemos obtener los siguientes invariantes (Prat y col., 2007):

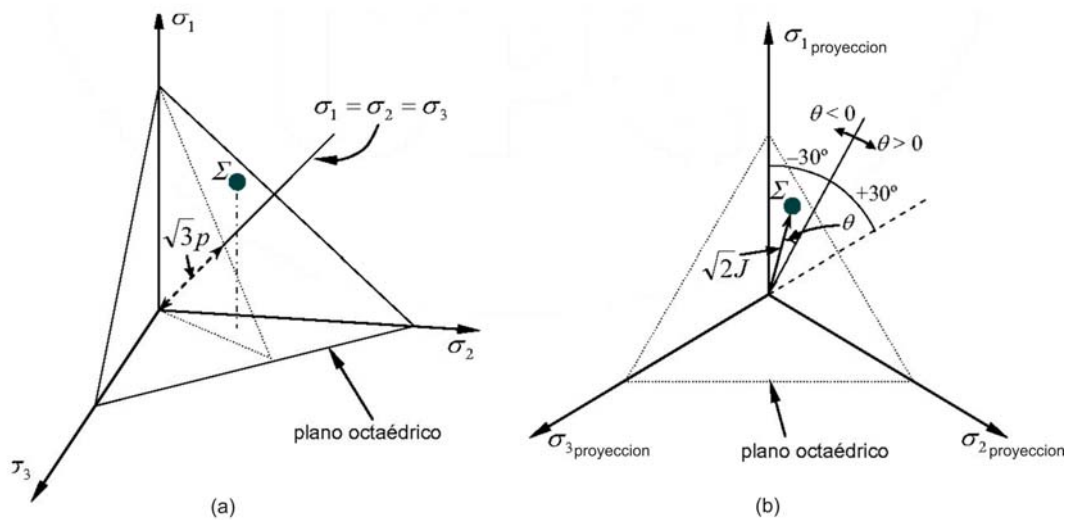
$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{3}I_1 = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \\ J &= \sqrt{J_2} \\ \theta &= -\frac{1}{3} \operatorname{sen}^{-1} \left[ \frac{3\sqrt{3} \cdot J_3}{2 \cdot J^3} \right] \end{aligned} \quad [2.39]$$

El invariante ( $I_1$ ) del tensor de tensiones es una medida de la presión de confinamiento y la raíz cuadrada del segundo invariante ( $J_2$ ) del tensor de tensiones en el plano octaédrico, es una medida de las tensiones tangenciales en un estado de tensión tridimensional (Blangino, 2008). El invariante ( $\theta$ ) se denomina *ángulo de Lode* y puede adoptar valores comprendidos entre  $-30^\circ$  y  $30^\circ$  ( $-\pi/6$  y  $\pi/6$  rad). Suponiendo que las tensiones principales están ordenadas de forma que  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ , tenemos que  $\sigma_1 = \sigma_2$  para  $\theta = 30^\circ$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3$  para  $\theta = -30^\circ$  y  $\sigma_2 > (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  para  $\theta = 0^\circ$ .

Si nos referimos al espacio de tensiones principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), dado un estado tensional definido por un punto determinado ( $\Sigma$ ), los invariante definidos por las ecuaciones [2.39], tienen la siguiente interpretación geométrica (Prat y col., 2007) (ver figura 2.2 (a) y (b)):



- $\sqrt{3}p$  representa la distancia del origen de coordenadas al plano octaédrico que contiene  $\Sigma$  (figura 2.2 (a)).
- Se proyecta el espacio de tensiones principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) sobre el plano octaédrico (figura 2.2 (b)), estableciéndose que la distancia existente entre  $\Sigma$  y la proyección del origen de coordenadas, sobre dicho plano, es  $\sqrt{2}J$ .
- La interpretación geométrica del ángulo de Lode puede verse en la figura 2.2 (b).



**Figura 2.2.** Plano octaédrico (a) y proyección sobre el mismo (b) (Prat y col., 2007)

En este espacio de tensiones principales, la tensión equivalente antes referida, se define como:

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad [2.40]$$

Cuando  $\sigma_e$  es mayor que el límite elástico del material, se produce la plastificación.

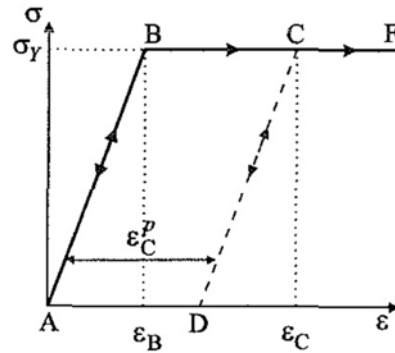
De los modelos que se han desarrollado para definir el criterio de plastificación en los suelos, se van a destacar dos: Mohr-Coulomb (Coulomb lo propuso en 1773, aunque Mohr lo estudió más tarde en 1900) y Drucker-Prager (1952), porque son los más utilizados para materiales friccionables como hormigón y suelos (Ti y col.,

2009). Además Drucker-Prager (1952) es el criterio que se encuentra preprogramado en ANSYS para resolución de materiales elastoplásticos (Moaveni, 2008).

Criterio de Mohr-Coulomb (M-C): Se trata de un criterio elástico-perfectamente plástico de gran utilización para la simulación de materiales granulares, por lo que su uso se considera muy adecuado para la representación del terreno (Ti y col., 2009). Este criterio considera que mientras que el esfuerzo no provoca que la tensión llegue a alcanzar el valor de plastificación ( $\sigma_Y$ ), el suelo se comporta de manera elástica lineal (segmento AB de la figura 2.3), con dos parámetros principales, derivados de la ley de Hook, que definen el comportamiento del suelo, que son el módulo de elasticidad ( $E$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Cuando en estas condiciones se descarga el suelo, este vuelve a su estado original no deformado, sin deformaciones permanentes (Potts y Zdravkovic, 1999).

Más allá de este límite elástico, el suelo se convierte en plástico y ya no existe una relación lineal entre la tensión y la deformación. La tensión en el suelo se mantiene constante e igual a la tensión de plastificación. Existen dos parámetros que van a definir el criterio de plastificación, que son la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ). Si en estas condiciones de plasticidad el suelo es descargado, este se vuelve elástico y la curva de tensión-deformación sigue un camino paralelo al elástico (segmento CD de la figura 2.3). Cuando se descarga hasta que el esfuerzo axial es cero (punto D), queda una deformación permanente en el suelo, equivalente a la deformación plástica experimentada ( $\epsilon_C^P$ ). Por tanto, el suelo no vuelve a su forma original, si no que sufre una deformación permanente (Potts y Zdravkovic, 1999).

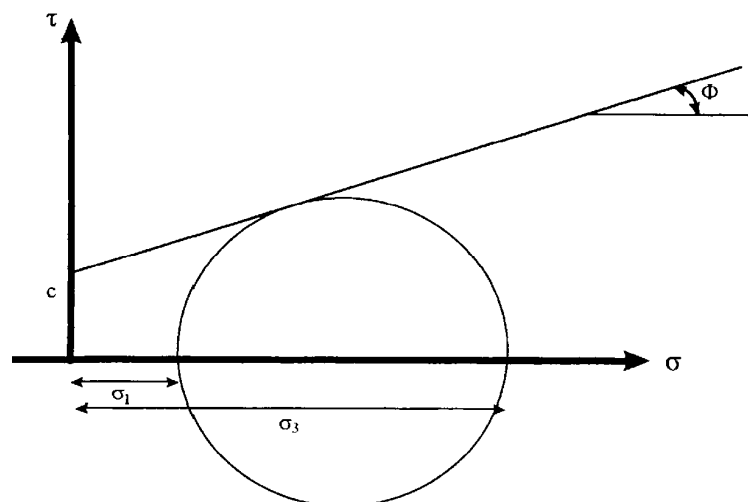
La figura 2.3 representa el proceso descrito anteriormente.



**Figura 2.3.** Carga uniaxial de un material elástico perfectamente plástico (Potts y Zdravkovic, 1999)

El criterio límite para estos materiales lo explica Coulomb como  $\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$ . Esta ecuación mide la resistencia a tensiones tangenciales del suelo ( $\tau$ ), que dependerá del valor de la cohesión del material ( $c$ ) y de su ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), afectado por la compresión a que esta sometido ( $\sigma$ ). La representación gráfica en dos dimensiones de esta ecuación, es una línea recta.

La figura 2.4 muestra que cuando el círculo de Mohr que representa las tensiones a que esta sometido el material en un punto cualquiera, corta esta línea, se habrá superado la resistencia a tensiones tangenciales del mismo, y el material se plastifica.

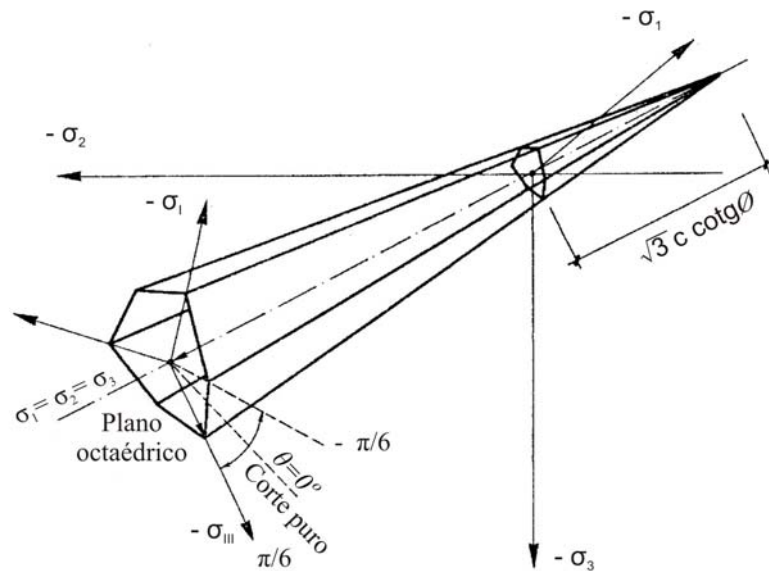


**Figura 2.4.** Círculo de Mohr

Si trasladamos el problema al espacio de tensiones principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), a partir de la relación anterior, se deduce la expresión correspondiente a la combinación de tensiones que produce la entrada en plasticidad del material.

$$\sigma_3 - \sigma_1 + (\sigma_3 + \sigma_1) \cdot \text{sen} \phi = 2 \cdot c \cdot \text{cos} \phi \quad [2.41]$$

En esta situación, la recta se convertirá en una superficie, de modo que cuando la combinación de tensiones aplicadas al cuerpo determine un punto fuera de esta superficie, el material entrará en plasticidad. En este criterio, la superficie límite es una pirámide de base hexagonal, representada en la figura 2.5.



**Figura 2.5.** Superficie límite del criterio de Mohr-Coulomb (Prat y col., 2007)

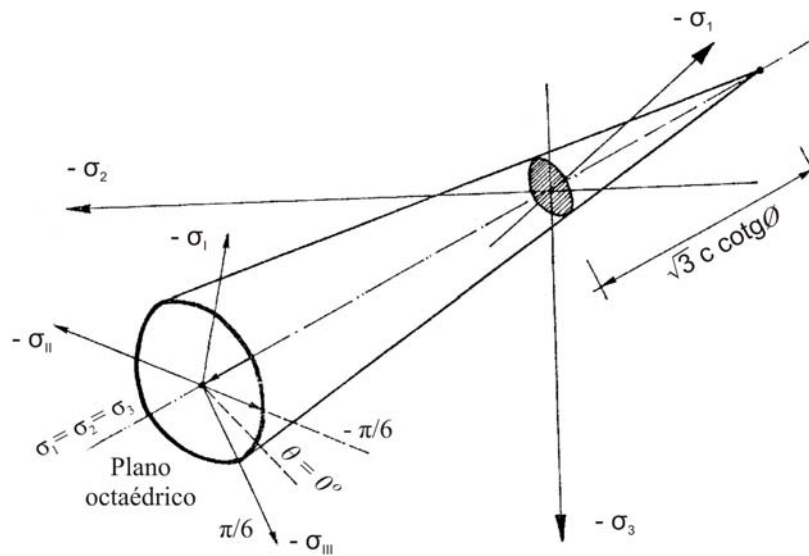
Criterio de Drucker-Prager (D-P) (1952): El criterio de M-C es una buena aproximación al comportamiento del suelo y su simplicidad hace que esté ampliamente extendido (Loukidis y col., 2008). El inconveniente más remarcable sería la presencia de esquinas en la superficie de rotura, es decir, incorpora singularidades que pueden resultar problemáticas para el cálculo, en el caso tridimensional (Blangino, 2008).

Estas esquinas son las que evita precisamente el criterio de D-P (1952), el cual aproxima la pirámide de M-C por medio de un cono con criterios más ajustados al comportamiento de los suelos. El modelo de D-P (1952), por tanto, puede considerarse como una generalización suavizada de la superficie de plastificación

ofrecida por M-C, aunque es importante identificar de forma correcta las condiciones que se utilizan para determinar los parámetros constantes del material.

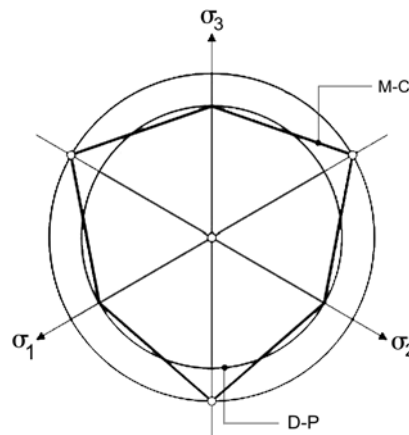
Este modelo es independiente del tercer invariante (ángulo de Lode) y por tanto, las secciones de la superficie de plastificación sobre el plano octaédrico, son círculos (Prat y col., 2007). A su vez, también son importantes los valores del ángulo de rozamiento interno y de cohesión para determinar la superficie límite de plasticidad.

La figura 2.6 muestra cómo en este caso, la superficie límite es un cono con eje  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .



**Figura 2.6.** Superficie límite del criterio Drucker-Prager (1952) (Prat y col., 2007)

La figura 2.7 muestra la representación de los dos tipos de superficies límite sobre el plano octaédrico.

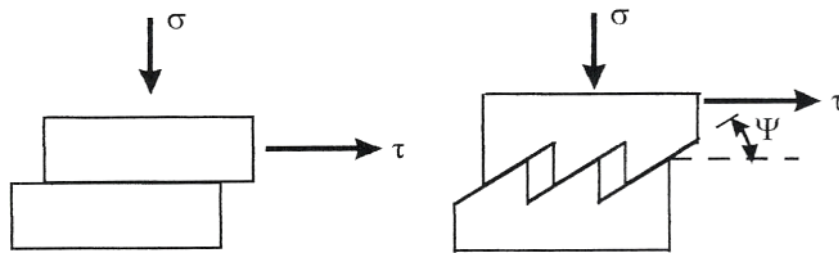


**Figura 2.7.** Proyección de ambas superficies sobre el plano octaédrico (Prat y col., 2007)

Lo que aporta este criterio como concepto importante es que la deformación plástica debe estar acompañada de un incremento de volumen. Esta propiedad se conoce como *dilatancia* (Oka y col., 2002).

Si sometemos un material fino a un esfuerzo cortante, el rozamiento interno se manifiesta cuando unas partículas se desplazan sobre otras, pero no hay variación de volumen. En cambio, en un material granular, tipo grava, con granos perfectamente definidos, al desplazarse unas partículas sobre otras, han de subir por encima de ellas, con lo que habrá una variación de volumen.

El ángulo de dilatancia ( $\psi$ ) se expresa como la relación entre la proporción de deformación volumétrica y la proporción de deformación cortante. Así, por ejemplo, una forma sencilla de entender la relación entre los ángulos de rozamiento interno y de dilatancia, es hacer uso de una analogía física como es el modelo de dientes de sierra de la figura 2.8:



**Figura 2.8.** Analogía física de la dilatancia

Uno de los bloques desliza sobre el otro, sobre su cara plana, con un ángulo de rozamiento interno sobre el plano igual a  $\phi$ , (el coeficiente de fricción será la  $\tan \phi$ ).

La proporción de tensión cortante con respecto a la normal será  $\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi$ .

Ahora, si se considera el deslizamiento sobre una superficie rugosa, representado por dientes de sierra de ángulo  $\psi$  con la horizontal, con el mismo ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) que actúa sobre el diente de sierra, la relación entre la tensión normal y de corte puede llamarse  $\tan \phi'$ , donde  $\phi'$  es el ángulo de rozamiento observado. Fácilmente puede demostrarse que:

$$\frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi' = \tan(\phi + \psi) \quad [2.42]$$

Por tanto,  $\phi' = \phi + \psi$ , es decir, el ángulo de rozamiento observado es igual al ángulo de rozamiento a volumen constante más el ángulo de dilatancia.

Mientras que el ángulo de rozamiento a volumen constante es una variable intrínseca del suelo, que depende sólo de su mineralogía, de la forma y de otras propiedades inherentes, independientes del confinamiento o nivel de tensiones alcanzado, el ángulo de dilatancia es una variable de estado del suelo, dependiente de la densidad relativa del mismo y del estado de tensiones a que está sometido. Un aumento en la densidad relativa y una disminución del grado de confinamiento y de la tensión a que está sometido, hace que el ángulo de dilatancia aumente, y por tanto, que aumente el valor del ángulo de rozamiento observado. Por tanto la superficie de fallo es no lineal (Lee y col., 2005).

Por otra parte, en plasticidad se establece el concepto de *regla de flujo*, la cual prescribe la dirección de las deformaciones plásticas, cuando se produce la plastificación. Es decir, define como se desarrollan las componentes de las deformaciones plásticas individuales ( $\epsilon_x^{pl}$ ,  $\epsilon_y^{pl}$ ,  $\epsilon_z^{pl}$ ) durante la plastificación. Normalmente las deformaciones plásticas se desarrollan en una dirección perpendicular a la superficie de plastificación y en ese caso, la regla de flujo se denomina *asociativa*. En estos casos se hace coincidir  $\phi$  con  $\psi$ . En cambio, si se emplea alguna otra regla de flujo diferente, se denomina *no asociativa*.

Por último, se denomina *regla de endurecimiento*, a la forma en que el criterio de plastificación inicial cambia, al aplicar tensiones progresivas, una vez superado el límite elástico.

En ANSYS, se puede trabajar con dos reglas de endurecimiento:

- *endurecimiento isotrópico*, que establece que la superficie de plastificación se expande en tamaño (uniformemente en todas direcciones según Von Mises), según la cantidad de trabajo plástico realizado sobre el material. El límite elástico va cambiando de forma que, en un estado de cargas sucesivas, el límite elástico en un momento dado será igual a la tensión equivalente más alta obtenida durante cualquiera de los estados de carga anteriores.
- *endurecimiento cinemático*, que asume que la superficie de plastificación permanece constante en tamaño, pero se traslada en la dirección de la plastificación.

Por tanto la tensión que produce plastificación, en la dirección opuesta a la carga, es menor. Un material inicialmente isotrópico, dejará de serlo tras la

plastificación. El límite elástico en compresión, después de haber alcanzado plastificación por tracción, disminuirá tanto como se haya sobrepasado el límite elástico en el esfuerzo de tracción, mientras que el límite elástico en tracción aumenta.

### **2.3.1.- Modelos de comportamiento del suelo basados en el MEF**

En la bibliografía consultada se encuentran numerosas referencias dedicadas a la modelización de cimentaciones aisladas superficiales y al comportamiento del suelo subyacente, los cuales resultan de gran interés.

Así, Bose y Das (1997) realizaron un análisis de elementos finitos del suelo de carácter no lineal en dos dimensiones, para tratar de investigar la distribución de tensiones y la relación carga-asiento en cimentaciones circulares rígidas y flexibles, cargadas uniformemente. Las cimentaciones flexibles quedaron representadas, aplicando las cargas directamente sobre la superficie del suelo, mientras que las zapatas rígidas se modelaron a través de elementos viga, lo que implica igual asiento vertical para todos los puntos del suelo bajo la misma. En este caso no se simularon elementos de contacto con el suelo.

Los autores consideraron la no linealidad de la curva tensión-deformación del suelo, adoptando un criterio de comportamiento elástico de tipo hiperbólico, en el que la rigidez del suelo es una función del nivel de tensiones alcanzadas y un criterio de plastificación elástico-perfectamente plástico de Mohr-Coulomb.

Con este modelo se simularon diversos ensayos de campo de cimentaciones sobre dos tipos diferentes de suelos arenosos, concluyendo que los valores de los asientos, obtenidos a través del análisis numérico de elementos finitos, se ajustan muy bien a las observaciones experimentales.

Asimismo, establecieron que la rigidez de la zapata influye en la distribución de las tensiones en el suelo hasta una profundidad de 2 ó 3 veces el radio de la carga. Esto permite predecir la distribución de la presión de contacto y las deformaciones de una zapata rígida en un rango de comportamiento no lineal del terreno de cimentación.

Años después, Lee y col. (2005) establecieron una relación entre los factores  $N_\gamma$  y  $N_q$ , presentes en la formulación de cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones circulares, sobre una masa de suelo granular, relacionando sus resultados con los datos de resistencia de cono ( $q_c$ ) extraídos de ensayos *CPT*.



Para ello, los autores realizaron una serie de análisis 3D no lineales de elementos finitos, correspondientes a zapatas circulares cargadas de forma vertical y centrada, situadas en la superficie de un suelo arenoso.

El modelo de comportamiento utilizado para el suelo, presenta una relación tensión-deformación de carácter hiperbólico [2.43], el cual considera la no linealidad de la rigidez del mismo, como una función de la tensión registrada.

$$\frac{G_t}{G_0} = \left[ 1 - f \left( \frac{\tau - \tau_0}{\tau_{\max} - \tau_0} \right)^g \right] \left( \frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{oct0}} \right)^{ng} \quad [2.43]$$

donde  $G_t$  y  $G_0$  son el módulo de elasticidad transversal actual y el inicial del suelo, respectivamente (en MPa),  $f$  y  $g$  son parámetros materiales en función de la densidad relativa del suelo ( $D_R$ ), la cual describe el grado de compactación del mismo referido a sus estados más compacto y más suelto, obtenidos en condiciones de laboratorio. Estos parámetros representan la tasa de disminución de  $G_t$  con respecto a  $G_0$  en función de  $\tau$  y  $\sigma_{oct}$  respectivamente.

Los parámetros  $\tau$ ,  $\tau_0$  y  $\tau_{\max}$  son las tensiones tangenciales actuales, inicial y máxima, respectivamente (en kPa),  $\sigma_{oct}$  y  $\sigma_{oct0}$  son las tensiones actuales e iniciales sobre el plano octaédrico (en kPa) y  $ng$  es una variable intrínseca del suelo que representa la dependencia de  $\tau$  con respecto al confinamiento del suelo.

El valor de  $G_0$ , puede ser evaluado a través de ecuaciones empíricas, ensayos de campo o ensayos de laboratorio del suelo.

De esta forma los autores pudieron analizar la influencia que presenta, sobre los resultados finales, el tamaño de la zapata, el valor de la sobrecarga, las tensiones iniciales y la no linealidad de la respuesta tensión-deformación.

Para describir la respuesta del terreno frente al fallo, se adoptó el criterio de plasticidad de *Drucker-Prager Extendido*, el cual contempla una elasticidad de carácter no lineal, interior a la superficie de plastificación, así como, la no linealidad de la propia superficie de plastificación, reflejando la influencia del esfuerzo tangencial, en el estado del suelo. Este criterio de plastificación viene dado por:

$$\sqrt{J_{2\max}} - \alpha I_1 - \kappa = 0 \quad [2.44]$$

donde  $I_1$  y  $J_2$  corresponden al primer y segundo invariante del tensor de tensiones y  $\alpha$ ,  $\kappa$  son los factores de Drucker-Prager para el ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y la cohesión del terreno ( $c$ ). Para arenas,  $c$  y  $\kappa$  son nulos y  $\alpha$  viene dado por:

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \operatorname{sen} \phi)} \quad [2.45]$$

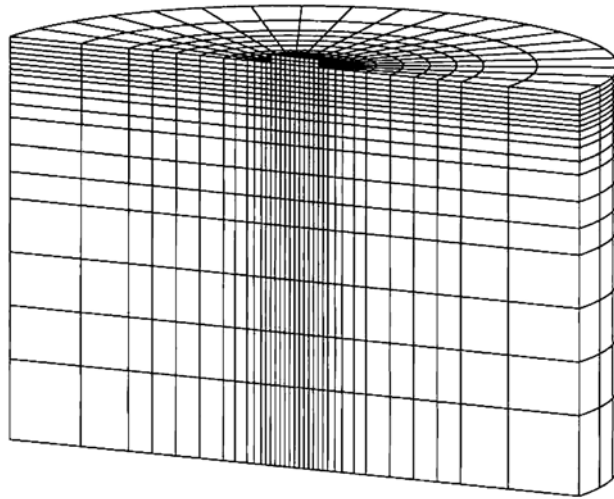
Puesto que el criterio de plasticidad de Drucker-Prager, con una regla de flujo asociada, causa grandes deformaciones debido al elevado valor de la dilatancia, se adopta una regla de flujo no asociada, respondiendo el ángulo de rozamiento observado ( $\phi'$  en grados), a la expresión:

$$\phi' = \phi + 0.8 \cdot \psi \quad [2.46]$$

siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno máximo (en grados) y  $\psi$  el ángulo de dilatancia (en grados).

Las zapatas se modelaron como un material elástico, con una rigidez mucho mayor que la del suelo y se incluyeron elementos de interacción entre el suelo y las zapatas, con un coeficiente de rozamiento de 0.7 (correspondiente a un ángulo de rozamiento suelo-zapata de  $35^\circ$ ).

Tanto el suelo, como las zapatas se mallaron utilizando elementos axil-simétricos tridimensionales de ocho nodos, con un tamaño progresivamente mayor, conforme aumenta la distancia al centro. El modelo de suelo utilizado presenta unas dimensiones de 12 m en la dirección horizontal y de 15 m en la dirección vertical, medidos desde el centro de la base de la zapata (figura 2.9).



**Figura 2.9.** Modelo de elementos finitos (Lee y col., 2005)

Para verificar este modelo, se simularon 5 ensayos de carga, desarrollados previamente en campo con motivo de la celebración de la Conferencia sobre asientos organizada por la *American Society of Civil Engineering (ASCE)* en 1994.

Este modelo se aplicó para 3 tamaños distintos de zapatas (1, 2 y 3 m), sobre un suelo con 4 valores diferentes de densidad relativa ( $D_R= 30\%$ ,  $50\%$ ,  $70\%$  y  $90\%$ ) y 3 valores distintos del coeficiente de empuje lateral ( $K_0= 0.45$ ,  $0.7$  y  $1$ ), correspondiente a cada uno de los tamaños de zapata.

La carga sobre la zapata fue aplicada de tal manera, que se mantuvo constante, a lo largo de todo el estudio, la presión transmitida sobre los elementos del suelo en contacto con la zapata. Se ensayaron 4 valores distintos de presión de contacto para cada caso ( $q= 0$ ,  $20$ ,  $40$  y  $60$  kPa).

Los resultados de carga-asiento se normalizaron con los valores medios de la resistencia de cono ( $q_c$ ), obtenidos dentro de la zona de influencia de la zapata, la cual corresponde con una profundidad en el suelo, igual a su diámetro.

Como conclusión, los autores establecieron la importancia, que sobre la capacidad de carga normalizada, tienen el tamaño de la zapata y la densidad relativa, cuyo efecto varía según el valor alcanzado del coeficiente de empuje activo del terreno lateral a la zapata. Así el valor de la capacidad de carga aumenta con la disminución de la densidad relativa, lo cual hace aumentar el efecto del coeficiente de empuje activo del terreno. Por último, para un valor dado de la sobrecarga sobre el suelo, las zapatas mayores, tendrán una mayor capacidad de carga, concluyendo los

autores, que los resultados esperados de este estudio son conservativos, para el rango de profundidades de cimentación normalmente utilizadas.

Kelln y col. (2008) establecieron un esquema de solución del tipo Newton–Raphson para la resolución de modelos de un suelo elasto–viscoplástico a través de un programa de elementos finitos.

Estos autores calcularon, de forma iterativa, las deformaciones del suelo usando las presiones y los estados volumétricos del mismo y asignaron incrementos de tiempo para cada iteración en el proceso de cálculo desarrollado, de forma que la suma de las distintas soluciones se añade al de los diferentes incrementos de tiempo, para cada paso de carga. La correcta definición de estos incrementos de tiempo utilizados en el cálculo iterativo de los cambios de presiones registradas en el suelo, se configura como una condición indispensable para alcanzar una solución exacta.

La suma de estos tiempos de iteración será igual al incremento total de tiempo contemplado en cada paso de carga, siempre que se acumulen las distintas presiones que actúan sobre el modelo.

Los autores emplearon un algoritmo modificado de Euler con control de errores, para integrar de forma exacta la ley de comportamiento elasto-viscoplástica a lo largo del proceso de incrementos de deformaciones. Este proceso de control de errores va a disminuir eficazmente la dependencia de la solución alcanzada, con respecto al tamaño del incremento de tiempo considerado.

El esquema de solución propuesto fue verificado por medio de su contraste con las soluciones numéricas obtenidas de ensayos triaxiales drenados y no drenados y por medio de su aplicación a problemas de valor límite, en simulaciones de zapatas rígidas sin interacción suelo-zapata.

Eid y col. (2009) realizaron una serie de pruebas de laboratorio para estudiar el comportamiento de las cimentaciones superficiales, dispuestas sobre arena sobre un lecho de roca, debido al confinamiento lateral y (o) vertical, utilizando para ello, modelos físicos que simulan las cimentaciones construidas, rodeadas por muros de tablestacas para retener los lados de una excavación de arena.

Los autores estudiaron la influencia que los distintos tipos de confinamiento, tienen sobre el asiento, tanto de forma separada, como de forma conjunta.

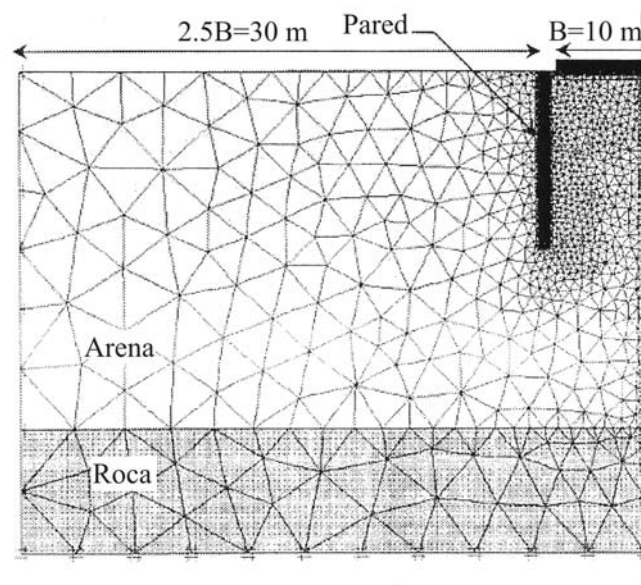
Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo utilizando un modelo de zapata cuadrada de 12 cm de lado rodeada por paredes rígidas de acero de 14.4 cm de base y con diferentes profundidades de enclavamiento, sobre una arena de playa de tres

densidades distintas. El suelo está clasificado como una arena uniforme pobremente graduada (*SP*), de acuerdo con el *United Soil Classification System* (*ASTM 2006*). Bajo la arena se situó una capa rígida rugosa de roca caliza, la cual fue previamente compactada. Todo el sistema se dispuso en el interior de un tanque cuadrado de cristal de 80 cm de lado.

De forma paralela, los autores realizaron un análisis tridimensional de elementos finitos de una zapata cuadrada cargada de forma vertical y axial sobre una arena confinada, con el objetivo de verificar los resultados obtenidos de las pruebas con el modelo físico desarrollado en el laboratorio, e inferir el comportamiento de cimentaciones a escala completa.

Para ello, se modeló una zapata de 10 m de lado y 1 m de espesor, dispuesta sobre la superficie del suelo y rodeada por paredes rígidas de 12 m de anchura y 0.8 m de espesor.

El mallado del modelo del suelo se realizó de forma libre con elementos hexaédricos isoparamétricos de 15 nodos para la arena y las rocas, mientras que la cimentación y las paredes de confinamiento, se mallaron a través de elementos placa triangulares con 6 nodos. La figura 2.10 muestra el esquema de mallado.



**Figura 2.10.** Mallado de los elementos finitos utilizados (Eid y col., 2009)

La cimentación, las paredes y las rocas fueron consideradas como un material elástico lineal, con unas superficies de contacto con el suelo de tipo rugoso, por lo que no se establece ningún tipo de deslizamiento en la superficie de contacto con el

suelo. La arena fue modelada con un comportamiento elástoplástico con endurecimiento de deformaciones tras la plastificación.

Basándose en los resultados obtenidos, los autores concluyeron que el confinamiento del suelo induce un aumento de la capacidad de carga del mismo. Sin embargo esta mejora es poco sensible a la profundidad de cimentación.

Por otra parte, los autores establecieron que el incremento en la capacidad de carga debido a la existencia de una capa rígida bajo el suelo arenoso, disminuye cuando el estrato rígido excede un determinado valor crítico de profundidad y es independiente del valor del cociente entre la profundidad de la pared de confinamiento y la anchura de la zapata. Este valor aumenta con el aumento de la densidad relativa del suelo.

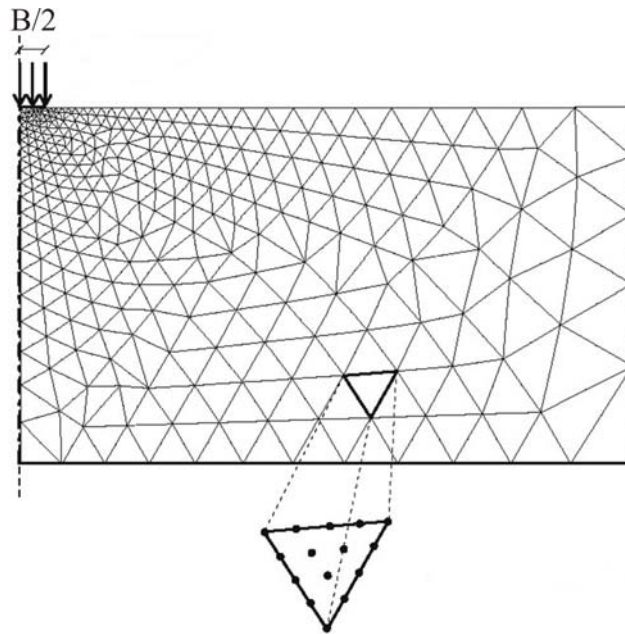
Por último, utilizaron una serie de gráficos, para inferir que la capacidad de carga de una zapata confinada, puede ser calculada en función de la que tendría la misma zapata dispuesta sobre un suelo extendido y sin ningún tipo de confinamiento, en virtud del valor de la densidad relativa del suelo, del cociente entre la profundidad de la pared de confinamiento y la anchura de la zapata y en función de la profundidad del estrato rígido.

De forma complementaria a lo anteriormente expuesto, los autores dedujeron la disminución de la relación entre el asiento experimentado por una zapata confinada y el que se obtendría en una disposición superficial sobre arena extensa, frente al valor del cociente entre la profundidad de la pared y la anchura de la zapata y frente a la profundidad a la que se sitúa el estrato duro.

Loukidis y Salgado (2009) utilizaron en su trabajo el método de elementos finitos para determinar la capacidad de carga vertical de una zapata continua y otra circular sobre la superficie de un suelo arenoso. Los autores consideraron el suelo como una capa uniforme de arena, en cuya superficie se situó la cimentación.

Para ello, generaron un modelo bidimensional de elementos finitos para el suelo, el cual simula un comportamiento elástico-perfectamente plástico de Mohr-Coulomb. Las esquinas que presenta la superficie límite de este criterio de comportamiento, en el plano octaédrico, fueron redondeadas en una amplitud de  $\theta = \pm 1^\circ$  (en términos del ángulo de Lode), alrededor de las esquinas de la superficie de plastificación de Mohr-Coulomb. Igualmente el vértice de la pirámide, fue redondeado utilizando una aproximación hiperbólica, de forma que dicho vértice pasa por el origen del espacio de tensiones.

Se diseñó un patrón de mallado de tipo libre, con elementos triangulares de 15 nodos y con un tamaño menor en el entorno próximo a la zapata. La figura 2.11 muestra los elementos de mallado utilizados en el análisis de elementos finitos.



**Figura 2.11.** Modelo de elementos finitos mallado (Loukidis y Salgado, 2009)

Este tipo de mallado permite un mejor acuerdo y un mejor refinamiento de los elementos bajo las singularidades que suponen las esquinas de la zapata, lo que es crucial para la predicción de las cargas de colapso. Los elementos de deformación plana utilizados en los modelos con zapatas continuas y los axiles simétricos utilizados en los modelos con zapatas circulares, poseen 12 y 16 puntos de Gauss, respectivamente.

Por su parte, la cimentación se modeló como elemento viga de 1m de diámetro o de anchura. Se estableció el mismo desplazamiento vertical en todos sus nodos y se anuló cualquier desplazamiento en la dirección horizontal, de que la zapata se consideró como rígida y rugosa. Al estar predeterminados los desplazamientos de los nodos, la carga de la zapata se obtuvo como suma de las reacciones en los mismos.

Igualmente, los límites laterales del modelo del suelo presentaron una coacción al desplazamiento horizontal, mientras que en la base del modelo la coacción al desplazamiento fue, tanto vertical, como horizontal.

No se dispusieron elementos de interacción entre el suelo y la zapata, por lo que ambos permanecieron unidos, desarrollándose cualquier fenómeno de

desplazamiento, dentro del seno del suelo. El efecto de la presencia de suelo relleno, rodeando a la zapata, fue recogido a través de una sobrecarga sobre la superficie del suelo, al nivel de cimentación.

Mediante la utilización de reglas de flujo asociada y no asociada, se desarrolló el estudio del efecto de la dilatancia en la capacidad de carga. Se utilizó el esquema original de solución de Newton-Raphson para los casos de regla de flujo asociada, mientras que para el caso de regla de flujo no asociada, se utilizó un esquema de solución de Newton-Raphson modificado, siendo siempre la matriz de rigidez global, la matriz de rigidez elástica. Esto se debe a que la matriz de rigidez elastoplástica está mal condicionada con reglas de flujo con un alto grado de no asociatividad, impidiendo al sistema alcanzar una solución.

Los resultados de carga-asiento obtenidos fueron contrastados con los calculados a través de diversas formulaciones ampliamente utilizadas en el diseño de cimentaciones, concluyendo que la simulación por elementos finitos arroja resultados de capacidad de carga en consonancia con los obtenidos por otros métodos de carácter analítico.

Asimismo, los autores concluyeron que el efecto de la regla de flujo utilizada en el modelo, es un factor importante cuando se pretender predecir la capacidad de carga de modelos de cimentaciones, en las que se han utilizado valores reales del ángulo de rozamiento interno y de la dilatancia. La utilización de una regla de flujo asociada en los cálculos de la capacidad de carga, lleva a resultados inferiores a los medidos en la realidad.

Por último, se propusieron una serie de ecuaciones mejoradas para el cálculo de los factores adimensionales, presentes en la formulación de la capacidad de carga en zapatas corridas, correspondientes al valor de la sobrecarga sobre el terreno ( $N_q$ ) y al peso específico del mismo ( $N_\gamma$ ). El análisis de estos factores se presentó en función de los valores reales del ángulo de rozamiento interno y de la dilatancia de las arenas. Igualmente se propusieron nuevas formulaciones basadas en los resultados de los análisis de elementos finitos, para el cálculo de los factores de corrección por la forma de la cimentación ( $s_q$  y  $s_\gamma$ ), en el caso de cimentaciones circulares.

Basado en los resultados obtenidos, los autores examinaron la validez de los factores  $N_\gamma$  y  $s_\gamma$  utilizados en la práctica, proponiendo una relación para determinar los valores de ángulo de rozamiento apropiados, para utilizarlos en las formulaciones de calculo de dicha capacidad de carga (Loukidis y Salgado, 2011).



## 2.4.- CONCLUSION A LOS ANTECEDENTES

Tras el análisis de los antecedentes en torno al tema de este trabajo, se pueden establecer una serie de conclusiones:

1. Ni Schmertmann (1978), ni Kulhawy y Mayne (1990) establecen una correlación adecuada entre la rigidez del terreno y los resultados de estos ensayos de penetración *in-situ*, lo que introduce una cierta incertidumbre en el cálculo del valor del asiento a través de las formulaciones del método elástico.
2. Tanto Berardi y Lancellotta (1991), como Mayne y Poulos (1999) utilizan los métodos clásicos basados en la Teoría de la Elasticidad para el cálculo del valor del asiento sobre materiales granulares, corrigiendo sus resultados a través de una serie de factores correctores, establecidos experimentalmente, que resultan difíciles de extrapolar a otras condiciones y tipos de suelos.
3. Lehane y Fahey (2002) establecen una nueva formulación para estimar los asientos elásticos de zapatas sobre arenas. Sin embargo, su aplicabilidad práctica se encuentra limitada, ya que es necesario realizar una serie de ensayos previos de laboratorio, para determinar los parámetros geotécnicos del suelo requeridos por el método.
4. Por otra parte, tanto el modelo de elementos finitos propuesto por Bose y Das (1997), como el de Eid y col. (2009) y el de Loukidis y Salgado (2009) considera el cimiento como un elemento viga, simulando su rigidez a través de la imposición del mismo desplazamiento vertical para todos sus puntos. Esto no permite analizar la influencia de la geometría de la zapata en lo que se refiere a su tamaño o relación vuelo/canto, predeterminando así su comportamiento.
5. En todos los modelos consultados en los que se simula el cimiento, este se dispone en la superficie del suelo, por lo que no se considera la influencia del terreno a los lados de la zapata. Esto hace que el estudio de la interacción suelo-cimiento, sea incompleto.
6. Tan sólo el modelo propuesto por Lee y col. (2005) refleja la no linealidad del comportamiento del suelo y la debida a la interacción con la zapata. Sin embargo estos autores utilizan elementos cuadráticos 3D de orden inferior (con 8 nodos), lo que implica una pérdida de exactitud de los resultados bajo las singularidades que representan los bordes de la zapata.

7. Todos los métodos analizados para el cálculo de zapatas sobre arenas presentan una considerable dificultad para la estimación de la rigidez del suelo y de la razón de sobreconsolidación (*OCR*), como consecuencia de que no es posible realizar ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas en este tipo de suelos. Por ello los valores utilizados de estos parámetros se obtienen a partir de correlaciones con los resultados de diversos ensayos de campo, dando lugar a errores de cierta magnitud en la estimación de los asientos.

En la actualidad se dispone de herramientas de cálculo por ordenador que permiten abordar el estudio del comportamiento no lineal de una cimentación superficial dispuesta sobre un suelo elastoplástico, fruto de la interacción suelo-estructura. Estas herramientas van a proporcionar resultados de asientos más ajustados a la realidad, que se pueden contrastar con los obtenidos a través de los métodos de cálculo convencionales. En concreto, el programa comercial *ANSYS* permite desarrollar modelos de cimentaciones que pueden ser aplicados por cualquier profesional, sin necesidad de que conozca el método de elementos finitos.

**CAPÍTULO III:  
OBJETIVOS**

### CAPITULO III

#### OBJETIVOS

Conforme a las conclusiones extraídas de las investigaciones previas en el ámbito del análisis de cimentaciones y la creciente utilización del *MEF* para el cálculo de numerosas aplicaciones en la ingeniería geotécnica, se plantea el siguiente objetivo principal:

- Obtener una nueva expresión algebraica, fácil de aplicar y basada en el MEF, que permita estimar el asiento elástico en el centro de la base de una zapata cuadrada cargada de forma axial, vertical y centrada y dispuesta sobre una arena drenada.

Para la consecución de este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos parciales:

1. Desarrollar un modelo 3D no lineal de elementos finitos que permita el estudio de la respuesta de los suelos y de la zapata en su conjunto, bajo cargas externas, verticales y centradas, cuidando siempre del cumplimiento de la normativa vigente.
2. Calibrar y contrastar el modelo generado a través de los resultados de asientos obtenidos en ensayos reales de cimentaciones.
3. Analizar el efecto de la profundidad de cimentación, la anchura de zapata, la rigidez equivalente del suelo al nivel de cimentación, el coeficiente de Poisson y el incremento neto de la presión efectiva, sobre los valores del asiento elástico.
4. De este análisis se pretende obtener una expresión algebraica que permita estimar el asiento elástico de zapatas cuadradas, sometidas a una carga centrada sobre arenas.
5. Validar la nueva formulación propuesta, contrastando los resultados de asientos obtenidos a través de la misma, con los medidos en ensayos reales de cimentaciones en campo, así como, con los estimados a través de otros métodos analíticos, normalmente utilizados en el diseño de cimentaciones.

**CAPÍTULO IV:  
MATERIALES Y MÉTODOS**

## CAPITULO IV

### MATERIALES Y METODOS

De cara a alcanzar los objetivos planteados, se han utilizado una serie de instrumentos y se ha seguido una metodología de trabajo, que a continuación se reseña.

#### 4.1.-MATERIALES

El programa de Elementos Finitos utilizado en este trabajo es el *ANSYS*, versión 10.0. Este programa se trata de un paquete de modelos de elementos finitos de propósito general, para resolver numéricamente, una amplia variedad de problemas mecánicos. Estos problemas incluyen: análisis estructural estático o dinámico (tanto lineal, como no lineal), transferencia de calor, problemas de fluidos, así como, problemas de acústica y electromagnetismo.

El programa se estructura en tres partes: Preproceso, Solución y Postproceso:

- En el preproceso (*/PRED*) se define el problema. Se genera la geometría del modelo (áreas, volúmenes y puntos clave), los tipos de elementos a utilizar y sus propiedades, tanto de carácter geométrico, como materiales y los mallados de líneas, áreas y volúmenes necesarios.

La cantidad de detalle requerido, dependerá de si el estudio se realiza en una, dos ó tres dimensiones o si se trata de un caso axil simétrico.

- En la fase de solución (*/SOLU*) se establecen las coacciones al modelo (traslacional o rotacional) y las cargas (puntuales o en forma de presión), se eligen los criterios necesarios para alcanzar la convergencia de la solución y se ejecuta el programa.
- En el postproceso (*/POST*) se listan o se representan las variables de resultados. Entre los resultados, se pueden consultar la lista de desplazamientos de los nodos, las fuerzas y momentos en los elementos, representación de deformaciones y diagramas de las curvas de nivel de tensiones.

En este tipo de programa resulta esencial la potencia del procesador utilizado, sobre todo, si se maneja un mallado fino o se analizan modelos no lineales. Así, un aumento en el número de nodos utilizados, lleva a una solución más exacta a costa de un incremento en el tiempo de cálculo por parte del ordenador. De aquí la

importancia de disminuir el tamaño de la malla sólo en aquellas zonas donde interese una mayor exactitud en la solución (Potts y Zdravkovic, 1999).

De igual forma, el análisis de modelos no lineales de elementos finitos supone tener que realizar un gran número de iteraciones de Newton-Raphson, lo que hace necesario contar con una determinada capacidad de cálculo del procesador utilizado.

#### 4.2.- EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Este método surgió y se desarrolló en la industria aeroespacial durante la segunda mitad del pasado siglo. A partir de su desarrollo inicial, la mayoría de los conocimientos básicos para la programación de elementos finitos, provienen de la obra traducida al castellano: "*El método de los elementos finitos*" (Zienkiewicz, 1977).

Posteriormente, se han sucedido otras que han servido para el desarrollo en profundidad del método, como la de Argüelles: "*Fundamentos de elasticidad y su programación por elementos finitos*" (Argüelles, 1992), en la que se describen las seis etapas para la determinación de la matriz de rigidez de un elemento y el posterior ensamblaje, o más recientemente, y de un modo más específico: "*Finite element analysis in geotechnical engineering*" (Potts y Zdravkovic, 1999), donde se establecen las directrices generales para la aplicación del método a los problemas de ingeniería geotécnica. Estos autores sostienen que a pesar de que el *MEF* ha sido ampliamente utilizado en muchos campos de la ingeniería práctica durante más de treinta años, su utilización en el campo del análisis de problemas geotécnicos es relativamente reciente.

Por último, Moaveni (2008) recoge en su obra "*Finite element analysis: theory and application with ANSYS*" los fundamentos teóricos para la creación de diseños y modelos a través del programa *ANSYS*, apoyándose en ejemplos prácticos. Asimismo, establece las bases para la optimización del diseño generado y su programación paramétrica.

Desde el punto de vista de la aplicación práctica de este método, el objeto de estudio se discretiza con unos elementos independientes y unidos entre sí a través de sus nodos, en los que se establecen las leyes de comportamiento de los materiales y acciones de todo tipo.

Respecto al criterio de comportamiento aplicado a los materiales, este método presenta la dificultad de que ninguno de los modelos del suelo disponibles en la

actualidad reproducen todos los aspectos del comportamiento de los materiales, lo que obliga a seleccionar los parámetros del suelo que mejor definen tal comportamiento (rigidez, dilatación, anisotropía, etc.) y evaluar su disponibilidad. Este último aspecto limita el uso de determinados modelos sofisticados del suelo, ya que no resultan fáciles de establecer a partir de los datos disponibles de pruebas de laboratorio o ensayos de campo (Potts y Zdravkovic, 1999).

La correcta definición de los tipos de elementos utilizados en el modelo y de los grados de libertad asociados a cada nodo, va a permitir que la discretización (y por tanto el método de elementos finitos) sea aplicable a cualquier geometría del objeto estudiado y a cualquier sistema de cargas al que se encuentre sometido.

Por cada elemento finito generado, se establece una matriz de rigidez que relaciona las fuerzas con las deformaciones. A continuación se ensamblan todas las matrices elementales en una matriz de rigidez total de la estructura, estableciendo las condiciones de continuidad de las deformaciones y de equilibrio en los nodos.

A partir de esta matriz de rigidez total, se genera un sistema de ecuaciones lineales. Sin embargo, al tratar de ajustar a la realidad el comportamiento del modelo de cimentación generado, hemos de considerar la introducción de una serie de no linealidades, que son (Peña, 2001):

- No linealidad debida al material. El suelo es un material elastoplástico, por lo que es preciso introducir criterios de plasticidad en su comportamiento. En nuestro caso trabajaremos con el criterio elástico-perfectamente plástico de Drucker-Prager (1952).
- No linealidad debida a la interacción entre diferentes materiales. Se considera que el terreno y el hormigón son dos materiales en contacto, con una interacción entre ellos.

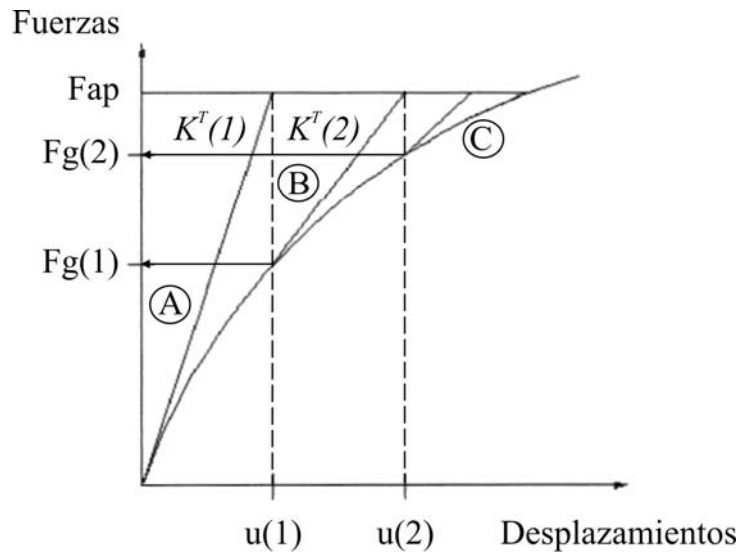
Se genera, por tanto, un modelo de comportamiento no lineal, el cual no puede ser analizado utilizando los métodos de resolución de ecuaciones lineales. Su resolución implica utilizar una serie de aproximaciones lineales con correcciones, que llamaremos “iteraciones”, en cada una de las cuales, se necesita tener información sobre los desplazamientos y deformaciones plásticas registradas en la iteración anterior, de forma que se puedan calcular las correcciones necesarias para hacer que las cargas obtenidas a través de la resolución del sistema de ecuaciones, converjan con la acción exterior aplicada al sistema.



Para llevar a cabo lo anterior, *ANSYS* utiliza el proceso iterativo de Newton-Raphson, el cual viene descrito por la siguiente ecuación (Peña, 2001):

$$[K^T] \cdot \{\Delta u\} = \{F_{ap}\} - \{F_g(i)\} \quad [4.1]$$

donde  $[K^T]$  es la matriz de rigidez tangente,  $u$  son los desplazamientos,  $F_{ap}$  la fuerza aplicada y  $F_g(i)$  es la carga generada por el nivel de tensiones actual. El sistema de actuación se resume en la figura 4.1, para un solo grado de libertad:



**Figura 4.1.** Sistema de actuación (Peña, 2001)

1. A partir de la fuerza aplicada ( $F_{ap}$ ), se obtiene un desplazamiento  $u(1)$  fruto de la primera iteración realizada con la matriz de rigidez elástica  $K^T(1)$ , según la recta  $A$ . Esta matriz  $K^T(1)$  representa un comportamiento lineal, por lo que la solución es inmediata.
2. Por otra parte, el modelo presenta un comportamiento no lineal, siguiendo la curva representada ( $C$ ), según la cual, y para el nivel de desplazamiento  $u(1)$  detectado, le corresponde un nivel de fuerzas  $F_g(1)$ .
3. Con los datos ( $F_g(1)$ ,  $u(1)$ ) obtenidos se corrige la matriz de rigidez inicial a  $K^T(2)$  (recta  $B$ . Esto es opcional, puede utilizarse siempre la matriz de rigidez elástica inicial, pero la convergencia es más lenta), y se realiza un

nuevo análisis lineal, donde se obtiene que el nuevo desplazamiento, correspondiente a la fuerza aplicada  $F_{ap}$ , es  $u(2)$ .

4. Para este desplazamiento la curva no lineal indica que la carga no es  $F_{ap}$ , sino  $Fg(2)$ , todavía alejada del valor esperado  $F_{ap}$  pero mas cercana que  $Fg(1)$ .
5. Se repite esta rutina hasta que el valor de la diferencia  $F_{ap}-Fg(i)$  sea menor que un criterio dado por el usuario (5% de tolerancia en nuestro caso), por lo que se considera que el análisis ha convergido y se acepta la solución.

De este modo con una sucesión de análisis lineales se llega a alcanzar una solución no lineal.

Como el sistema es no lineal, para poder obtener la convergencia de la solución se ha utilizado el incremento automático de cargas que el propio programa establece, de modo que la carga total no se aplica en tramos iguales.

Cada deformación alcanzada depende del estado de carga previo, es decir, cada porción de carga aplicada producirá resultados diferentes en función del nivel de tensiones que se haya alcanzado con el porcentaje de carga aplicado anteriormente. Por ello, y para facilitar la convergencia, la carga se aplica en pequeños incrementos, analizando los resultados que se van alcanzando en cada paso, para tomarlos como punto de partida en la resolución del próximo paso de carga.

#### 4.3.- LA PLASTICIDAD EN EL PROGRAMA ANSYS

*ANSYS* resuelve los problemas de plasticidad a través de la aplicación de sucesivos pasos de carga, incrementados en pequeñas porciones. Posteriormente y a través de un proceso iterativo de resolución de los sistemas de ecuaciones que gobiernan el comportamiento de los modelos, se llegará a alcanzar la convergencia entre las soluciones así obtenidas, con respecto al valor de la carga aplicada, proceso conocido como Newton-Raphson y que se ha desarrollado en el epígrafe anterior.

Para cada intervalo de carga aplicada, la rutina de cálculo que sigue el programa es (Peña, 2001):

- Primero se computa la tensión asumiendo que no hay deformación plástica. Se denomina tensión de ensayo ( $\sigma_{ensayo}$ ) y se calcula a través de la expresión:

$$\{\sigma_{ensayo}\} = [R] \cdot \left( \{\epsilon_i^{total}\} - \{\epsilon_n^{pl}\} \right) \quad [4.2]$$

donde  $[R]$  representa la matriz elástica tensión-deformación,  $\varepsilon_i^{total}$  es la deformación total, calculada a partir del desplazamiento de los nodos y de la relación tensión-deformación del elemento, y  $\varepsilon_n^{pl}$  es la deformación plástica del estado de carga anterior, ya calculado.

- Se determina la tensión equivalente empleando la tensión de ensayo computada en el epígrafe anterior y el criterio de plastificación.
- Si la tensión equivalente calculada está por debajo del límite plástico actual, el problema esta resuelto, ya que sólo se registran deformaciones elásticas. Si no es así, se determina el incremento de deformación plástica, teniendo en cuenta el criterio de plastificación, la regla de flujo y la regla de endurecimiento.
- Las deformaciones elásticas y plásticas son actualizadas: la deformación plástica actual se computa sumando el incremento de deformación plástica calculado en el apartado anterior, correspondiente al estado de carga actual, con la deformación plástica que se había alcanzado en el anterior estado de carga.

$$\{\varepsilon_i^{pl}\} = \{\varepsilon_n^{pl}\} + \{\Delta\varepsilon_n^{pl}\} \quad [4.3]$$

La deformación elástica ( $\varepsilon_i^{el}$ ) será la deformación total menos la deformación plástica.

$$\{\varepsilon_i^{el}\} = \{\varepsilon_n^{total}\} - \{\varepsilon_i^{pl}\} \quad [4.4]$$

- Por ultimo, se calcula la tensión de ensayo actualizada, a partir de la matriz elástica tensión-deformación y la deformación elástica calculada.

$$\{\sigma_i\} = [R] \cdot \{\varepsilon_i^{el}\} \quad [4.5]$$

Se supone que las deformaciones plásticas se desarrollan instantáneamente, es decir, independientemente del tiempo.

En nuestro caso, por tratarse de un terreno granular, la opción mas adecuada de criterio de comportamiento es el de Drucker-Prager (1952), que es una aproximación al criterio de plasticidad de Morh-Coulomb, pero utilizando como superficie de plasticidad un cono que circunscribe a la pirámide de Morh-Coulomb.

Se trata de una modificación del criterio de plastificación de Von Mises, dependiente de la presión, de forma que un incremento de la presión de confinamiento, produce el correspondiente incremento de la tensión necesaria para alcanzar la plastificación (Peña, 2001). La tensión equivalente ( $\sigma_e$ ) en el criterio de Drucker-Prager (1952) quedaría (Release 10.0. Documentation for ANSYS):

$$\sigma_e = 3 \cdot \eta \cdot \sigma_m + \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \{\sigma_d\}^T \cdot [R] \cdot \{\sigma_d\}} \quad [4.6]$$

donde:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \text{ es la tensión media (en N/m}^2\text{)}$$

$$\{\sigma_d\} = \{\sigma\} - \sigma_m \cdot [111000]^T \text{ es la tensión desviadora (en N/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{2 \cdot \text{sen}\phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen}\phi)} \text{ es una constante del material, dependiente del ángulo de}$$

rozamiento  $\phi$  (en grados)

$$\text{y la matriz } R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

La tensión de plastificación del material, se define como:

$$\sigma_Y = \frac{6 \cdot c \cdot \cos\phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen}\phi)} \quad [4.7]$$

donde  $c$  es el valor de la cohesión.

Cuando la tensión equivalente  $\sigma_e$ , es mayor que  $\sigma_Y$ , tensión de plastificación, el material entra en plasticidad. Si es menor, se comporta siguiendo las leyes de la elasticidad.

Por último, el criterio de plastificación viene dado por:

$$F = 3 \cdot \eta \cdot \sigma_m + \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \{\sigma_d\}^T \cdot [R] \cdot \{\sigma_d\}} - \sigma_Y = 0 \quad [4.8]$$

que representa la superficie de un cono circular que corresponde a la envolvente exterior de la superficie límite hexagonal de Mohr-Coulomb.

Se asume un comportamiento elástico-perfectamente plástico y no hay regla de endurecimiento, por lo que la superficie de plastificación no cambia. Además, se toma en cuenta la expansión volumétrica del material como consecuencia de la plastificación (dilatancia).

**CAPÍTULO V:**  
**DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

## **CAPITULO V**

### **DISEÑO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

#### **5.1.-INTRODUCCION**

Es sabido que los métodos clásicos utilizan una aproximación lejana a la realidad de una cimentación, ya que consideran el suelo como un material elástico y lineal.

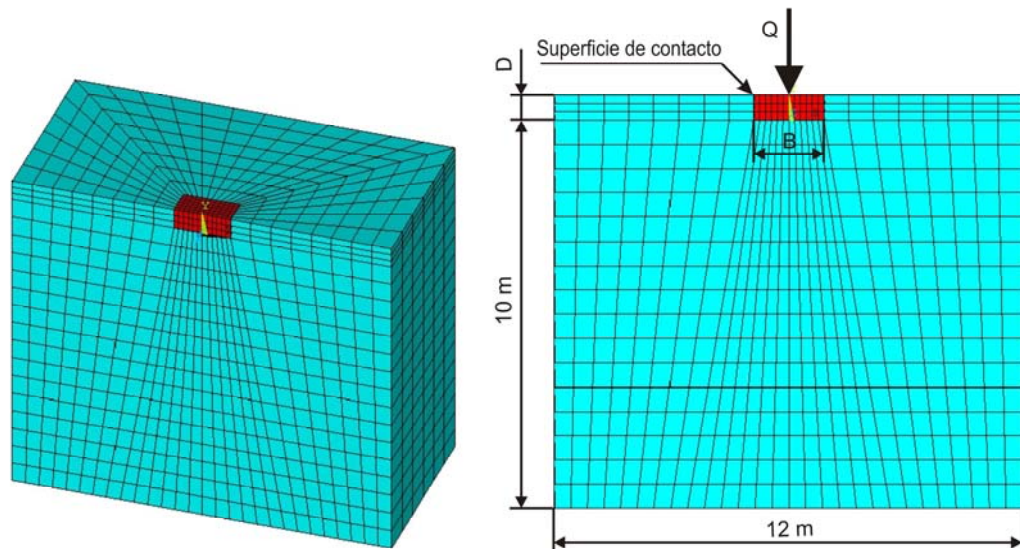
Por tanto, si tratamos de establecer un modelo de elementos finitos que permita acercarnos al estudio del comportamiento real de una cimentación, hemos de tener en cuenta los factores que tienen influencia en el comportamiento del suelo bajo la carga de una zapata, lo que nos lleva a crear modelos no lineales.

#### **5.2.- DESARROLLO Y VERIFICACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

##### **5.2.1- Desarrollo del modelo**

El primer paso para generar el modelo consiste en introducir las características del comportamiento correspondiente tanto al suelo como al hormigón, ya que ambos van a estar en continua interacción y las deformaciones que sufra la zapata van a influir en los resultados de tensiones y asientos sobre el suelo. Asimismo, se ha de tener en cuenta el peso propio de ambos materiales.

La figura 5.1 muestra un modelo 3D de elementos finitos de un suelo arenoso sometido a las sollicitaciones que le transmiten, por una parte, una zapata cuadrada de 1.8 m de longitud cargada de forma axial, vertical y centrada, situada en su superficie, y por otra, al peso de la capa de terreno que rodea al cimiento y con la misma altura que este. Los límites laterales e inferior del suelo-modelo se encuentran localizados a 6 m horizontalmente y 10 m verticalmente desde el centro de la base de la zapata, lo que asegura que estén lo suficientemente alejados de la cimentación para que los bulbos de tensiones generados por la aplicación de las cargas de la zapata, no los intercepten.



**Figura 5.1.** Mallado del modelo de elementos finitos

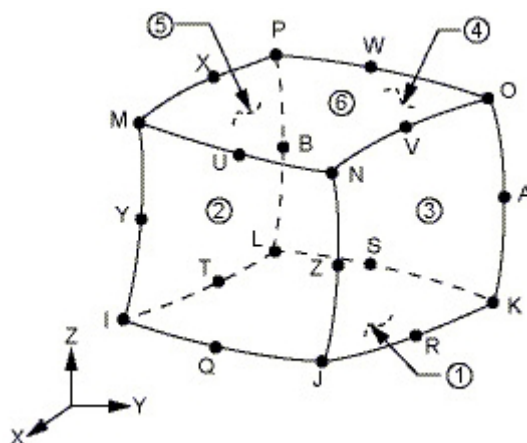
La zapata se ha considerado como rígida y rugosa, como es lo frecuente en la realidad y ha sido modelada como elástica, con una rigidez mucho mayor que la del suelo (rigidez de la zapata  $[E_c]=3.10^7$  kN/m<sup>2</sup>, peso específico unitario del hormigón  $[\gamma_c]=25$  kN/m<sup>3</sup>, coeficiente de Poisson del hormigón  $[\nu_c]=0.2$ ) y con una altura igual a la del terreno que la rodea, por lo que queda enrasada con la superficie libre del mismo. Esto hace que la zapata quede dispuesta a una determinada profundidad de cimentación dentro del suelo-modelo, ya que es sabido que si se coloca sobre la superficie libre del terreno, situación poco real, se producirán elevaciones del mismo bajo el perímetro del cimiento, lo que conlleva a la obtención de resultados anómalos en estos puntos. Sobre la superficie superior de la zapata se ha generado, de forma centrada, un cuadrado de 0.3 m de lado que simula la sección de unión del pilar de carga con la zapata. Sobre esta sección se han aplicado las solicitaciones a la misma.

Tanto la zapata, como el suelo, se han modelado utilizando el elemento estructural *SOLID95*, que es un elemento sólido cuadrático 3D, de 20 nodos y tres grados de libertad en cada nodo (traslaciones de cada nodo en las tres direcciones del espacio). Este elemento constituye la versión de orden superior (con nodos intermedios en sus aristas) del elemento estructural *SOLID45*, el cual presenta 8 nodos, con la ventaja añadida, respecto a este último, de ser más compatible con las formas irregulares del modelo, lo que implica una menor pérdida de exactitud en los resultados. Ambos representan los elementos sólidos cuadráticos, de carácter



estructural isotrópico, disponibles en *ANSYS*, para el análisis estructural (Release 10.0. Documentation for *ANSYS*).

La geometría, localización de los nodos y sistema de coordenadas para el *SOLID95*, se recogen en la figura 5.2.



**Figura 5.2.** Geometría del *SOLID95* (Release 10.0. Documentation for *ANSYS*)

Superponiendo determinados nodos entre sí, de los que configuran el *SOLID95* (nodos K-L-S, A-B y M-N-O-P-U-V-W-X), este puede transformarse en un elemento sólido tetraédrico de 10 nodos, similar al elemento sólido estructural *SOLID92*. El problema que surge con esta última configuración es que el tamaño del elemento debe ser limitado, para minimizar los gradientes de tensiones en su interior, ya que el tetraedro no es un elemento lineal. Esta configuración es más adecuada para modelar zonas de transición entre diferentes estados de tensión (Release 10.0. Documentation for *ANSYS*).

El mallado en el suelo se ha realizado de forma progresiva, desde los límites del modelo, donde se situaron los elementos de mayor tamaño, con 1 m de longitud, hasta alcanzar el tamaño mínimo de 0.15 m en las zonas en torno a la zapata, donde se requieren los resultados más exactos.

Estas medidas de 1m y 0.15 m, representan los tamaños máximos de los elementos de mallado para los cuales, la exactitud de las soluciones obtenidas no difiere, de forma significativa, con respecto a la que se obtendría con tamaños de mallado inferiores, contribuyendo a su vez, a la reducción del tiempo de cálculo de los modelos planteados.

Por otra parte, la naturaleza simétrica de la cimentación ha llevado a la generación de la mitad del modelo, con un ahorro de recursos de cálculo del ordenador.

En cuanto a las condiciones de contorno, se ha de considerar que el modelo generado no se encuentra aislado en el espacio, sino que reacciona tanto con el resto del terreno que tiene por debajo, como con el que se sitúa a los lados. Por tanto, al aislar el suelo-modelo para su estudio, se ha sustituido el terreno circundante, por las coacciones que le producen al mismo. Así, al considerarse que bajo el suelo existe una capa muy rígida, el desplazamiento vertical del mismo fue nulo, permitiéndose el desplazamiento horizontal, ya que de lo contrario, supondría la existencia de un rozamiento tan elevado, que neutralizaría cualquier tensión en sentido horizontal. Del mismo modo, en las superficies laterales del modelo, se han dispuesto coacciones al movimiento horizontal, aunque el desplazamiento vertical estuviera permitido.

El material que caracteriza al suelo se ha modelado como un material elástico-perfectamente plástico, siguiendo una regla de flujo no asociada y un comportamiento anisótropo, con valores de rigidez variables con la profundidad, siguiendo un criterio de plastificación de Drucker-Prager (1952). Asimismo, el suelo que rodea a la zapata, y que actúa como sobrecarga del mismo, ha mostrado unas propiedades geotécnicas propias de un material poco resistente, derivado de las propiedades del suelo que subyace.

A pesar de que el comportamiento de los suelos no es elástico lineal ni perfectamente plástico, para el rango de cargas aplicado (Ti y col., 2009) y que el valor de la rigidez del mismo va a depender del nivel de tensiones y de deformaciones alcanzadas, en este trabajo se ha considerado el suelo como un material elástico-perfectamente plástico, ya que la no-linealidad que existe en las respuestas carga-asiento obtenidas, no ha sido inducida por el tipo de suelo utilizado, por tratarse de una arena con una compacidad catalogada entre media y densa (Loukidis y col., 2008), lo que ha convertido al criterio de comportamiento de Drucker-Prager (1952), en una opción favorable como modelo del suelo.

Asimismo, en este modelo se han introducido los efectos del rozamiento entre las superficies de la zapata y el suelo. Para simular este rozamiento de carácter rígido-flexible (zapata-suelo), en *ANSYS* se encuentran disponibles unos elementos superficie-superficie, a modo de muelles, de ocho nodos, sin espesor ni rigidez, definidos por los nodos de elementos pertenecientes a ambas áreas, que inicialmente

se encuentran en la misma posición, para que no exista separación entre ellos (Potts y Zdravkovic, 1999).

Estos elementos son el *TARGE170*, bajo la base y alrededor de los laterales de la zapata, y el *CONTA174* sobre la superficie del suelo, en contacto con la zapata, e interactuando con los correspondientes elementos *TARGE* dispuestos sobre ella.

El *CONTA174* constituye el elemento recomendado por *ANSYS* para el análisis del contacto y deslizamiento entre una superficie tridimensional sólida constituida por elementos *TARGE*, y una superficie deformable constituida por este elemento. Se trata de un elemento de orden superior, con nodos intermedios en sus aristas y con las mismas características geométricas que el elemento *SOLID95* con el que está conectado. El *CONTA174*, es un elemento no lineal y, por tanto, requiere un algoritmo de Newton-Raphson para alcanzar una solución, independientemente del tamaño de las deformaciones registradas. Por tanto, estos elementos de rozamiento van a introducir una no linealidad en el comportamiento de la cimentación, teniendo esto gran importancia, cuando las cargas a las que se someta el modelo no sean exclusivamente axiales (Release 10.0. Documentation for *ANSYS*).

Por otra parte, se ha adoptado el elemento *TARGE170*, como elemento recomendado por *ANSYS*, para analizar el contacto con superficies tridimensionales, asociadas a elementos *CONTA*. El *TARGE170* esta constituido por una serie elementos segmentados y está asociado con su correspondiente elemento *CONTA174*, compartiendo con él una misma constante real (Release 10.0. Documentation for *ANSYS*).

El contacto entre ambos tipos de superficies ocurre cuando uno de los elementos *CONTA174*, correspondiente al suelo, penetra en uno de los segmentos de los elementos *TARGE170* dispuestos sobre la superficie de la zapata asociada.

Al realizar un análisis de este contacto por el método de los elementos finitos, se debe seleccionar la rigidez del contacto entre las áreas, pues de lo contrario, las dos áreas penetrarán una dentro de la otra. Esta relación se establece a través de un muelle que se introduce entre las dos áreas de contacto, cuando éste se produce. El muelle se deformará una cantidad tal, que en el equilibrio se cumple que la fuerza aplicada es directamente proporcional, según la rigidez del muelle, a las deformaciones registradas (Peña, 2001).

Idealmente no debe existir penetración, pero esto implicaría que la rigidez de contacto sería muy elevada. Valores altos de la rigidez llevan a un mal

condicionamiento de la matriz de rigidez global así como a dificultades en la convergencia hacia un resultado final. Desde un punto de vista práctico, se necesita que la rigidez sea lo suficientemente baja, para que no existan problemas de convergencia o problemas de una matriz mal condicionada (aquellas que tienen unos términos muy grandes comparados a otros). En el modelo diseñado se han utilizado valores entre 1 y 100 (Peña, 2001).

Por tanto, al aplicar las solicitaciones externas al modelo, los elementos *TARGE170* y el *CONTA174* se acercaran entre ellos venciendo una fuerza en contra, la cual depende de las constantes reales del elemento de rozamiento, y se desplazaran uno sobre el otro, oponiendo cierta resistencia: rozando. En este sentido, los elementos de rozamiento que hay bajo la zapata presentan unos coeficientes de rozamiento distintos a los existentes sobre los laterales de la misma, ya que cambian la orientación y la dirección del rozamiento.

El modelo, en su conjunto, ha sido construido en dos etapas: una que corresponde a la generación del estado inicial y la simulación de la excavación en el suelo, y el otro correspondiente a la ejecución de la zapata y la aplicación de la carga.

El programa que representa el modelo, se recoge en el Anexo I.

## 5.2.2.- Verificación del modelo

### 5.2.2.1.- *Materiales y métodos*

Para verificar la validez del modelo adoptado en este estudio, se ha llevado a cabo el análisis de elementos finitos de cinco de los ensayos reales de cimentaciones desarrollados sobre arenas y gravas y publicados por Burland y Burbidge (1985). Los datos de estos ensayos se reflejan en la tabla 5.1:

**Tabla 5.1.** Análisis de los ensayos de asientos de cimentaciones registrados por Burland y Burbidge (1985)

Ensayo	$B$ (m)	$D$ (m)	$q$ (kPa)	$N$	Compacidad
44/M1	1.2	0.6	150	28	Medio-Densa
44/M3	1.2	0.6	150	45	Densa
44/P1	1.5	0.6	150	35	Densa
44/P2	1.5	0.6	150	50	Densa
58/B	1.5	1.2	77	15	Medio-Densa

donde  $B$  es la longitud de la zapata,  $D$  la profundidad de cimentación,  $q$  el incremento neto de la presión efectiva y  $N$  el valor medio del número de golpes del ensayo  $SPT$ .

La imposibilidad de obtener muestras inalteradas de suelos granulares que permitan la posterior determinación de sus parámetros característicos en el laboratorio, ha llevado a utilizar los resultados de los ensayos de penetración en campo ( $N$ ) publicados por Burland y Burbridge (1985) (tabla 5.1), para clasificar la compacidad del suelo, de acuerdo con el criterio de Terzaghi, Peck y Mesri (1996).

La tabla 5.2 muestra los intervalos de compacidad de las arenas.

**Tabla 5.2.** Compacidad de las arenas (Terzaghi y col., 1996)

Clasificación	Valor $N$ del $SPT$
Muy floja	< 4
Floja	4 - 10
Media	11 - 30
Densa	31 - 50
Muy densa	> 50

Considerando esto, los parámetros de los suelos utilizados por Tiznado y Rodríguez-Roa (2011) en su trabajo, se han utilizado como representativos de una arena de densidad media, mientras que los parámetros utilizados por Al-Shayea y Mohib (2011) se han elegido como representativos de las arenas densas.

La tabla 5.3 muestra los parámetros geotécnicos utilizados en cada tipo de suelo:

**Tabla 5.3.** Parámetros geotécnicos utilizados en cada tipo de suelo

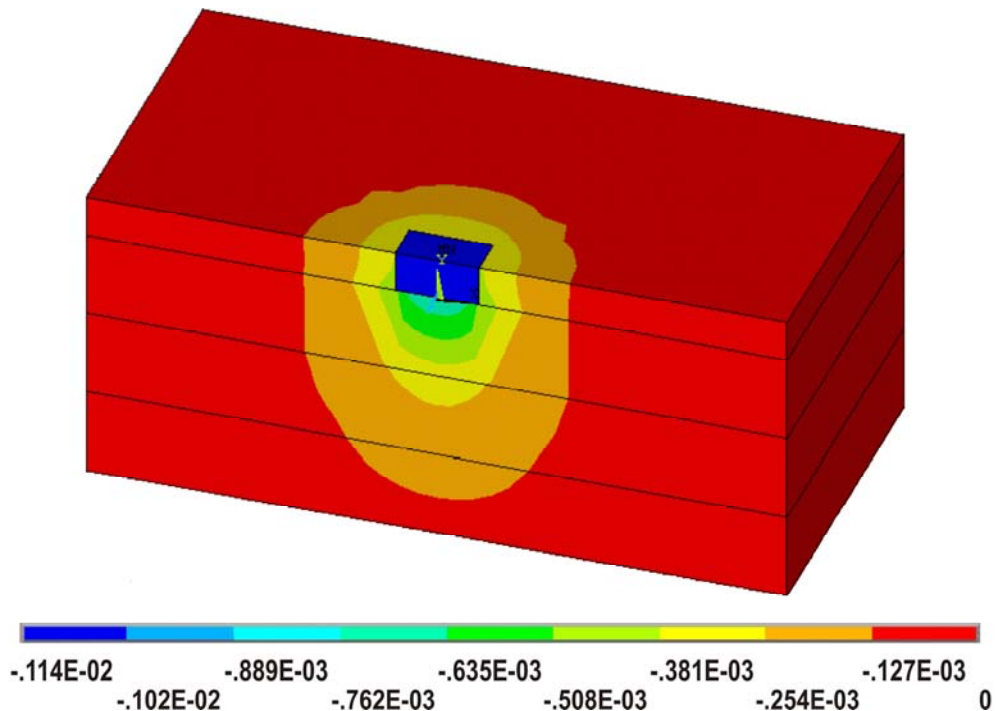
Fuente	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$E$ (MPa)	$k$ ( $\text{kPa/m}$ )	$c$ (kPa)	$\nu$	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )
Tiznado y Rodriguez-Roa(2011)	17	40	400	0	0.2	37	7
Al-Shayea y Mohib(2011)	18	125	65	0	0.43	38.33	8

donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo seco,  $E$  la rigidez equivalente del suelo al nivel de la cimentación,  $c$  el valor de la cohesión,  $\nu$  el coeficiente de Poisson,  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno efectivo y  $\psi$  el ángulo de dilatancia.

Con el fin de tener en cuenta la variación en las propiedades del suelo con la profundidad, se ha asumido que la rigidez equivalente del suelo aumentaba linealmente de acuerdo con  $E_z = E + k.z$ , donde  $k$  es el incremento de la rigidez del suelo por unidad de profundidad.

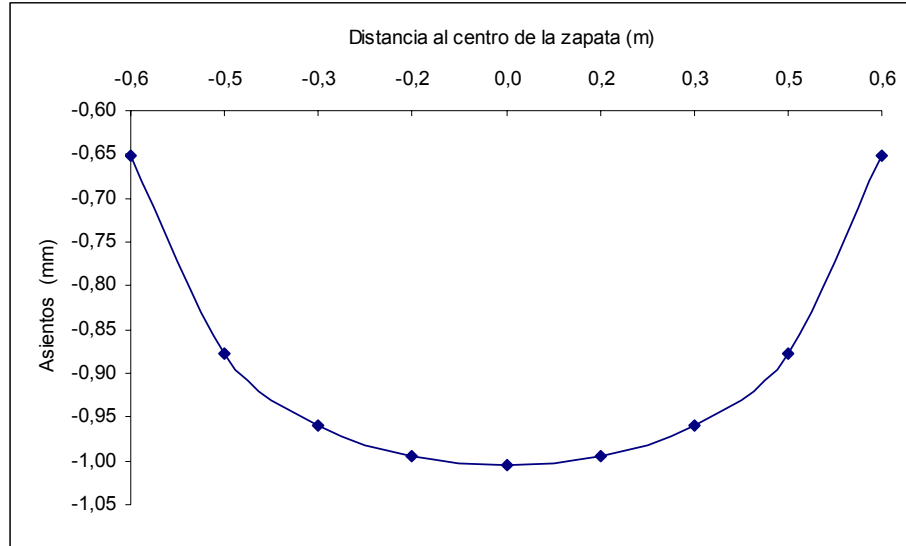
### 5.2.2.2.- Resultados y discusión

A modo de ejemplo, se han obtenido los resultados del análisis de elementos finitos del ensayo real 44/M3 (Burland y Burbridge, 1985), correspondiente a una zapata de 1.2 m de longitud, cimentada a 0.6 m de profundidad sobre una arena densa de 125000 kPa de rigidez equivalente y sometida a un incremento neto de la presión efectiva de 150 kPa. La figura 5.3 representa la distribución isométrica de los asentamientos en el seno del suelo, para el ensayo analizado.



**Figura 5.3.** Distribución de asentamientos en el suelo para el ensayo 44/M3

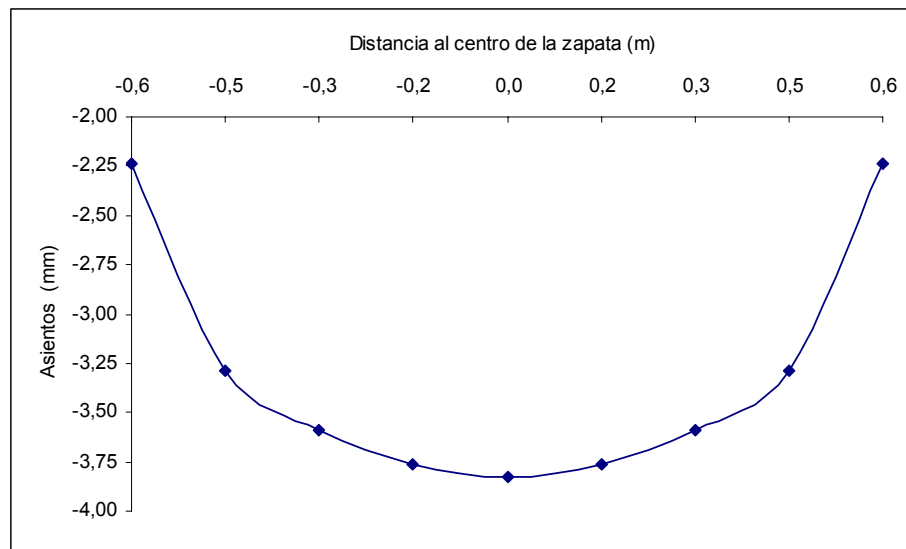
De este análisis se han extraído los valores de los asientos registrados en los 9 nodos del mallado de la superficie del suelo bajo la zapata, situados sobre el plano de simetría. Estos valores quedan representados en la gráfica 5.1:



**Gráfica 5.1.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/M3)

En este caso, el valor medio de los asientos registrados es de 0.89 mm.

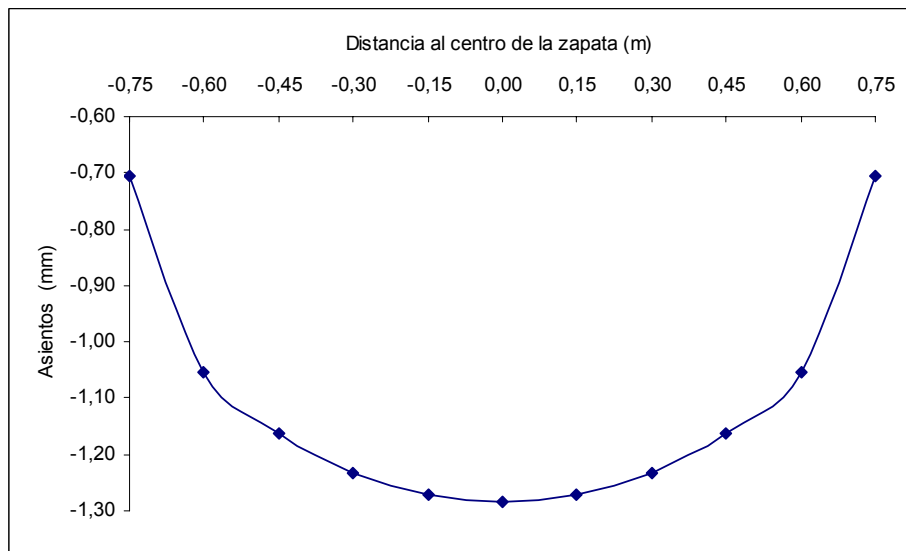
De forma análoga se han estimado, a través del modelo de elementos finitos generado, los asientos para los restantes ensayos de campo de cimentaciones recogidos en la tabla 5.1 (Burland y Burbridge, 1985). Así, para el ensayo 44/M1:



**Gráfica 5.2.** Distribución de asientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/M1)

El valor medio de los asentamientos registrados es de 3.27 mm.

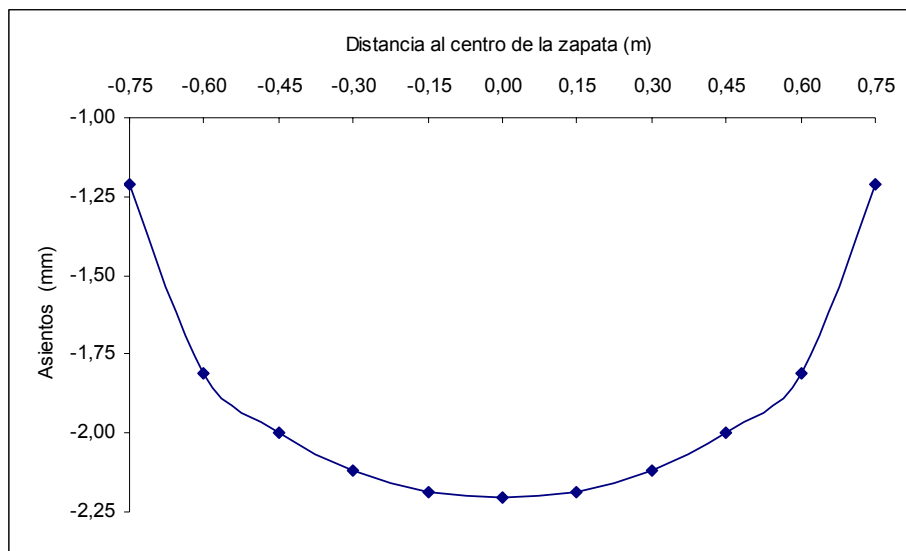
Para los ensayos 44/P1 y 44/P2 la distribución de asentamientos es la misma ya que en ambos casos, se trata del mismo tamaño de zapata ensayada sobre una arena densa.



**Gráfica 5.3.** Distribución de asentamientos bajo el centro de la zapata (ensayo 44/P1 y P2)

El valor medio de los asentamientos registrados es de 1.10 mm.

Para el ensayo 58/B, la distribución de asentamientos bajo la zapata corresponde a:



**Gráfica 5.4.** Distribución de asentamientos bajo el centro de la zapata (ensayo 58/B)



El valor medio de los asientos registrados es de 1.90 mm.

Estos resultados se han contrastado con los datos de asientos medidos en campo y publicados por Burland y Burbidge (1985) para estos mismos ensayos, así como con los obtenidos a través del método teórico elástico de Steinbrenner (1934), modificado por Fox (1948) (Das, 2006), por ser un método clásico en el cálculo de los asientos.

Asimismo, los asientos estimados a través del MEF, se han comparado con los obtenidos por el método de Mayne y Poulos (1999), el cual propone una fórmula mejorada, con respecto al método de Steinbrenner y Fox, para el cálculo del asiento elástico producido por una zapata.

En la tabla 5.4 se recogen los valores de los asientos estimados a través del modelo de elementos finitos ( $\delta_{MEF}$ ), así como los medidos en los ensayos de campo ( $\delta_m$ ) (Burland y Burbidge, 1985), los obtenidos a través de las formulaciones propuestas por Mayne y Poulos (1999) ( $\delta_{MP}$ ) y por Steinbrenner, modificado por Fox (Das, 2006) ( $\delta_{SF}$ ).

**Tabla 5.4.** Predicción de asientos a través de los diferentes métodos

Ensayo	$\delta_m$ (mm)	$\delta_{MP}$ (mm)	$\delta_{SF}$ (mm)	$\delta_{MEF}$ (mm)
44/M1	1.3	3.32	3.00	3.27
44/M3	0.6	0.92	0.91	0.89
44/P1	2.1	1.13	1.16	1.10
44/P2	1.0	1.13	1.16	1.10
58/B	2.1	2.01	1.66	1.90

A partir de estos datos, se ha realizado el análisis estadístico de los valores del error relativo de los asientos previstos por los diferentes métodos, en relación a los asientos reales medidos en campo [por ejemplo  $(\delta_{MEF} - \delta_m) / \delta_m$ ]. La tabla 5.5 muestra los valores de estos errores relativos, así como, el valor medio ( $ERM$ ) y la varianza de estos errores relativos.

**Tabla 5.5.** Análisis estadístico de los valores de errores relativos

<b>Ensayo</b>	<b>Mayne y Poulos</b>	<b>Steinbrenner y Fox</b>	<b>MEF</b>
44/M1	155.6%	130.6%	151.5%
44/M3	54%	51.4%	48.3%
44/P1	-46.2%	-44.6%	-47.6%
44/P2	13%	16.3%	10%
58/B	-4.3%	-20.9%	-9.5%
ERM	34.4%	26.6%	30.5%
Varianza	0.59	0.47	0.58

Analizando las tablas 5.4 y 5.5, se debe destacar como los resultados obtenidos a partir del modelo de elementos finitos propuesto (error relativo medio ERM del 30.5%), revela un buen ajuste al valor de los asientos obtenidos por otros métodos analíticos (*ERMs* del 34.4% y del 26.6% para Mayne y Poulos y para Steinbrenner y Fox, respectivamente).

Por tanto, este modelo es tan buen predictor de los asientos medidos en ensayos de campo, como los otros métodos ampliamente utilizados, lo que verifica la validez del modelo de elementos finitos generado.

**CAPÍTULO VI:**  
**NUEVA FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL**  
**ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS**

## **CAPITULO VI**

### **NUEVA FÓRMULA PARA EL CÁLCULO DEL ASIENTO DE ZAPATAS SOBRE ARENAS**

#### **6.1.-INTRODUCCION**

A pesar de que el suelo está muy lejos de ser un material elástico, homogéneo e isotrópico, la principal componente que ha de ser tomada en cuenta de cara al diseño de cimentaciones superficiales sobre un suelo arenoso, es el asiento elástico.

La mayoría de los métodos teóricos suelen cometer errores de sobreestimación en la predicción del valor de los asientos observados en ensayos reales de cimentaciones. Estas discrepancias se deben, principalmente, a la complejidad de las formulaciones en las que se basan y la incapacidad actual para estimar, a partir de las exploraciones de campo, un módulo de elasticidad fiable del suelo.

El Método de Elementos Finitos (*MEF*) supone un avance en la estimación de los asientos, ya que tiene en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, así como la interacción entre la zapata y el suelo circundante fruto del rozamiento entre ellos, proporcionando valores cercanos a los medidos en ensayos a escala real. Esto nos permite deducir un nuevo método para predecir el asiento de zapatas sobre arenas.

#### **6.2.- NUEVO MÉTODO PARA PREDECIR LOS ASIENTOS SOBRE ARENAS**

##### **6.2.1.- Materiales y métodos**

Con el objetivo de llevar a cabo el análisis de elementos finitos de los asientos producidos en una zapata apoyada sobre un suelo arenoso, el modelo de elementos finitos generado en este trabajo ha sido aplicado sobre 9 zapatas de diferentes tamaños cimentadas en profundidad, y sobre otras 3 dispuestas en superficie, todas ellas sometidas a 4 valores diferenciados de cargas y dispuestas sobre 18 tipos de suelos arenosos, obteniendo 864 valores distintos de asientos. Los resultados obtenidos han permitido desarrollar un modelo matemático para estimar el valor del asiento de una zapata cuadrada sometida a cargas verticales y centradas.

Los parámetros geotécnicos de los suelos utilizados han sido descritos en sus trabajos por varios autores, con una regla de flujo no asociada ( $\emptyset \neq \Psi$ ) y un comportamiento anisótropo, despreciando los valores de las presiones intersticiales.

La tabla 6.1 muestra los parámetros geotécnicos de los 18 suelos utilizados en este estudio y las publicaciones de referencia utilizadas para establecer sus valores.

**Tabla 6.1.** Parámetros geotécnicos de los suelos para desarrollar el nuevo método

Suelo / Fuente	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$k$ (kPa/m)	$\nu$	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
Arena de densidad media	16	12	1000	0.25	35	5
Peng y col. (2010)				0.28		
				0.30		
Arena de densidad media	16	25	688	0.25	35	5
Peng y col. (2010)				0.28		
				0.30		
Arena de densidad media	16	34	400	0.25	36	6
Tiznado y Rodriguez-Roa(2011)				0.28		
				0.30		
Arena de densidad media	17	42	400	0.25	38	8
Tiznado y Rodriguez-Roa(2011)				0.28		
				0.30		
Arena densa	20	80	190	0.30	40	10
Loukidis y Salgado (2011)				0.35		
				0.37		
Arena densa	18	130	65	0.35	40	10
Al-Shayea y Mohib (2011)				0.40		
				0.45		

Con el fin de analizar la influencia de  $E$ ,  $\nu$ ,  $D$ ,  $q$ , y  $B$ , en el valor del asiento ( $\delta$ ), se han utilizado en este análisis 3 anchuras diferentes de zapatas ( $B$ ), correspondientes a 1.2, 1.5 y 1.8 m, y 3 cantos diferentes (0.45, 0.65 y 0.85 m). La profundidad de la cimentación ( $D$ ) es igual al canto de la zapata. Para las zapatas apoyadas en superficie se ha utilizado un canto de 0.45 m.

El incremento neto de la presión efectiva ensayada ( $q$ ) en estos suelos fue 100, 150, 200 y 250 kPa. La rigidez equivalente del suelo, a nivel de la cimentación ( $E$ ), se considera como un valor constante.

### 6.2.2.-Resultados y discusión

Las tablas 6.2, 6.3 y 6.4 recogen los valores de los asientos obtenidos a partir de los análisis de las cimentaciones, en función de la anchura de la zapata. A partir de los valores del asiento recogidos en estas tablas, se propone la siguiente expresión para predecir estos asientos:

$$\delta = \delta_s \cdot I_D \cdot I_q \cdot I_B \quad [6.1]$$

donde  $\delta$  (en mm) son los valores del asiento con la zapata situada a una profundidad  $D$  (en m),  $\delta_s$  es el valor del asiento con la zapata apoyada en la superficie del terreno (en mm) e  $I_D$ ,  $I_q$  y  $I_B$  representan la influencia de  $D$ ,  $q$  y  $B$  sobre  $\delta$ , respectivamente.

**Tabla 6.2.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.2$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0.00	6.21	5.69	5.39	3.31	3.09	2.87	2.47	2.28	2.17	1.89	1.77	1.70	0.96	0.88	0.85	0.58	0.53	0.47
	0.45	5.71	5.25	4.99	3.07	2.86	2.67	2.28	2.11	2.02	1.76	1.65	1.59	0.90	0.83	0.80	0.55	0.50	0.45
	0.65	5.52	5.09	4.84	2.97	2.78	2.59	2.21	2.05	1.96	1.71	1.61	1.55	0.87	0.81	0.78	0.54	0.49	0.44
	0.85	5.34	4.92	4.69	2.88	2.69	2.51	2.14	1.98	1.90	1.65	1.56	1.51	0.85	0.79	0.76	0.52	0.48	0.43
150	0.00	10.09	9.25	8.73	5.43	5.06	4.68	4.02	3.70	3.50	3.02	2.81	2.68	1.49	1.36	1.31	0.89	0.81	0.72
	0.45	9.31	8.51	8.08	5.03	4.70	4.33	3.72	3.43	3.26	2.80	2.62	2.51	1.40	1.27	1.24	0.85	0.77	0.69
	0.65	9.02	8.23	7.84	4.88	4.57	4.20	3.61	3.32	3.17	2.71	2.55	2.44	1.36	1.24	1.21	0.83	0.76	0.68
	0.85	8.73	7.95	7.60	4.73	4.43	4.07	3.50	3.22	3.08	2.63	2.48	2.38	1.33	1.21	1.18	0.81	0.74	0.66
200	0.00	14.24	13.04	12.29	7.66	7.14	6.63	5.66	5.22	4.91	4.24	3.93	3.74	2.05	1.85	1.78	1.22	1.09	0.98
	0.45	13.10	12.03	11.42	7.07	6.64	6.16	5.22	4.85	4.56	3.94	3.67	3.49	1.93	1.74	1.67	1.16	1.04	0.94
	0.65	12.67	11.66	11.09	6.85	6.44	5.98	5.06	4.71	4.43	3.83	3.56	3.39	1.89	1.69	1.63	1.13	1.02	0.92
	0.85	12.24	11.28	10.76	6.63	6.25	5.81	4.90	4.57	4.30	3.71	3.46	3.30	1.84	1.65	1.59	1.11	1.00	0.90
250	0.00	18.62	16.89	16.10	8.72	8.37	8.02	7.41	6.80	6.48	5.50	5.09	4.84	2.63	2.37	2.27	1.56	1.40	1.26
	0.45	17.12	15.59	14.91	8.10	7.75	7.45	6.86	6.32	6.00	5.09	4.55	4.53	2.46	2.23	2.14	1.48	1.34	1.21
	0.65	16.56	15.10	14.46	7.87	7.52	7.24	6.66	6.14	5.82	4.94	4.62	4.41	2.40	2.17	2.09	1.45	1.31	1.19
	0.85	16.01	14.61	14.01	7.64	7.28	7.02	6.45	5.95	5.64	4.79	4.48	4.29	2.33	2.11	2.04	1.42	1.29	1.17

**Tabla 6.3.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.5$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.37	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.40	$\nu$ 0.45
100	0.00	7.34	6.71	6.34	4.03	3.75	3.48	3.04	2.79	2.66	2.33	2.18	2.09	1.19	1.08	1.04	0.71	0.65	0.57
	0.45	6.87	6.29	5.95	3.73	3.47	3.22	2.82	2.58	2.47	2.20	2.06	1.98	1.13	1.03	0.99	0.68	0.63	0.55
	0.65	6.68	6.13	5.76	3.62	3.37	3.13	2.73	2.51	2.40	2.15	2.02	1.94	1.10	1.01	0.98	0.67	0.62	0.54
	0.85	6.49	5.96	5.60	3.51	3.26	3.03	2.65	2.43	2.33	2.10	1.97	1.90	1.08	0.98	0.96	0.66	0.61	0.53
150	0.00	11.96	11.00	10.39	6.52	6.07	5.62	4.94	4.55	4.27	3.71	3.47	3.30	1.83	1.64	1.61	1.09	0.99	0.88
	0.45	11.22	10.29	9.77	6.03	5.64	5.22	4.58	4.21	3.97	3.49	3.28	3.13	1.74	1.56	1.54	1.04	0.95	0.85
	0.65	10.93	10.01	9.53	5.85	5.48	5.07	4.44	4.09	3.85	3.41	3.21	3.06	1.71	1.52	1.51	1.02	0.94	0.84
	0.85	10.63	9.73	9.28	5.67	5.32	4.92	4.30	3.96	3.74	3.32	3.13	2.99	1.67	1.49	1.48	1.01	0.92	0.82
200	0.00	16.80	15.39	14.50	9.27	8.64	8.02	6.91	6.37	5.99	5.17	4.79	4.56	2.52	2.28	2.19	1.49	1.33	1.20
	0.45	15.72	14.43	13.68	8.58	8.03	7.46	6.39	5.92	5.55	4.88	4.54	4.32	2.41	2.17	2.08	1.43	1.28	1.15
	0.65	15.29	14.06	13.35	8.32	7.80	7.24	6.20	5.75	5.38	4.76	4.43	4.22	2.36	2.12	2.04	1.40	1.26	1.14
	0.85	14.86	13.67	13.02	8.07	7.57	7.02	6.01	5.58	5.21	4.64	4.33	4.12	2.31	2.07	2.00	1.38	1.24	1.12
250	0.00	21.86	19.99	19.00	10.46	10.04	9.62	9.04	8.30	7.91	6.71	6.28	5.92	3.26	2.91	2.79	1.90	1.72	1.51
	0.45	20.45	18.75	17.87	9.69	9.30	8.94	8.40	7.71	7.32	6.31	5.94	5.62	3.09	2.77	2.66	1.83	1.66	1.46
	0.65	19.89	18.26	17.42	9.40	9.02	8.69	8.16	7.49	7.10	6.15	5.81	5.49	3.03	2.71	2.61	1.80	1.64	1.44
	0.85	19.33	17.76	16.97	9.11	8.74	8.43	7.92	7.26	6.88	5.99	5.67	5.37	2.96	2.65	2.56	1.76	1.61	1.41



**Tabla 6.4.** Valores de los asientos a partir del análisis de zapatas para  $B=1.8$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.37	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.40	$\nu$ 0.45
100	0.00	8.22	7.51	7.10	4.63	4.31	4.00	3.54	3.25	3.09	2.74	2.55	2.44	1.40	1.28	1.24	0.84	0.76	0.67
	0.45	7.77	7.12	6.75	4.29	3.99	3.72	3.28	3.02	2.87	2.61	2.43	2.33	1.34	1.23	1.19	0.81	0.74	0.65
	0.65	7.59	6.96	6.60	4.16	3.87	3.61	3.18	2.93	2.79	2.54	2.39	2.29	1.31	1.21	1.17	0.80	0.73	0.64
	0.85	7.42	6.81	6.46	4.03	3.75	3.50	3.08	2.85	2.71	2.49	2.34	2.25	1.29	1.19	1.15	0.79	0.72	0.63
150	0.00	13.49	12.17	11.61	7.55	7.03	6.51	5.75	5.29	4.97	4.35	4.03	3.86	2.18	1.98	1.91	1.28	1.17	1.03
	0.45	12.79	11.51	11.06	6.99	6.54	6.05	5.34	4.92	4.62	4.14	3.85	3.69	2.09	1.89	1.84	1.24	1.13	1.00
	0.65	12.50	11.24	10.83	6.78	6.35	5.87	5.19	4.78	4.49	4.06	3.77	3.63	2.05	1.86	1.81	1.22	1.12	0.99
	0.85	12.23	10.98	10.61	6.57	6.16	5.70	5.03	4.63	4.35	3.98	3.70	3.56	2.02	1.83	1.79	1.20	1.10	0.97
200	0.00	18.94	17.34	16.35	10.65	9.92	9.22	8.09	7.41	6.97	6.11	5.66	5.39	2.97	2.68	2.58	1.77	1.58	1.42
	0.45	17.91	16.44	15.53	9.86	9.19	8.56	7.52	6.86	6.48	5.81	5.40	5.14	2.85	2.57	2.48	1.71	1.53	1.38
	0.65	17.49	16.07	15.20	9.56	8.91	8.32	7.30	6.66	6.29	5.70	5.30	5.04	2.80	2.53	2.44	1.69	1.51	1.36
	0.85	17.09	15.72	14.88	9.27	8.64	8.07	7.09	6.45	6.11	5.58	5.20	4.94	2.75	2.48	2.40	1.67	1.49	1.35
250	0.00	24.51	22.40	21.41	12.12	11.63	11.15	10.5	9.66	9.20	7.92	7.35	6.98	3.81	3.45	3.29	2.26	2.03	1.78
	0.45	23.18	21.23	20.30	11.23	10.74	11.32	9.74	8.94	8.52	7.54	7.02	6.68	3.65	3.31	3.16	2.19	1.97	1.73
	0.65	22.64	20.76	19.84	10.89	10.46	10.01	9.45	8.67	8.26	7.39	6.88	6.56	3.58	3.25	3.11	2.15	1.95	1.71
	0.85	22.12	20.30	19.41	10.55	10.06	9.70	9.16	8.40	8.01	7.24	6.75	6.44	3.51	3.19	3.06	2.12	1.92	1.68

**6.2.2.1.- Valores del asiento en superficie  $\delta_s$**

Se han extraído los valores de  $\delta_s$  dados en la tabla 6.2, correspondientes a zapatas cuadradas superficiales ( $D= 0$  m), con  $B$  igual a 1.2 m y sometidas a  $q$  igual a 100 kPa. Estos valores se recogen en la tabla 6.5:

**Tabla 6.5.** Valores de  $\delta_s$  para  $B= 1.2$  m,  $D= 0$  m y  $q=100$  KPa

<b><math>E=12</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.25</math></b>	<b><math>\nu=0.28</math></b>	<b><math>\nu=0.30</math></b>
$\delta_s$ (mm)	6.21	5.69	5.39
<b><math>E=25</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.25</math></b>	<b><math>\nu=0.28</math></b>	<b><math>\nu=0.30</math></b>
$\delta_s$ (mm)	3.31	3.09	2.87
<b><math>E=34</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.25</math></b>	<b><math>\nu=0.28</math></b>	<b><math>\nu=0.30</math></b>
$\delta_s$ (mm)	2.47	2.28	2.17
<b><math>E=42</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.25</math></b>	<b><math>\nu=0.28</math></b>	<b><math>\nu=0.30</math></b>
$\delta_s$ (mm)	1.89	1.77	1.70
<b><math>E=80</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.30</math></b>	<b><math>\nu=0.35</math></b>	<b><math>\nu=0.37</math></b>
$\delta_s$ (mm)	0.96	0.88	0.85
<b><math>E=130</math> MPa</b>	<b><math>\nu=0.35</math></b>	<b><math>\nu=0.40</math></b>	<b><math>\nu=0.45</math></b>
$\delta_s$ (mm)	0.58	0.53	0.47

A partir de los valores de asientos recogidos en la tabla anterior, se ha llevado a cabo un análisis de regresión lineal en función de  $\nu$ , obteniendo seis líneas rectas diferentes, una para cada tipo de suelo, que responden a las ecuaciones [6.2], siendo el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) en todos los casos, mayor de 0.99:

$$\begin{aligned}
 \delta_s &= 10.30 - (16.41 \cdot \nu) \quad \text{para } E=12 \text{ MPa } (R^2=0.997) \\
 \delta_s &= 6.10 - (9.29 \cdot \nu) \quad \text{para } E=25 \text{ MPa } (R^2=0.996) \\
 \delta_s &= 4.10 - (5.91 \cdot \nu) \quad \text{para } E=34 \text{ MPa } (R^2=0.998) \\
 \delta_s &= 2.84 - (3.80 \cdot \nu) \quad \text{para } E=42 \text{ MPa } (R^2=0.998) \\
 \delta_s &= 1.41 - (1.51 \cdot \nu) \quad \text{para } E=80 \text{ MPa } (R^2=0.999) \\
 \delta_s &= 0.95 - (1.06 \cdot \nu) \quad \text{para } E=130 \text{ MPa } (R^2=0.995)
 \end{aligned}
 \tag{6.2}$$

Estas líneas de regresión responden a la expresión general [6.3], donde los valores de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  que definen cada línea, son recogidos en la figura 6.1 para cada suelo analizado.

$$\delta_s = \alpha + \beta \cdot \nu \quad [6.3]$$

donde los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  representan la influencia de  $E$  en  $\delta_s$ .

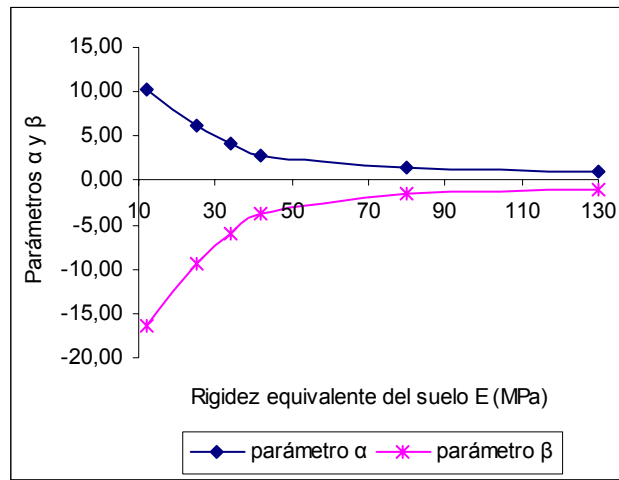


Figura 6.1. Valores de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  con respecto a  $E$

#### 6.2.2.2.- Factor de influencia $I_D$

A partir de los valores de  $\delta$  mostrados en las tablas 6.2, 6.3 y 6.4, para cada  $E$ ,  $\nu$ ,  $q$  y  $B$  utilizados, es posible apreciar que los asientos decrecen hiperbólicamente con  $D$ , lo que implica que un aumento de  $D$  lleva a una mayor diferencia de  $\delta$  con respecto a  $\delta_s$ . La principal razón para esta observación es el movimiento lateral de las partículas del suelo bajo los bordes de la zapatas mientras que esta asienta, fenómeno que es mas difícil a mayor profundidad, debido a la sobrecarga del terreno de relleno que rodea a la zapata.

Con respecto al análisis de  $E$ , las tablas 6.2, 6.3 y 6.4 muestran que el aumento de este, lleva a una mayor uniformidad en los valores obtenidos de  $\delta$  para los diferentes valores de  $D$ , lo que significa que para mayores valores de  $E$ , las diferencias entre los valores de  $\delta$  y  $\delta_s$  son menores. La razón de esto es que los suelos más rígidos resisten mejor el movimiento lateral de las partículas del suelo bajo los bordes de las zapatas mientras esta asienta. Igualmente, un aumento en el coeficiente

de Poisson, dentro del rango considerado en este estudio, lleva a suelos más rígidos y a menores valores de  $\delta$ .

Para considerar la influencia de  $D$  en  $\delta$ , se han calculado los cocientes entre  $\delta_s$  y  $\delta$  correspondientes a cada uno de los  $B$ ,  $E$ ,  $\nu$ ,  $D$  y  $q$  aplicados, los cuales se recogen en las tablas 6.6, 6.7 y 6.8. Los valores de estos cocientes permanecen en un rango estrecho en cada tipo de suelo y para cada  $B$ ,  $q$  y  $D$  considerados, independiente del  $\nu$  utilizado (varianza inferior a 0.01). Por tanto, es posible establecer un valor medio de estos cocientes, independiente de  $\nu$ , para cada uno de estos casos, los cuales aparecen recogidos en la tabla 6.9.

A partir de los valores medios de los cocientes estudiados, se establecen dieciocho análisis de regresión lineal en función de  $D/B$ , los cuales corresponden a los diferentes  $B$  y  $E$  analizados, para cada uno de los  $q$  aplicados. El coeficiente de determinación ( $R^2$ ), en todos los casos analizados, fue mayor o igual a 0.98. Así, a modo de ejemplo, las siguientes ecuaciones [6.4] recogen los ajustes de regresión para los valores de los cocientes medios correspondientes a  $B= 1.2$  m y  $q= 100$  kPa, en función de  $D/B$ , para los distintos valores de  $E$ .

$$\begin{aligned}
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.22 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=12 \text{ MPa } (R^2=0.985) \\
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.21 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=25 \text{ MPa } (R^2=0.986) \\
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.21 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=34 \text{ MPa } (R^2=0.994) \\
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.19 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=42 \text{ MPa } (R^2=0.992) \\
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.17 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=80 \text{ MPa } (R^2=0.989) \\
 \frac{\delta_s}{\delta} &= 1 + 0.13 \cdot \left( \frac{D}{B} \right) && \text{para } E=130 \text{ MPa } (R^2=0.995)
 \end{aligned}
 \tag{6.4}$$

El valor de la pendiente de las rectas de regresión establecidas, las cuales denominaremos con la letra  $\lambda$ , vienen recogidas en la tabla 6.9 y representan la tasa de disminución de  $\delta$  con respecto a  $D/B$ .

**Tabla 6.6.** Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.2$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.08	1.08	1.07	1.08	1.07	1.07	1.07	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05
	0.65	1.12	1.12	1.11	1.11	1.11	1.15	1.12	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10	1.09	1.09	1.08	1.07	1.06
	0.85	1.16	1.16	1.15	1.15	1.15	1.14	1.15	1.15	1.14	1.14	1.13	1.13	1.13	1.12	1.11	1.10	1.09	1.09
150	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.08	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.08	1.07	1.07	1.06	1.07	1.06	1.05	1.05	1.05
	0.65	1.12	1.12	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.10	1.11	1.10	1.10	1.09	1.10	1.08	1.08	1.07	1.06
	0.85	1.16	1.16	1.15	1.15	1.14	1.15	1.15	1.15	1.14	1.15	1.13	1.13	1.12	1.13	1.11	1.10	1.09	1.09
200	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05
	0.65	1.12	1.12	1.11	1.12	1.11	1.11	1.12	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	1.09	1.09	1.09	1.08	1.06	1.06
	0.85	1.16	1.16	1.14	1.16	1.14	1.14	1.16	1.14	1.14	1.14	1.13	1.13	1.11	1.12	1.12	1.10	1.09	1.09
250	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07	1.07	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04	1.04
	0.65	1.12	1.12	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10	1.09	1.09	1.08	1.06	1.06	1.06
	0.85	1.16	1.16	1.15	1.14	1.15	1.14	1.15	1.14	1.15	1.15	1.13	1.13	1.13	1.12	1.11	1.10	1.09	1.08

Tabla 6.7. Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.5$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	0.65	1.10	1.09	1.10	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.06	1.06	1.06	1.05
	0.85	1.13	1.13	1.13	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.14	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10	1.08	1.07	1.07	1.07
150	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.07	1.07	1.06	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	0.65	1.09	1.10	1.09	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.09	1.08	1.08	1.07	1.08	1.06	1.06	1.06	1.05
	0.85	1.13	1.13	1.12	1.15	1.14	1.14	1.15	1.15	1.14	1.12	1.11	1.10	1.10	1.10	1.09	1.08	1.07	1.07
200	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.07	1.07	1.06	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	0.65	1.10	1.09	1.09	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.09	1.08	1.08	1.07	1.07	1.07	1.06	1.05	1.05
	0.85	1.13	1.13	1.11	1.15	1.14	1.14	1.15	1.14	1.15	1.11	1.11	1.11	1.09	1.10	1.10	1.08	1.07	1.07
250	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.07	1.07	1.06	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04
	0.65	1.10	1.09	1.09	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.09	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.05	1.05
	0.85	1.13	1.13	1.12	1.15	1.15	1.14	1.14	1.14	1.15	1.12	1.11	1.10	1.10	1.10	1.09	1.08	1.07	1.07

**Tabla 6.8.** Cociente entre  $\delta_s$  y  $\delta$  para  $B=1.8$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.06	1.06	1.05	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03
	0.65	1.08	1.08	1.08	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.08	1.07	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04
	0.85	1.11	1.10	1.10	1.15	1.15	1.14	1.15	1.14	1.14	1.10	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.06	1.06
150	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.06	1.06	1.05	1.08	1.07	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05	1.05	1.04	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03
	0.65	1.08	1.08	1.07	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.07	1.07	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.04
	0.85	1.10	1.11	1.09	1.15	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.09	1.09	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.06
200	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.06	1.06	1.05	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03
	0.65	1.08	1.08	1.08	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.07	1.07	1.07	1.06	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04
	0.85	1.11	1.10	1.10	1.15	1.15	1.14	1.14	1.15	1.14	1.09	1.09	1.09	1.08	1.08	1.08	1.06	1.06	1.06
250	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	1.06	1.06	1.06	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	1.05	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03
	0.65	1.08	1.08	1.08	1.11	1.12	1.11	1.11	1.11	1.11	1.07	1.07	1.06	1.06	1.06	1.06	1.05	1.04	1.04
	0.85	1.11	1.10	1.10	1.15	1.16	1.15	1.15	1.15	1.15	1.09	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.07	1.06	1.06

**Tabla 6.9.** Cociente medio entre  $\delta_s$  y  $\delta$  y valores de  $\lambda$

$q$ (kPa)	$D$ (m)	$B=1.2$ m							$B=1.5$ m							$B=1.8$ m						
		$D/B$	$E$ (MPa)						$D/B$	$E$ (MPa)						$D/B$	$E$ (MPa)					
			12	25	34	42	80	130		12	25	34	42	80	130		12	25	34	42	80	130
100	0.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	0.38	1.08	1.08	1.08	1.07	1.06	1.05	0.3	1.07	1.07	1.07	1.06	1.05	1.04	0.25	1.06	1.05	1.06	1.05	1.04	1.03
	0.65	0.54	1.12	1.12	1.11	1.10	1.09	1.07	0.43	1.10	1.11	1.10	1.08	1.07	1.05	0.36	1.08	1.08	1.08	1.07	1.06	1.05
	0.85	0.71	1.16	1.15	1.15	1.13	1.12	1.09	0.57	1.13	1.13	1.10	1.11	1.09	1.07	0.47	1.10	1.10	1.10	1.09	1.08	1.06
	$\lambda$		0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.22	0.20	0.19	0.17	0.13
150	0.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	0.38	1.07	1.07	1.07	1.06	1.06	1.04	0.3	1.06	1.07	1.07	1.06	1.06	1.04	0.25	1.05	1.05	1.04	1.04	1.04	1.03
	0.65	0.54	1.12	1.11	1.11	1.11	1.10	1.08	0.43	1.09	1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	0.36	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.05
	0.85	0.71	1.16	1.15	1.14	1.14	1.11	1.09	0.57	1.14	1.14	1.13	1.11	1.10	1.07	0.47	1.11	1.11	1.11	1.10	1.08	1.06
	$\lambda$		0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
200	0.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	0.38	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07	1.05	0.3	1.07	1.07	1.06	1.05	1.05	1.04	0.25	1.06	1.06	1.05	1.05	1.04	1.03
	0.65	0.54	1.12	1.11	1.10	1.09	1.09	1.07	0.43	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.05	0.36	1.08	1.07	1.08	1.07	1.06	1.05
	0.85	0.71	1.15	1.15	1.15	1.15	1.11	1.09	0.57	1.12	1.12	1.12	1.12	1.09	1.07	0.47	1.10	1.10	1.09	1.09	1.08	1.06
	$\lambda$		0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.20	0.20	0.19	0.17	0.13
250	0.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	0.45	0.38	1.08	1.08	1.08	1.07	1.05	1.04	0.3	1.07	1.07	1.06	1.06	1.04	1.04	0.25	1.06	1.05	1.06	1.05	1.04	1.03
	0.65	0.54	1.12	1.11	1.11	1.10	1.10	1.07	0.43	1.09	1.08	1.08	1.08	1.07	1.05	0.36	1.08	1.08	1.07	1.07	1.06	1.05
	0.85	0.71	1.17	1.15	1.14	1.14	1.12	1.10	0.57	1.13	1.12	1.12	1.11	1.11	1.07	0.47	1.10	1.09	1.09	1.09	1.08	1.06
	$\lambda$		0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13	$\lambda$	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13



Por tanto, las rectas de regresión que relacionan los cocientes medios entre  $\delta_s$  y  $\delta$ , con respecto a  $D/B$ , van a responder a la expresión general [6.5]:

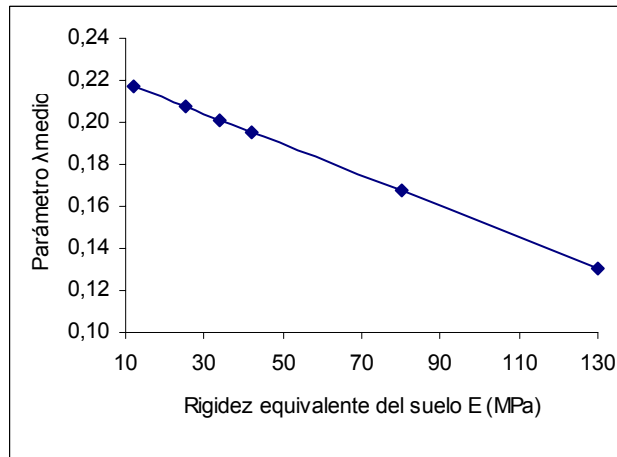
$$\frac{\delta_s}{\delta} = 1 + \lambda \cdot \left( \frac{D}{B} \right) \quad [6.5]$$

Puesto que los valores obtenidos de  $\lambda$  en cada  $E$ , para los diferentes  $B$  y  $q$  aplicados, están dentro de un rango estrecho (varianza < 0.006),  $\lambda$  puede ser considerado como un valor constante para cada tipo de suelo, independiente de los valores de  $B$  y  $q$  utilizados. Por lo tanto, es posible establecer un  $\lambda$  medio ( $\lambda_{medio}$ ) para todas las posibles combinaciones de  $B$  y  $q$  utilizadas en cada tipo de suelo. La tabla 6.10 muestra los valores de  $\lambda$  para los diferentes  $B$  y  $q$  aplicados y los valores de  $\lambda_{medio}$  considerados para cada tipo de suelo:

**Tabla 6.10.** Valores de  $\lambda$  y de  $\lambda_{medio}$  para cada tipo de suelo

<i>B</i>	<i>q</i>	<i>E</i> (MPa)					
		12	25	34	42	80	130
1.2	100	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
	150	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13
	200	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
	250	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13
1.5	100	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13
	150	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13
	200	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
	250	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
1.8	100	0.22	0.22	0.20	0.19	0.17	0.13
	150	0.22	0.21	0.21	0.19	0.17	0.13
	200	0.22	0.20	0.20	0.19	0.17	0.13
	250	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13
<i>λ<sub>medio</sub></i>		0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	0.13

La figura 6.2 muestra la distribución de los valores de  $\lambda_{medio}$  obtenidos en cada tipo de suelo, los cuales representan la influencia de  $E$  sobre los  $\delta$ .



**Figura 6.2.** Valores de  $\lambda_{medio}$  con respecto a  $E$

Finalmente, de la expresión [6.5] se deduce que el factor  $I_D$  viene dado por la siguiente expresión:

$$I_D = \frac{1}{1 + \lambda_{medio} \cdot \left(\frac{D}{B}\right)} \quad [6.6]$$

### 6.2.2.3.- Factor de influencia $I_q$

En las tablas 6.2, 6.3 y 6.4 se aprecia que para un determinado tamaño de la zapata, el aumento de  $q$  lleva a mayores  $\delta$ . A partir de los resultados de asiento, es posible comparar los valores de los cocientes entre  $\delta$  para cualquier  $q$  aplicado ( $\delta_q$ ) y aquellos obtenidos para  $q$  igual a 100 kPa ( $\delta_{100}$ ).

Las tabla 6.11, 6.12 y 6.13 recogen los valores de estos cocientes. A partir de estos resultados, se puede deducir que los valores de los cocientes, para zapatas superficiales, revelan un buen ajuste entre ellos, para cualquier  $\nu$  utilizado en cada tipo de suelo,  $B$  y  $q$  considerado. Añadido a esto y puesto que los valores de  $\lambda$  apenas cambian para los distintos  $D$  estudiados en cada suelo, los valores de los cocientes para zapatas en profundidad, están próximos a los obtenidos para zapatas superficiales, independientemente de los valores de  $D$  analizados (varianza < 0.01).

La tabla 6.14 representa los cocientes medios entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$ , obtenidos a partir de los valores recogidos en las tablas 6.11, 6.12 y 6.13, para cada  $B$  y  $E$ , independientemente de los valores utilizados de  $\nu$  y  $D$ .

**Tabla 6.11.** Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.2$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D/B$	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
150	0	1.62	1.63	1.62	1.64	1.64	1.63	1.63	1.62	1.61	1.60	1.59	1.58	1.55	1.55	1.54	1.54	1.53	1.53
	0.38	1.63	1.62	1.62	1.64	1.64	1.62	1.63	1.63	1.61	1.59	1.59	1.58	1.56	1.54	1.55	1.54	1.53	1.53
	0.54	1.63	1.62	1.62	1.64	1.64	1.68	1.63	1.62	1.62	1.59	1.59	1.58	1.56	1.54	1.55	1.54	1.53	1.53
	0.71	1.63	1.62	1.62	1.64	1.65	1.62	1.64	1.63	1.62	1.59	1.59	1.58	1.56	1.54	1.55	1.54	1.53	1.53
200	0	2.29	2.29	2.28	2.31	2.31	2.31	2.29	2.29	2.26	2.24	2.22	2.20	2.14	2.10	2.09	2.11	2.06	2.08
	0.38	2.29	2.29	2.29	2.30	2.32	2.31	2.29	2.30	2.26	2.24	2.22	2.19	2.15	2.10	2.09	2.11	2.07	2.08
	0.54	2.29	2.29	2.29	2.31	2.32	2.39	2.29	2.30	2.26	2.24	2.22	2.19	2.16	2.10	2.08	2.11	2.07	2.08
	0.71	2.29	2.29	2.29	2.30	2.32	2.31	2.29	2.31	2.26	2.24	2.22	2.19	2.16	2.10	2.08	2.11	2.07	2.08
250	0	3.00	2.97	2.99	2.63	2.71	2.79	3.00	2.98	2.99	2.91	2.88	2.85	2.74	2.69	2.67	2.70	2.65	2.67
	0.38	3.00	2.97	2.99	2.64	2.71	2.79	3.01	3.00	2.97	2.90	2.88	2.85	2.74	2.69	2.67	2.70	2.66	2.68
	0.54	3.00	2.97	2.99	2.65	2.70	2.90	3.01	3.00	2.97	2.90	2.88	2.85	2.74	2.69	2.67	2.70	2.66	2.68
	0.71	3.00	2.97	2.99	2.65	2.71	2.80	3.01	3.01	2.97	2.89	2.88	2.85	2.74	2.69	2.67	2.70	2.66	2.69

Tabla 6.12. Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.5$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D/B$	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.25	$\nu$ 0.28	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.30	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.37	$\nu$ 0.35	$\nu$ 0.40	$\nu$ 0.45
150	0	1.63	1.64	1.64	1.62	1.62	1.61	1.63	1.63	1.61	1.59	1.59	1.58	1.54	1.52	1.55	1.53	1.52	1.54
	0.3	1.63	1.63	1.64	1.62	1.63	1.62	1.62	1.63	1.61	1.59	1.59	1.58	1.54	1.51	1.56	1.52	1.52	1.54
	0.43	1.64	1.63	1.65	1.62	1.63	1.62	1.63	1.63	1.61	1.58	1.59	1.58	1.54	1.51	1.54	1.52	1.52	1.54
	0.57	1.64	1.63	1.66	1.62	1.63	1.62	1.62	1.63	1.60	1.58	1.59	1.58	1.55	1.51	1.55	1.52	1.52	1.54
200	0	2.29	2.29	2.29	2.30	2.30	2.30	2.27	2.28	2.25	2.22	2.20	2.18	2.12	2.11	2.11	2.10	2.05	2.10
	0.3	2.29	2.29	2.30	2.30	2.31	2.32	2.27	2.29	2.25	2.22	2.20	2.18	2.13	2.11	2.11	2.09	2.05	2.10
	0.43	2.29	2.29	2.32	2.30	2.31	2.31	2.27	2.29	2.24	2.22	2.20	2.17	2.14	2.11	2.08	2.09	2.05	2.10
	0.57	2.29	2.29	2.32	2.30	2.32	2.32	2.27	2.30	2.24	2.21	2.20	2.17	2.14	2.11	2.08	2.09	2.06	2.10
250	0	2.98	2.98	3.00	2.60	2.68	2.77	2.97	2.97	2.97	2.88	2.88	2.83	2.74	2.69	2.68	2.68	2.65	2.65
	0.3	2.98	2.98	3.00	2.60	2.68	2.78	2.98	2.99	2.96	2.87	2.88	2.83	2.74	2.69	2.69	2.67	2.65	2.65
	0.43	2.98	2.98	3.03	2.60	2.68	2.78	2.99	2.98	2.96	2.86	2.88	2.83	2.74	2.69	2.67	2.67	2.66	2.65
	0.57	2.98	2.98	3.03	2.59	2.68	2.78	2.99	2.99	2.95	2.85	2.88	2.83	2.74	2.69	2.67	2.67	2.66	2.65

**Tabla 6.13.** Cociente entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para  $B=1.8$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D/B$	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
150	0	1.64	1.62	1.64	1.63	1.63	1.63	1.62	1.63	1.61	1.59	1.58	1.58	1.56	1.55	1.54	1.53	1.54	1.54
	0.25	1.65	1.62	1.64	1.63	1.64	1.63	1.63	1.63	1.61	1.59	1.58	1.58	1.56	1.54	1.55	1.52	1.54	1.54
	0.36	1.65	1.62	1.64	1.63	1.64	1.63	1.63	1.63	1.61	1.60	1.58	1.58	1.56	1.54	1.55	1.52	1.54	1.54
	0.47	1.65	1.61	1.64	1.63	1.64	1.63	1.63	1.62	1.61	1.60	1.58	1.58	1.56	1.54	1.56	1.52	1.54	1.53
200	0	2.30	2.31	2.30	2.30	2.30	2.30	2.29	2.28	2.26	2.23	2.22	2.21	2.12	2.10	2.08	2.11	2.08	2.12
	0.25	2.30	2.31	2.30	2.30	2.30	2.30	2.29	2.27	2.26	2.23	2.22	2.20	2.13	2.10	2.09	2.11	2.08	2.12
	0.36	2.30	2.31	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.27	2.26	2.24	2.22	2.20	2.13	2.10	2.09	2.11	2.08	2.12
	0.47	2.30	2.31	2.30	2.30	2.30	2.31	2.30	2.26	2.25	2.24	2.22	2.20	2.13	2.10	2.09	2.12	2.08	2.12
250	0	2.98	2.98	3.02	2.62	2.70	2.79	2.97	2.97	2.98	2.89	2.88	2.86	2.72	2.70	2.65	2.69	2.67	2.66
	0.25	2.98	2.98	3.01	2.62	2.69	2.78	2.97	2.96	2.97	2.89	2.88	2.86	2.72	2.70	2.66	2.69	2.68	2.66
	0.36	2.98	2.98	3.01	2.62	2.69	2.77	2.97	2.96	2.96	2.91	2.88	2.86	2.72	2.70	2.66	2.69	2.68	2.66
	0.47	2.98	2.98	3.00	2.62	2.68	2.77	2.97	2.95	2.95	2.91	2.88	2.86	2.72	2.70	2.67	2.69	2.68	2.66

**Tabla 6.14.** Cocientes medios entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  para cada  $B$  y cada tipo de suelo

$B(m)$	$\delta_q / \delta_{100}$	$E(MPa)$					
		12	25	34	42	80	130
1.2	$\delta_{100} / \delta_{100}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta_{150} / \delta_{100}$	1.62	1.64	1.62	1.59	1.55	1.53
	$\delta_{200} / \delta_{100}$	2.29	2.32	2.28	2.22	2.11	2.09
	$\delta_{250} / \delta_{100}$	2.98	2.72	2.99	2.87	2.70	2.68
1.5	$\delta_{100} / \delta_{100}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta_{150} / \delta_{100}$	1.64	1.62	1.62	1.59	1.54	1.53
	$\delta_{200} / \delta_{100}$	2.30	2.31	2.27	2.20	2.11	2.08
	$\delta_{250} / \delta_{100}$	2.99	2.68	2.98	2.86	2.70	2.66
1.8	$\delta_{100} / \delta_{100}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\delta_{150} / \delta_{100}$	1.63	1.63	1.62	1.58	1.55	1.53
	$\delta_{200} / \delta_{100}$	2.31	2.30	2.27	2.22	2.10	2.10
	$\delta_{250} / \delta_{100}$	2.99	2.69	2.97	2.88	2.69	2.68

En este sentido, y considerando un determinado valor de  $q$ , los cocientes medios obtenidos para cada tipo de suelo, son también muy similares entre ellos, independientemente del tamaño de la zapata estudiada (varianza < 0.01). Como resultado, es posible considerar un valor medio constante de estos cocientes en cada tipo de suelo y para cada  $q$  aplicado, independiente del tamaño de la zapata utilizada. Los valores medios de los cocientes para cada tipo de suelo, en función de  $q-P_a$ , donde  $P_a$  es la presión atmosférica (100 kPa), son mostrados en la tabla 6.15.

**Tabla 6.15.** Cocientes medios entre  $\delta_q$  y  $\delta_{100}$  en cada tipo de suelo

$q-P_a$ (kPa)	$E$ (MPa)					
	12	25	34	42	80	130
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50	1.63	1.63	1.62	1.59	1.54	1.53
100	2.30	2.31	2.28	2.21	2.11	2.09
150	2.99	2.70	2.98	2.87	2.70	2.67

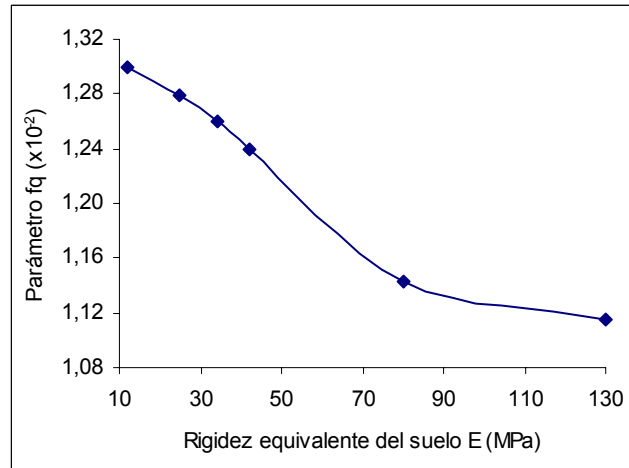
El ajuste matemático de los cocientes medios recogidos en la tabla 6.15 a través de un análisis de regresión lineal en función de  $q-P_a$ , lleva a generar seis líneas rectas diferentes, una para cada tipo de suelo, respondiendo a la expresiones [6.7]. El coeficiente de determinación ( $R^2$ ) en todos los casos fue mayor o igual a 0.99.

$$\begin{aligned}
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.30 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=12 \text{ MPa } (R^2=0.999) \\
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.28 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=25 \text{ MPa } (R^2=0.996) \\
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.26 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=34 \text{ MPa } (R^2=0.998) \\
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.24 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=42 \text{ MPa } (R^2=0.999) \\
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.14 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=80 \text{ MPa } (R^2=0.999) \\
 \left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} &= 1 + 1.12 \cdot (q - P_a) \cdot 10^2 \quad \text{para } E=130 \text{ MPa } (R^2=0.999)
 \end{aligned}
 \tag{6.7}$$

Las rectas de regresión van a responder a la expresión general [6.8]:

$$\left( \frac{\delta_q}{\delta_{100}} \right)_{medio} = 1 + f_q \cdot (q - P_a) \quad [6.8]$$

donde  $f_q$  define la pendiente de las líneas de regresión para cada suelo analizado y representa la influencia de  $E$  sobre  $\delta$  para cualquier  $q$  utilizado, en unidades de kilopascal. La figura 6.3 muestra la distribución del parámetro  $f_q$  con respecto a  $E$ :



**Figura 6.3.** Valores del parámetro  $f_q$  con respecto a  $E$

Por último, de la ecuación [6.8] se deduce que el factor  $I_q$  viene dado por la siguiente expresión:

$$I_q = 1 + f_q \cdot (q - P_a) \quad [6.9]$$

#### 6.2.2.4.-Factor de influencia $I_B$

Los datos recogidos en las tablas 6.2, 6.3 y 6.4 describen que cuando se considera un valor constante de  $q$ , un aumento en el tamaño de la zapata lleva a un aumento de los asientos sobre cada tipo de suelo.

Se han calculado los cocientes entre los valores de los asientos para un determinado  $B$  ( $\delta_B$ ), comparados con aquellos obtenidos cuando  $B$  es igual a 1.2 m ( $\delta_{1,2}$ ), para cada  $v$ ,  $D$  y  $q$  utilizados en cada  $E$  estudiado.

Las tablas 6.16 y 6.17 muestran los valores de estos cocientes sobre cada tipo de suelo y para cada  $q$  aplicado, cuando  $B= 1.5$  m y  $B= 1.8$  m, respectivamente.



**Tabla 6.16.** Cocientes entre  $\delta_B$  y  $\delta_{1.2}$  para  $B=1.5$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D/B$	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0	1.18	1.18	1.18	1.22	1.21	1.21	1.23	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.24	1.23	1.22	1.23	1.23	1.21
	0.3	1.18	1.18	1.17	1.22	1.21	1.21	1.24	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.24	1.23	1.22	1.23	1.23	1.21
	0.43	1.18	1.18	1.17	1.22	1.21	1.21	1.24	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.24	1.23	1.22	1.24	1.23	1.21
	0.57	1.18	1.18	1.17	1.22	1.21	1.21	1.24	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.24	1.23	1.22	1.24	1.23	1.21
150	0	1.19	1.19	1.19	1.20	1.20	1.20	1.23	1.23	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.21	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.3	1.19	1.19	1.19	1.20	1.20	1.20	1.23	1.23	1.22	1.23	1.23	1.23	1.23	1.21	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.43	1.19	1.19	1.19	1.20	1.20	1.21	1.23	1.23	1.21	1.23	1.23	1.23	1.23	1.21	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.57	1.19	1.19	1.19	1.20	1.20	1.21	1.23	1.23	1.21	1.23	1.23	1.23	1.23	1.21	1.23	1.22	1.22	1.22
200	0	1.18	1.18	1.18	1.21	1.21	1.21	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.23	1.23	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.3	1.18	1.18	1.18	1.21	1.21	1.21	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.23	1.23	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.43	1.18	1.18	1.18	1.22	1.21	1.21	1.23	1.22	1.21	1.22	1.22	1.22	1.23	1.23	1.23	1.22	1.22	1.22
	0.57	1.18	1.18	1.18	1.22	1.21	1.21	1.23	1.22	1.21	1.22	1.22	1.22	1.23	1.23	1.23	1.22	1.22	1.22
250	0	1.17	1.18	1.18	1.20	1.20	1.20	1.22	1.22	1.22	1.22	1.23	1.22	1.24	1.23	1.23	1.22	1.23	1.20
	0.3	1.17	1.18	1.18	1.20	1.20	1.20	1.22	1.22	1.22	1.22	1.23	1.22	1.24	1.23	1.23	1.22	1.23	1.19
	0.43	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.20	1.23	1.22	1.22	1.22	1.23	1.22	1.24	1.23	1.23	1.22	1.23	1.17
	0.57	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.20	1.23	1.22	1.22	1.22	1.23	1.22	1.24	1.23	1.23	1.22	1.23	1.15

**Tabla 6.17.** Cocientes entre  $\delta_B$  y  $\delta_{1.2}$  para  $B=1.8$  m (mm)

$q$ (kPa)	$D/B$	$E=12$ MPa			$E=25$ MPa			$E=34$ MPa			$E=42$ MPa			$E=80$ MPa			$E=130$ MPa		
		$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	$\nu$	
		0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.25	0.28	0.30	0.30	0.35	0.37	0.35	0.40	0.45
100	0	1.32	1.32	1.32	1.40	1.39	1.39	1.43	1.43	1.42	1.45	1.44	1.44	1.46	1.45	1.46	1.46	1.44	1.42
	0.25	1.32	1.32	1.32	1.40	1.39	1.39	1.44	1.43	1.42	1.45	1.44	1.44	1.46	1.45	1.45	1.46	1.44	1.42
	0.36	1.32	1.32	1.32	1.40	1.39	1.39	1.44	1.43	1.42	1.45	1.44	1.44	1.46	1.45	1.45	1.46	1.44	1.42
	0.47	1.32	1.32	1.32	1.40	1.39	1.39	1.44	1.43	1.42	1.45	1.44	1.44	1.46	1.45	1.45	1.46	1.44	1.42
150	0	1.34	1.32	1.33	1.39	1.39	1.39	1.43	1.43	1.42	1.44	1.43	1.44	1.46	1.46	1.46	1.44	1.44	1.43
	0.25	1.34	1.32	1.33	1.39	1.39	1.39	1.44	1.44	1.41	1.45	1.43	1.44	1.46	1.46	1.46	1.43	1.44	1.43
	0.36	1.34	1.32	1.34	1.39	1.39	1.40	1.44	1.44	1.41	1.45	1.43	1.44	1.46	1.46	1.46	1.43	1.44	1.43
	0.47	1.34	1.32	1.34	1.39	1.39	1.40	1.44	1.44	1.41	1.45	1.43	1.44	1.46	1.46	1.46	1.43	1.44	1.43
200	0	1.33	1.33	1.33	1.39	1.39	1.39	1.43	1.42	1.42	1.44	1.44	1.44	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
	0.25	1.33	1.33	1.33	1.39	1.39	1.39	1.44	1.42	1.42	1.44	1.44	1.44	1.44	1.45	1.46	1.46	1.44	1.45
	0.36	1.33	1.33	1.32	1.40	1.38	1.39	1.44	1.41	1.42	1.44	1.44	1.44	1.44	1.45	1.46	1.46	1.44	1.45
	0.47	1.33	1.33	1.32	1.40	1.38	1.39	1.45	1.41	1.42	1.44	1.44	1.44	1.44	1.45	1.46	1.46	1.44	1.45
250	0	1.32	1.33	1.33	1.39	1.39	1.39	1.42	1.42	1.42	1.44	1.44	1.44	1.45	1.46	1.45	1.45	1.45	1.41
	0.25	1.32	1.33	1.33	1.39	1.39	1.39	1.42	1.42	1.42	1.45	1.44	1.44	1.45	1.46	1.45	1.45	1.45	1.41
	0.36	1.32	1.33	1.32	1.38	1.38	1.38	1.42	1.41	1.42	1.45	1.44	1.44	1.45	1.46	1.45	1.45	1.45	1.38
	0.47	1.32	1.33	1.32	1.38	1.38	1.38	1.42	1.41	1.42	1.45	1.44	1.44	1.45	1.46	1.45	1.45	1.45	1.36

La proximidad entre los valores de estos cocientes (varianza < 0.01), independientemente del valor de  $\nu$  y  $D$  utilizados, permite poder utilizar un valor medio para el mismo, en cada tipo de suelo y para cada  $q$ . La tabla 6.18 muestra estos cocientes medios:

**Tabla 6.18.** Cocientes medios entre  $\delta_B$  y  $\delta_{1.2}$  para cada  $q$  y  $E$

	$q$ (kPa)	$E$ (MPa)					
		12	25	34	42	80	130
$\left(\frac{\delta_{1.5}}{\delta_{1.2}}\right)_{medio}$	100	1.18	1.21	1.23	1.23	1.23	1.22
	150	1.19	1.20	1.23	1.23	1.22	1.22
	200	1.18	1.21	1.22	1.22	1.23	1.22
	250	1.18	1.20	1.22	1.23	1.23	1.21
$\left(\frac{\delta_{1.8}}{\delta_{1.2}}\right)_{medio}$	100	1.32	1.40	1.43	1.44	1.46	1.44
	150	1.33	1.39	1.43	1.44	1.46	1.44
	200	1.33	1.39	1.43	1.44	1.45	1.45
	250	1.32	1.38	1.42	1.44	1.45	1.43

El ajuste matemático de  $(\delta_B/\delta_{1.2})$  en función de  $B$  por medio de una función exponencial, corresponde a la expresión de Terzaghi y col. (1996):

$$\left(\frac{\delta_B}{\delta_{1.2}}\right)_{medio} = \left(\frac{2B}{B+1.2}\right)^{f_B} \quad [6.10]$$

donde el exponente  $f_B$  representa la influencia de  $E$  sobre  $\delta$  para cualquier  $B$  analizado y puede ser calculado por la siguiente expresión, para  $B$  mayores de 1.2 m:

$$f_B = \frac{\log\left(\left(\frac{\delta_B}{\delta_{1.2}}\right)_{medio}\right)}{\log\left(\frac{2B}{B+1.2}\right)} \quad [6.11]$$

La tabla 6.19 recoge los valores de  $f_B$ , obtenidos a partir de la expresión 6.11 utilizando los valores de  $(\delta_B/\delta_{1.2})$  recogidos en la tabla 6.18.

**Tabla 6.19.** Valores de  $f_B$

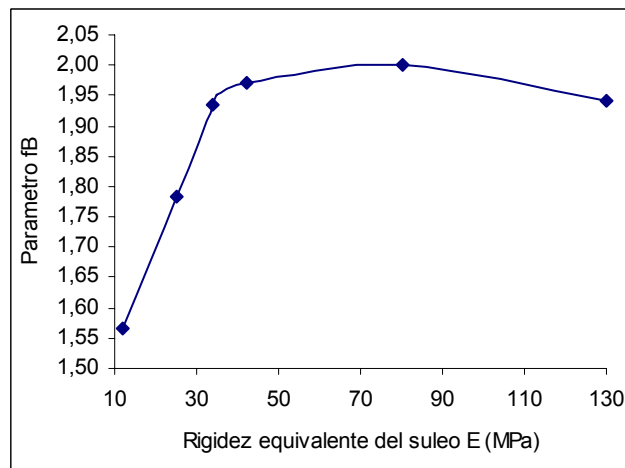
<b><i>B</i></b> <b>(m)</b>	<b><i>q</i></b> <b>(kPa)</b>	<b><i>E</i> (MPa)</b>					
		<b>12</b>	<b>25</b>	<b>34</b>	<b>42</b>	<b>80</b>	<b>130</b>
1.5	100	1.57	1.81	1.96	1.96	1.96	1.89
	150	1.65	1.73	1.96	1.96	1.89	1.89
	200	1.57	1.81	1.89	1.89	1.96	1.89
	250	1.57	1.73	1.89	1.96	1.96	1.81
1.8	100	1.52	1.85	1.96	2.00	2.08	2.00
	150	1.56	1.81	1.96	2.00	2.08	2.00
	200	1.56	1.81	1.96	2.00	2.04	2.04
	250	1.52	1.77	1.92	2.00	2.04	1.96

Los valores del exponente  $f_B$  están muy próximos entre sí para cada  $E$  analizado (varianza < 0.007), independientemente del valor de  $B$ . Esto significa que el  $\delta_B$  calculado a través de este parámetro apenas cambia, aunque lo haga  $B$ . Por tanto, es posible considerar un valor medio de  $f_B$  para cada tipo de suelo. La tabla 6.20 muestra los valores medios de  $f_B$ .

**Tabla 6.20.** Parámetro  $f_B$  para cada tipo de suelo

	$E$ (MPa)					
	12	25	34	42	80	130
$f_B$	1.56	1.79	1.93	1.97	2.00	1.94

La figura 6.4 muestra la distribución del parámetro  $f_B$  con respecto a  $E$ :



**Figura 6.4.** Valores de  $f_B$  con respecto a  $E$

Por tanto, de la ecuación [6.10] se deduce que el factor  $I_B$  viene dado por la siguiente ecuación:

$$I_B = \left( \frac{2B}{B+1.2} \right)^{f_B} \quad [6.12]$$

#### 6.2.2.5.- Validación del modelo

Tras analizar todos los factores incluidos en el cálculo de los asientos de zapatas sobre diferentes suelos arenosos, es posible reemplazar las expresiones [6.3], [6.6], [6.9] y [6.12] en la formulación principal [6.1], para obtener lo siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{(\alpha + \beta \cdot \nu) \cdot (1 + f_q \cdot (q - P_a))}{1 + \lambda \cdot \left(\frac{D}{B}\right)} \cdot \left(\frac{2B}{B+1.2}\right)^{f_B} \quad [6.13]$$

Para verificar la aplicabilidad de esta nueva formulación, se han calculado las soluciones numéricas correspondientes a los cinco ensayos de cimentaciones (Burland y Burbidge, 1985) utilizados para comprobar el modelo generado en este estudio ( $\delta_A$ ) y posteriormente, se han comparado con los valores del asiento obtenidos en los ensayos de campo ( $\delta_m$ ) y con los obtenidos a través de los métodos propuestos por Mayne y Poulos (1999), el de Steinbrenner modificado por Fox (Das, 2006) y el de Burland y Burbidge (1985) ( $\delta_{BB}$ ). Este último es el método de referencia que establece el Código Técnico de la Edificación CTE-2006 para la estimación del asiento en suelos granulares. La tabla 6.21 muestra los asientos obtenidos a través de esta nueva formulación [6.13], los medidos en los ensayos de campo y los calculados a través de los métodos analíticos.

**Tabla 6.21.** Asientos estimados por la nueva formulación [6.13] frente a otros métodos

Ensayo	$\delta_m$ (mm)	$\delta_{MP}$ (mm)	$\delta_{SF}$ (mm)	$\delta_{BB}$ (mm)	$\delta_A$ (mm)
44/M1	1.3	3.32	3.00	2.60	3.30
44/M3	0.6	0.92	0.91	1.30	0.91
44/P1	2.1	1.13	1.16	2.20	1.14
44/P2	1.0	1.13	1.16	1.30	1.14
58/B	2.1	2.01	1.66	3.90	1.72

A partir de estos resultados, se ha realizado el análisis estadístico de los valores del error relativo de los asientos estimados por los diferentes métodos, en relación a los asientos reales medidos en campo [por ejemplo  $(\delta_A - \delta_m) / \delta_m$ ].

La tabla 6.22 muestra los valores de estos errores relativos, así como, el valor medio ( $ERM$ ) y la varianza de estos errores relativos.

**Tabla 6.22.** Análisis estadístico de los valores de errores relativos

<b>Ensayo</b>	<b>Mayne y Poulos</b>	<b>Steinbrenner y Fox</b>	<b>Burland y Burbidge</b>	<b>Nueva formulación</b>
44/M1	155.6%	130.6%	100.00%	153.9%
44/M3	54%	51.4%	116.7%	51.7%
44/P1	-46.2%	-44.6%	4.8%	-45.7%
44/P2	13%	16.3%	30%	14%
58/B	-4.3%	-20.9%	85.7%	-18.1%
ERM	34.4%	26.6%	67.4%	31.1%
Varianza	0.59	0.47	0.23	0.58

Considerando los valores medios y la varianza recogidos en la tabla 6.22, se puede concluir que el método de Burland y Burbidge (1985) sobreestima los resultados.

Por otro lado, la nueva formulación [6.13] predice los asientos extraídos de los ensayos de campo con un  $ERM= 31.1\%$ , similar a como lo hacen los métodos propuestos por Mayne y Poulos (1999) y por Steinbrenner modificado por Fox (Das, 2006) ( $ERMs$  del 34.4% y 26.6% respectivamente), lo que nos lleva a confirmar la validez de la nueva formulación para predecir los asientos en el centro de la base de una zapata ( $B$  de 1.2 a 1.8 m), cargada de forma axial, vertical y centrada, dispuesta sobre una arena drenada de compacidad comprendida entre densa y medio-densa.

Sin embargo, esta nueva formulación [6.13] tiene la ventaja de la rapidez y facilidad en su aplicación, ya que a diferencia de los otros métodos analíticos utilizados, es posible obtener, de un modo directo, los valores de los factores de influencia, función de la rigidez equivalente del suelo ( $E$ ), que definen la nueva formulación, lo que implica una reducción en el tiempo de cálculo en relación a los otros métodos analizados.

**CAPÍTULO VII:  
CONCLUSIONES**



## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES

Se ha realizado un análisis tridimensional no lineal de elementos finitos de una zapata cargada de forma axial, vertical y centrada, dispuesta sobre una arena drenada. Para el rango de valores de los parámetros geotécnicos utilizados en este estudio, las conclusiones más importantes que se pueden extraer, se resumen a continuación:

- El *MEF* ha demostrado ser un método válido para estudiar el comportamiento no lineal del suelo, ya que tiene en cuenta la interacción entre la zapata y el suelo circundante y el comportamiento no lineal de este último. Esto proporciona valores del asiento similares a los medidos en los ensayos a escala real encontrados en la bibliografía.
- El análisis por elementos finitos de los asientos muestra que el aumento de la rigidez del suelo ( $E$ ) conduce a una mayor uniformidad entre los valores del asiento en profundidad ( $\delta$ ), con respecto a los superficiales ( $\delta_s$ ), debido a que los suelos más rígidos presentan un menor movimiento lateral de sus partículas bajo los bordes de la zapata, mientras que esta se asienta.
- Un aumento en el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), conduce a un suelo más rígido y a valores del asiento ( $\delta$ ) más bajos, y por tanto, la tasa de disminución de  $\delta$ , con respecto a la relación entre la profundidad de cimentación y la anchura de la zapata ( $D/B$ ), se encuentra incluida dentro de un intervalo estrecho de valores.
- Cuando aumenta la profundidad de cimentación, hay una mayor diferencia entre  $\delta$  y  $\delta_s$ , permaneciendo la tasa de disminución de  $\delta$  con respecto a  $D/B$  como un valor constante en cada tipo de suelo, independientemente del valor de  $B$ ,  $\nu$  y el incremento neto de la presión efectiva aplicado ( $q$ ).
- Un aumento de  $q$  lleva a obtener mayores valores del asiento, siendo los incrementos de  $\delta$  similares a los obtenidos en superficie, para cualquier  $\nu$  y  $D$  considerados en cada  $B$ ,  $E$  y  $q$  utilizados, ya que la tasa de disminución de  $\delta$  con respecto a la profundidad, permanece como un valor constante en el suelo.

- Finalmente, cuando  $q$  permanece constante, un aumento en el tamaño de la base de la zapata, conduce a mayores valores del asiento registrados, obteniéndose incrementos de  $\delta$  con la profundidad similares a los obtenidos en superficie, para cualquier  $\nu$ ,  $B$  y  $D$  considerados en cada tipo de suelo y  $q$  aplicado.
- A través de *MEF* se ha establecido una nueva formulación para la predicción del asiento elástico en el centro de la base de una zapata cuadrada ( $B= 1.2$  a  $1.8$  m) cargada de forma axial, vertical y centrada y dispuesta sobre una arena drenada densa a medio densa:

$$\delta = \frac{(\alpha + \beta \cdot \nu) \cdot (1 + f_q \cdot (q - P_a))}{1 + \lambda \cdot \left(\frac{D}{B}\right)} \cdot \left(\frac{2B}{B + 1.2}\right)^{f_s}$$

Esta formulación depende del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), del incremento neto de la presión efectiva ( $q$ ), de la geometría de la zapata ( $B$  y  $D$ ) y de una serie de parámetros ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $f_q$ ,  $f_s$  y  $\lambda$ ) obtenidos a partir de diferentes gráficas (Figuras desde la 6.1, hasta la 6.4) en función de la rigidez equivalente del suelo al nivel de cimentación ( $E$ ).

El análisis numérico de cinco ensayos de campo de zapatas reales sobre suelos arenosos (Burland y Burbidge, 1985), muestra una exactitud en la predicción de los asientos (error relativo medio del 31.1%) similar a la obtenida a través de los métodos propuestos por Mayne y Poulos (1999) y el de Steinbrenner, modificado por Fox (Das, 2006).

Sin embargo, esta nueva formulación tiene la ventaja de la rapidez y facilidad en su aplicación, ya que a diferencia de los otros métodos analíticos utilizados, es posible obtener, de un modo directo, los valores de los parámetros de influencia que definen la nueva formulación, lo que implica una reducción en el tiempo de cálculo en relación a los otros métodos analizados.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**BIBLIOGRAFIA**

- Al-Shayea NA, Mohib KR, 2011. Parameters for an elasto-plasto-damage model for the stress-strain behaviour of dense sand. *Int J Damage Mech* 20: 63-87.
- Argüelles R, 1992. *Fundamentos de elasticidad y su programación por elementos finitos*. Bellisco, Madrid.
- Ayuso J, Caballero A, López M, Jiménez JR, Agrela F, 2010. *Cimentaciones y estructuras de contención de tierras*. Bellisco, Madrid.
- Blangino E, 2008. *Teoría de la Elasticidad y Platicidad*. 67.16 Ensayos Industriales. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires.
- Berardi R, Lancellotta R, 1991. Stiffness of granular soils from field performance. *Géotechnique* 41(1): 149-157.
- Bose SK, Das SC, 1997. Nonlinear finite element analysis of stresses and deformation beneath rigid footings. *Comput Struct* 62(3): 487-492.
- Burland JB, Burbidge MC, 1985. Settlement of foundations on sand and gravel. *Proc Instn Civ Engrs* 78(1): 1325-1381.
- Das BM, 2006. *Principles of foundation engineering*. Cengage Learnings, Mexico.
- Das BM, Sivakugan N, 2007. Settlements of shallow foundations on granular soil—an overview. *Int J Geotech Eng* 1: 19-29
- Davidovic N, Bonic Z, Prolovic V, Mladenovic B, Stojic D, 2010. A comparative theoretical-experimental analysis of settlements of shallow foundations on granular soil. *Arch Civ Eng* 8(2):135-143.
- Drucker DC, Prager W, 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quart Applied Math* 10(2): 157-165.
- Eid HT, Alansari OA, Odeh AM, Nasr MN, Sadek HA, 2009. Comparative study on the behavior of square foundations resting on confined sand. *Can Geotech J* 46(4): 454-469.
- Fox EN, 1948. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. *Proc Int Conf Soil Mech and Found Engrs* 2(1):129-132.
- Jiménez JA, Cañizo L, y otros, 1980. *Geotecnia y Cimientos III. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia*. Rueda, Madrid.

- Kelln C, Sharma J, Hughes D, 2008. A finite element solution scheme for an elastic–viscoplastic soil model. *Comput Geotech* 35: 524–536.
- Kulhawy FH, Mayne PW, 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design, Final Report (EL- 6800). Submitted to Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, California.
- Lee J, Salgado R, 2002. Estimation of Footing Settlement in Sand. *Int J Geomech* 2(1): 1–28 (2002)
- Lee J, Salgado R, Kim S, 2005. Bearing capacity of circular footings under surcharge using state-dependent finite element analysis. *Comput Geotech* 32: 445-457.
- Lehane B, Fahey M, 2002. A simplified nonlinear settlement prediction model for foundations on sand. *Can Geotech J* 39: 293-303.
- Loukidis D, Chakraborty T, Salgado R, 2008. Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Can Geotech J* 45(6): 768-787.
- Loukidis D, Salgado R, 2009. Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Comput Geotech* 36: 871-879.
- Loukidis D, Salgado R, 2011. Effect of relative density and stress level on the bearing capacity of footing on sand. *Géotechnique* 61(2): 107-119.
- Mayne PW, Poulos HG, 1999. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundation. *J Geotech and Geoenv Eng ASCE* 125(6): 453-460.
- Meyerhof G, 1965. Shallow foundations. *J Soil Mech Found Div ASCE* 91(SM2): 21–31.
- Ministerio de la Vivienda, 2006. Código Técnico de la Edificación DB-SE.C/2006.
- Moaveni S, 2008. Finite element analysis: theory and application with ANSYS. Pearson Prentice Hall, Harlow, USA.
- Oka F, Higo Y, Kimoto S, 2002. Effect of dilatancy on the strain localization of water-saturated elasto-viscoplastic soil. *Soils and Structures* 39: 3625-3647.
- Peck R, Bazaraa A, 1969. Discussion of 'Settlement of spread footings on sands', by D'Appolonia and Brisette. *J. Soil Mech Found Div ASCE* 95(3): 905–909.
- Peng JR, Rouainia M, Clarke BG, 2010. Finite element analysis of laterally loaded fin piles. *Comput Struct* 88: 1239-1247.

- 
- Peña AA, 2001. Cimentaciones a tracción para invernaderos. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos y de Montes. Universidad de Córdoba.
  - Potts DM, Zdravkovic L, 1999. Finite element analysis in geotechnical engineering. Thomas Telford, London, UK.
  - Prat PC, Sánchez FA, Gonzalez, N, 2007. Elasto-plastic microplane model for geotechnical applications. Proc 10th Int Symp Num Models Geomech (numogX). Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences: 27-33
  - Rodríguez JM, Serra J, Oteo C, 1989. Curso aplicado cimentaciones. COAM. Madrid.
  - Schmertmann JH, 1970. Static cone to compute static settlement over sand. J Soil Mech Found Div ASCE 96(3): 1011-1043.
  - Schmertmann JH, Hartman JP, Brown PR, 1978. Improved strain influence factor diagrams. J Geotech Geoenviron Eng ASCE 104(8): 1131-1135.
  - Shin EC, Das B, 2011. Developments in Elastic Settlement Estimation Procedures for Shallow Foundations on Granular Soil. KSCE J Civ Eng 15(1): 77-89.
  - Steinbrenner W, 1934. Tafeln zur setzungsberschnung. Die Strasse 1: 121-124.
  - Terzaghi K, Peck RB, 1948. Soil mechanics in engineering practice, 1st Edition, John Wiley and Sons, New York.
  - Terzaghi K, Peck RB, Mesri G, 1996. Soil mechanics in engineering practice. 3rd edition, John Wiley and Sons, New York.
  - Ti KS, Huat BBK, Noorzaei J, Jaafar MS, Sew GS, 2009. A review of basic soil constitutive models for geotechnical application. Electron J Geotech Eng 14(J): 1-18.
  - Tiznado JC, Rodríguez-Roa F, 2011. Seismic lateral movement prediction for gravity retaining walls on granular soils. Soil Dyn Earthq Eng 31: 391-400.
  - Zienkiewicz OC, 1977. El método de elementos finitos. Reverte, Madrid.

**ANEXO I:**  
**GENERACIÓN DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS**

## ANEXO I

## GENERACIÓN DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

## I.1.- MODELO 1: ZAPATA SITUADA A UNA CIERTA PROFUNDIDAD EN EL TERRENO

El programa que representa el modelo de cimentación en profundidad viene dado por:

***CABECERA DEL PROGRAMA***

En la cabecera se establecen las variables del programa y sus valores numéricos, de forma que no es necesario reflejarlas en los diferentes comandos utilizados a lo largo del programa.

/TITLE, MODELO VARIABLE EN PROFUNDIDAD

/COM, STRUCTURAL

*CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS DEL CIMENTO*

\*SET, LZAPATA,1.2      LONGITUD DE LA ZAPATA (m)  
 \*SET, AZAPATA,1.2      ANCHURA DE LA ZAPATA (m)  
 \*SET, PZAPATA,0.6      ALTURA DE LA ZAPATA (m)  
 \*SET, LPILAR,0.3      LONGITUD DEL PILAR DE CARGA (m)  
 \*SET, APILAR,0.3      ANCHURA DEL PILAR DE CARGA (m)

*PROPIEDADES DEL HORMIGÓN DE LA ZAPATA*

\*SET,EXH,3E7      MODULO ELASTICIDAD HORMIGÓN (kPa)  
 \*SET,NUXYH,0.2      COEFICIENTE POISSON HORMIGÓN  
 \*SET, DENS,25      PESO ESPECIFICO DEL HORMIGÓN (KN/m<sup>3</sup>)  
 \*SET,TH, 0.15      TAMAÑO DE ELEMENTOS DE ZAPATA (m)

*CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL SUELO*

\*SET,LSUELO,12      LONGITUD DEL SUELO (m)  
 \*SET,ASUELO,12      ANCHURA DEL SUELO (m)  
 \*SET,PSUELO,10      PROFUNDIDAD DEL SUELO (m)  
 \*SET,D,PZAPATA      ALTURA DEL SUELO DE SOBRECARGA (m)  
 \*SET,INCREML,(LSUELO-LZAPATA)/48      PENDIENTE LONGIT. NÚCLEO  
 \*SET,INCREMA,(ASUELO-AZAPATA)/48      PENDIENTE TRANSV. NÚCLEO  
 \*SET,INCREMP,PSUELO/8      INCREMENTO PROFUNDIDAD ESTRATOS

*PROPIEDADES DEL SUELO DE CIMENTACION*

\*SET,EXS, 40000      MODULO ELASTICIDAD DEL SUELO (kPa)



*SET,NUXYS,0.2	COEFICIENTE DE POISSON DEL SUELO
*SET, DENSS, 17	PESO ESPECIFICO DEL SUELO (KN/m <sup>3</sup> )
*SET,COHES, 0.01	COHESION DEL SUELO (KN/m <sup>2</sup> )
*SET, ROZINT,37	ÁNGULO ROZAMIENTO INTERNO (°)
*SET, DILAT, 7	ÁNGULO DE DILATANCIA (°)

PROPIEDADES DEL SUELO DE SOBRECARGA

*SET,EXSO,30000	MODULO ELAST. SUELO SOBRECARGA (kPa)
*SET,NUXYSO,0.2	COEFICIENTE POISSON SUELO SOBRECARGA
*SET, DENSSO, 15	PESO ESPECIFICO SUELO SOBRECARGA (KN/m <sup>3</sup> )
*SET,COHESO, 0.01	COHESION DEL SUELO SOBRECARGA (KN/m <sup>2</sup> )
*SET, ROZINTO,32	ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO (°)
*SET, DILATO, 4	ÁNGULO DE DILATANCIA (°)

TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DE MALLA DEL SUELO

*SET,TS,1	TAMAÑO MÁXIMO DE ELEMENTOS (m)
*SET,TZ,0.15	TAMAÑO MÍNIMO DE ELEMENTOS (m)

COEFICIENTES DE ROZAMIENTO ENTRE SUPERFICIES

*SET,MUF,0.4	COEFICIENTE DE ROZAMIENTO EN LA BASE
*SET,MUL,0.2	COEFICIENTE DE ROZAMIENTO EN LATERAL

Las solicitaciones sobre la zapata se introducen como un esfuerzo axial, repartido entre todos los nodos que conforman el área de la base del pilar de carga, de una forma proporcional al área de carga asociada a cada nodo. El número de nodos presentes, se obtienen de dividir el área de carga entre el tamaño de los elementos de mallado de la zapata. El valor del axial aplicado, junto con la carga derivada del peso propio de la zapata, garantizan que la carga uniforme que se transmite al suelo es de 150 KN/m<sup>2</sup>.

SOLICITACIONES SOBRE LA ZAPATA

*SET,AXIL,194.4	AXIAL EN EL EJE Y (Vertical) (KN)
-----------------	-----------------------------------

CRITERIOS DE TRANSFORMACIÓN DE SOLICITACIONES

*SET, CARGA, AXIL/48	MODULO DEL AXIAL POR NODO (KN)
----------------------	--------------------------------

**PREPROCESO**

/PREP7

ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ELEMENTO DE SUELO

El siguiente comando selecciona el tipo de elemento que se va a utilizar en el modelo del suelo. La definición del tipo de elemento y sus *keyoptions*, hay que

hacerla por separado para el suelo y para el hormigón, ya que al mallar los modelos es donde se distingue que existen dos materiales diferentes, asignando el número 1, en este caso, al suelo, y el número 2 al hormigón. En este estudio se ha utilizado el elemento sólido llamado *SOLID95*, que es un elemento cuadrático con 20 nodos y tres grados de libertad (desplazamientos en X, Y y Z) en cada nodo, que se utiliza para modelos de estructuras sólidas en tres dimensiones.

ET,1,SOLID95

A continuación se establecen las propiedades características del elemento, llamadas *keyoptions*. Para el *SOLID95* existen cuatro (*keyoptions* 1, 5, 6 y 11) y en este caso se han dejado con sus valores prefijados por defecto, para los que:

- la *keyoption* nº1, establece que el sistema de coordenadas activo es el fijado por defecto.
- la *keyoption* nº5, determina la opción básica para la salida extra del elemento.
- la *keyoption* nº6, determina la opción básica para la salida extra por superficie.
- la *keyoption* nº 11, determina la regla de integración no reducida.

KEYOPT,1,1,0

KEYOPT,1,5,0

KEYOPT,1,6,0

KEYOPT,1,11,0

Con el comando UIMP se introduce el módulo de elasticidad (EX), el coeficiente de Poisson (NUXY) y el peso específico (DENS) del estrato del suelo al nivel de cimentación.

R,1, , ,

UIMP,1,EX,,EXS,

UIMP,1,DENS,,DENSS,

UIMP,1,NUXY,,NUXYS,

#### CRITERIO DE CALCULO

El comando TB selecciona el criterio de comportamiento elasto-plástico de Drukcrer-Prager para trabajar. Igualmente, con el comando TBDAT se establecen los

parámetros de plastificación del suelo, por el siguiente orden: la cohesión, el ángulo de rozamiento interno y el ángulo de dilatación.

```
TB,DP,1
TBDAT,1,COHES, ROZINT, DILAT
```

Posteriormente, la rutina de definición del material del suelo al nivel de cimentación, se repite para los restantes estratos que componen el modelo del suelo.

Todos los estratos del suelo se modelan con el mismo tipo de elemento cambiando, para cada uno de ellos, las propiedades del material que los representan, en función de su profundidad con respecto a la zapata.

```
TB,DP,2,,,,
TBMODIF,1,1,COHES
TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2*INCREMP)
TBMODIF,1,3,DILAT
MP,EX,2,EXS+(3200*INCREMP),,,,,
MP,DENS,2,DENSS+(0.2*INCREMP),,,,,
MP,NUXY,2,NUXYS-(0.01*INCREMP),,,,,
```

```
TB,DP,3,,,,
TBMODIF,1,1,COHES
TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2*2*INCREMP)
TBMODIF,1,3,DILAT
MP,EX,3,EXS+(3200*2*INCREMP),,,,,
MP,DENS,3,DENSS+(0.2*2*INCREMP),,,,,
MP,NUXY,3,NUXYS-(0.01*2*INCREMP),,,,,
```

```
TB,DP,4,,,,
TBMODIF,1,1,COHES
TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2*3*INCREMP)
TBMODIF,1,3,DILAT
MP,EX,4,EXS+(3200*3*INCREMP),,,,,
MP,DENS,4,DENSS+(0.2*3*INCREMP),,,,,
MP,NUXY,4,NUXYS-(0.01*3*INCREMP),,,,,
```

```
TB,DP,5,,,,
TBMODIF,1,1,COHES
```

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*4\*INCREMP)  
 TBMODIF,1,3,DILAT  
 MP,EX,5,EXS+(3200\*4\*INCREMP),,,,,  
 MP,DENS,5,DENSS+(0.2\*4\*INCREMP),,,,,  
 MP,NUXY,5,NUXYS-(0.01\*4\*INCREMP),,,,,

TB,DP,6,,,,  
 TBMODIF,1,1,COHES  
 TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*5\*INCREMP)  
 TBMODIF,1,3,DILAT  
 MP,EX,6,EXS+(3200\*5\*INCREMP),,,,,  
 MP,DENS,6,DENSS+(0.2\*5\*INCREMP),,,,,  
 MP,NUXY,6,NUXYS-(0.01\*5\*INCREMP),,,,,

TB,DP,7,,,,  
 TBMODIF,1,1,COHES  
 TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*6\*INCREMP)  
 TBMODIF,1,3,DILAT  
 MP,EX,7,EXS+(3200\*6\*INCREMP),,,,,  
 MP,DENS,7,DENSS+(0.2\*6\*INCREMP),,,,,  
 MP,NUXY,7,NUXYS-(0.01\*6\*INCREMP),,,,,

TB,DP,8,,,,  
 TBMODIF,1,1,COHES  
 TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*7\*INCREMP)  
 TBMODIF,1,3,DILAT  
 MP,EX,8,EXS+(3200\*7\*INCREMP),,,,,  
 MP,DENS,8,DENSS+(0.2\*7\*INCREMP),,,,,  
 MP,NUXY,8,NUXYS-(0.01\*7\*INCREMP),,,,,

Igualmente, se definen las propiedades materiales del estrato de suelo menos resistente, situado por encima del nivel de cimentación y rodeando a la zapata.

TB,DP,9,,,,  
 TBMODIF,1,1,COHESO  
 TBMODIF,1,2,ROZINTO  
 TBMODIF,1,3,DILATO  
 MP,EX,9,EXSO,,,,,

MP,DENS,9,DENSSO,,,,,

MP,NUXY,9,NUXYSO,,,,,

#### ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ELEMENTO DE LA ZAPATA

Se define el tipo de elemento, así como las propiedades materiales que representan al hormigón de la zapata.

ET,2,SOLID95

KEYOPT,2,1,0

KEYOPT,2,5,0

KEYOPT,2,6,0

KEYOPT,2,11,0

R,2, , ,

MPTEMP,,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,10,,EXH

MPDATA,NUXY,10,,NUXYH

MPTEMP,,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,DENS,10,,DENS

#### ESTABLECIMIENTO DEL ELEMENTO TARGE DE LA BASE DE LA ZAPATA

Se establece el tipo de elemento de contacto que se va a utilizar sobre las superficies de la zapata que están en contacto con el suelo. En este caso se utiliza el elemento *TARGE170*, que es un elemento tridimensional que se superpone a los elementos de la zapata sobre los que se aplica. Está asociado a un elemento de rozamiento de tipo *CONTA* en el modelo del suelo con el que entra en contacto.

ET,3,TARGE170

A continuación se establecen las propiedades del elemento a través de sus *keyoptions*. Para el *TARGE170* existen cinco *keyoptions*, adoptando todas, en este programa, su valor prefijado por defecto, menos la primera y la quinta, que toman el valor 1:

- la *keyoption* nº1, con su opción 1, determina que el elemento subyacente es de orden superior (nodos en los vértices y en la mitad de cada arista que definen las caras del elemento).

- la *keyoption* n°2 establece que el programa fije automáticamente las condiciones de contorno para los nodos de cada elemento de contacto (opción por defecto).
- la *keyoption* n°3 determina por defecto, que el comportamiento termal de la superficie de contacto este basado en el propio estado del contacto.
- la *keyoption* n°4 establece, en su opción por defecto, que ningún grado de libertad se encuentre coaccionado.
- la *keyoption* n°5 determina el grado de libertad que ha de ser coaccionado. En este caso, su opción 1 establece una coacción a la penetración entre los sólidos, pero no a la rotación.

KEYOPT,3,1,1

KEYOPT,3,2,0

KEYOPT,3,3,0

KEYOPT,3,4,0

KEYOPT,3,5,1

Con estos comandos se introducen las propiedades del elemento de contacto que se simula para la zapata, definido a través de su coeficiente de rozamiento (MU).

R,1, , ,

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,MU,11,,MUF

#### ESTABLECIMIENTO DEL ELEMENTO CONTA DE LA BASE DEL SUELO

El siguiente comando selecciona el tipo de elemento de contacto que se va a utilizar en las superficies del suelo que entran en contacto con la zapata. En este caso se utiliza el elemento *CONTA174*, que es un elemento que se superpone a los elementos de orden superior del suelo, sobre los que se aplica. Se trata de un elemento superficie-superficie de carácter tridimensional con 8 nodos, que se usa para representar el contacto y el deslizamiento entre una superficie constituida por elementos *TARGE* y una superficie deformable constituida por este elemento. El contacto ocurre cuando la superficie elementos *CONTA* penetra en alguno de los segmentos de los elementos *TARGE* asociados.

ET,4,CONTA174

A continuación se establecen las propiedades del elemento a través de las *keyoptions*. El *CONTA174* presenta once *keyoptions* y en este estudio solo se han cambiado, respecto a su valor por defecto, la quinta, la séptima, la novena y la décima:

- la *keyoption* n°1 fija los grados de libertad permitidos, que en este caso, es el de los desplazamientos en todas las direcciones (opción por defecto).
- la *keyoption* n°2 establece el Lagrangiano como algoritmo de contacto por defecto.
- la *keyoption* n°4 establece, por defecto, que los puntos de contacto considerados son los de Gauss.
- la *keyoption* n°5, en su opción 3, establece el cierre de los huecos y la reducción de la penetración entre las superficies de contacto.
- la *keyoption* n°6 regula la variación de la rigidez de contacto, estableciéndose un rango preestablecido por defecto, en la actualización de la rigidez.
- la *keyoption* n°7, con la opción 2, fija el control, de una forma razonable, en el incremento del tiempo y de la carga.
- la *keyoption* n°8 queda fijada en su opción por defecto, para la que no hay selección de contacto asimétrico.
- la *keyoption* n°9, con la opción 1, excluye el valor inicial de penetración o la existencia de huecos.
- la *keyoption* n°10, en la opción 1, fija que el valor de la rigidez de contacto se redefina en cada incremento de carga, en función del valor de la presión media en los elementos subyacentes, con respecto al incremento de carga anterior.
- la *keyoption* n°12, en su opción por defecto, permite el deslizamiento y la separación entre las superficies (presión nula en la separación).

Asimismo, se fijan las constantes reales, entre las que se encuentran el coeficiente de rigidez de contacto igual a 3.68, y el rango máximo de penetración permitido entre las superficies igual a 0.1.

KEYOPT,4,1,0

KEYOPT,4,2,0

KEYOPT,4,4,0





KEYOPT,6,1,0  
 KEYOPT,6,2,0  
 KEYOPT,6,4,0  
 KEYOPT,6,5,3  
 KEYOPT,6,6,0  
 KEYOPT,6,7,2  
 KEYOPT,6,8,0  
 KEYOPT,6,9,1  
 KEYOPT,6,10,1  
 KEYOPT,6,11,0  
 KEYOPT,6,12,0  
 R,2,,,3.68,0.1,,  
 RMORE,,,,,  
 RMORE,,,,,  
 RMORE,,,,,  
 MPTEMP,,,,,,,,,  
 MPTEMP,1,0  
 MPDATA,MU,14,,MUL

#### MODELO DEL SUELO

A continuación se generan los volúmenes que van a simular los diversos estratos que configuran el suelo-modelo. Cada estrato va a presentar un núcleo central, que partiendo desde la base de la zapata va aumentando su tamaño en función de la profundidad.

K,1,-LZAPATA/2,0,0,  
 K,2,-LZAPATA/2,0,-AZAPATA/2,  
 K,3,LZAPATA/2,0,-AZAPATA/2,  
 K,4,LZAPATA/2,0,0,  
 K,5,-LSUELO/2,0,0,  
 K,6,-LSUELO/2,0,-ASUELO/2,  
 K,7,LSUELO/2,0,-ASUELO/2,  
 K,8,LSUELO/2,0,0,  
  
 K,9,-(LZAPATA/2+INCREML),-INCREMP,0,  
 K,10,-(LZAPATA/2+INCREML),-INCREMP,-(AZAPATA/2+INCREMA),  
 K,11,(LZAPATA/2+INCREML),- INCREMP,-(AZAPATA/2+INCREMA),  
 K,12,(LZAPATA/2+INCREML),- INCREMP,0,

K,13,-LSUELO/2,- INCREMP,0,

K,14,-LSUELO/2,- INCREMP,-ASUELO/2,

K,15,LSUELO/2,- INCREMP,-ASUELO/2,

K,16,LSUELO/2,- INCREMP,0,

K,17,-(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-(2\*INCREMP),0,

K,18,-(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-(2\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(2\*INCREMA)),

K,19,(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-(2\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(2\*INCREMA)),

K,20,(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-(2\*INCREMP),0,

K,21,-LSUELO/2,- (2\*INCREMP),0,

K,22,-LSUELO/2,- (2\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,23,LSUELO/2,- (2\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,24,LSUELO/2,- (2\*INCREMP),0,

K,25,-(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-(3\*INCREMP),0,

K,26,-(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-(3\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(3\*INCREMA)),

K,27,(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-(3\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(3\*INCREMA)),

K,28,(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-(3\*INCREMP),0,

K,29,-LSUELO/2,- (3\*INCREMP),0,

K,30,-LSUELO/2,- (3\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,31,LSUELO/2,- (3\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,32,LSUELO/2,- (3\*INCREMP),0,

K,33,-(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),0,

K,34,-(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(4\*INCREMA)),

K,35,(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(4\*INCREMA)),

K,36,(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),0,

K,37,-LSUELO/2,- (4\*INCREMP),0,

K,38,-LSUELO/2,- (4\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,39,LSUELO/2,- (4\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,40,LSUELO/2,- (4\*INCREMP),0,

K,41,-(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),0,

K,42,-(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(5\*INCREMA)),

K,43,(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(5\*INCREMA)),

K,44,(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),0,

K,45,-LSUELO/2,- (5\*INCREMP),0,

K,46,-LSUELO/2,- (5\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,47,LSUELO/2,- (5\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,48,LSUELO/2,- (5\*INCREMP),0,

K,49,-(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),0,  
 K,50,-(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),- 6\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(6\*INCREMA)),  
 K,51,(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(6\*INCREMA)),  
 K,52,(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),0,  
 K,53,-LSUELO/2,- (6\*INCREMP),0,  
 K,54,-LSUELO/2,- (6\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,55,LSUELO/2,- (6\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,56,LSUELO/2,- (6\*INCREMP),0,

K,57,-(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),0,  
 K,58,-(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),- 7\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(7\*INCREMA)),  
 K,59,(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(7\*INCREMA)),  
 K,60,(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),0,  
 K,61,-LSUELO/2,- (7\*INCREMP),0,  
 K,62,-LSUELO/2,- (7\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,63,LSUELO/2,- (7\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,64,LSUELO/2,- (7\*INCREMP),0,

K,65,-(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-(8\*INCREMP),0,  
 K,66,-(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),- 8\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(8\*INCREMA)),  
 K,67,(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-(8\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(8\*INCREMA)),  
 K,68,(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-(8\*INCREMP),0,  
 K,69,-LSUELO/2,- (8\*INCREMP),0,  
 K,70,-LSUELO/2,- (8\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,71,LSUELO/2,- (8\*INCREMP),-ASUELO/2,  
 K,72,LSUELO/2,- (8\*INCREMP),0,

K,73,-LZAPATA/2,D,0,  
 K,74,-LZAPATA/2, D,-AZAPATA/2,  
 K,75,LZAPATA/2, D,-AZAPATA/2,  
 K,76,LZAPATA/2,D,0,  
 K,77,-LSUELO/2,D,0,  
 K,78,-LSUELO/2,D,-ASUELO/2,

K,79,LSUELO/2,D,-ASUELO/2,

K,80,LSUELO/2,D,0,

/VIEW,1,1,2,3

/ANG,1

/REP,FAST

V, 1, 2, 3, 4, 9, 10, 11, 12

V, 5, 6, 2, 1, 13, 14, 10, 9

V, 2, 6, 7, 3, 10, 14, 15, 11

V, 4, 3, 7, 8, 12, 11, 15, 16

VPLOT

V, 9, 10, 11, 12, 17, 18, 19, 20

V, 13, 14, 10, 9, 21, 22, 18, 17

V, 10, 14, 15, 11, 18, 22, 23, 19

V, 12, 11, 15, 16, 20, 19, 23, 24

VPLOT

V, 17, 18, 19, 20, 25, 26, 27, 28

V, 21, 22, 18, 17, 29, 30, 26, 25

V, 18, 22, 23, 19, 26, 30, 31, 27

V, 20, 19, 23, 24, 28, 27, 31, 32

VPLOT

V, 25, 26, 27, 28, 33, 34, 35, 36

V, 29, 30, 26, 25, 37, 38, 34, 33

V, 26, 30, 31, 27, 34, 38, 39, 35

V, 28, 27, 31, 32, 36, 35, 39, 40

VPLOT

V, 33, 34, 35, 36, 41, 42, 43, 44

V, 37, 38, 34, 33, 45, 46, 42, 41

V, 34, 38, 39, 35, 42, 46, 47, 43

```

V, 36, 35, 39, 40, 44, 43, 47, 48
VPLOT
V, 41, 42, 43, 44, 49, 50, 51, 52
V, 45, 46, 42, 41, 53, 54, 50, 49
V, 42, 46, 47, 43, 50, 54, 55, 51
V, 44, 43, 47, 48, 52, 51, 55, 56
VPLOT
V, 49, 50, 51, 52, 57, 58, 59, 60
V, 53, 54, 50, 49, 61, 62, 58, 57
V, 50, 54, 55, 51, 58, 62, 63, 59
V, 52, 51, 55, 56, 60, 59, 63, 64
VPLOT
V, 57, 58, 59, 60, 65, 66, 67, 68
V, 61, 62, 58, 57, 69, 70, 66, 65
V, 58, 62, 63, 59, 66, 70, 71, 67
V, 60, 59, 63, 64, 68, 67, 71, 72
VPLOT
V, 77, 78, 74, 73, 5, 6, 2, 1
V, 74, 78, 79, 75, 2, 6, 7, 3
V, 76, 75, 79, 80, 4, 3, 7, 8
VPLOT

```

#### MODELO DE LA ZAPATA

Se modela el volumen de la zapata.

```

BLOCK,-LZAPATA/2,LZAPATA/2,PZAPATA,0,-AZAPATA/2,0,
VPLOT

```

#### MALLADO DEL SUELO

Se fija el mallado de los volúmenes del suelo de cimentación. Igualmente, se generan los volúmenes que representan al suelo menos resistente alrededor de la zapata. El mallado se realiza de forma progresiva, desde los elementos de mayor tamaño en el límite del modelo del suelo, hasta alcanzar el tamaño mínimo en las zonas en torno a la zapata, donde interesan los resultados más exactos.

```

TYPE, 1
MAT, 1
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,

```

ESIZE, TS,0,  
FLST,2,1,5,ORDE,1  
FITEM,2,1  
AESIZE,P51X,TZ,  
MSHAPE,0,3D  
MSHKEY,1  
FLST,5,4,6,ORDE,2  
FITEM,5,1  
FITEM,5,-4  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , ,P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
CMDELE,\_Y2

TYPE, 1  
MAT, 2  
REAL, 1  
ESYS, 0  
SECNUM,  
ESIZE, TS,0,  
FLST,5,4,6,ORDE,2  
FITEM,5,5  
FITEM,5,-8  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , ,P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
CMDELE,\_Y2

```
TYPE, 1
MAT, 3
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE, TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,9
FITEM,5,-12
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 4
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE, TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,13
FITEM,5,-16
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
```

CMDELE,\_Y2

TYPE, 1  
MAT, 5  
REAL, 1  
ESYS, 0  
SECNUM,  
ESIZE,TS,0,  
FLST,5,4,6,ORDE,2  
FITEM,5,17  
FITEM,5,-20  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
CMDELE,\_Y2

TYPE, 1  
MAT, 6  
REAL, 1  
ESYS, 0  
SECNUM,  
ESIZE,TS,0,  
FLST,5,4,6,ORDE,2  
FITEM,5,21  
FITEM,5,-24  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y



CMDELE,\_Y1

CMDELE,\_Y2

TYPE, 1

MAT, 7

REAL, 1

ESYS, 0

SECNUM,

ESIZE,TS,0,

FLST,5,4,6,ORDE,2

FITEM,5,25

FITEM,5,-28

CM,\_Y,VOLU

VSEL, , , P51X

CM,\_Y1,VOLU

CHKMSH,'VOLU'

CMSEL,S,\_Y

VMESH,\_Y1

CMDELE,\_Y

CMDELE,\_Y1

CMDELE,\_Y2

TYPE, 1

MAT, 8

REAL, 1

ESYS, 0

SECNUM,

ESIZE,TS,0,

FLST,5,4,6,ORDE,2

FITEM,5,29

FITEM,5,-32

CM,\_Y,VOLU

VSEL, , , P51X

CM,\_Y1,VOLU

CHKMSH,'VOLU'

CMSEL,S,\_Y

VMESH,\_Y1

```
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2

TYPE, 1
MAT, 9
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE,TS,0,
FLST,2,3,5,ORDE,3
FITEM,2,128
FITEM,2,133
FITEM,2,135
AESIZE,P51X,TZ,
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,170
FITEM,5,-171
FITEM,5,176
FITEM,5,180
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,_,_Y
LESIZE,_Y1,2*TZ,,,,,1
FLST,5,3,6,ORDE,2
FITEM,5,33
FITEM,5,-35
CM,_Y,VOLU
VSEL,,,P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

VPLOT

MALLADO DE LA ZAPATA

En esta parte del programa se fija el mallado del volumen de la zapata. En este caso, y al utilizar un elemento cuadrático del mismo tamaño tanto para el suelo, como para la zapata, sus nodos son coincidentes y por tanto, los elementos de rozamiento que pertenecen a diferentes volúmenes, tienen el mismo tamaño.

```

TYPE, 2
MAT, 10
REAL, 2
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE,TH,0,
FLST,5,4,4,ORDE,4
FITEM,5,182
FITEM,5,184
FITEM,5,187
FITEM,5,189
CM,_Y,LINE
LSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,,_Y
LESIZE,_Y1,2*TZ, , , , , ,1
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , , 36
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2

```

ESTABLECIMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE ROZAMIENTOTARGE170 EN LOS NODOS DE LA BASE DE LA ZAPATA

A continuación se fijan los elementos de contacto *TARGE* bajo los elementos de la base de la zapata.

```

ASEL,S, , , 140

```

```

APLOT
NSLA,S,1
NPLOT

TYPE, 3
MAT, 11
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
FLST,5,121,1,ORDE,8
FITEM,5,5151
FITEM,5,5171
FITEM,5,5175
FITEM,5,-5189
FITEM,5,5219
FITEM,5,-5235
FITEM,5,5288
FITEM,5,-5374
CM,_Y,NODE
NSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,NODE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,,_Y1
ESURF, ,TOP,
CMSEL,,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
ALLSEL,ALL

```

CONTA174 EN LOS NODOS DE LA BASE DEL SUELO

Se fijan los elementos de contacto *CONTA* sobre los elementos del suelo, bajo la cimentación.

```

ASEL,S, , , 1
APLOT
NSLA,S,1
NPLOT

```

```

TYPE, 4
MAT, 12
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
FLST,5,121,1,ORDE,2
FITEM,5,1
FITEM,5,-121
CM,_Y,NODE
NSSEL,, ,P51X
CM,_Y1,NODE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,,_Y1
ESURF, ,TOP,
CMSEL,,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
ALLSEL,ALL

```

#### ROZAMIENTO EN LAS SUPERFICIES LATERALES

Se fijan los elementos de contacto *TARGE* y *CONTA* envolviendo a los elementos de la zapata y del suelo en sus caras verticales. Con esta orden finaliza la etapa del proceso conocida como "*preproceso*".

#### TARGE170 EN EL LATERAL DERECHO DE LA ZAPATA

```

ASEL,S, , , 143
APLOT
NSLA,S,1
NPLOT
TYPE, 5
MAT, 13
REAL, 2
ESYS, 0
SECNUM,

```

TSHAP,LINE  
FLST,5,37,1,ORDE,12  
FITEM,5,5155  
FITEM,5,5171  
FITEM,5,-5174  
FITEM,5,5220  
FITEM,5,5236  
FITEM,5,-5239  
FITEM,5,5295  
FITEM,5,-5301  
FITEM,5,5375  
FITEM,5,-5381  
FITEM,5,5475  
FITEM,5,-5487  
CM,\_Y,NODE  
NSEL, , , P51X  
CM,\_Y1,NODE  
CMSEL,S,\_Y  
CMSEL,,\_Y1  
ESURF, ,TOP,  
CMSEL,,\_Y  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
ALLSEL,ALL

CONTA174 EN EL LATERAL DERECHO DEL SUELO

ASEL,S, , , 135  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
TYPE, 6  
MAT, 14  
REAL, 2  
ESYS, 0  
SECNUM,  
TSHAP,LINE  
FLST,5,37,1,ORDE,10  
FITEM,5,10

FITEM,5,26  
FITEM,5,-33  
FITEM,5,4614  
FITEM,5,4766  
FITEM,5,-4768  
FITEM,5,4966  
FITEM,5,-4973  
FITEM,5,5034  
FITEM,5,-5049  
CM,\_Y,NODE  
NSEL, , , P51X  
CM,\_Y1,NODE  
CMSEL,S,\_Y  
CMSEL,,\_Y1  
ESURF, , TOP,  
CMSEL,,\_Y  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
ALLSEL,ALL

TARGE170 EN EL LATERAL IZQUIERDO DE LA ZAPATA

ASEL,S, , , 142  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
TYPE, 5  
MAT, 13  
REAL, 2  
ESYS, 0  
SECNUM,  
TSHAP,LINE  
FLST,5,37,1,ORDE,12  
FITEM,5,5150  
FITEM,5,-5154  
FITEM,5,5219  
FITEM,5,5240  
FITEM,5,5256  
FITEM,5,-5258

FITEM,5,5288  
FITEM,5,-5294  
FITEM,5,5382  
FITEM,5,-5388  
FITEM,5,5462  
FITEM,5,-5474  
CM,\_Y,NODE  
NSEL,, ,P51X  
CM,\_Y1,NODE  
CMSEL,S,\_Y  
CMSEL,,\_Y1  
ESURF, ,TOP,  
CMSEL,,\_Y  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
ALLSEL,ALL

CONTA174 EN EL LATERAL IZQUIERDO DEL SUELO

ASEL,S, , 128  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
TYPE, 6  
MAT, 14  
REAL, 2  
ESYS, 0  
SECNUM,  
TSHAP,LINE  
FLST,5,37,1,ORDE,9  
FITEM,5,1  
FITEM,5,-9  
FITEM,5,4389  
FITEM,5,4399  
FITEM,5,-4406  
FITEM,5,4478  
FITEM,5,-4480  
FITEM,5,4498  
FITEM,5,-4513



CM,\_Y,NODE  
 NSEL,, , ,P51X  
 CM,\_Y1,NODE  
 CMSEL,S,\_Y  
 CMSEL,,\_Y1  
 ESURF, ,TOP,  
 CMSEL,,\_Y  
 CMDELE,\_Y  
 CMDELE,\_Y1  
 ALLSEL,ALL

TARGE170 EN EL LATERAL DEL FONDO DE LA ZAPATA

ASEL,S, , , 138  
 NSLA,S,1  
 NPLOT

TYPE, 5  
 MAT, 13  
 REAL, 2  
 ESYS, 0  
 SECNUM,  
 TSHAP,LINE  
 FLST,5,69,1,ORDE,2  
 FITEM,5,5150  
 FITEM,5,-5218  
 CM,\_Y,NODE  
 NSEL,, , ,P51X  
 CM,\_Y1,NODE  
 CMSEL,S,\_Y  
 CMSEL,,\_Y1  
 ESURF, ,TOP,  
 CMSEL,,\_Y  
 CMDELE,\_Y  
 CMDELE,\_Y1  
 ALLSEL,ALL

CONTA174 EN EL LATERAL DEL FONDO DEL SUELO

ASEL,S, , , 133  
 NSLA,S,1

```
NPLOT

TYPE, 6
MAT, 14
REAL, 2
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
FLST,5,69,1,ORDE,13
FITEM,5,2
FITEM,5,10
FITEM,5,-25
FITEM,5,4389
FITEM,5,4478
FITEM,5,-4480
FITEM,5,4614
FITEM,5,4624
FITEM,5,-4638
FITEM,5,4766
FITEM,5,-4768
FITEM,5,4786
FITEM,5,-4814
CM,_Y,NODE
NSSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,NODE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,,_Y1
ESURF, ,TOP,
CMSEL,,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
ALLSEL,ALL
VPLOT
```

### ***SOLUCIÓN***

Comienza la parte del programa conocida por "*solución*".

```
/SOL
```

ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ANÁLISIS

El primer comando establece que el análisis que se va a desarrollar, es de tipo estático.

ANTYPE,0

ESTABLECIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE NO LINEALIDAD

El siguiente conjunto de comandos definen la rutina de iteraciones que se van a desarrollar para alcanzar el resultado: NLGEOM incluye grandes deformaciones en el análisis estático, NSUBST especifica el incremento de carga inicial máximo y mínimo que se puede utilizar, AUTOTS activa el incremento de carga automático, es decir, permite al programa establecer el incremento de carga en función de los resultados que va obteniendo, LNSRCH activa la búsqueda de soluciones de tipo lineal, NEQIT define el número de iteraciones de equilibrio que, como máximo, puede usar el programa en cada incremento de carga, PRED activa una utilidad que permite al programa extrapolar los resultados del ultimo incremento de carga para obtener el punto de inicio de las iteraciones del siguiente incremento, estando ya mas próximo a la solución exacta, NROPT establece el método de Newton-Raphson para la resolución de las iteraciones, con matrices de rigidez asimétricas y CNVTOL, fija los criterios de convergencia en análisis no lineales.

El análisis se aborda considerando un espacio tridimensional, es decir, una deformación volumétrica que produce desplazamientos en los tres ejes del espacio.

NLGEOM,1

NSUBST,1000,1000,1

AUTOTS,1

LNSRCH,1

NEQIT,1000

PRED,ON

NROPT,UNSYM,,

CNVTOL,F,,0.05,,0.01,

ESTABLECIMIENTO DE LAS COACCIONES DEL SUELO

En este punto se introducen las coacciones externas al modelo del suelo, impidiendo el desplazamiento vertical de la base del mismo y el desplazamiento horizontal de sus superficies laterales.

ASEL,S,LOC,X,LSUELO/2,LSUELO/2

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,149,1,ORDE,42

FITEM,2,453

FITEM,2,573

FITEM,2,-574

FITEM,2,733

FITEM,2,-740

FITEM,2,793

FITEM,2,-804

FITEM,2,1134

FITEM,2,-1135

FITEM,2,1294

FITEM,2,-1305

FITEM,2,1635

FITEM,2,-1636

FITEM,2,1795

FITEM,2,-1806

FITEM,2,2136

FITEM,2,-2137

FITEM,2,2296

FITEM,2,-2307

FITEM,2,2637

FITEM,2,-2638

FITEM,2,2797

FITEM,2,-2808

FITEM,2,3138

FITEM,2,-3139

FITEM,2,3298

FITEM,2,-3309

FITEM,2,3639

FITEM,2,-3640

FITEM,2,3799

FITEM,2,-3810

FITEM,2,4140

FITEM,2,-4141

FITEM,2,4300

FITEM,2,-4311

FITEM,2,4598  
FITEM,2,4734  
FITEM,2,-4736  
FITEM,2,4974  
FITEM,2,-4981  
FITEM,2,5050  
FITEM,2,-5065  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UX, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,X,-LSUELO/2,-LSUELO/2  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,149,1,ORDE,22  
FITEM,2,288  
FITEM,2,-296  
FITEM,2,358  
FITEM,2,-371  
FITEM,2,1039  
FITEM,2,-1052  
FITEM,2,1540  
FITEM,2,-1553  
FITEM,2,2041  
FITEM,2,-2054  
FITEM,2,2542  
FITEM,2,-2555  
FITEM,2,3043  
FITEM,2,-3056  
FITEM,2,3544  
FITEM,2,-3557  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,-4058  
FITEM,2,4380  
FITEM,2,-4388  
FITEM,2,4459

FITEM,2,-4477

/GO

D,P51X, ,0, , , ,UX, , , , ,

ALLSEL,ALL

ASEL,S,LOC,Z,-ASUELO/2,-ASUELO/2

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,277,1,ORDE,42

FITEM,2,289

FITEM,2,358

FITEM,2,-359

FITEM,2,453

FITEM,2,-468

FITEM,2,573

FITEM,2,-596

FITEM,2,1039

FITEM,2,-1040

FITEM,2,1134

FITEM,2,-1157

FITEM,2,1540

FITEM,2,-1541

FITEM,2,1635

FITEM,2,-1658

FITEM,2,2041

FITEM,2,-2042

FITEM,2,2136

FITEM,2,-2159

FITEM,2,2542

FITEM,2,-2543

FITEM,2,2637

FITEM,2,-2660

FITEM,2,3043

FITEM,2,-3044

FITEM,2,3138

FITEM,2,-3161

FITEM,2,3544  
FITEM,2,-3545  
FITEM,2,3639  
FITEM,2,-3662  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,-4046  
FITEM,2,4140  
FITEM,2,-4163  
FITEM,2,4381  
FITEM,2,4459  
FITEM,2,-4461  
FITEM,2,4598  
FITEM,2,-4613  
FITEM,2,4734  
FITEM,2,-4765  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UZ, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,Z,0,0  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,622,1,ORDE,144  
FITEM,2,1  
FITEM,2,26  
FITEM,2,34  
FITEM,2,-48  
FITEM,2,124  
FITEM,2,132  
FITEM,2,160  
FITEM,2,168  
FITEM,2,172  
FITEM,2,-193  
FITEM,2,288  
FITEM,2,306  
FITEM,2,-314

FITEM,2,360  
FITEM,2,368  
FITEM,2,385  
FITEM,2,-397  
FITEM,2,733  
FITEM,2,741  
FITEM,2,-749  
FITEM,2,793  
FITEM,2,801  
FITEM,2,805  
FITEM,2,-817  
FITEM,2,875  
FITEM,2,883  
FITEM,2,911  
FITEM,2,919  
FITEM,2,923  
FITEM,2,-944  
FITEM,2,1041  
FITEM,2,1049  
FITEM,2,1066  
FITEM,2,-1078  
FITEM,2,1294  
FITEM,2,1302  
FITEM,2,1306  
FITEM,2,-1318  
FITEM,2,1376  
FITEM,2,1384  
FITEM,2,1412  
FITEM,2,1420  
FITEM,2,1424  
FITEM,2,-1445  
FITEM,2,1542  
FITEM,2,1550  
FITEM,2,1567  
FITEM,2,-1579  
FITEM,2,1795  
FITEM,2,1803



FITEM,2,1807  
FITEM,2,-1819  
FITEM,2,1877  
FITEM,2,1885  
FITEM,2,1913  
FITEM,2,1921  
FITEM,2,1925  
FITEM,2,-1946  
FITEM,2,2043  
FITEM,2,2051  
FITEM,2,2068  
FITEM,2,-2080  
FITEM,2,2296  
FITEM,2,2304  
FITEM,2,2308  
FITEM,2,-2320  
FITEM,2,2378  
FITEM,2,2386  
FITEM,2,2414  
FITEM,2,2422  
FITEM,2,2426  
FITEM,2,-2447  
FITEM,2,2544  
FITEM,2,2552  
FITEM,2,2569  
FITEM,2,-2581  
FITEM,2,2797  
FITEM,2,2805  
FITEM,2,2809  
FITEM,2,-2821  
FITEM,2,2879  
FITEM,2,2887  
FITEM,2,2915  
FITEM,2,2923  
FITEM,2,2927  
FITEM,2,-2948  
FITEM,2,3045

FITEM,2,3053  
FITEM,2,3070  
FITEM,2,-3082  
FITEM,2,3298  
FITEM,2,3306  
FITEM,2,3310  
FITEM,2,-3322  
FITEM,2,3380  
FITEM,2,3388  
FITEM,2,3416  
FITEM,2,3424  
FITEM,2,3428  
FITEM,2,-3449  
FITEM,2,3546  
FITEM,2,3554  
FITEM,2,3571  
FITEM,2,-3583  
FITEM,2,3799  
FITEM,2,3807  
FITEM,2,3811  
FITEM,2,-3823  
FITEM,2,3881  
FITEM,2,3889  
FITEM,2,3917  
FITEM,2,3925  
FITEM,2,3929  
FITEM,2,-3950  
FITEM,2,4047  
FITEM,2,4055  
FITEM,2,4072  
FITEM,2,-4084  
FITEM,2,4300  
FITEM,2,4308  
FITEM,2,4312  
FITEM,2,-4324  
FITEM,2,4380  
FITEM,2,4399

FITEM,2,4407  
FITEM,2,-4415  
FITEM,2,4462  
FITEM,2,-4464  
FITEM,2,4498  
FITEM,2,-4500  
FITEM,2,4514  
FITEM,2,-4530  
FITEM,2,4966  
FITEM,2,4974  
FITEM,2,4982  
FITEM,2,-4990  
FITEM,2,5034  
FITEM,2,-5036  
FITEM,2,5050  
FITEM,2,-5052  
FITEM,2,5066  
FITEM,2,-5082  
FITEM,2,5219  
FITEM,2,-5287  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UZ, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,Y,-PSUELO,-PSUELO  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,371,1,ORDE,34  
FITEM,2,3879  
FITEM,2,3881  
FITEM,2,-3888  
FITEM,2,3893  
FITEM,2,3895  
FITEM,2,-3909  
FITEM,2,3917  
FITEM,2,-3924

FITEM,2,3929  
FITEM,2,-3943  
FITEM,2,3951  
FITEM,2,-4023  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,4047  
FITEM,2,-4054  
FITEM,2,4059  
FITEM,2,-4067  
FITEM,2,4072  
FITEM,2,-4080  
FITEM,2,4085  
FITEM,2,-4127  
FITEM,2,4140  
FITEM,2,4142  
FITEM,2,-4156  
FITEM,2,4164  
FITEM,2,-4172  
FITEM,2,4177  
FITEM,2,-4271  
FITEM,2,4300  
FITEM,2,-4307  
FITEM,2,4312  
FITEM,2,-4320  
FITEM,2,4325  
FITEM,2,-4367  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UY, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
VPLOT

### INTRODUCCIÓN DE LA GRAVEDAD

A continuación se introduce la aceleración de la gravedad en el eje Y del modelo.

ACEL,0,1,0,

APLICACIÓN DE LA CARGA SUPERFICIAL

El siguiente paso es colocar las solicitaciones sobre los nodos del área de aplicación, siguiendo los criterios recogidos en la cabecera del programa. La excepción está en los nodos pertenecientes a la sección recta, donde se aplicará la mitad de la carga, por configurar el plano de simetría.

```

ASEL,S,, , 141
NSLA,S,1
NSEL,R,LOC,X,-LPILAR/2,LPILAR/2
NSEL,R,LOC,Z,-APILAR/2,0
NPLLOT
FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5250
/GO
F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5249
/GO
F,P51X,FY,-(2*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5248
/GO
F,P51X,FY,-(2*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5247
/GO
F,P51X,FY,-(2*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5246
/GO
F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1
FITEM,2,5412

```

/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5422

/GO  
F,P51X,FY,-(4\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5432

/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5413

/GO  
F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5419

/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5423

/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5429

/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,5433

/GO  
F,P51X,FY,-CARGA

```
ALLSEL,ALL
VPLOT
```

### RESOLUCIÓN DEL SISTEMA

Con el comando "SOLVE" comienza el programa a resolver el sistema propuesto. Esto da por finalizada la etapa de "solución".

```
/STATUS,SOLU
SOLVE
```

### **POSTPROCESO**

Se entra en la última etapa de programación en ANSYS: el "postproceso", donde se permite visualizar los resultados obtenidos en la etapa anterior.

```
/POST1
```

### ELECCIÓN DE LOS NODOS DE LA SUPERFICIE DEL SUELO BAJO LA ZAPATA

En este caso, los comandos utilizados seleccionan los nodos del suelo bajo la zapata situados sobre el plano de simetría.

```
ASEL,S,,1
NSLA,S,1
NSEL,R,LOC,Z,0
NPLOT
```

### LISTADO DE LOS ASIENTOS DE LOS NODOS DE LA SECCION CENTRAL

Se hace un listado de los valores de los asentos de los nodos antes seleccionados.

```
NLIST,ALL,,XYZ,NODE,NODE,NODE
PRNSOL,U,Y
```

## **I.2.- MODELO 2: ZAPATA APOYADA EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO**

A continuación se relaciona la programación que representa el modelo de cimentación con la zapata apoyada en la superficie del terreno. Esta programación surge a partir de la establecida en el apartado I.1, eliminando el estrato de suelo menos resistente que rodea a la zapata, así como sus elementos de rozamiento con la misma.

### **CABECERA DEL PROGRAMA**

```
/TITLE, MODELO VARIABLE EN PROFUNDIDAD
/COM, STRUCTURAL
```

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CIMIENTO

*SET, LZAPATA,1.2	LONGITUD DE LA ZAPATA (m)
*SET, AZAPATA,1.2	ANCHURA DE LA ZAPATA (m)
*SET, PZAPATA,0.45	ALTURA DE LA ZAPATA (m)
*SET, LPILAR,0.3	LONGITUD DEL PILAR DE CARGA (m)
*SET, APILAR,0.3	ANCHURA DEL PILAR DE CARGA (m)

PROPIEDADES DEL HORMIGÓN DE LA ZAPATA

*SET,EXH,3E7	MODULO DE ELASTICIDAD HORMIGON (kPa)
*SET,NUXYH,0.2	COEFICIENTE POISSON HORMIGON
*SET, DENS, 25	PESO ESPECIFICO DEL HORMIGÓN (KN/m <sup>3</sup> )
*SET,TH, 0.15	TAMAÑO DE ELEMENTOS DE ZAPATA (m)

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL SUELO

*SET,LSUELO,12	LONGITUD DEL SUELO (m)
*SET,ASUELO,12	ANCHURA DEL SUELO (m)
*SET,PSUELO,10	PROFUNDIDAD DEL SUELO (m)
*SET,D,PZAPATA	ALTURA DEL SUELO (m)
*SET,INCREML,(LSUELO-LZAPATA)/48	PENDIENTE LONGIT. NÚCLEO
*SET,INCREMA,(ASUELO-AZAPATA)/48	PENDIENTE TRANSV. NÚCLEO
*SET,INCREMP,PSUELO/8	INCREMENTO PROFUNDIDAD ESTRATOS

PROPIEDADES DEL SUELO DE CIMENTACION

*SET,EXS,40000	MODULO ELASTICIDAD DEL SUELO (kPa)
*SET,NUXYS,0.2	COEFICIENTE DE POISSON DEL SUELO
*SET, DENSS, 17	PESO ESPECIFICO DEL SUELO (KN/m <sup>3</sup> )
*SET,COHES, 0.01	COHESION DEL SUELO (KN/m <sup>2</sup> )
*SET, ROZINT,37	ÁNGULO ROZAMIENTO INTERNO (°)
*SET, DILAT, 7	ÁNGULO DE DILATANCIA (°)

TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS DE MALLA DEL SUELO

*SET,TS,1	TAMAÑO MÁXIMO DE ELEMENTOS (m)
*SET,TZ,0.15	TAMAÑO MÍNIMO DE ELEMENTOS (m)

COEFICIENTES DE ROZAMIENTO ENTRE SUPERFICIES

*SET,MUF,0.4	COEFICIENTE DE ROZAMIENTO EN LA BASE
--------------	--------------------------------------

SOLICITACIONES SOBRE LA ZAPATA

*SET,AXIL,127.8	AXIAL EN EL EJE Y (Vertical) (KN)
-----------------	-----------------------------------

CRITERIOS DE TRANSFORMACIÓN DE SOLICITACIONES

*SET, CARGA, AXIL/48	MODULO DEL AXIAL POR NODO (KN)
----------------------	--------------------------------



**PREPROCESO**

/PREP7

ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ELEMENTO DE SUELO

ET,1,SOLID95

KEYOPT,1,1,0

KEYOPT,1,5,0

KEYOPT,1,6,0

KEYOPT,1,11,0

R,1, , ,

UIMP,1,EX,,EXS,

UIMP,1,DENS,,DENS,

UIMP,1,NUXY,,NUXYS,

TB,DP,1

TBDAT,1,COHES, ROZINT, DILAT

TB,DP,2,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,2,EXS+(3200\*INCREMP),,,,

MP,DENS,2,DENS+(0.2\*INCREMP),,,,

MP,NUXY,2,NUXYS-(0.01\*INCREMP),,,,

TB,DP,3,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*2\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,3,EXS+(3200\*2\*INCREMP),,,,

MP,DENS,3,DENS+(0.2\*2\*INCREMP),,,,

MP,NUXY,3,NUXYS-(0.01\*2\*INCREMP),,,,

TB,DP,4,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*3\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,4,EXS+(3200\*3\*INCREMP),,,,

MP,DENS,4,DENS+(0.2\*3\*INCREMP),,,,

MP,NUXY,4,NUXYS-(0.01\*3\*INCREMP),,,,,,

TB,DP,5,,,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*4\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,5,EXS+(3200\*4\*INCREMP),,,,,,

MP,DENS,5,DENSS+(0.2\*4\*INCREMP),,,,,,

MP,NUXY,5,NUXYS-(0.01\*4\*INCREMP),,,,,,

TB,DP,6,,,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*5\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,6,EXS+(3200\*5\*INCREMP),,,,,,

MP,DENS,6,DENSS+(0.2\*5\*INCREMP),,,,,,

MP,NUXY,6,NUXYS-(0.01\*5\*INCREMP),,,,,,

TB,DP,7,,,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*6\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,7,EXS+(3200\*6\*INCREMP),,,,,,

MP,DENS,7,DENSS+(0.2\*6\*INCREMP),,,,,,

MP,NUXY,7,NUXYS-(0.01\*6\*INCREMP),,,,,,

TB,DP,8,,,,,

TBMODIF,1,1,COHES

TBMODIF,1,2,ROZINT+(0.2\*7\*INCREMP)

TBMODIF,1,3,DILAT

MP,EX,8,EXS+(3200\*7\*INCREMP),,,,,,

MP,DENS,8,DENSS+(0.2\*7\*INCREMP),,,,,,

MP,NUXY,8,NUXYS-(0.01\*7\*INCREMP),,,,,,

ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ELEMENTO DE LA ZAPATA

ET,2,SOLID95

KEYOPT,2,1,0

KEYOPT,2,5,0

KEYOPT,2,6,0

KEYOPT,2,11,0  
R,2, , ,  
MPTEMP,,,,,,,,  
MPTEMP,1,0  
MPDATA,EX,10,,EXH  
MPDATA,NUXY,10,,NUXYH  
MPTEMP,,,,,,,,  
MPTEMP,1,0  
MPDATA,DENS,10,,DENSH

ESTABLECIMIENTO DEL ELEMENTO TARGE DE LA BASE DE LA ZAPATA

ET,3,TARGE170  
KEYOPT,3,1,1  
KEYOPT,3,2,0  
KEYOPT,3,3,0  
KEYOPT,3,4,0  
KEYOPT,3,5,1  
R,1, , ,  
MPTEMP,,,,,,,,  
MPTEMP,1,0  
MPDATA,MU,11,,MUF

ESTABLECIMIENTO DEL ELEMENTO CONTA DE LA BASE DEL SUELO

ET,4,CONTA174  
KEYOPT,4,1,0  
KEYOPT,4,2,0  
KEYOPT,4,4,0  
KEYOPT,4,5,3  
KEYOPT,4,6,0  
KEYOPT,4,7,2  
KEYOPT,4,8,0  
KEYOPT,4,9,1  
KEYOPT,4,10,1  
KEYOPT,4,11,0  
KEYOPT,4,12,0  
R,1,,,7.8,0.1,,  
RMORE,,,, ,,  
RMORE,,,, ,,  
RMORE,,,, ,,

MPTEMP,,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,MU,12,,MUF

MODELO DEL SUELO

K,1,-LZAPATA/2,0,0,

K,2,-LZAPATA/2,0,-AZAPATA/2,

K,3,LZAPATA/2,0,-AZAPATA/2,

K,4,LZAPATA/2,0,0,

K,5,-LSUELO/2,0,0,

K,6,-LSUELO/2,0,-ASUELO/2,

K,7,LSUELO/2,0,-ASUELO/2,

K,8,LSUELO/2,0,0,

K,9,-(LZAPATA/2+INCREML),-INCREMP,0,

K,10,-(LZAPATA/2+INCREML),-INCREMP,-(AZAPATA/2+INCREMA),

K,11,(LZAPATA/2+INCREML),- INCREMP,-(AZAPATA/2+INCREMA),

K,12,(LZAPATA/2+INCREML),- INCREMP,0,

K,13,-LSUELO/2,- INCREMP,0,

K,14,-LSUELO/2,- INCREMP,-ASUELO/2,

K,15,LSUELO/2,- INCREMP,-ASUELO/2,

K,16,LSUELO/2,- INCREMP,0,

K,17,-(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-(2\*INCREMP),0,

K,18,-(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),- 2\*INCREMP,-(AZAPATA/2+(2\*INCREMA)),

K,19,(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-( 2\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(2\*INCREMA)),

K,20,(LZAPATA/2+(2\*INCREML)),-( 2\*INCREMP),0,

K,21,-LSUELO/2,- (2\*INCREMP),0,

K,22,-LSUELO/2,- (2\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,23,LSUELO/2,- (2\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,24,LSUELO/2,- (2\*INCREMP),0,

K,25,-(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-( 3\*INCREMP),0,

K,26,-(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),- 3\*INCREMP,-(AZAPATA/2+(3\*INCREMA)),

K,27,(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-( 3\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(3\*INCREMA)),

K,28,(LZAPATA/2+(3\*INCREML)),-( 3\*INCREMP),0,

K,29,-LSUELO/2,- (3\*INCREMP),0,

K,30,-LSUELO/2,- (3\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,31,LSUELO/2,- (3\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,32,LSUELO/2,- (3\*INCREMP),0,

K,33,-(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),0,

K,34,-(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(4\*INCREMA)),

K,35,(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(4\*INCREMA)),

K,36,(LZAPATA/2+(4\*INCREML)),-(4\*INCREMP),0,

K,37,-LSUELO/2,- (4\*INCREMP),0,

K,38,-LSUELO/2,- (4\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,39,LSUELO/2,- (4\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,40,LSUELO/2,- (4\*INCREMP),0,

K,41,-(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),0,

K,42,-(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(5\*INCREMA)),

K,43,(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(5\*INCREMA)),

K,44,(LZAPATA/2+(5\*INCREML)),-(5\*INCREMP),0,

K,45,-LSUELO/2,- (5\*INCREMP),0,

K,46,-LSUELO/2,- (5\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,47,LSUELO/2,- (5\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,48,LSUELO/2,- (5\*INCREMP),0,

K,49,-(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),0,

K,50,-(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(6\*INCREMA)),

K,51,(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(6\*INCREMA)),

K,52,(LZAPATA/2+(6\*INCREML)),-(6\*INCREMP),0,

K,53,-LSUELO/2,- (6\*INCREMP),0,

K,54,-LSUELO/2,- (6\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,55,LSUELO/2,- (6\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,56,LSUELO/2,- (6\*INCREMP),0,

K,57,-(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),0,

K,58,-(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(7\*INCREMA)),

K,59,(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(7\*INCREMA)),

K,60,(LZAPATA/2+(7\*INCREML)),-(7\*INCREMP),0,

K,61,-LSUELO/2,- (7\*INCREMP),0,

K,62,-LSUELO/2,- (7\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,63,LSUELO/2,- (7\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,64,LSUELO/2,- (7\*INCREMP),0,

K,65,-(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-(8\*INCREMP),0,

K,66,-(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),- 8\*INCREMP,-(AZAPATA/2+(8\*INCREMA)),

K,67,(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-( 8\*INCREMP),-(AZAPATA/2+(8\*INCREMA)),

K,68,(LZAPATA/2+(8\*INCREML)),-( 8\*INCREMP),0,

K,69,-LSUELO/2,- (8\*INCREMP),0,

K,70,-LSUELO/2,- (8\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,71,LSUELO/2,- (8\*INCREMP),-ASUELO/2,

K,72,LSUELO/2,- (8\*INCREMP),0,

/VIEW,1,1,2,3

/ANG,1

/REP,FAST

V, 1, 2, 3, 4, 9, 10, 11, 12

V, 5, 6, 2, 1, 13, 14, 10, 9

V, 2, 6, 7, 3, 10, 14, 15, 11

V, 4, 3, 7, 8, 12, 11, 15, 16

VPLOT

V, 9, 10, 11, 12, 17, 18, 19, 20

V, 13, 14, 10, 9, 21, 22, 18, 17

V, 10, 14, 15, 11, 18, 22, 23, 19

V, 12, 11, 15, 16, 20, 19, 23, 24

VPLOT

V, 17, 18, 19, 20, 25, 26, 27, 28

V, 21, 22, 18, 17, 29, 30, 26, 25

V, 18, 22, 23, 19, 26, 30, 31, 27

V, 20, 19, 23, 24, 28, 27, 31, 32

VPLOT

V, 25, 26, 27, 28, 33, 34, 35, 36

V, 29, 30, 26, 25, 37, 38, 34, 33

V, 26, 30, 31, 27, 34, 38, 39, 35

V, 28, 27, 31, 32, 36, 35, 39, 40

VPLOT

V, 33, 34, 35, 36, 41, 42, 43, 44

V, 37, 38, 34, 33, 45, 46, 42, 41

V, 34, 38, 39, 35, 42, 46, 47, 43

V, 36, 35, 39, 40, 44, 43, 47, 48  
 VPLOT  
 V, 41, 42, 43, 44, 49, 50, 51, 52  
 V, 45, 46, 42, 41, 53, 54, 50, 49  
 V, 42, 46, 47, 43, 50, 54, 55, 51  
 V, 44, 43, 47, 48, 52, 51, 55, 56  
 VPLOT  
 V, 49, 50, 51, 52, 57, 58, 59, 60  
 V, 53, 54, 50, 49, 61, 62, 58, 57  
 V, 50, 54, 55, 51, 58, 62, 63, 59  
 V, 52, 51, 55, 56, 60, 59, 63, 64  
 VPLOT  
 V, 57, 58, 59, 60, 65, 66, 67, 68  
 V, 61, 62, 58, 57, 69, 70, 66, 65  
 V, 58, 62, 63, 59, 66, 70, 71, 67  
 V, 60, 59, 63, 64, 68, 67, 71, 72  
 VPLOT

MODELO DE LA ZAPATA

BLOCK,-LZAPATA/2,LZAPATA/2,PZAPATA,0,-AZAPATA/2,0,  
 VPLOT

MALLADO DEL SUELO

TYPE, 1  
 MAT, 1  
 REAL, 1  
 ESYS, 0  
 SECNUM,  
 ESIZE, TS,0,  
 FLST,2,1,5,ORDE,1  
 FITEM,2,1  
 AESIZE,P51X,TZ,  
 MSHAPE,0,3D  
 MSHKEY,1  
 FLST,5,4,6,ORDE,2  
 FITEM,5,1  
 FITEM,5,-4  
 CM,\_Y,VOLU  
 VSEL, , , ,P51X

```
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 2
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE,TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,5
FITEM,5,-8
CM,_Y,VOLU
VSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 3
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE, TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,9
FITEM,5,-12
CM,_Y,VOLU
```



```
VSEL, , , P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 4
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE, TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,13
FITEM,5,-16
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 5
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE, TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,17
FITEM,5,-20
```

```
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 6
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE,TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,21
FITEM,5,-24
CM,_Y,VOLU
VSEL, , , P51X
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
```

```
TYPE, 1
MAT, 7
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
ESIZE,TS,0,
FLST,5,4,6,ORDE,2
FITEM,5,25
```

FITEM,5,-28  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , ,P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
CMDELE,\_Y2

TYPE, 1  
MAT, 8  
REAL, 1  
ESYS, 0  
SECNUM,  
ESIZE,TS,0,  
FLST,5,4,6,ORDE,2  
FITEM,5,29  
FITEM,5,-32  
CM,\_Y,VOLU  
VSEL, , , ,P51X  
CM,\_Y1,VOLU  
CHKMSH,'VOLU'  
CMSEL,S,\_Y  
VMESH,\_Y1  
CMDELE,\_Y  
CMDELE,\_Y1  
CMDELE,\_Y2  
VPLOT

MALLADO DE LA ZAPATA

TYPE, 2  
MAT, 10  
REAL, 2  
ESYS, 0  
SECNUM,  
ESIZE,TH,0,

```

CM,_Y,VOLU
VSEL,, , 33
CM,_Y1,VOLU
CHKMSH,'VOLU'
CMSEL,S,_Y
VMESH,_Y1
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2

```

ESTABLECIMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE ROZAMIENTO

```

ASEL,S, , 127
APLOT
NSLA,S,1
NPLOT
TYPE, 3
MAT, 11
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
FLST,5,121,1,ORDE,8
FITEM,5,4381
FITEM,5,4403
FITEM,5,4409
FITEM,5,-4423
FITEM,5,4475
FITEM,5,-4491
FITEM,5,4570
FITEM,5,-4656
CM,_Y,NODE
NSEL, , ,P51X
CM,_Y1,NODE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,,_Y1
ESURF, ,TOP,
CMSEL,,_Y
CMDELE,_Y

```

```

CMDELE,_Y1
ALLSEL,ALL

ASEL,S,, , 1
APLOT
NSLA,S,1
NPLOT
TYPE, 4
MAT, 12
REAL, 1
ESYS, 0
SECNUM,
TSHAP,LINE
FLST,5,121,1,ORDE,2
FITEM,5,1
FITEM,5,-121
CM,_Y,NODE
NSEL, , , P51X
CM,_Y1,NODE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,,_Y1
ESURF, , TOP,
CMSEL,,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
ALLSEL,ALL
VPLOT

```

### ***SOLUCIÓN***

```
/SOL
```

#### ***ESTABLECIMIENTO DEL TIPO DE ANÁLISIS***

```
ANTYPE,0
```

#### ***ESTABLECIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE NO LINEALIDAD***

```
NLGEOM,1
```

```
NSUBST,1000,1000,1
```

```
AUTOTS,1
```

```
LNSRCH,1
```

NEQIT,1000

PRED,ON

NROPT,UNSYM,,

CNVTOL,F,,0.05,,0.01,

ESTABLECIMIENTO DE LAS COACCIONES DEL SUELO

ASEL,S,LOC,X,LSUELO/2,LSUELO/2

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,121,1,ORDE,35

FITEM,2,453

FITEM,2,573

FITEM,2,-574

FITEM,2,733

FITEM,2,-740

FITEM,2,793

FITEM,2,-804

FITEM,2,1134

FITEM,2,-1135

FITEM,2,1294

FITEM,2,-1305

FITEM,2,1635

FITEM,2,-1636

FITEM,2,1795

FITEM,2,-1806

FITEM,2,2136

FITEM,2,-2137

FITEM,2,2296

FITEM,2,-2307

FITEM,2,2637

FITEM,2,-2638

FITEM,2,2797

FITEM,2,-2808

FITEM,2,3138

FITEM,2,-3139

FITEM,2,3298

FITEM,2,-3309

FITEM,2,3639  
FITEM,2,-3640  
FITEM,2,3799  
FITEM,2,-3810  
FITEM,2,4140  
FITEM,2,-4141  
FITEM,2,4300  
FITEM,2,-4311  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UX, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,X,-LSUELO/2,-LSUELO/2  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,121,1,ORDE,18  
FITEM,2,288  
FITEM,2,-296  
FITEM,2,358  
FITEM,2,-371  
FITEM,2,1039  
FITEM,2,-1052  
FITEM,2,1540  
FITEM,2,-1553  
FITEM,2,2041  
FITEM,2,-2054  
FITEM,2,2542  
FITEM,2,-2555  
FITEM,2,3043  
FITEM,2,-3056  
FITEM,2,3544  
FITEM,2,-3557  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,-4058  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UX, , , , ,

ALLSEL,ALL

ASEL,S,LOC,Z,-ASUELO/2,-ASUELO/2

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,225,1,ORDE,35

FITEM,2,289

FITEM,2,358

FITEM,2,-359

FITEM,2,453

FITEM,2,-468

FITEM,2,573

FITEM,2,-596

FITEM,2,1039

FITEM,2,-1040

FITEM,2,1134

FITEM,2,-1157

FITEM,2,1540

FITEM,2,-1541

FITEM,2,1635

FITEM,2,-1658

FITEM,2,2041

FITEM,2,-2042

FITEM,2,2136

FITEM,2,-2159

FITEM,2,2542

FITEM,2,-2543

FITEM,2,2637

FITEM,2,-2660

FITEM,2,3043

FITEM,2,-3044

FITEM,2,3138

FITEM,2,-3161

FITEM,2,3544

FITEM,2,-3545

FITEM,2,3639



FITEM,2,-3662  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,-4046  
FITEM,2,4140  
FITEM,2,-4163  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UZ, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,Z,0,0  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,580,1,ORDE,124  
FITEM,2,1  
FITEM,2,26  
FITEM,2,34  
FITEM,2,-48  
FITEM,2,124  
FITEM,2,132  
FITEM,2,160  
FITEM,2,168  
FITEM,2,172  
FITEM,2,-193  
FITEM,2,288  
FITEM,2,306  
FITEM,2,-314  
FITEM,2,360  
FITEM,2,368  
FITEM,2,385  
FITEM,2,-397  
FITEM,2,733  
FITEM,2,741  
FITEM,2,-749  
FITEM,2,793  
FITEM,2,801  
FITEM,2,805

FITEM,2,-817  
FITEM,2,875  
FITEM,2,883  
FITEM,2,911  
FITEM,2,919  
FITEM,2,923  
FITEM,2,-944  
FITEM,2,1041  
FITEM,2,1049  
FITEM,2,1066  
FITEM,2,-1078  
FITEM,2,1294  
FITEM,2,1302  
FITEM,2,1306  
FITEM,2,-1318  
FITEM,2,1376  
FITEM,2,1384  
FITEM,2,1412  
FITEM,2,1420  
FITEM,2,1424  
FITEM,2,-1445  
FITEM,2,1542  
FITEM,2,1550  
FITEM,2,1567  
FITEM,2,-1579  
FITEM,2,1795  
FITEM,2,1803  
FITEM,2,1807  
FITEM,2,-1819  
FITEM,2,1877  
FITEM,2,1885  
FITEM,2,1913  
FITEM,2,1921  
FITEM,2,1925  
FITEM,2,-1946  
FITEM,2,2043  
FITEM,2,2051

FITEM,2,2068  
FITEM,2,-2080  
FITEM,2,2296  
FITEM,2,2304  
FITEM,2,2308  
FITEM,2,-2320  
FITEM,2,2378  
FITEM,2,2386  
FITEM,2,2414  
FITEM,2,2422  
FITEM,2,2426  
FITEM,2,-2447  
FITEM,2,2544  
FITEM,2,2552  
FITEM,2,2569  
FITEM,2,-2581  
FITEM,2,2797  
FITEM,2,2805  
FITEM,2,2809  
FITEM,2,-2821  
FITEM,2,2879  
FITEM,2,2887  
FITEM,2,2915  
FITEM,2,2923  
FITEM,2,2927  
FITEM,2,-2948  
FITEM,2,3045  
FITEM,2,3053  
FITEM,2,3070  
FITEM,2,-3082  
FITEM,2,3298  
FITEM,2,3306  
FITEM,2,3310  
FITEM,2,-3322  
FITEM,2,3380  
FITEM,2,3388  
FITEM,2,3416

FITEM,2,3424  
FITEM,2,3428  
FITEM,2,-3449  
FITEM,2,3546  
FITEM,2,3554  
FITEM,2,3571  
FITEM,2,-3583  
FITEM,2,3799  
FITEM,2,3807  
FITEM,2,3811  
FITEM,2,-3823  
FITEM,2,3881  
FITEM,2,3889  
FITEM,2,3917  
FITEM,2,3925  
FITEM,2,3929  
FITEM,2,-3950  
FITEM,2,4047  
FITEM,2,4055  
FITEM,2,4072  
FITEM,2,-4084  
FITEM,2,4300  
FITEM,2,4308  
FITEM,2,4312  
FITEM,2,-4324  
FITEM,2,4475  
FITEM,2,-4569  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UZ, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
  
ASEL,S,LOC,Y,-PSUELO,-PSUELO  
NSLA,S,1  
NPLOT  
  
FLST,2,371,1,ORDE,34  
FITEM,2,3879

FITEM,2,3881  
FITEM,2,-3888  
FITEM,2,3893  
FITEM,2,3895  
FITEM,2,-3909  
FITEM,2,3917  
FITEM,2,-3924  
FITEM,2,3929  
FITEM,2,-3943  
FITEM,2,3951  
FITEM,2,-4023  
FITEM,2,4045  
FITEM,2,4047  
FITEM,2,-4054  
FITEM,2,4059  
FITEM,2,-4067  
FITEM,2,4072  
FITEM,2,-4080  
FITEM,2,4085  
FITEM,2,-4127  
FITEM,2,4140  
FITEM,2,4142  
FITEM,2,-4156  
FITEM,2,4164  
FITEM,2,-4172  
FITEM,2,4177  
FITEM,2,-4271  
FITEM,2,4300  
FITEM,2,-4307  
FITEM,2,4312  
FITEM,2,-4320  
FITEM,2,4325  
FITEM,2,-4367  
/GO  
D,P51X, ,0, , , ,UY, , , , ,  
ALLSEL,ALL  
VPLOT

FLST,5,2,5,ORDE,2

FITEM,5,129

FITEM,5,-130

ASEL,S,,P51X

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,102,1,ORDE,16

FITEM,2,4380

FITEM,2,-4387

FITEM,2,4403

FITEM,2,-4408

FITEM,2,4475

FITEM,2,-4476

FITEM,2,4492

FITEM,2,-4498

FITEM,2,4514

FITEM,2,-4518

FITEM,2,4570

FITEM,2,-4583

FITEM,2,4657

FITEM,2,-4670

FITEM,2,4744

FITEM,2,-4789

/GO

D,P51X,,0,,,UX,,,,,

ALLSEL,ALL

ASEL,S,,, 125

NSLA,S,1

NPLOT

FLST,2,95,1,ORDE,2

FITEM,2,4380

FITEM,2,-4474

/GO

D,P51X, ,0, , , ,UZ, , , , ,

ALLSEL,ALL

INTRODUCCIÓN DE LA GRAVEDAD

ACEL,0,1,0,

APLICACIÓN DE LA CARGA SUPERFICIAL

ASEL,S, , , 128

NSLA,S,1

NSEL,R,LOC,X,-LPILAR/2,LPILAR/2

NSEL,R,LOC,Z,-APILAR/2,0

NPLOT

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4508

/GO

F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4507

/GO

F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4506

/GO

F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4505

/GO

F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4504

/GO

F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1

FITEM,2,4694  
/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4704  
/GO  
F,P51X,FY,-(4\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4714  
/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4695  
/GO  
F,P51X,FY,-CARGA

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4701  
/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4705  
/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4711  
/GO  
F,P51X,FY,-(2\*CARGA)

FLST,2,1,1,ORDE,1  
FITEM,2,4715  
/GO  
F,P51X,FY,-CARGA

ALLSEL,ALL