

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA  
GRADO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

---

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

APUNTES TEMA 4

---

**TEMA 4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

<b>4.1 INTRODUCCIÓN. TIPOLOGÍA Y CAMPO GENERAL DE APLICACIÓN .....</b>	<b>2</b>
<b>4.2 PRESIONES ADMISIBLES O DE TRABAJO DEL TERRENO .....</b>	<b>5</b>
<b>4.3 CARGA DE HUNDIMIENTO. ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>12</b>
4.3.1 Mecanismos de rotura .....	12
4.3.2 Expresión de Brinch-Hansen. Coeficientes correctores.....	16
4.3.3 Carga excéntrica. Procedimiento aproximado .....	18
4.3.4 Procesos drenados y no drenados en terrenos cohesivos .....	20
4.3.5 Efecto del agua .....	24
4.3.6 Otros casos específicos.....	27
<b>4.4 CARGA DE HUNDIMIENTO. TERRENO ESTRATIFICADO .....</b>	<b>28</b>
4.4.1 Introducción. Aspectos generales .....	28
4.4.2 Aproximaciones empíricas .....	29
4.4.3 Caso de dos estratos con punzonamiento del superior .....	32
4.4.4 Otros casos.....	37
<b>4.5 ESTIMACIÓN DE LA PRESIÓN DE HUNDIMIENTO Y DE LA PRESIÓN ADMISIBLE A PARTIR DE ENSAYOS IN SITU .....</b>	<b>40</b>
<b>4.6 ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....</b>	<b>42</b>
4.6.1 Introducción. Nomenclatura.....	42
4.6.2 Método elástico.....	50
4.6.3 Método edométrico .....	55
4.6.4 Otros métodos .....	57
<b>4.7 FACTORES DE SEGURIDAD .....</b>	<b>63</b>
<b>4.8 PROYECTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....</b>	<b>65</b>

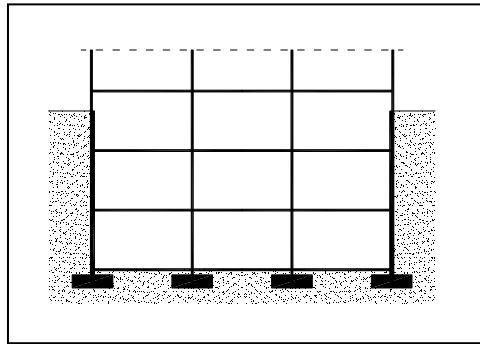
## Tema 4. Cimentaciones superficiales

### 4.1 Introducción. Tipología y campo general de aplicación

Las cimentaciones superficiales se definen cuantitativamente de forma aproximada y arbitraria como aquellas en las que la relación entre su empotramiento (D) y su ancho (B) verifica:

$$\frac{D}{B} < 4$$

Pero no se debe olvidar la clasificación cualitativa que las define como aquellas que transmiten el estado tensional de la estructura al terreno cerca de la propia estructura. Esta última definición permite incluir dentro de esta tipología a las cimentaciones de edificios que por tener un número elevado de sótanos hacen que el valor de D sea muy elevado (Figura 4.1).



**Figura 4.1** Cimentaciones superficiales con gran empotramiento

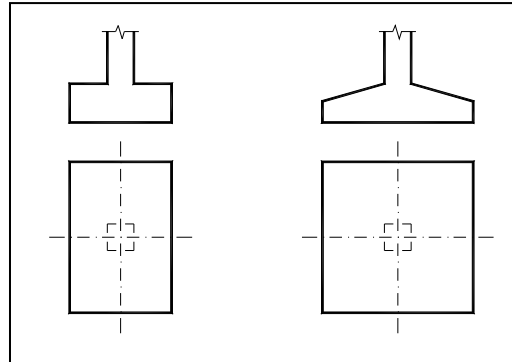
Las diferentes tipologías de cimentaciones superficiales son:

- Zapata aislada.

Se suele utilizar para cimentar cargas aisladas o, por ejemplo, los pilares de estructuras porticadas. Su forma en planta puede ser cuadrada, cuando se le transmite una carga con excentricidad nula o en dirección arbitraria, o rectangular si se conoce la dirección de la excentricidad, ya que entonces al momento de dirección conocida que provoca la excentricidad se le opone la máxima inercia de la zapata.

En alzado se pueden proyectar escalonadas o con forma piramidal (Figura 4.2), pero el elevado coste en mano de obra de encofradores que ello representa frente al coste del hormigón si se hacen de sección constante desaconseja hoy en día la segunda opción (que optimiza, sin embargo, la cantidad de material utilizado).

Las dimensiones en planta pueden ser desde 0.5 o 1 metros que aparecen en las cimentaciones de viviendas unifamiliares a 10 metros o más que pueden aparecer en puentes.

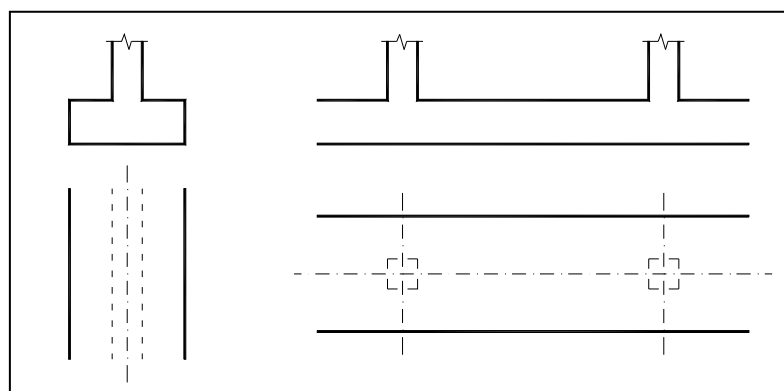


**Figura 4.2** Zapatas aisladas

- Cimentaciones continuas o zapatas corridas.

Se utilizan normalmente para cimentar muros, paredes portantes o de carga, y para hileras de pilares situados tan cerca unos de otros que las zapatas de cada pilar se solapan con las de los pilares adyacentes (Figura 4.3). También se utilizan en el caso en que la distancia entre zapatas adyacentes es menor que las dimensiones de dichas zapatas, ya que en este caso resulta más económico excavar y hormigonar una sola zanja continua, que trabajar en un gran número de excavaciones individuales.

En los últimos supuestos en que se utiliza una cimentación corrida para recoger hileras de pilares, a la estructura de cimentación también se le denomina viga flotante, y permite distribuir más las acciones transmitidas al terreno y homogeneizar asientos.

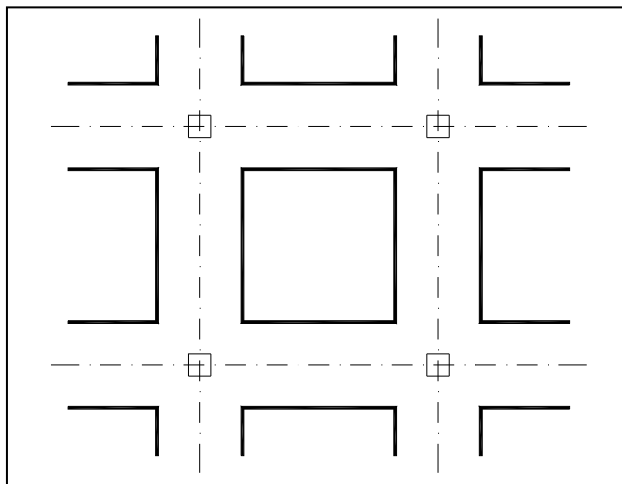


**Figura 4.3** Cimentaciones continuas

- Emparrillado plano.

Cuando se tienen hileras de pilares en dos direcciones ortogonales del plano de cimentación y se verifica alguno de los supuestos anteriores en los que es aconsejable utilizar cimentaciones continuas en vez de zapatas, al llevar a cabo las cimentaciones continuas en dos direcciones se forma una estructura de cimentación cuadriculada que se denomina emparrillado (Figura 4.4).

Esta tipología de cimentaciones sólo puede aparecer ante terrenos de capacidad portante que den dimensiones de las zapatas suficientemente grandes que obligue a utilizar cimentaciones continuas, y ante proyectos en que los pilares formen una cuadrícula de pilares más o menos regular, por todo ello no es muy habitual.



**Figura 4.4** Emparrillado de cimentación

Si el ancho de las vigas flotantes que forman el emparrillado es tan grande que las zonas sin hormigonar son pequeñas o la cuadrícula de pilares no es regular la tipología a utilizar es la que se presenta a continuación.

- Losa de cimentación.

Se emplea en suelos de capacidad de carga relativamente baja, o para aquellas edificaciones, como se presentaba anteriormente, en que los pilares estructurales u otras zonas cargadas están tan próximas en ambas direcciones, que las zapatas individuales de cimentación llegarían casi a solaparse.

Las losas de cimentación son útiles para reducir los asentos diferenciales en suelos muy heterogéneos, o donde exista una variación entre cargas aplicada en los pilares muy acusada.

Las losas de cimentación se hacen imprescindibles si el plano de cimentación se encuentra bajo el nivel freático, ya que ofrece una base estanca a la construcción.

En cuanto a la sección de las vigas flotantes y las losas se puede diseñar con aligeramiento entre zonas que reciben las cargas, pero al igual que con las zapatas aisladas, el ahorro en material que supone esto no compensa al de mano de obra.

A las losas aligeradas se les denomina losas nervadas.

## 4.2 Presiones admisibles o de trabajo del terreno

La presión admisible o de trabajo ( $\sigma_{adm}$ ) es la máxima tensión que se puede transmitir al terreno sin que la estructura sustentada sufra daños.

Hasta épocas relativamente recientes las cimentaciones se proyectaban con las presiones de trabajo deducidas de la experiencia local. Estas presiones eran en general conservadoras y por ello los fracasos no eran muy frecuentes.

Al aumentar la altura de los edificios y la importancia de las cargas este método empezó a ser muy arriesgado, motivando el desarrollo de unas bases científicas de proyecto.

Estas bases se presentan a lo largo de los siguientes apartados, y como se verá hacen poder redefinir la tensión admisible como aquella que se aleja de la presión de hundimiento en base a un factor de seguridad mínimo ( $\sigma_{adm} = p_h/FS$ ), y al mismo tiempo da lugar a un asiento admisible.

La forma de proyectar en función de un valor de la presión admisible deducido de la experiencia local, hoy en día únicamente está justificada frente estructuras de poca envergadura, como viviendas unifamiliares o estructuras provisionales aunque con frecuencia se utiliza en la práctica en otros ámbitos. Esta metodología de cálculo sigue los siguientes pasos:

1. Estimar una presión admisible. Esto se puede hacer basándose en la experiencia del proyectista o utilizando tablas que recogen presiones admisibles en función del tipo de terreno como la de la Tabla 4.1 procedente de la normativa española de acciones en la edificación, AE-88.
2. Calcular la distribución de presiones bajo la cimentación. Para ello se puede suponer una distribución lineal obtenida por equilibrio. Esta distribución se puede determinar en función de las dimensiones de la de zapata o mediante un predimensionado.
3. Igualar la presión máxima transmitida al terreno a la presión de trabajo admisible y así obtener las dimensiones de la cimentación (aunque aún puede ser necesaria alguna iteración). Si se ha realizado el paso anterior mediante un predimensionado se compara el valor de la presión transmitida con el de la admisible entrando en un proceso iterativo hasta ajustar ambos valores.

En referencia a este procedimiento de cálculo, la normativa española AE-88 permite, en el caso de cargas excéntricas que provoquen distribuciones de presiones no uniformes, que en los bordes se aumente la tensión admisible en un 25% siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible.

En la Figura 4.5 se puede ver la representación de tensiones bajo una zapata que está sometida a un esfuerzo axial  $V$  y un momento  $M$ . En este caso se ha supuesto una ley lineal -que es lo que se hace habitualmente- para simplificar los cálculos y podemos observar que  $\sigma_1$  es la máxima tensión ( $\sigma_{max}$ ) transmitida al terreno y  $\sigma_2$  es la tensión mínima ( $\sigma_{min}$ ).

#### **Procedimiento de cálculo:**

Para construcciones de poca relevancia la cimentación se puede predimensionar e incluso calcular a partir de la presión admisible. El procedimiento básico a seguir es el que se muestra a continuación:

1. Identificar la presión admisible del terreno.
2. Predimensionar la cimentación (ancho x largo,  $a \times b$ ,  $a \leq b$ ).

3. Comprobar que la tensión máxima es menor o igual a la admisible:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$ . Si no se cumple se debe volver al paso 2 y predimensionar la zapata.

Este procedimiento puede modificarse y simplificarse según se indica más adelante.

Se supone que nuestra cimentación es rectangular ( $a \times b$ ) y está sometida a un esfuerzo axial  $V$  y un momento  $M$ . Se puede dividir la tensión total en sumas de dos tensiones, una para cada esfuerzo (Figura 4.6), donde se cumple que:

- Carga vertical  $V$ : Proporciona una distribución uniforme de tensiones.
- Momento  $M$ : Proporciona una variación lineal.

Fácilmente se puede deducir las expresiones siguientes:

$$\text{a) } \sigma_1 = \sigma_V + \sigma_M \text{ y } \sigma_2 = \sigma_V - \sigma_M$$

$$\text{b) } \sigma_V = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \text{ y } \sigma_M = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

Para conocer  $\sigma_V$  y  $\sigma_M$  se impone equilibrio. Sabiendo que *Fuerza = Tensión x Superficie* y que *Momento = Fuerza x distancia = Tensión x Superficie x Distancia*, se obtiene:

$$V = \sigma_V ab ;$$

$$\sigma_V = \frac{V}{ab}$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_M \frac{b}{2} a \frac{b}{2} \frac{2}{3} = \frac{1}{6} \sigma_M b^2 a ;$$

$$\sigma_M = \frac{6M}{ab^2}$$

Una vez se conocen las expresiones de  $\sigma_V$  y  $\sigma_M$  se pueden obtener las de  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  que son las que se necesitan para comprobar que  $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$ :

$$\sigma_1 = \frac{V}{ab} + \frac{6M}{ab^2} \text{ y } \sigma_2 = \frac{V}{ab} - \frac{6M}{ab^2}$$

De este modo, si se quiere calcular una cimentación mediante el método de la tensión admisible, se tienen que realizar los siguientes pasos:

- Definir unas dimensiones de zapata ( $a, b$ ) según un criterio lógico.
- Calcular  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  a partir de los esfuerzos  $V$  y  $M$ .
- Comprobar que  $\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$  para estar del lado de la seguridad.
- Comprobar que  $\sigma_2 > 0$ .

Otra manera de proceder para realizar un predimensionado de las dimensiones de la cimentación sería calcular las dimensiones de la zapata ( $a$  y  $b$ ) dejándolos en función de los esfuerzos  $V$  y  $M$  y  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ . El inconveniente de este método y el motivo del porqué no se hace así, es porque no se conoce el valor de  $\sigma_2$ .

$$b = \frac{6M}{V} = \frac{1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}{1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}; \quad a = \frac{V^2}{3M} \frac{1}{\sigma_1} \frac{1 - \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}{\left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2}$$

En ocasiones, lo que sí se puede hacer es despejar  $\sigma_2$  y  $b$ :

$$b = \frac{V + \sqrt{V^2 + 24aM\sigma_1}}{2a\sigma_1}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{ab} - \frac{6M}{ab^2}$$

El procedimiento, en este caso, es el siguiente:

- Se fija la dimensión  $a$  de la zapata y se obtiene la otra dimensión  $b$ . No se acepta que  $b < a$  porque esto implicaría que se ha excedido dimensionando  $a$ . También se ha de tener en cuenta que  $b$  no sea mucho mayor que  $a$ .
- $\sigma_2$  es una tensión que si es positiva ya es correcto.

Si  $\sigma_2$  es negativo implica que hay una zona traccionada debido a que la carga es muy excéntrica. Esta zona traccionada puede entenderse como si el terreno tirara hacia abajo de la cimentación, lo cual no es posible. Esta situación es desaconsejable porque se desaprovecha la reacción del terreno y se producen giros. Sin embargo es difícil de evitar, por ejemplo, en zonas de medianería, donde es complicado centrar las cargas.

En el caso de que se produzcan tracciones ( $\sigma_2 < 0$ ), el problema se resuelve haciendo el equilibrio mostrado en la Figura 4.7, donde se observa que se han anulado los valores negativos.



**Tabla 4.1** Presiones admisibles en el terreno de cimentación (AE-88)

Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm <sup>2</sup> , para profundidad de cimentación en m de:				
	0	0.5	1	2	≤3
<b>1. Rocas (1)</b>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas.	10	12	16	20	20
<b>2. Terrenos sin cohesión (2)</b>					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenoso finos	-	1.6	2	2.5	3.2
<b>3. Terrenos coherentes</b>					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
<b>4. Terrenos deficientes</b>	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					
Observaciones:					
(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta. b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.					
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso de pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplicarán por 0.8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0.5. b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimiento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimiento expresada en metros. c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la tabla se multiplicarán por 0.8.					

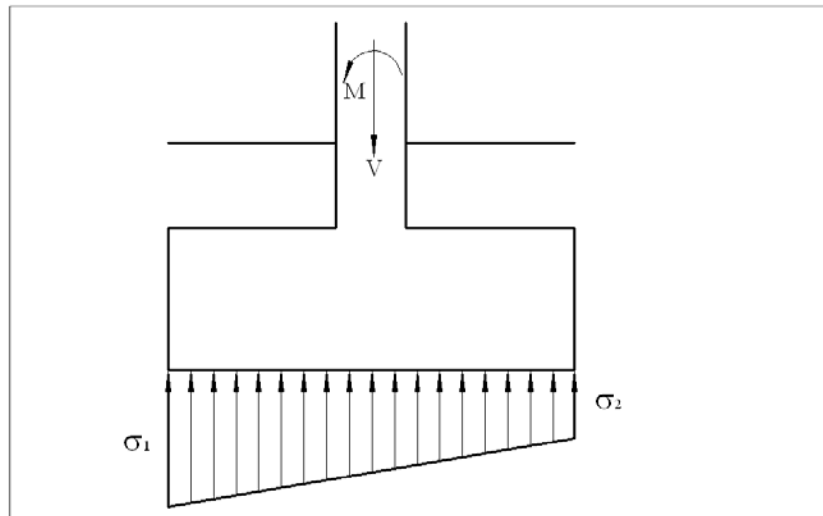


Figura 4.5 Distribución de tensiones bajo una zapata

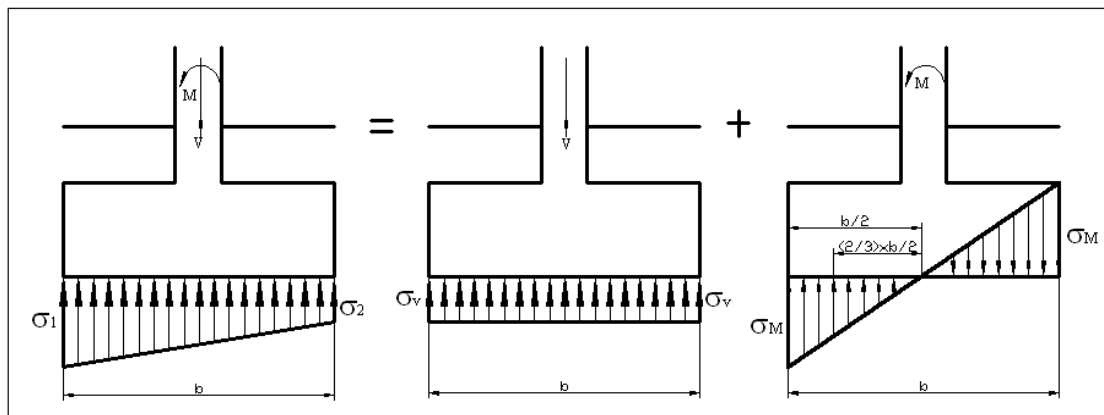


Figura 4.6 Distribución de tensiones separadas (\$V\$: axial) + (\$M\$: Momento)

Así pues, por equilibrio:

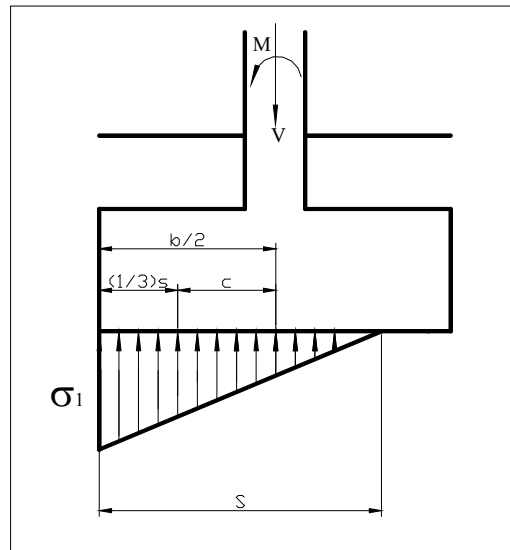
$$V = \frac{1}{2} \sigma_1 s a ; M = \frac{1}{2} \sigma_1 s a c \text{ y } c = \frac{b}{2} - \frac{s}{3}$$

Despejando la tensión principal y la dimensión \$s\$, (método de comprobación puro) se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{4V^2}{3Vba - 6Ma} \text{ y } s = \frac{3Vb - 6M}{2V}$$

Por el contrario, si se despeja \$a\$ y \$b\$ (método de dimensionamiento puro), se obtiene:

$$a = \frac{2V}{s\sigma_1} \text{ y } b = \frac{2M}{V} + \frac{2}{3}s$$



**Figura 4.7** Distribución de tensiones con presencia de tracciones

El inconveniente de este procedimiento es que no se sabe cuánto vale  $s$ , de tal modo que es mejor emplear un método mixto:

$$b = \frac{4V^2 + 6M\sigma_1 a}{3V\sigma_1 a} \quad \text{y} \quad s = \frac{2V}{\sigma_1 a}$$

Los pasos para emplear el método mixto en este caso son:

- Se predimensiona  $a$ .
- Se dimensiona o calcula  $b$ . Para aceptar el valor de  $b$  tiene que estar comprendido en el siguiente rango  $s < b > a$  (si  $b < s$ , trabaja toda la sección, lo cual es más favorable como se ha dicho anteriormente). En el caso que  $b < a$  la zapata aguantaría pero se estaría desaprovechando la inercia del lado mayor.

En el caso de que el momento sea muy grande, se puede admitir que la tensión de cálculo  $\sigma_1 > \sigma_{adm}$  en el borde de la zapata (hasta  $\sigma_1 = 1.25\sigma_{adm}$ ) siempre y cuando la media cumpla que  $\sigma \leq \sigma_{adm}$ . Esto se acepta porque esta tensión mayor se produce en un punto, mientras que el resto de la zapata no está tan solicitada. En el caso de que no exista momento, es decir, que la carga sea centrada, esto no se admite (de hecho, no es posible por la condición en el centro  $\sigma \leq \sigma_{adm}$ ).

No obstante, cabe decir que la  $\sigma_{adm}$  sólo se emplea para calcular cimentaciones de poca relevancia en las que deja del lado de la seguridad. Si tenemos una estructura con una carga muy importante, la  $\sigma_{adm}$  sólo se emplea para predimensionar y se utiliza la  $\sigma_{hundimiento}$ , que se estudiará en próximos apartados, para dimensionar.

### 4.3 Carga de hundimiento. Aspectos generales

#### 4.3.1 Mecanismos de rotura

El hundimiento de una cimentación puede definirse como la movilización de la máxima resistencia al esfuerzo cortante en el suelo a lo largo de una superficie de deslizamiento acompañada con deformaciones verticales (“asientos”) elevadas y generalmente acompañadas con giros o incluso vuelcos de la estructura sustentada.

El mecanismo de rotura que puede desarrollarse depende del tipo de suelo y muy particularmente de sus características resistentes y de su compresibilidad.

Se consideran tres tipos de mecanismo de rotura:

- Mecanismo de rotura general.
- Mecanismo de rotura por punzonamiento.
- Mecanismo de rotura local.

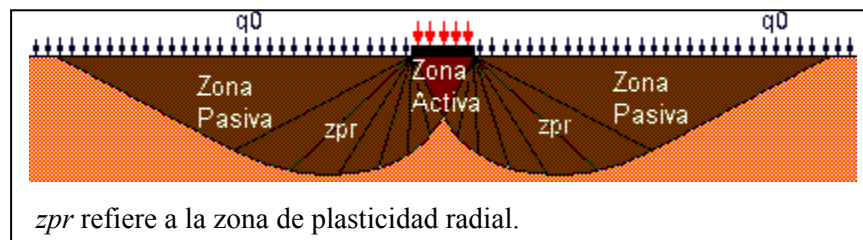
#### **Mecanismo de rotura general:**

Si el suelo es poco compresible, el mecanismo de rotura se desarrolla sin cambio de volumen y las deformaciones verticales de la cimentación solamente se producen si se moviliza una masa de terreno a lo largo de una superficie de deslizamiento. Este mecanismo de rotura es el más general en cimentaciones superficiales y es el que se va a analizar con más detalle en este tema.

-Características de este mecanismo:

- a) Superficies de deslizamiento bien definidas que afloran en la superficie del terreno.

- b) Levantamientos del terreno a ambos lados. Aunque la teoría indica una rotura simétrica, pequeñas irregularidades hacen que sea asimétrica con giros más o menos importantes.
- c) La rotura puede ser repentina y catastrófica y se identifican de modo más o menos claro, en el terreno, las zonas que se muestran en la Figura 4.8.



**Figura 4.8** Mecanismo de rotura general

-Suelos típicos:

Este tipo de mecanismos suele producirse en suelos homogéneos de baja o media compresibilidad: arenas densas o muy densas y arcillas saturadas, en condición de carga a corto plazo (sin drenaje).

En la Figura 4.9 se muestra una secuencia del mecanismo de rotura general.

#### **Mecanismo de rotura por punzonamiento:**

Si el suelo es muy compresible, las deformaciones verticales de la cimentación pueden producirse por la disminución del volumen del suelo debajo de la cimentación. Este mecanismo de rotura es muy habitual en cimentaciones profundas.

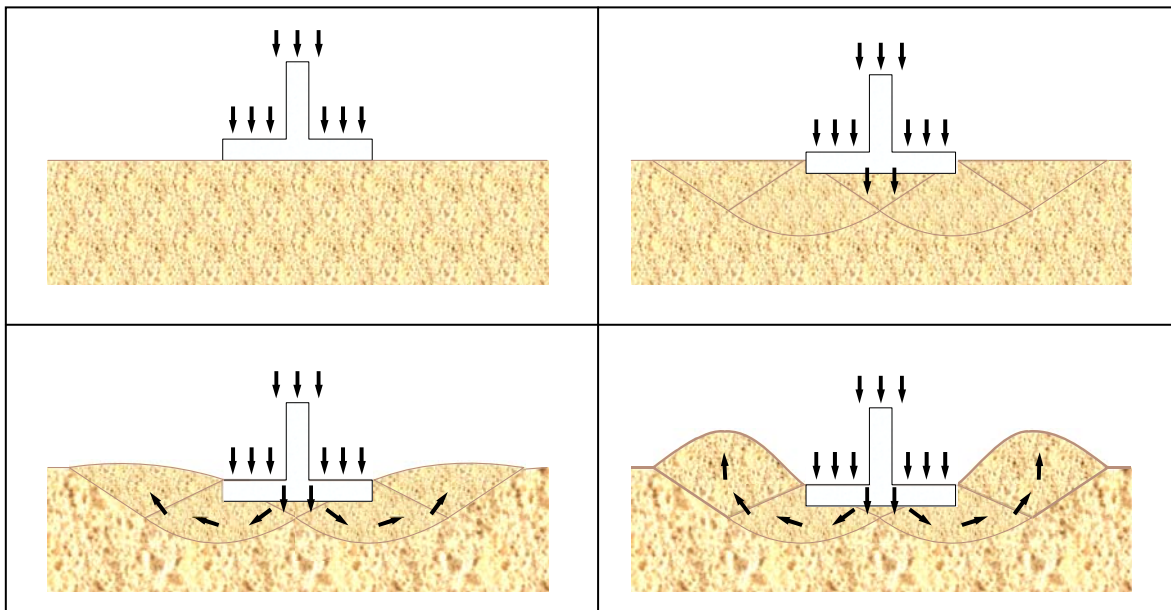
-Características de este mecanismo:

- a) Superficies de deslizamiento bien definidas solamente debajo de la cimentación.
- b) Se producen grandes desplazamientos verticales debido a la compresibilidad del suelo.
- c) La rotura puede no ser catastrófica. No se producen levantamientos laterales del terreno ni giros destacables.

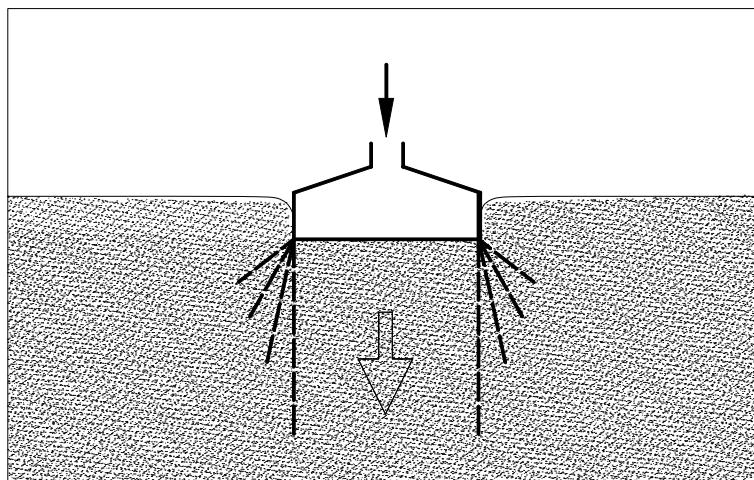
-Suelos típicos:

Suelos de alta compresibilidad: arenas muy sueltas, arcillas plásticas parcialmente saturadas, arcillas normalmente consolidadas en condición de drenaje.

En la Figura 4.10 se muestra el mecanismo de rotura por punzonamiento.



**Figura 4.9** Secuencia del mecanismo de rotura general en el terreno



**Figura 4.10** Mecanismo de rotura por punzonamiento

**Mecanismo de rotura local:**

Con cierta compresibilidad del terreno, puede aparecer una situación intermedia entre las dos anteriores que es la rotura local.

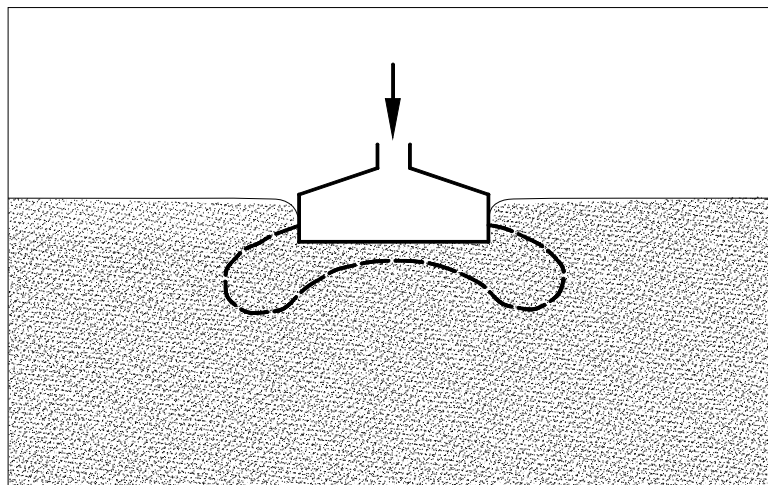
-Características de este mecanismo:

- a) Superficies de deslizamiento bien definidas solamente debajo de la cimentación.
- b) Se requieren grandes deformaciones verticales para que la superficie de rotura aparezcan en la superficie del terreno.
- c) A ambos lados de la cimentación, los levantamientos son escasos. No se tiende a producir ningún giro en la cimentación y la rotura no suele ser catastrófica.

-Suelos típicos:

Suelos de compresibilidad moderada: arenas medianamente densas.

En la siguiente Figura 4.11 se muestra, en dos etapas, el mecanismo de rotura local.



**Figura 4.11** Mecanismo de rotura local

Los diferentes mecanismos de rotura pueden clasificarse en forma de ábaco relacionándolos con la densidad relativa del suelo susceptible más probable. La Figura 4.12 muestra un ábaco esquemático tipo para un suelo homogéneo en función del ancho de la cimentación  $B$  y de la profundidad de apoyo  $D$ .

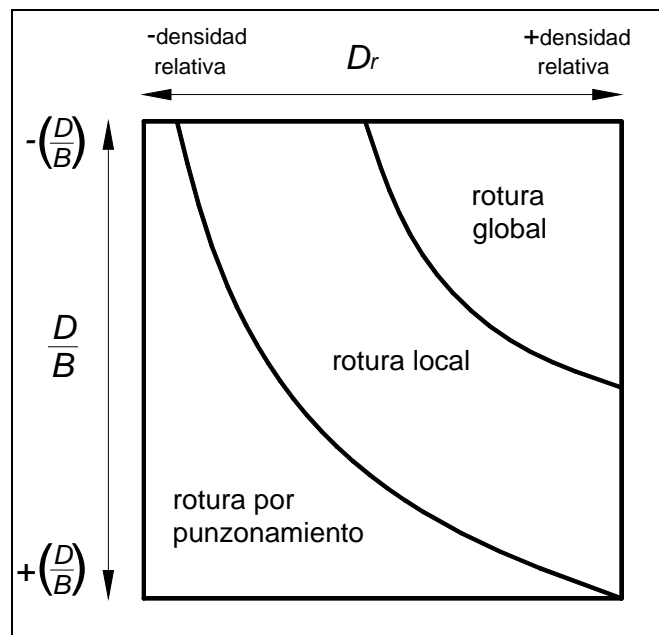


Figura 4.12 Ábaco esquemático Mecanismo de rotura-Resistencia para un suelo homogéneo.

### 4.3.2 Expresión de Brinch-Hansen. Coeficientes correctores

El método de cálculo para obtener la presión de hundimiento de una cimentación propuesto por Brinch Hansen (1961) es una recopilación de diferentes métodos de cálculo propuestos por diferentes autores, aunque básicamente parte de la ecuación de Terzaghi, en cuanto a formato de expresión, a la que le añade unos parámetros correctores de forma, profundidad e inclinación de la carga.

La expresión de Brinch Hansen o expresión general para el cálculo de la presión de hundimiento es la siguiente:

$$p_h = qN_q s_q d_q i_q + cN_c s_c d_c i_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Siendo:

$c$ : cohesión del terreno.

$q$ : sobrecarga equivalente al peso del terreno (y acciones exteriores) que hay por encima de la base de la cimentación.

$s$ : parámetro corrector de forma de la cimentación. Este parámetro tiene en cuenta que la cimentación pueda no ser corrida, de tal modo que el efecto tridimensional favorece en general ( $s_q$  y  $s_c$ ) al incremento de la presión de hundimiento.

$d$ : parámetro corrector de la profundidad de la cimentación. Este parámetro incorpora a la



expresión la contribución al corte del terreno que hay por encima de la base de la cimentación.

$i$ : parámetro corrector de inclinación. Este parámetro tiene en cuenta que la carga pueda estar inclinada, con lo que la cimentación debe resistir una componente horizontal.

$B$ : ancho de la cimentación o diámetro en el caso de cimentaciones circulares.

$\gamma$ : Peso del terreno

#### **$N$ : Factores de capacidad de carga:**

$$N_q = \gamma^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}; N_c = (N_q - 1) \cot \phi; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Se observa que  $N_q$  y  $N_c$  tienen la misma expresión que en el modelo de Prandtl.  $N_c$  procede del teorema de los estados correspondiente.  $N_\gamma$  en cambio es el de la expresión de Terzaghi.

Existen varias expresiones de diferentes autores para calcular los parámetros de forma, profundidad e inclinación. A continuación se muestran algunos ejemplos para zapatas rectangulares de dimensiones  $BL$  ( $B \leq L$ ).

#### **$s$ : Factores de forma:**

Estos factores tienen en cuenta que una zapata puede no ser corrida. Una zapata aislada genera más presión de hundimiento ( $s_q$  y  $s_c$ ) y los coeficientes de forma  $s_q$  y  $s_c$  son mayores que en el caso de zapata corrida.

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi; s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}; s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

#### **$d$ : Factores de profundidad:**

Estos factores tienen en cuenta que la zapata no está apoyada en superficie, sino que está empotrada una profundidad  $D$ .

-Para profundidades pequeñas ( $D/B < 1$ ):

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}; d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}; d_\gamma = 1$$

-Para profundidades grandes ( $D/B \geq 1$ ):

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan \left( \frac{D}{B} \right) \quad (\text{nota: } \arctan \left( \frac{D}{B} \right) \text{ en radianes}).$$

$$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \tan \phi}; \quad d_r=1$$

### **i: Factores de inclinación:**

Estos factores tienen en cuenta que la carga a la zapata puede llegar con una cierta inclinación. En este caso, la carga se descompone en una componente vertical  $V$  y otra horizontal  $H$ . Se supone que  $H$  forma un ángulo  $\xi$  con el lado de la zapata.

$$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}; \quad m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}; \quad m = m_L \cos^2 \xi + m_B \sin^2 \xi$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + BLc \cot \phi} \right)^m; \quad i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \phi}; \quad i_\gamma = (i_q)^{\frac{m+1}{m}}$$

Es muy importante comprobar que la componente horizontal  $H$  de la carga no hace deslizar a la cimentación. Para ello se debe cumplir:

$$H \leq \frac{a \cdot BL + V \operatorname{tg} \delta}{FS}$$

Donde:

$a$ : adherencia (normalmente no se considera para estar del lado de la seguridad).

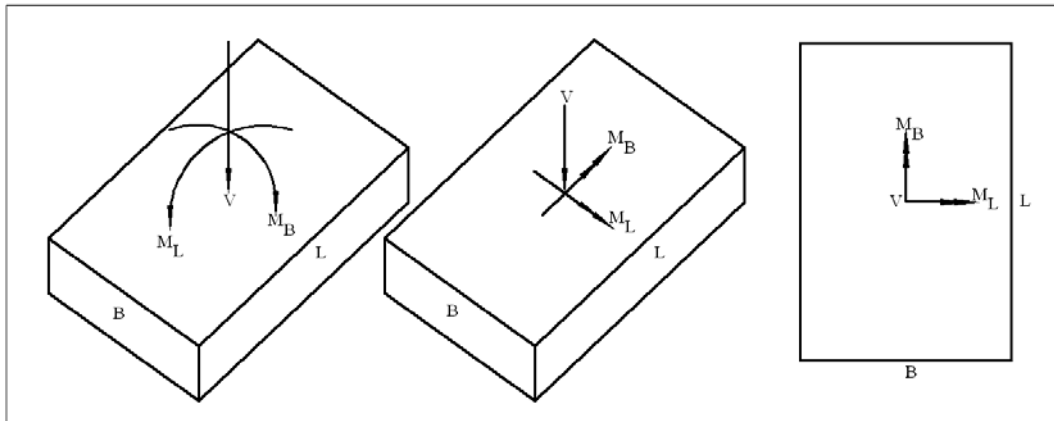
$\delta$ : ángulo de fricción hormigón-terreno ( $\delta \leq \phi$ ).

### **4.3.3 Carga excéntrica. Procedimiento aproximado**

Todos los modelos que se han visto hasta el momento suponen una carga vertical centrada (inclinada o no); se va a ver lo que ocurre si además de la carga vertical existe un momento  $V+M$  (Figura 4.13).

Para resolver el problema se empleará la hipótesis de Meyerhof.

En el caso de una zapata excéntrica, el análisis se puede hacer a través de un sistema equivalente en el que calculamos la zapata debida a  $V$  y posteriormente sumamos la parte correspondiente al efecto de los momentos (Figura 4.14).



**Figura 4.13** Zapata con carga vertical  $V$  y momentos en dos direcciones  $M_B$  y  $M_L$

Según se ve en la Figura 4.14, una zapata sometida a un axil y momento, puede ser representada mediante una carga vertical  $V$  con una excentricidad  $e$ .

$$\frac{B}{2} = e + \frac{B^*}{2} \rightarrow B^* = B - 2e$$

Donde:

$B^*$ : es el ancho de la cimentación necesaria únicamente para una carga vertical  $V$ .

$B$ : es el ancho de la cimentación necesaria para una carga vertical  $V$  y un momento  $M$ .

El procedimiento de cálculo de una zapata con excentricidad es muy sencillo. Se debe cumplir:

$$p_h(B^*) \leq \sigma FS = \frac{V}{(B^*)^2} FS$$

Una vez determinadas las dimensiones mínimas  $B^*$ ,  $L^*$  (zapata supuestamente cuadrada en el cálculo anterior,  $B^*=L^*$ ) para soportar la carga vertical  $V$ , se determinan las dimensiones finales de la zapata teniendo en cuenta la hipótesis de Meyerhof:

$$B = B^* + 2e_B$$

$$L = L^* + 2e_L$$

Donde  $e_B = \frac{M_B}{V}$  y  $e_L = \frac{M_L}{V}$  son las excentricidades debidas a los momentos.

Si la carga es muy excéntrica como en el caso de zapatas de medianería pueden producirse giros importantes. Para evitarlo se pueden colocar vigas de atado que conectan estas zapatas con otras

y de esta manera soportan mejor el momento; tener en cuenta la colaboración de la estructura sustentada; o utilizar otro tipo de soluciones (por ejemplo pozos de cimentación).

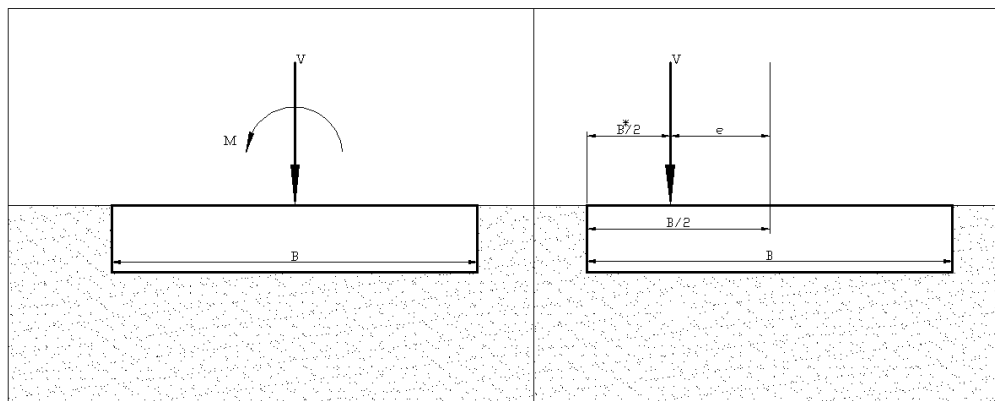


Figura 4.14 Zapata con carga vertical y momento M

#### 4.3.4 Procesos drenados y no drenados en terrenos cohesivos

##### Expresión de Brinch-Hansen para procesos no drenados.

Se considera que el nivel freático está como mínimo en la base de la zapata o a una cota superior (Figura 4.15). Con  $\phi = 0$  se tiene que  $N_\gamma = 0$ ,  $N_q = 1$ ,  $s_q = 1$ ,  $d_q = 1$  e  $i_q = 1$ . La expresión a emplear en este caso será, en consecuencia:

$$p_h = q + c_u s_c d_c i_c N_c$$

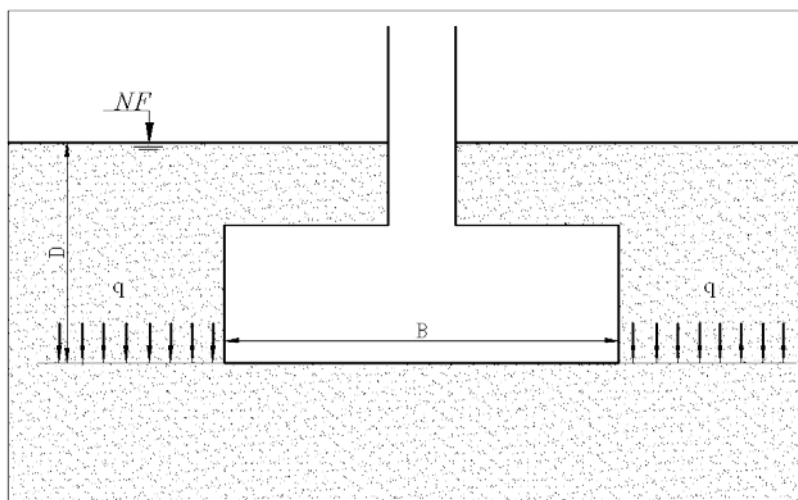


Figura 4.15 Zapata con nivel freático en superficie

Donde:

$c_u$ : resistencia al corte sin drenaje del suelo.

$N_c = \pi + 2$  y  $N_q = 1$  (para todo tipo de terreno).

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} = 1 + \frac{1 B}{\pi + 2 L}$$

$$d_c = 1 + \frac{2D}{N_c B} = 1 + \frac{2D}{(\pi + 2)B}$$

$$i_c = 1 - \frac{2H}{N_c B L c_u} = 1 - \frac{2H}{(\pi + 2)B^2 c_u} \quad (H \text{ es la componente horizontal de la carga axial}$$

inclinada;  $B=L$  para zapatas cuadradas)

$q = \gamma_{nat} D$  (Tensión que produce el peso del terreno en los laterales de la cimentación debido al empotramiento  $D$  más cualquier otro tipo de sobrecarga colocada en superficie)

Esta expresión puede obtenerse particularizando la de Brinch-Hansen o deduciéndola directamente como se hace a continuación. Se considera el caso general de una zapata corrida apoyada en superficie con carga vertical (Figura 4.16). En este caso la expresión sería:

$$p_h = q + c_u(\pi + 2)$$

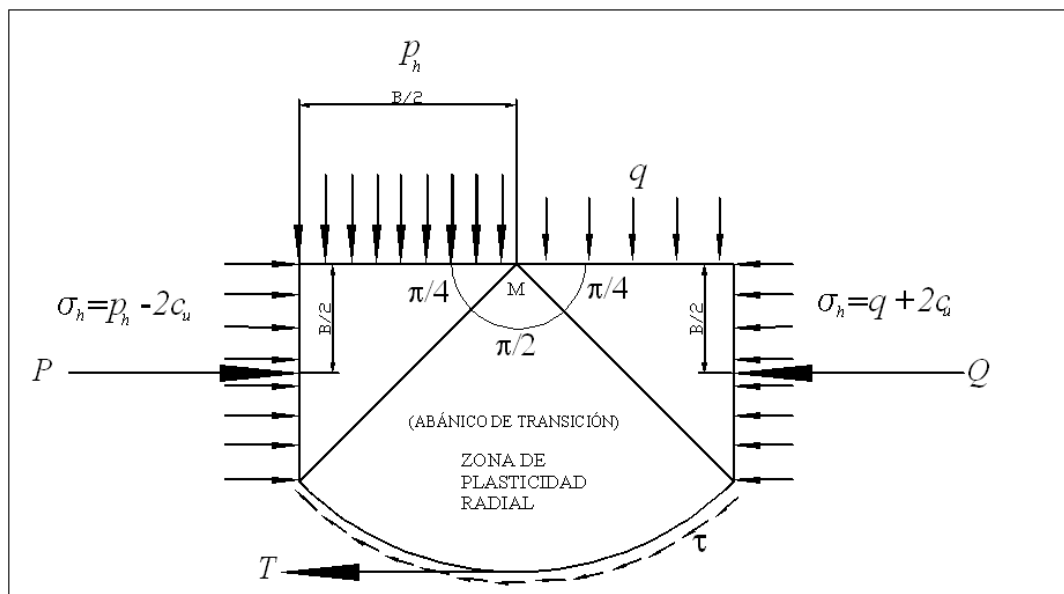


Figura 4.16 Tensiones en condiciones no drenadas

Lo que lleva a rotura a un suelo son las tensiones de corte en superficies específicas. En la Figura 4.17 se observa como rompe un suelo en condiciones no drenadas en el caso de que se alcance su máxima resistencia de corte debido a un aumento de la tensión vertical manteniendo la horizontal constante y como lo hace si se aumenta la tensión horizontal manteniendo la vertical constante.

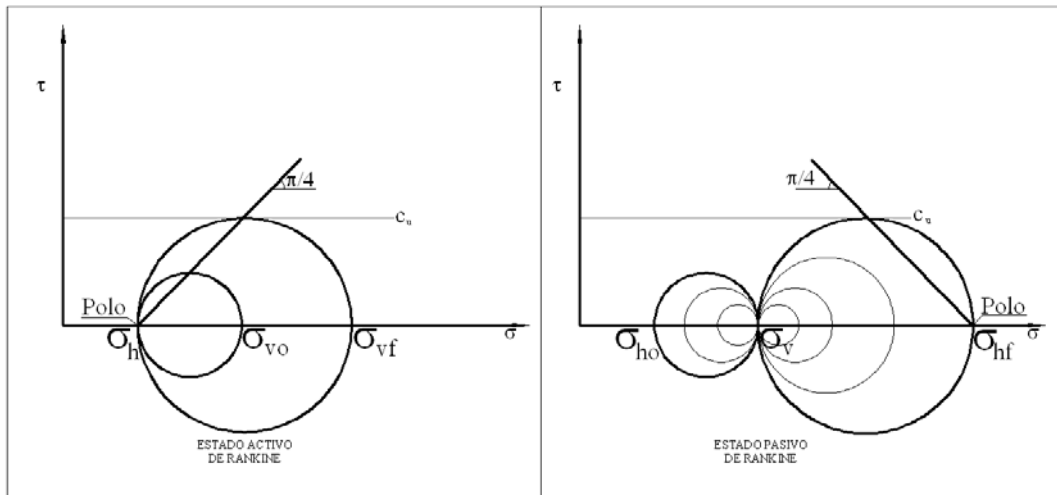


Figura 4.17 Rotura del terreno en EAR y EPR

En el abanico de transición se generan unas tensiones de corte que se oponen al deslizamiento. La curva que describe el abanico de transición es un círculo, que es la forma que resulta al considerar la expresión de la espiral logarítmica con  $\phi = 0$ , siendo la trayectoria de menor energía.

$$r = r_0 e^{\alpha \tan \phi} = r = \text{constante} \rightarrow \text{círculo}$$

En esta línea, la máxima tensión de corte que se puede desarrollar es  $c_u$ . Si se integra las tensiones de corte a lo largo de la superficie, se obtiene el valor de la fuerza T:

$$T = \int \tau dl = c_u \int dl = c_u \frac{\pi}{2} r = c_u \frac{\pi}{2} \sqrt{2} \frac{B}{2} \text{ siendo } r = \sqrt{2} \frac{B}{2}$$

Fácilmente se puede determinar el valor de P y de Q que aparecen en la Figura 4.16:

$$P = (p_h - 2c_u) \frac{B}{2} \text{ y } Q = (q + 2c_u) \frac{B}{2}$$

Justo antes del colapso el mecanismo tiene que estar en equilibrio. Si se hace equilibrio de momentos en el punto  $M$ :

$$p_h \frac{B}{2} \frac{B}{4} + P \frac{B}{4} = Tr + Q \frac{B}{4} + q \frac{B}{2} \frac{B}{4}$$

$$p_h \frac{B}{2} \frac{B}{4} + (p_h - 2c_u) \frac{B}{2} \frac{B}{4} = c_u \frac{\pi B}{4} \sqrt{2} \sqrt{2} \frac{B}{2} + (q + 2c_u) \frac{B}{2} \frac{B}{4} + q \frac{B}{2} \frac{B}{4}$$

$$p_h \frac{B^2}{8} + p_h \frac{B^2}{8} - 2c_u \frac{B^2}{8} = 2c_u \frac{\pi B^2}{8} + q \frac{B^2}{8} + 2c_u \frac{B^2}{8} + q \frac{B^2}{8}$$

$$2p_h - 2c_u = 2c_u \pi + 2q + 2c_u ;$$

$$p_h = c_u \pi + c_u + q + c_u = q + c_u (2 + \pi)$$

Si el terreno tuviera peso, la expresión sería la misma ya que la componente del peso está a ambos lados, es decir, tanto en la zona pasiva como en la activa, con lo que queda anulada.

Esto puede deducirse (como se ha indicado anteriormente) por simple aplicación de la expresión de Prandtl y Terzaghi con  $c=c_u$  y  $\phi=0$ .

### Expresión de Brinch-Hansen para procesos drenados.

Consideremos la situación de la Figura 4.18.

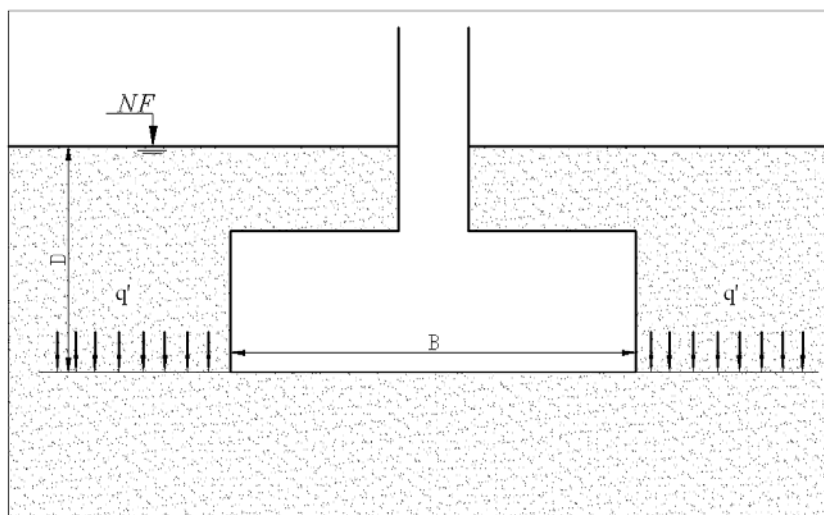


Figura 4.18 Zapata apoyada a una profundidad  $D$  con  $NF$  en superficie

La expresión de Brinch-Hansen en condiciones drenadas es la siguiente:

$$p'_h = q'_s d_q i_q N_q + c'_s d_c i_c N_c + \frac{1}{2} B \gamma'_s d_\gamma i_\gamma N_\gamma$$

Donde:

$p'_h$ : Presión de hundimiento en tensiones efectivas. Ésta es la máxima presión que puede soportar el suelo antes de llegar a rotura.

$q' = \gamma' D$  Tensión vertical efectiva en los laterales de la cimentación.  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ . Si el NF está en la superficie del terreno pero por encima de la base de la cimentación,  $q'$  es la tensión vertical efectiva en los laterales de la misma.

$c'$ : Cohesión efectiva del terreno.

$B$ : Ancho menor de la cimentación  $B \leq L$

$\gamma'$ : Peso específico del terreno que nos proporciona las tensiones efectivas.

El resto de parámetros son los mismos que en el apartado 4.3.2.

Finalmente tenemos que:

$$p'_h = p_h - u_{Base.zapata}$$

$$p_h = p'_h + u_{Base.zapata}$$

Esta expresión indica que la máxima presión de hundimiento que puede soportar un terreno es la presión de hundimiento efectiva más la presión de agua que hay por encima de la base de la cimentación. Esta presión de agua contribuye a aumentar la presión de hundimiento porque es un peso de agua que el mecanismo tiene que superar.

#### 4.3.5 Efecto del agua

El agua existente en el terreno puede incidir de muchas maneras en el comportamiento de las cimentaciones pudiendo generar subpresiones que requieran su consideración en el cálculo de la estabilidad de la estructura objeto de estudio, o acciones erosivas de corrientes de agua que pueden desestabilizar los suelos que van a servir de soporte de las cimentaciones, por ejemplo.

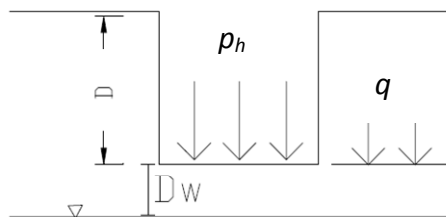
Por ello las condiciones hidrogeológicas del terreno de cimentación tienen una importancia fundamental a la hora de determinar la capacidad de carga de las cimentaciones.



Se acaban de estudiar las expresiones de Brinch-Hansen para procesos drenados y no drenados. Como se ha visto, para situaciones de dimensionado en las que puedan suponerse disipados los excesos de presión intersticial generados por las acciones actuantes sobre la cimentación, la presión de hundimiento se expresará en términos de tensiones efectivas. Sin embargo, dependiendo de la profundidad a la que se encuentre el NF se podrán obtener diferentes situaciones, donde la densidad o peso específico “ $\gamma$ ” a introducir en la formulación analítica será el que represente el estado de tensiones efectivas por debajo del cimiento. Así se distinguen los siguientes casos:

- El nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que  $1,5B$  bajo la base de cimentación. En este caso la superficie de rotura teórica al llegar al hundimiento queda por encima del nivel freático, luego la presencia de dicho nivel freático no afecta a la capacidad de carga.

$$q = \gamma D = \gamma_n D$$

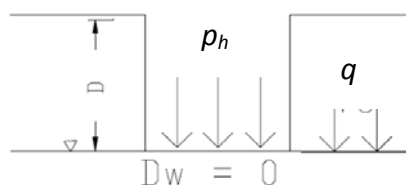


- Nivel freático en el plano de cimentación. Al subir el nivel freático hasta la base de la zapata,  $q$  no varía respecto al caso anterior, pero la densidad efectiva bajo el cimiento se reduce al peso específico sumergido :

$$q = \gamma D = \gamma_n D$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_{sum}$$

Se puede observar como el término  $\frac{1}{2} B \gamma' N_\gamma$  se reduce prácticamente a la mitad.



- Nivel freático en superficie del terreno. En esta situación resulta :

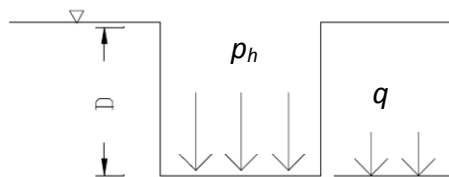
$$q = \gamma D = \gamma' D$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_{sum}$$

Y Por lo tanto  $q$  se reduce respecto al caso anterior.

En este caso, como ya se ha visto en el apartado anterior, existe una presión intersticial  $u = \gamma_w D$  en el nivel del plano de cimentación que habrá que tener en cuenta para la determinación de  $p_h$ , es decir:

$$p_h = p_h' + u$$



- El nivel freático está a una cierta profundidad respecto a la base de apoyo de la cimentación. En este caso se tendrá un peso específico intermedio, interpolable linealmente según la expresión:

$$\gamma_k = \gamma' + \frac{z}{B}(\gamma_n - \gamma')$$

$$0 < z < B$$

Siendo  $z$  la distancia a la que se encuentra el nivel freático por debajo de la base de la cimentación.

- Si existiera un flujo de agua ascendente, de gradiente  $I_v$ , que afectara al plano de cimentación, el peso específico de cálculo sería:

$$\gamma'' = \gamma' - I_v \gamma_w$$

Donde:

$I_v$  = Gradiente vertical medio en la zona de espesor  $1.5B$  bajo el plano de cimentación.

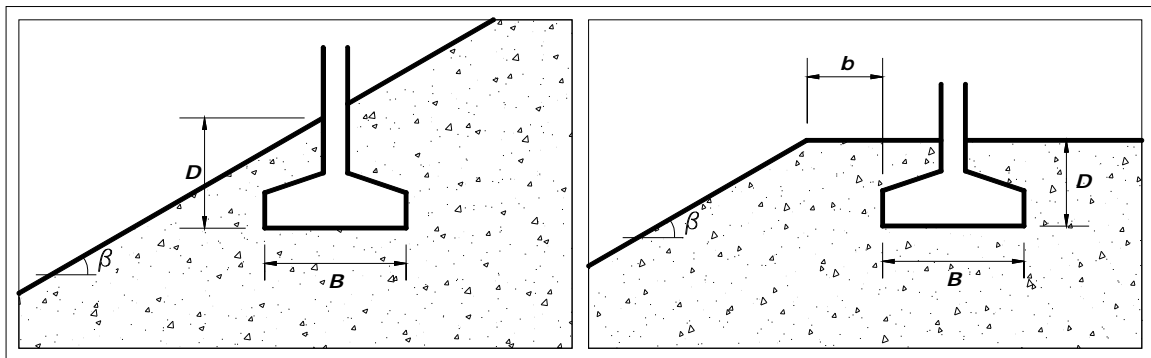
Además de la repercusión que puede tener sobre el valor del peso específico del terreno a considerar en los cálculos vistos, cabe destacar la relevancia de la presencia de agua sobre elementos de cimentación como pueden ser las losas, por ejemplo, ya que están en contacto directo con el suelo y será casi inevitable que ocurran filtraciones. Habrá que considerar, también, las condiciones de aguas freáticas del suelo al proyectar la profundidad de excavación para determinar si han de tomarse precauciones especiales para evitar filtraciones dentro de la estructura. Los métodos más utilizados en general son: la utilización de drenajes y la impermeabilización.

Los drenajes son bastante útiles para filtraciones pequeñas; en estos casos se evacúa fácilmente el agua acumulada por gravedad, zanjias o por medio de albañales.

Si la cantidad de agua que se colecta en los drenes es muy grande es recomendable impermeabilizar. Uno de los métodos más eficientes de impermeabilización es el de membrana. Consiste en colocar una membrana de material asfáltico que se aplica en caliente, y que es bastante flexible, cubriendo en su totalidad la superficie de la estructura que está en contacto con el agua. Actualmente pueden utilizarse otros tipos de impermeabilizantes especiales o bien pueden usarse aditivos para disminuir la permeabilidad del hormigón como el humo de sílice y/o escorias de silicio, como se ve en otras asignaturas.

#### 4.3.6 Otros casos específicos

Otros casos específicos pueden ser la interacción de varias zapatas próximas así como también zapatas en taludes o en su coronación (Figura 4.19).



**Figura 4.19** Cimentación en una ladera y coronación de un talud

La interacción entre varias zapatas cercanas mejora la capacidad portante, con lo que no considerar interacción alguna deja del lado de la seguridad. No así en los asientos, en los cuales suelen tener un efecto negativo.

Cuando la cimentación superficial está en la ladera o en coronación de un talud, la presión de hundimiento viene dado por la siguiente expresión debida a Meyerhof (1957):

$$p_h = cN_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

Donde  $N_{cq}$  y  $N_{\gamma q}$  son factores de capacidad de carga que pueden encontrarse en la bibliografía de la asignatura (en el *Curso Aplicado de Cimentaciones* de Rodríguez Ortiz, o en el segundo tomo de *Geotécnia y Cimientos* de Jose A. Jiménez Salas, entre otros).

## 4.4 Carga de hundimiento. Terreno estratificado

### 4.4.1 Introducción. Aspectos generales

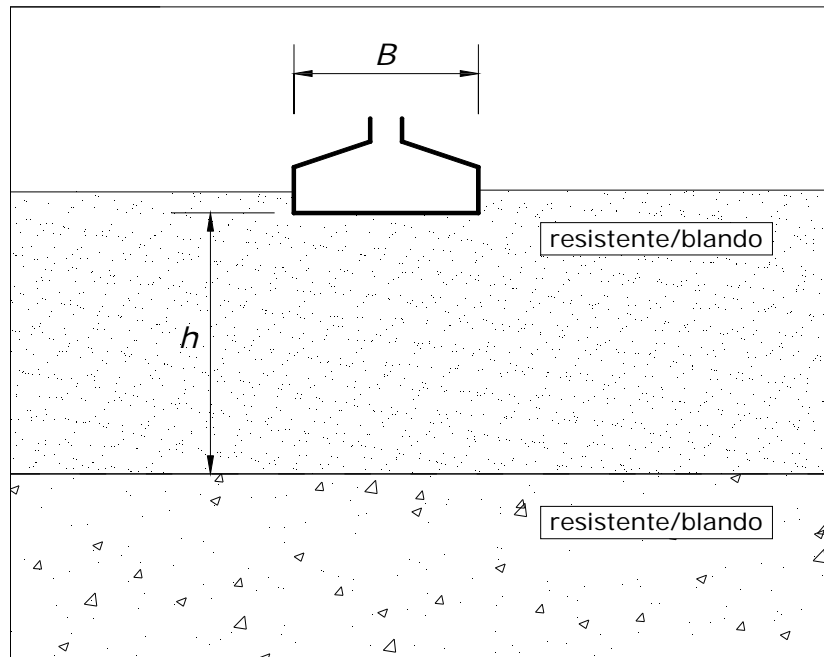
Es frecuente que no haya un único estrato de terreno donde se sustenta la cimentación; cuando bajo la cimentación y en la zona de influencia de la misma existen varias capas de terrenos diferentes, pueden no ser aplicables, al menos directamente, los métodos anteriormente expuestos.

En el caso de dos estratos bajo la cimentación, el estrato inferior afecta a la presión de hundimiento dependiendo de la relación  $h/B$  ( $h$  potencia del estrato superior y  $B$  ancho de la cimentación) y de la resistencia del terreno superior e inferior (Fig. 4.20).

Si el estrato inferior es resistente, favorece en general (y con alguna excepción) a la resistencia global quedando del lado de la seguridad el no considerarlo (aumenta la  $p_h$ ). Se podría en principio prescindir de él en los cálculos, aunque es siempre mejor utilizar métodos más aproximados que lo tenga en cuenta.

Si por contra el estrato inferior es blando, prescindir de él deja del lado de la inseguridad y se debe escoger un procedimiento apropiado al caso.

En estos casos de terreno estratificado es muy importante estimar correctamente la zona de influencia de la cimentación susceptible de provocar rotura, determinando de este modo el grado de afectación de la misma a las capas inferiores.



**Figura 4.20** Terreno estratificado bajo la cimentación

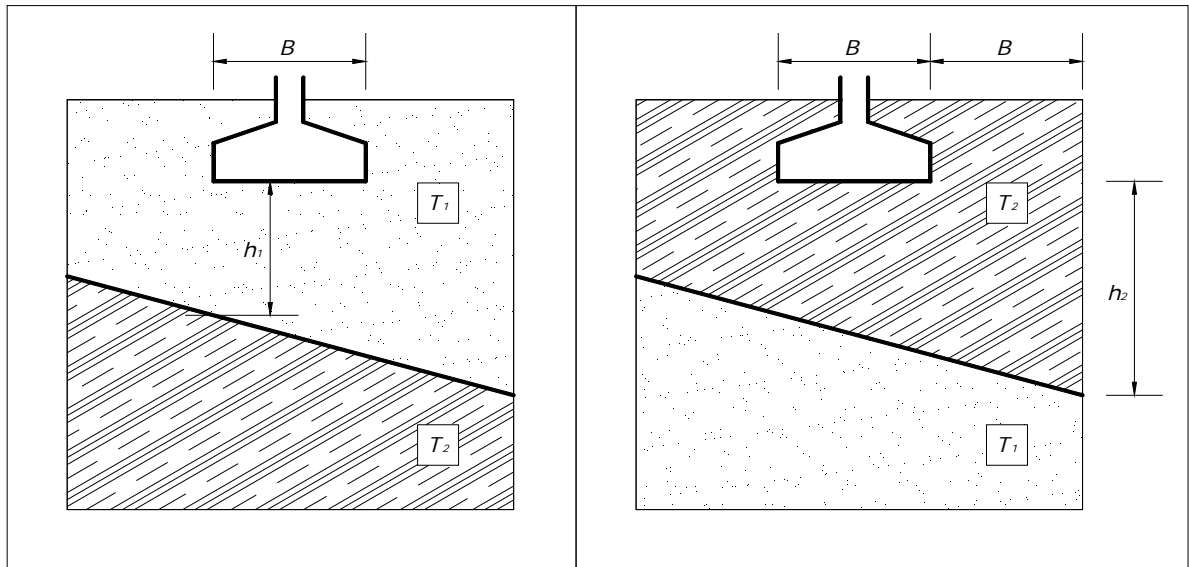
#### 4.4.2 Aproximaciones empíricas

Existen procedimientos aproximados para el cálculo de las presiones de hundimiento en casos de terreno estratificado. Se debe tener en cuenta que estos métodos pueden dar lugar a errores importantes, con lo que se debe ir con especial cuidado en su utilización.

##### Interpolación lineal:

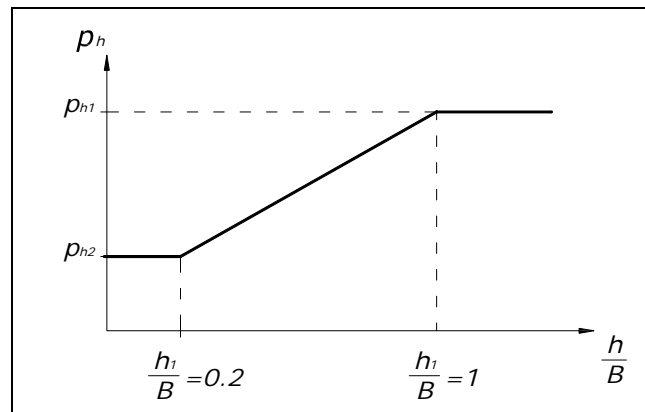
Un posible procedimiento puede consistir en la combinación de presiones de hundimiento obtenidas para cada capa de terreno bajo la cimentación, como si constituyeran cada una de ellas todo el terreno de apoyo. La combinación de presiones debe ser proporcional a la longitud del terreno que atraviesa la superficie de rotura teórica. Debido a la imprecisión de estas superficies, existen aproximaciones que las relacionan con el ángulo de rozamiento del terreno, la carga, y el ancho de la zapata.

Cuando existen dos estratos, otro método es el siguiente: sean  $T_1$  y  $T_2$  los terrenos (ver Figura 4.21), cuyas cargas de hundimiento son  $p_{h1}$  y  $p_{h2}$  respectivamente, verificándose que  $p_{h1} > p_{h2}$ .



**Figura 4.21** Cálculo de la presión de hundimiento, para terrenos estratificados, mediante el método de la interpolación lineal

Cuando la capa superior es  $T_1$  -la capa más resistente está por encima-, la carga de hundimiento  $p_h$  del conjunto va en función de la relación  $\frac{h_1}{B}$  según el gráfico-esquema siguiente (Figura 4.22).



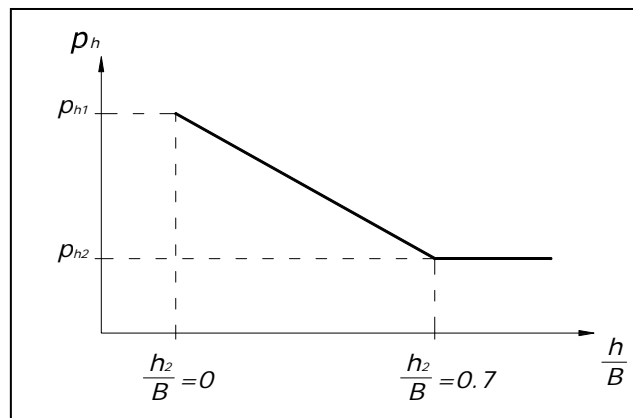
**Figura 4.22** Interpolación lineal; capa resistente sobre capa blanda

$$\text{-si } \frac{h_1}{B} \leq 0.2 \quad \rightarrow \quad p_h = p_{h2}$$

$$\text{-si } 0.2 < \frac{h_1}{B} < 1 \quad \rightarrow \quad p_h = p_{h2} + \frac{p_{h1} - p_{h2}}{0.8} \left( \frac{h_1}{B} - 0.2 \right)$$

$$\text{-si } \frac{h_1}{B} > 1 \quad \rightarrow p_h = p_{h1}$$

Cuando la capa superior es  $T_2$  -es decir, la capa blanda está por encima-, la carga de hundimiento viene dada por la relación  $\frac{h_2}{B}$  según el gráfico-esquema siguiente (figura 4.23):



**Figura 4.23** Interpolación lineal; capa blanda sobre capa resistente

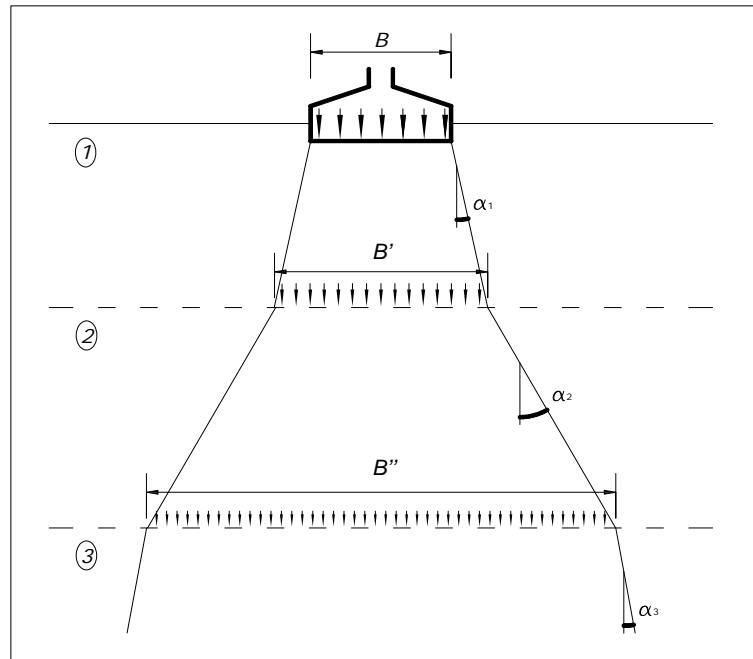
$$\text{-si } \frac{h_2}{B} > 0.7 \quad \rightarrow p_h = p_{h2}$$

$$\text{-si } \frac{h_2}{B} < 0.7 \quad \rightarrow p_h = p_{h1} - \frac{p_{h1} - p_{h2}}{0.7} \left( \frac{h_2}{B} \right)$$

Los coeficientes de estas relaciones están adaptados a las dimensiones del mecanismo de rotura de Prandtl. Estas aproximaciones han de aplicarse con mucho cuidado, en especial cuando  $p_{h1} \gg p_{h2}$

#### **Amortiguación de las cargas en el terreno:**

En este caso se dimensiona la cimentación superficial en cada estrato prescindiendo de la influencia de los inferiores (no de los superiores). Se considera que las cargas se van distribuyendo a lo largo de la potencia del estrato donde se apoyan, llegando al/los estrato/s inferior/es con menor intensidad (Figura 4.24). Esta suposición suele ser válida en terrenos arenosos si se considera un ángulo de dispersión apropiado. Este ángulo suele tener valores comprendidos entre  $10^\circ$  y  $30^\circ$  según la calidad del terreno (suelto a denso o blando a firme).



**Figura 4.24** Amortiguación de las cargas en terrenos estratificados

A mayor calidad del terreno, mayor será la superficie en la que se distribuyen las cargas (mayor ángulo  $\alpha$  de dispersión de cargas según la vertical); luego en el caso representado (Figura 4.24) si la calidad del estrato intermedio es mayor (mayor ángulo de rozamiento interno por ejemplo), también será mayor el ángulo respecto la vertical por el que se distribuyen las cargas. A efectos prácticos, se suele adoptar una relación de 1:2 en el aumento de la distribución; es decir, un ángulo  $\alpha = 30^\circ$ , para terrenos de buena calidad.

Al igual que en el caso de la interpolación, saber con máxima precisión cuál será la zona de influencia de la cimentación susceptible de provocar rotura y el consiguiente grado de afectación a las capas inferiores es un factor importante para considerar válido y aprovechable según el caso el supuesto de dispersión de cargas.

#### 4.4.3 Caso de dos estratos con punzonamiento del superior

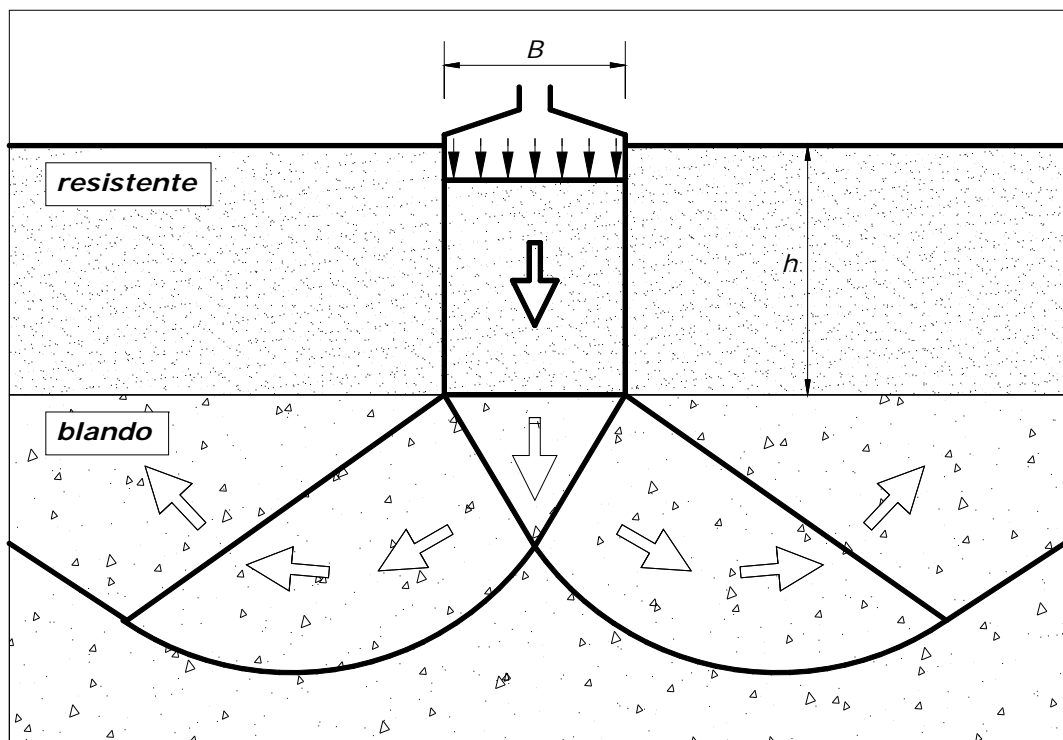
En ciertas situaciones el mecanismo de rotura se produce sin levantamiento de la superficie exterior, el hundimiento suele ser repentino y la superficie de rotura vertical (o ligeramente inclinada) sigue el perímetro de la base de la cimentación. A este tipo de rotura se la denomina “rotura por punzonamiento”.



La rotura por punzonamiento, en el caso de terreno estratificado, suele aparecer por efecto de la combinación de un estrato resistente sobre un estrato blando y un factor  $h/B$  bajo.

La Figura 4.25 representa un esquema general de este caso, en el que se refleja la rotura por punzonamiento de la capa resistente superior que desplaza un bloque de material que genera una rotura general en la capa inferior blanda. La presión de hundimiento total ( $p_h$ ) será pues la suma de las presiones de hundimiento de ambos estratos, en función de su tipo de rotura particular.

La Figura 4.26 representa un esquema más detallado de este tipo de roturas, con los parámetros y fuerzas clave que intervienen en ellas. Se deduce que la presión de hundimiento total viene dada por la expresión  $p_h = p_{h1} + p_{h2}$



**Figura 4.25** Caso general de dos estratos con punzonamiento del superior

Si se analiza primero la presión de hundimiento en el estrato inferior blando  $p_{h2}$  obtenida mediante la expresión de rotura general de Brinch-Hansen -sin coeficientes correctores, aunque también podrían utilizarse-, y restando la contribución del peso del terreno que hay entre el estrato inferior y la zapata, resulta:

$$p_{h2} = q_1 N_q + c_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma - \gamma_1 h$$

Para el estrato superior más resistente el mecanismo de rotura, como se acaba de comentar, es de punzonamiento, y la resistencia del terreno frente a esta rotura es mediante esfuerzos tangenciales que aparecen a lo largo de la superficie perimetral de la cimentación, luego la presión de hundimiento vendrá dada por la integración de dichas tensiones tangenciales. La presión de hundimiento del estrato superior cumplirá entonces la siguiente igualdad:

$$p_{h1} \text{Area}_{\text{cimentación}} = \text{perímetro} \int_d^{d+h} \tau dz$$

luego:

$$p_{h1} = \frac{\Gamma}{A} \int_d^{d+h} \tau dz$$

Ahora, viniendo definidas las tensiones tangenciales como:

$$\tau = c_1 + \sigma_h \tan \phi_1 = c_1 + \sigma_v K_1 \tan \phi_1$$

$$\tau = c_1 + (q_0 + \gamma_1 z) K_1 \tan \phi_1$$

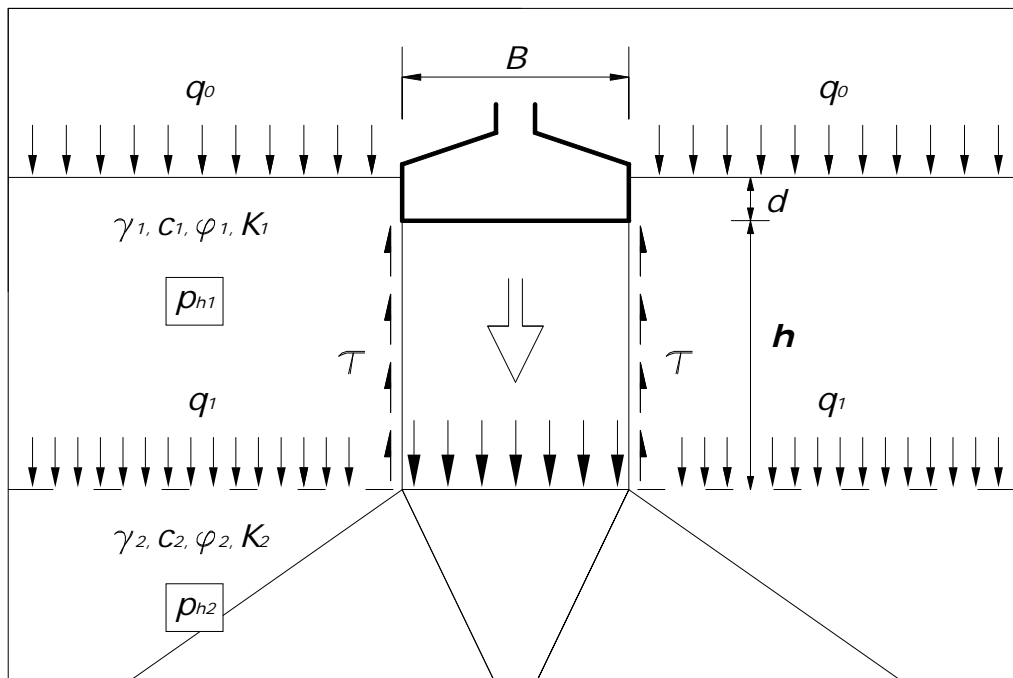


Figura 4.26 Caso de dos estratos con punzonamiento del superior

Si se integra esta expresión respecto a la profundidad resulta la siguiente expresión:

$$p_{h1} = \frac{\Gamma}{A} h \left( c_1 + K_1 \tan \phi_1 d \left( \left( \frac{q_0}{d} \right) + \gamma_1 \left( 1 + \frac{h}{2d} \right) \right) \right)$$

Finalmente, la presión de hundimiento total será:

$$p_h + \gamma_1 h = \frac{\Gamma}{A} h \left( c_1 + K_1 \tan \phi_1 d \left( \left( \frac{q_0}{d} \right) + \gamma_1 \left( 1 + \frac{h}{2d} \right) \right) \right) + q_1 N_q + c_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Para este mismo tipo de roturas existen expresiones que responden a casos específicos. Algunos de ellos se indican a continuación.

-En terrenos granulares ( $c_1 = c_2 = 0$ ), el problema fue estudiado por **Hanna** (1981), que supone una rotura por punzonamiento de la capa de superior con una movilización de empujes a través de la misma. La presión de hundimiento de una zapata corrida y suponiendo inexistente la contribución de sobrecargas sobre el nivel del terreno ( $q_0 = 0$ ) viene dada por:

$$p_h = p_{h2} + \gamma_1 h^2 \left( 1 + \frac{2d}{h} \right) K_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 h$$

donde

$$p_{h2} = \gamma_1 (h + d) N_{q2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma2}$$

y  $K_s$  es un coeficiente de empuje cuyo valor viene tabulado en la Figura 4.27. Los ángulos para la arena suelta son los correspondientes al estrato inferior. Esta expresión puede deducirse de la anteriormente obtenida sin más que imponer en ella las condiciones del problema estudiado por Hanna.

-En condiciones de carga sin drenaje, esto es, en terrenos más bien cohesivos saturados, **Brown** y **Meyerhof** (1969) propusieron tomar una expresión que, para zapata rectangular ( $BL$ ), sin sobrecargas ni empotramiento ( $q_0 = 0$  y  $d = 0$ ) viene dada por:

$$p_h = q + c_{u1} N_m$$

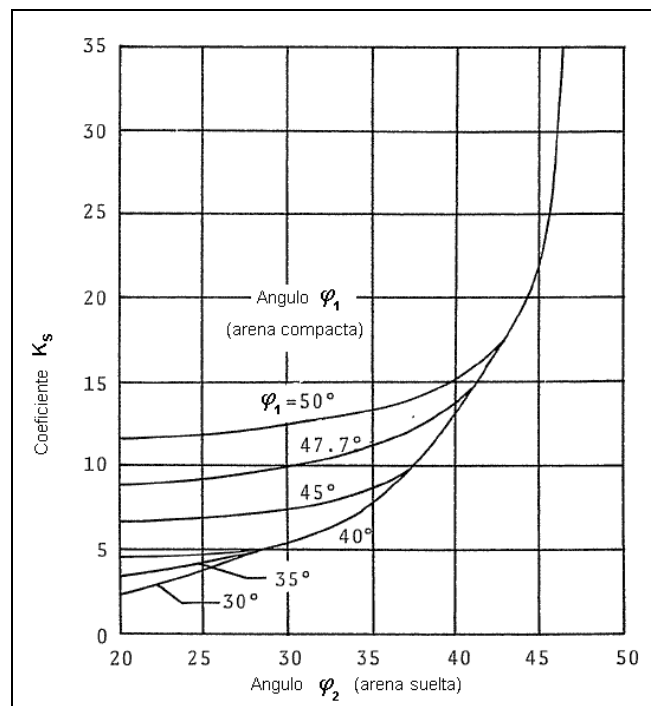
donde  $N_m$  es un coeficiente de capacidad portante cuyo valor se obtiene mediante la expresión:

$$N_m = \frac{2(B+L)h}{BL} + \frac{c_{u2}}{c_{u1}} s_c N_c$$

y  $c_{u1}$  y  $c_{u2}$  son las resistencias al corte sin drenaje de los estratos superior e inferior.

Cabe comentar que la relación entre perímetro y área  $\left(\frac{\Gamma}{A}\right)$  para zapatas rectangulares, como en el caso anterior, es:  $\left(\frac{2(B+L)}{BL}\right)$ , mientras que para el caso de zapata corrida, al ser  $L \rightarrow \infty$ , la relación es:  $\left(\frac{2}{B}\right)$ .

La expresión de Brown y Meyerhof puede también obtenerse directamente a partir del desarrollo general presentado al comienzo de este apartado.



**Figura 4.27** Punzonamiento. Expresión de Hanna

Valores de  $K_s$  en función de los ángulos de rozamiento de los estratos

-En situaciones en las que aparecen dos estratos de diferente naturaleza, el mecanismo de rotura por punzonamiento del estrato granular superior del suelo puede aparecer acoplado con el mecanismo de rotura global del estrato inferior cohesivo blando.

A continuación se indican algunas expresiones correspondientes a este caso ( $H$ : potencia del estrato superior;  $B$ : ancho de la cimentación):

-Cuando  $H \leq 1,5B$  la presión de hundimiento del conjunto se puede tomar mediante la expresión de **Tcheng** (1957):

$$p_h = \frac{P_{h2}}{1 - \frac{2h}{B} \tan \phi_1 (1 - \sin \phi_1) e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi_1\right) \tan \phi_1}}$$

Si  $H > 3,5B$ , la influencia del estrato blando puede despreciarse, adoptando como presión de hundimiento total la presión de hundimiento del estrato superior. Para situaciones intermedias no existe una relación analítica, pero puede llegar a considerarse cierta interpolación lineal en función de  $H/B$ .

-Cuando  $25^\circ < \phi_1 < 50^\circ$ , la presión de hundimiento total viene dada aproximadamente por la expresión de **Vesic** (1970), que para zapatas rectangulares  $B \cdot L$  es:

$$p_h = p_{h2} e^{\frac{2}{3} \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{h}{B}}$$

siendo el punto crítico aquel en el que el estrato inferior pasa de influir a no influir ( $p_h = p_{h1}$ ). Se puede obtener a partir de qué profundidad el estrato inferior deja de influir despejando la relación ( $h/B$ ) de la ecuación anterior.

$$\left(\frac{h}{B}\right)_{\text{crítico}} = \frac{3L}{2(L+B)} \ln \left(\frac{p_{h1}}{p_{h2}}\right)$$

#### 4.4.4 Otros casos

Cuando la cimentación superficial es soportada por un estrato de terreno blando de poco espesor apoyado sobre otro estrato de mayor resistencia, la superficie de influencia del mecanismo de rotura suele atravesar ambos suelos, mediante la extrusión lateral de la capa superior, aplastándola, y pudiendo llegar a no afectar al estrato inferior.

Para estimar la presión de hundimiento de estos casos, por ejemplo un estrato delgado de arena suelta sobre otro de arena densa, Meyerhof y Hanna (1978) propusieron la siguiente expresión semi-empírica:

$$p_h = p_{h1} + (p_{h2} - p_{h1}) \left(1 - \frac{h}{2B}\right)^{1,8}$$

siendo  $p_{h1}$  y  $p_{h2}$  las presiones de hundimiento, según Brinch-Hansen, para los estratos superior e inferior respectivamente.

Si los dos estratos son arcillosos (arcilla blanda sobre arcilla dura) la presión de hundimiento puede obtenerse mediante la expresión, ya comentada, de Brown y Meyerhof, pero modificando el coeficiente de capacidad portante  $N_m$ , según Vesic (Tabla 4.2).

$$p_h = q + c_{u1} N_m$$

**Tabla 4.2** Factor de capacidad de carga  $N_m$  (Vesic)

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA $N_m$							
a) Zapata rectangular ( $L/B \leq 5$ )							
$c_2/c_1$	$B/H$						
	2	4	6	8	10	20	$\infty$
1,0	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
1,5	5,14	5,31	5,45	5,59	5,70	6,14	7,71
2	5,14	5,43	5,69	5,92	6,13	6,95	10,28
3	5,14	5,59	6,00	6,38	6,74	8,16	15,42
4	5,14	5,69	6,21	6,69	7,14	9,02	20,56
5	5,14	5,76	6,35	6,90	7,42	9,66	25,70
10	5,14	5,93	6,69	7,43	8,14	11,40	51,40
$\infty$	5,14	6,14	7,14	8,14	9,14	14,14	$\infty$
b) Zapata cuadrada o circular ( $L/B = 1$ )							
$c_2/c_1$	$B/H$						
	4	8	12	16	20	40	$\infty$
1,0	6,17	6,17	6,17	6,17	6,17	6,17	6,17
1,5	6,17	6,34	6,49	6,63	6,76	7,25	9,25
2	6,17	6,46	6,73	6,98	7,20	8,10	12,34
3	6,17	6,63	7,05	7,45	7,82	9,36	18,51
4	6,17	6,73	7,26	7,75	8,23	10,24	24,68
5	6,17	6,80	7,40	7,97	8,51	10,88	30,85
10	6,17	6,96	7,74	8,49	9,22	12,58	61,70
$\infty$	6,17	7,17	8,17	9,17	10,17	15,17	$\infty$

Cuando la combinación de estratos es de una capa de terreno blando sobre un estrato muy rígido, generalmente, el substrato rígido suele aumentar la presión de hundimiento. En casos particulares de estrato superior de naturaleza arcillosa muy blanda y de potencia menor que la mitad del ancho de la cimentación, la presión de hundimiento puede llegar a ser menor que el valor correspondiente a si el estrato superior blando fuera indefinido, produciéndose fenómenos de extrusión y fluencia de borde, con superficies de rotura limitadas por el estrato rígido.

Para estas situaciones se puede utilizar la expresión general de Brinch-Hansen pero afectada de unos coeficientes correctores  $\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$ , que son función del ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ ) y de la relación ( $B/H$ ), y que tienen en cuenta el hecho de que el estrato rígido no permite desarrollar el mecanismo de rotura teórico.

$$p_h = p_{hl} = qs_q d_q i_q N_q \xi_q + cs_c d_c i_c N_c \xi_c + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \xi_\gamma$$

donde los coeficientes correctores  $\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$  han sido obtenidos y tabulados por Mandel y Salençon (1969), según muestra la Tabla 4.3.

**Tabla 4.3** Tablas de valores para  $\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$  en función de  $\phi$  (Mandel y Salençon)

Coeficientes $\xi_c$ (número de arriba) $\xi_q$ (número de abajo)									
$\phi$	$B/H \rightarrow$	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	$\xi = 1$ para $B/H < 1.41$	1.02 1.00	1.11 1.00	1.21 1.00	1.30 1.00	1.40 1.00	1.59 1.00	1.78 1.00	1.00
10°	$\xi = 1$ para $B/H < 1.12$	1.11 1.07	1.35 1.21	1.62 1.37	1.95 1.56	2.33 1.79	3.34 2.39	4.77 3.25	
20°	$\xi = 1$ para $B/H < 0.86$	1.01 1.01	1.39 1.33	2.12 1.95	3.29 2.93	5.17 4.52	8.29 7.14	22.00 18.70	61.50 51.90
30°	$\xi = 1$ para $B/H < 0.63$	1.13 1.12	2.50 2.42	6.36 6.07	17.40 16.50	50.20 47.50	150.00 142.00	1444 1370	14 800 14 000

Coeficiente $\xi_\gamma$								
$\phi$	$B/H \rightarrow$	2	3	4	5	6	8	10
0°	$\xi_\gamma = 1$ para todo $B/H$							
10°	$\xi_\gamma = 1$ para $B/H < 4.07$				1.01	1.04	1.12	1.36
20°	$\xi_\gamma = 1$ para $B/H < 2.14$		1.07	1.28	1.63	2.20	4.41	9.82
30°	$\xi_\gamma = 1$ para $B/H < 1.30$		1.20	2.07	4.23	9.9	24.8	1450

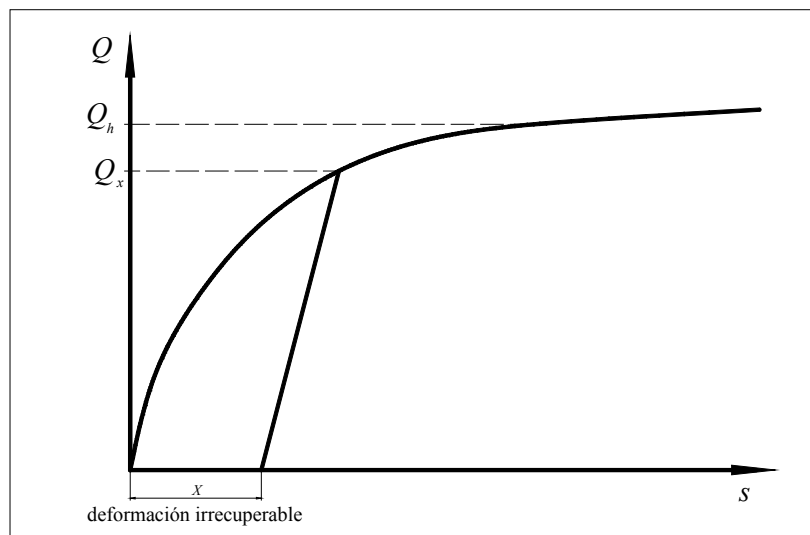
En condiciones de carga drenada y zapata lisa, si el valor del ángulo de rozamiento interno del estrato blando es bajo ( $\phi < 25^\circ$ ) y la relación  $H/B$  es también muy baja, existe una reducción de la capacidad portante análoga al caso de estrato cohesivo ya comentada. En arenas normales ( $\phi > 30^\circ$ ) la presencia del sustrato rígido hace aumentar la capacidad portante sobre el valor teórico suponiendo el estrato indefinido.

En el caso no drenado,  $\phi \rightarrow 0$  y  $c \rightarrow c_u$ . La expresión a emplear para encontrar la presión de hundimiento queda:

$$p_h = q + c_u s_c d_c i_c N_c \xi_c$$

#### 4.5 Estimación de la presión de hundimiento y de la presión admisible a partir de ensayos in situ

Se puede determinar la presión de hundimiento  $p_h$  y la tensión admisible  $\sigma_{adm}$  a partir de ensayos in-situ. Uno de los ensayos más clásicos es el ensayo de placa de carga. El ensayo consiste en aplicar una carga al terreno mediante una placa metálica poco deformable y medir el asiento mediante un comparador. Este ensayo está muy normalizado y lo que obtenemos es una gráfica parecida a la que se muestra en la Figura 4.28.



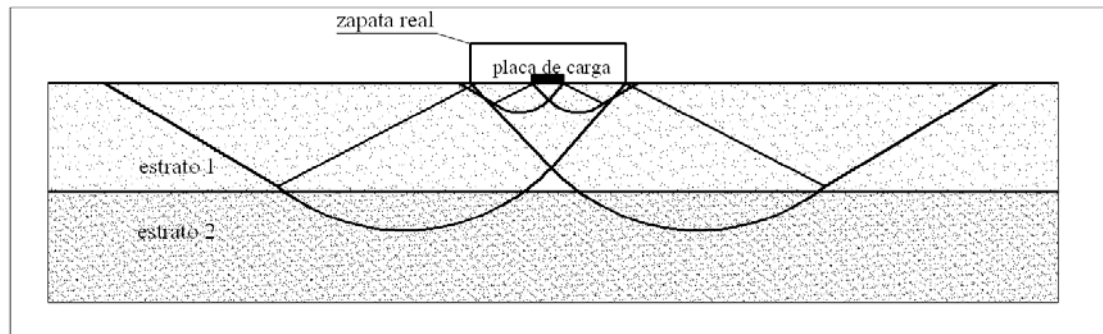
**Figura 4.28** Resultado de un ensayo de placa de carga

$Q_h$ : la carga de hundimiento se estima cuando se estabiliza el asiento, es decir que a carga constante el suelo asienta de forma más o menos continuada. La presión de hundimiento la

determinamos como 
$$p_h = \frac{Q_h}{A_{placa}}$$

El inconveniente principal de este ensayo es que existe un problema de escala que no se puede resolver. El área de influencia o bulbo de tensiones es proporcional a la dimensión de la cimentación, y estos ensayos emplean placas de carga de diámetro 30 cm ó 60 cm como máximo mientras que una cimentación real puede ser de 2-3 metros o más. Esto hace que el ensayo no pueda detectar estratos más profundos que sí afectan a la zapata real (Figura 4.29).





**Figura 4.29** Área de afectación de una zapata real y de una placa de carga

La tensión admisible  $\sigma_{adm}$  se calcula de la siguiente forma:

$$p_{adm} = \min(q_3, \frac{2}{3}q_{10}, \frac{1}{2}q_{20})$$

Siendo por ejemplo  $q_3 = \frac{Q_x}{A_{placa}}$  tal que produce un asiento de 3 mm irrecuperable al descargar.

Otra metodología para calcular la  $\sigma_{adm}$  está basada en el ensayo SPT y fue propuesta por Meyerhof (de hecho, hay muchas expresiones alternativas para estimar  $\sigma_{adm}$  a partir de los resultados del ensayo SPT). Según el autor la tensión admisible de un suelo se puede calcular según la siguiente expresión:

$$\sigma_{adm} = \alpha\beta\gamma N$$

Donde:

$N$ : Número de golpes del ensayo SPT.

$\alpha$ : es un parámetro de forma que depende del ancho de la cimentación y puede tomar los siguientes valores:

$$\alpha = 0.2 \text{ si } B \leq 1.20\text{m}$$

$$\alpha = \left( \frac{B + 30.5}{B} \right)^2 \text{ si } B > 1.20\text{m con } B \text{ en cm}$$

$\beta$ : es un parámetro que tiene en cuenta la presencia del NF y puede tomar los siguientes valores:

$\beta = 1$  Ensayo en terreno seco y el NF puede subir hasta una distancia  $B$ , como máximo, del plano de apoyo de la zapata.

$\beta = 0.5$  Ensayo en terreno seco y el NF puede subir hasta el plano de la cimentación.

En situaciones intermedias se puede interpolar linealmente.

$\gamma$ : es un parámetro que tiene en cuenta el empotramiento de la cimentación y puede tomar los siguientes valores:

$$\gamma = 1 + \frac{D}{B} \leq 2$$

donde:  $D$ : empotramiento de la cimentación en el terreno.

$B$ : ancho de la cimentación.

Otra metodología para calcular la  $\sigma_{adm}$  está basada en los resultados del ensayo penetrómetro estático. Según este método la tensión admisible de un suelo se puede calcular según la

siguiente expresión: 
$$\sigma_{adm} = \frac{R_p}{10}$$

Donde:  $R_p$  es la resistencia por punta.

Hay otras muchas expresiones semiempíricas que pueden consultarse en referencias diversas.

## 4.6 Asientos de cimentaciones superficiales

### 4.6.1. Introducción. Nomenclatura

Las comprobaciones a realizar en una cimentación superficial son:

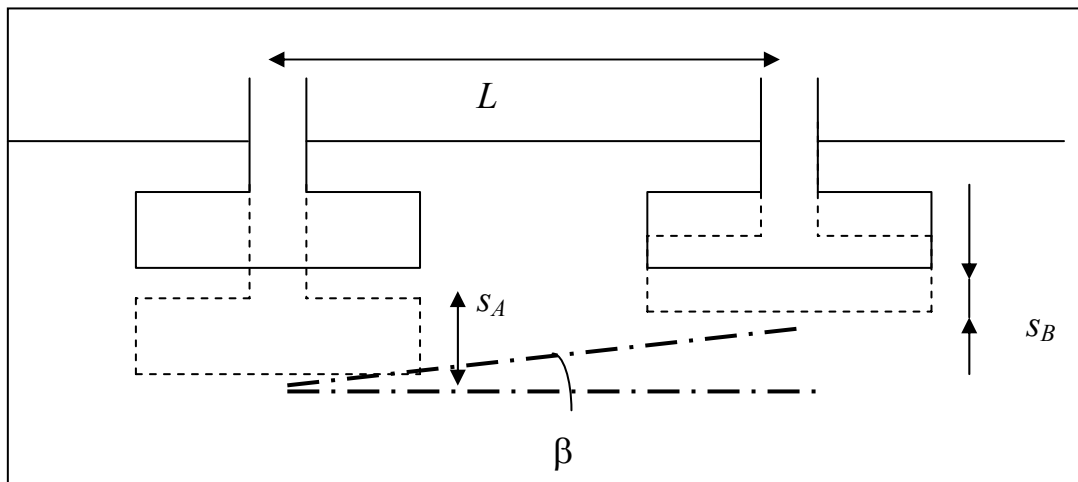
- Seguridad al hundimiento (Factor de seguridad)
- Asientos admisibles
- Resistencia estructural (cálculo estructura de hormigón)

En general, la superficie del terreno va a sufrir movimientos en cualquier dirección. Sin embargo, el principal interés residirá en los asientos o desplazamientos verticales. La deformada de la superficie del terreno puede mostrar tanto una curva de descensos (asientos positivos) como ascensos (asientos negativos). En este último caso puede ser debido, por ejemplo, a hinchamiento del suelo (arcillas expansivas).

A veces los corrimientos horizontales pueden ser muy importantes, pero en general son pequeños y, por tanto, despreciables.

#### Asientos, asientos diferenciales y distorsión angular en cimentaciones aisladas

La Figura 4.30 muestra un esquema de dos cimentaciones de una estructura.



**Figura 4.30** Asientos, asientos diferenciales y distorsión angular en cimentaciones aisladas

Asiento diferencial: diferencia entre el asiento de una cimentación y de otra. En este caso  $|s_A - s_B|$ .

Distorsión angular: diferencia entre los asientos dividido por la separación entre las cimentaciones, es decir,  $\beta = (s_A - s_B) / L$ . (Se transforma en inclinación en la estructura).

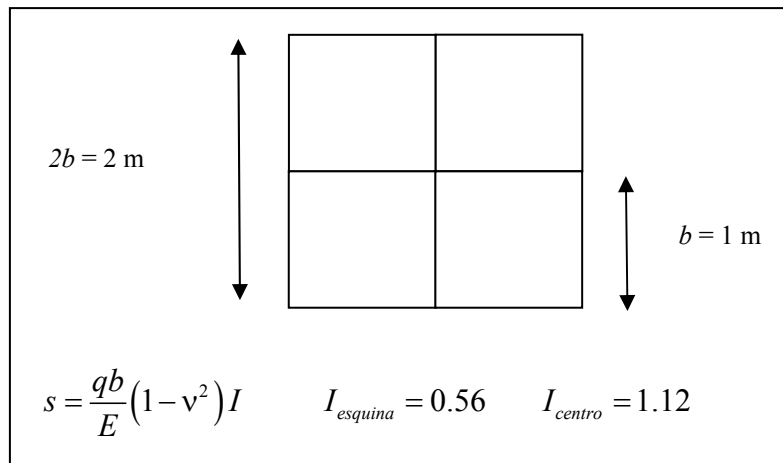
Valores admisibles, típicos en obra civil para carreteras:

- Zapatas aisladas: 2.5 cm
- Losas de cimentación: 5 cm

- Asientos diferenciales: entre L/200 y L/500
- Inclinaciones (distorsiones): entre 1/1000 y 6/1000

**Ejemplos:**

Superposición en zapata cuadrada de lado 2x2 (Figura 4.31).



**Figura 4.31** Expresiones para el caso de superposición en zapata cuadrada

El asiento en el centro se puede calcular por superposición:

$$s_{centro}^{2x2} = 4s_{esquina}^{1x1} = 4 \frac{qb}{E}(1-v^2) \times 0.56 = \frac{q2b}{E}(1-v^2) \times 2 \times 0.56 = \frac{q(2b)}{E}(1-v^2) \times 1.12$$

que muestra la equivalencia, y que:  $I_{esquina} = I_{centro} / 2$ . Este cálculo permitiría calcular asientos diferenciales y distorsiones angulares.

En una zapata circular, el asiento entre el centro y el borde permite calcular un asiento diferencial. El asiento en el centro y en el borde vienen dados por:

$$s_{centro} = \frac{2pa(1-v^2)}{E} \qquad s_{borde} = \frac{2}{\pi} s_{centro}$$

Para  $q = 0.5 \text{ kp/cm}^2 = 50 \text{ kPa}$ ,  $E = 100 \text{ kp/cm}^2 = 10000 \text{ kPa}$ ,  $v = 0.3$ ,  $a = 2 \text{ m}$ , resulta:

$$s_{centro} = \frac{2pa(1-\nu^2)}{E} = \frac{2 \times 50 \times 2 \times (1-0.3^2)}{10000} = 0.0182 \text{ m}$$

$$s_{borde} = \frac{2}{\pi} \times 0.0182 = 0.0116 \text{ m}$$

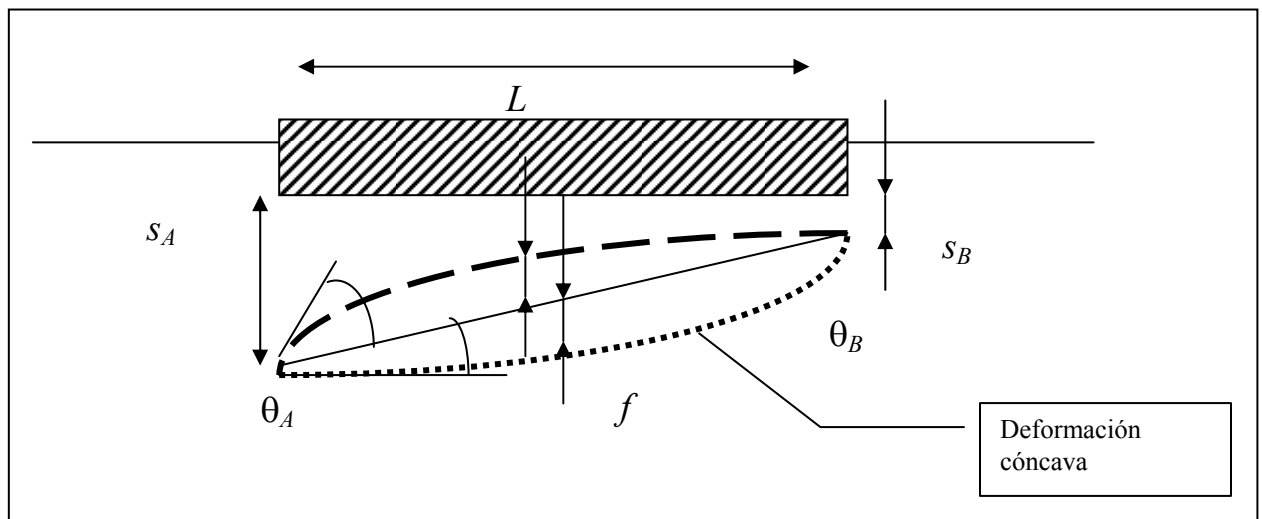
$$s_{diferencial} = 0.0182 - 0.0116 = 0.0066 \text{ m} \quad (L/200 = 2/200 = 0.01)$$

$$\beta = (0.0066 \text{ m}) / (2 \text{ m}) = 0.0033 = 3.3/1000$$

Como se ve estos asientos cumplen con los criterios previamente establecidos. Las soluciones utilizadas corresponden a teoría de la elasticidad.

### Asiento relativo y flecha en cimentaciones de gran superficie (losas, grandes zapatas)

La figura 4.32 muestra el esquema de una losa de cimentación.



**Figura 4.32** Asiento relativo y flecha en cimentaciones de gran superficie

Asiento relativo: diferencia entre el asiento de un extremo y del otro. En este caso  $|s_A - s_B|$ .

Distorsión angular: diferencia de asientos dividido por la longitud de la cimentación, es decir,  $\beta = s_A - s_B / L$ .

Flecha: máxima distancia entre la deformada real y la deformada recta ( $f$ ). Flecha relativa: flecha dividido por la distancia,  $f/L$

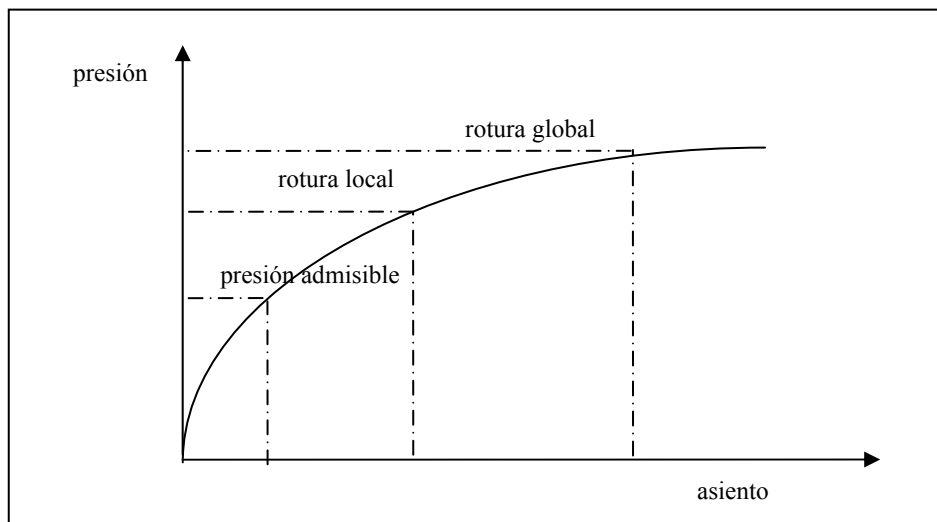
Deformación angular: suma de ángulos  $\theta = \theta_A + \theta_B$ . Puede ser convexa ( $\theta > 0$ , quebranto) o cóncava ( $\theta < 0$ , arrufo).

**Componentes de las deformaciones**

La deformación total medida en un terreno puede descomponerse de varias formas. Aquí se exponen tres:

Según $\sigma'$	Responden a cambios de $\sigma'$	Consolidación primaria
	Se producen bajo $\sigma'$ constante	Consolidación secundaria
Según recuperabilidad	Recuperables	Elásticas
	Irrecuperables	Plásticas, viscosas
Según el tiempo	Instantáneas	Elásticas, plásticas,
	Diferidas	Viscosas, consolidación

En la práctica interesan los asientos finales de una cimentación ( $s_f$ ) y el asiento para un determinado tiempo ( $s_t$ ). Ver Figura 4.33.



**Figura 4.33** Curva de asentamientos

La presión admisible se determina teniendo en cuenta la seguridad al hundimiento, el asiento admisible y la economía de la cimentación.

Los asientos se limitan porque:

- Afectan a la estructura (fisuras).
- Afectan a estructuras cercanas. Puede provocar más asientos en otras estructuras. Se puede aplicar el principio de superposición.
- Los asientos diferenciales son especialmente indeseables porque provocan distorsiones en las estructuras muy perjudiciales.
- El mismo comentario puede hacerse respecto a las flechas.

Tras definir una cimentación conviene hacer los siguientes pasos:

- Estimar los asientos mediante alguno de los métodos que se describirán.
- Comparar los valores obtenidos con los admisibles.
- Corregir el proyecto de la cimentación (aumentar el tamaño o cambiar la tipología).

En realidad es preciso realizar un estudio de comportamiento conjunto cimentación-estructura, pero esto suele ser complicado. Habitualmente, se limita al cálculo de la cimentación.

Existen diferentes tipos de procedimientos de estimación: Ejemplos:

- Aplicación de la teoría de la consolidación
- Resolución de problemas de contorno con diferentes modelos constitutivos (elasticidad sería el caso más sencillo)
- Reproducción en laboratorio de trayectorias tensionales en el campo y determinación experimental de deformaciones.
- Métodos numéricos

#### **Determinación de parámetros.**

Antes que aplicar cualquier método, es preciso determinar los parámetros del suelo (módulos de deformación, índices de deformabilidad):

- Ensayos de laboratorio (edométrico, triaxial)
- Ensayos in situ + correlaciones (penetrómetros, placa de carga).

Una vez conocidos o estimados los parámetros del terreno y el estado tensional es posible aproximar o estimar las deformaciones del siguiente modo:

Se conoce  $\sigma_{ij}(z,\alpha)$  se puede calcular  $\varepsilon_{ij}(z,\alpha)$  y entonces calcular:

$$s = \int_0^h \varepsilon_z(z,0) dz \quad (\text{en el centro, } r = 0, \alpha=0)$$

Para calcular las deformaciones puede utilizarse la elasticidad:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma'_z}{E'} - \frac{\nu}{E'} (\sigma'_x + \sigma'_y) \quad \text{pero: } E'(z)$$

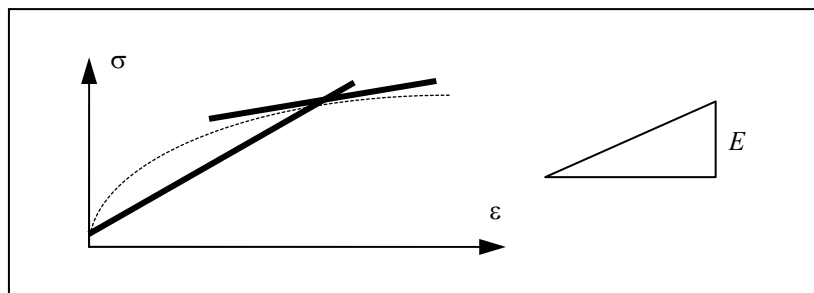
Un caso particular es el del módulo edométrico, y entonces la deformación vertical puede determinarse como:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma'_z}{E_m}$$

y se recuerda que el módulo edométrico puede calcularse a partir del índice de compresión (Figura 4.34):

$$E_m^s = \frac{\Delta\sigma'(1 + e_o)}{C_c \log_{10}((\sigma_o' + \Delta\sigma') / \sigma_o')}$$

$$E_m^t = \frac{\sigma'(1 + e_o) \ln 10}{C_c} \quad E' = E_m \left( 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \right)$$



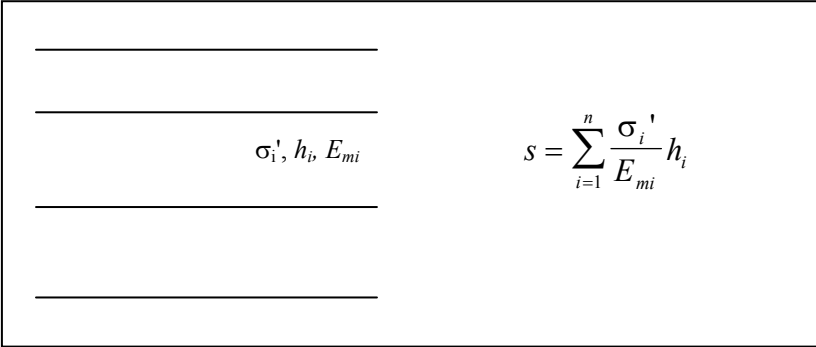
**Fig. 4.34** Módulos tangente y secante. Módulo edométrico

- Módulo tangente: es adecuado para realizar análisis de forma incremental.
- Módulo secante: es adecuado para estimar el efecto total (en general es lo que haremos nosotros).



Como el módulo edométrico depende de la profundidad, el módulo elástico también, ya que están relacionados.

Si el suelo no es homogéneo (Figura 4.35) puede hacerse una estimación mediante división del terreno en substratos. Entonces el asiento total será:



$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i'}{E_{mi}} h_i$$

**Figura 4.35** Caso de terreno estratificado

De hecho esta necesidad será habitual porque es también habitual que los módulos de deformación varíen con la profundidad. Si se mira la definición de módulo edométrico se ve que al depender de las tensiones, en general, aumentará con la profundidad.

En general, se verán métodos sencillos. Cuando se trate de estructuras de responsabilidad puede ser necesario ir a métodos más sofisticados. De todas formas, conviene recordar siempre que los más importantes son la estimación de parámetros.

### Aspectos importantes de las soluciones elásticas de interés geotécnico

Tal como se ha indicado, el asiento se puede integrar en función de la profundidad:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i'}{E_{mi}} h_i$$

Para ello se requiere calcular la tensión vertical en puntos de profundidades diferentes. Esto se puede hacer mediante soluciones del tipo:

$$\sigma_z = pI_\sigma \quad \text{siendo} \quad I_\sigma = f\left(\frac{b}{a}, \frac{z}{b}\right) \quad b > a$$

El coeficiente de forma  $I$  depende del tipo de zapata y puede tener solución analítica o encontrarse a partir de un ábaco en función de las variables adimensionales.

En el caso particular que el terreno se pueda suponer homogéneo, es decir, con módulo de deformación constante, entonces:

$$s = \frac{p(2a)(1-\nu^2)}{E} K$$

siendo  $K$  un coeficiente de forma,  $p$  la tensión media bajo la zapata,  $a$  un tamaño característico (radio, lado/2, ancho/2) según la forma de la zapata, y un coeficiente de forma que depende del tipo de zapata y la relación entre sus dimensiones (Figura 4.36).

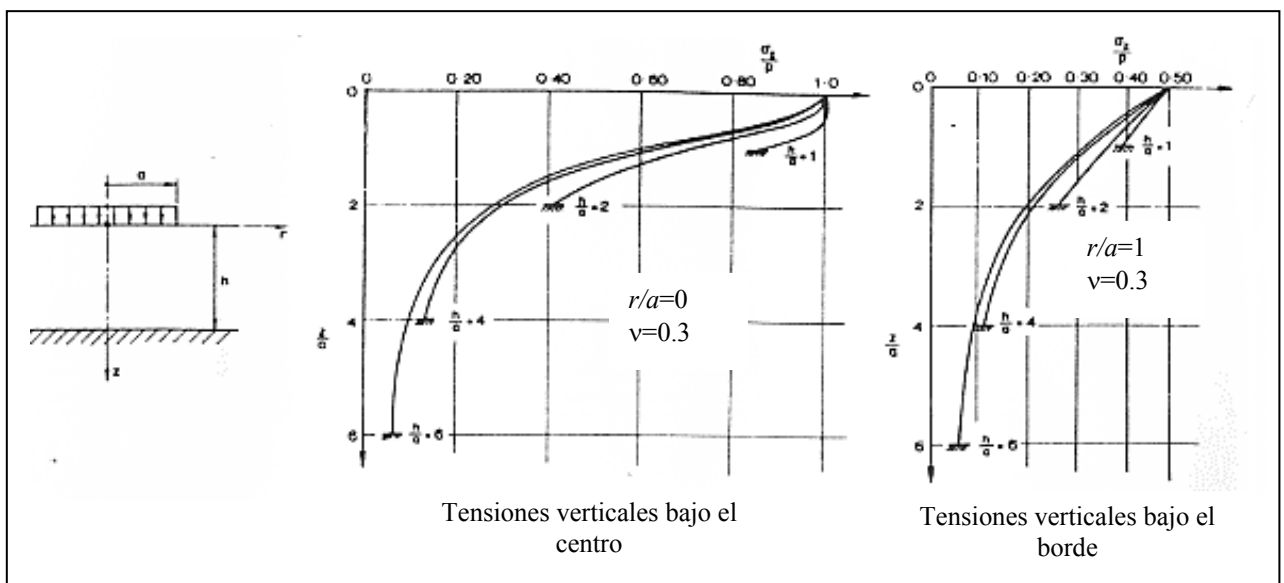


Figura 4.36 Carga sobre superficie circular sobre un terreno con una base rígida cercana

### 4.6.2. Método elástico

Se considera el suelo con comportamiento elástico.

- Será más cierto cuanto más sobreconsolidado esté el suelo.
- Si no, sólo será aplicable en procesos monotónicos de carga (tensión sólo aumenta).

En algunos casos de terreno homogéneo y geometría muy sencilla podrá estimarse directamente el asiento mediante una sola expresión. Ejemplo según la Figura 4.37.

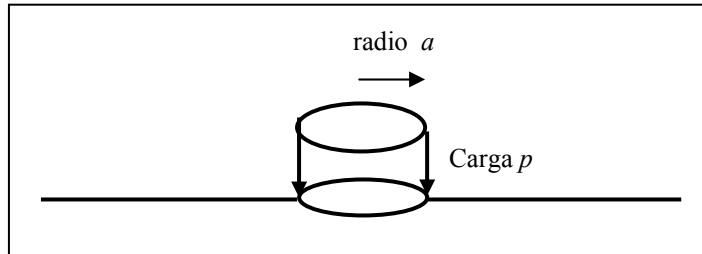


Figura 4.37 Semiespacio elástico de Boussinesq. Medio indefinido e isótropo

Asiento en el centro:  $s = \frac{2pa(1 - \nu^2)}{E}$

Asiento en el borde=  $2/\pi$  x (asiento en el centro).

En otros casos la solución se da en forma de ábacos de los que se puede obtener un coeficiente de influencia:

$$s = \frac{2pa(1 - \nu^2)}{E} K \left( \frac{b}{a}, \text{forma}, \nu, \text{base rígida} \right)$$

Si no es posible hacerlo mediante una fórmula o ábaco, entonces puede hacerse integrando las deformaciones en la vertical, es decir:

$$s = \int_0^h \Delta \varepsilon_z(z, x = 0, y = 0) dz \quad \Delta \varepsilon_z = \frac{\Delta \sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y)$$

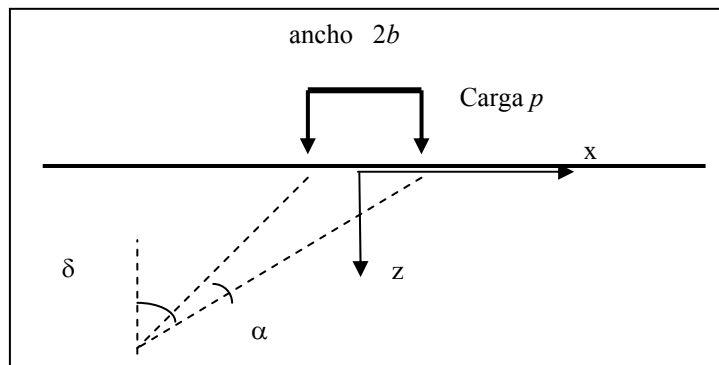
Entonces las tensiones pueden obtenerse mediante (en el caso de carga circular):

$$\Delta \sigma_z(z, x = 0, y = 0) = p \left( 1 - \left( 1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2 \right)^{-\frac{3}{2}} \right)$$

$$\Delta \sigma_r = \Delta \sigma_\theta = p \left( \frac{1 + 2\nu}{2} + \frac{1}{2} \left( 1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2 \right)^{-3/2} - (1 + \nu) \left( 1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2 \right)^{-1/2} \right)$$

$$\Delta \tau_{r,\theta} = 0$$

y en el caso de carga en faja (Figura 4.38):



**Figura 4.38** Caso de carga en faja

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)) \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\delta)) & \tan(\alpha + \delta) &= \frac{-x + b/2}{z} \\ \sigma_y &= \frac{2p}{\pi} \nu \alpha & \tan \delta &= \frac{-x - b/2}{z} \\ \tau_{zx} &= \frac{p}{\pi} \sin \alpha \sin(\alpha + 2\delta) \end{aligned}$$

La geometría del terreno puede ser un semiespacio indefinido o estar limitada inferiormente por un borde rígido.

Cuando la forma de la carga no sea circular, rectangular o en faja, pueden usarse los ábacos de Newmark. Básicamente se trata de dibujar la cimentación en una escala definida por la distancia  $MN=z$ , es decir, la distancia MN en el ábaco será la profundidad del punto donde quiere calcularse el estado tensional.

#### Aspectos críticos de la elasticidad

- La geometría del terreno no se adapta a las soluciones disponibles (si no, hay que simplificar a una de las existentes).
- El terreno real no es elástico. Solo en el caso de arcillas sobreconsolidadas. Y normalmente el módulo elástico aumenta con la profundidad.

- Siempre que los parámetros se estimen de forma adecuada los resultados será suficientemente fiables.
- Sin embargo, es rápido y sencillo, tiene en cuenta efectos 3-D. Permite aplicar el principio de superposición. Incluso combinar formas de cargas para calcular el asiento en un punto cualquiera de la cimentación en planta. Principio de superposición.
- No se puede asegurar si se sobreestimarán o se subestimarán los asientos.

En terreno estratificado existe el método aproximado de cálculo de asientos de Steinbrenner que se basa en calcular la contribución de cada estrato mediante diferencia entre el asiento que habría en el borde superior y en el borde inferior. Aunque es un método que parece muy atractivo tiene el problema de que tiene poca interpretación física.

#### Otros casos

- Carga lineal:  $x$ : distancia horizontal,  $z$ : profundidad,  $R^2 = x^2 + z^2$

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{R^4} \quad \sigma_z = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{R^4}$$

$$\sigma_y = \frac{2p\nu}{\pi} \frac{z}{R^2} \quad \tau_{xz} = \frac{2p}{\pi} \frac{xz^2}{R^4}$$

- Carga rectangular o en faja (Steinbrenner):

$$\text{Asiento en el centro:} \quad s = \frac{2pa(1-\nu^2)}{E} K(m) \quad m = b/a$$

$$\text{Tensión bajo el centro:} \quad \sigma_z(z) = p \times I(m, n) \quad m = b/a, \quad n = z/a$$

En los casos anteriores se puede poner una base rígida a profundidad  $h$  y entonces:

- Carga rectangular o en faja con base rígida (Sovinc):

$$\text{Asiento en el centro:} \quad s = \frac{2pa(1-\nu^2)}{E} K\left(\frac{b}{a}, \frac{h}{b}\right)$$

Tensión bajo el centro: 
$$\sigma_z(z) = p \times I\left(\frac{b}{a}, \frac{z}{b}, \frac{h}{b}\right)$$

Ambos casos vienen ya graficados en ábacos y pueden consultarse en la documentación auxiliar de la asignatura.

### Determinación de parámetros

#### Condiciones drenadas

Según las ecuaciones de la elasticidad se puede obtener:

$$E' = \frac{\Delta\sigma'_z}{\Delta\varepsilon_z}$$

$$\nu' = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_z}\right)$$

Son ecuaciones que permiten calcular dichos parámetros a partir de las tensiones y deformaciones procedentes de un ensayo triaxial en condiciones drenadas. Si se dispone solamente del módulo de deformación edométrico, entonces el elástico se puede obtener como (hay que estimar  $\nu'$  o adoptar un valor).

$$E' = E_m \left(1 - \frac{2\nu'^2}{1 - \nu'}\right)$$

#### Condiciones no drenadas

En cambio en condiciones no drenadas resulta:

$$E_u = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\varepsilon_z}$$

$$\nu_u = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_z}\right) = 0.5$$

Puede utilizarse la correlación  $E_u = 500 c_u$  si no se dispone de ensayos triaxiales no drenados.

**Asientos totales y asientos instantáneos**

En principio, el módulo de deformación no drenado ( $E_u$ ) se utilizará para calcular los asientos instantáneos ( $s_i$ ). En cambio el módulo de deformación drenado ( $E'$ ) se utilizará para calcular los asientos totales ( $s_t$ ).

Según este planteamiento, los asientos de consolidación se podrán obtener por diferencia como

$$s_c = s_t - s_i$$

Aplicabilidad del método elástico:

- Arenas y arcillas: Asientos totales (finales) utilizando el  $E'$  y  $\nu'$  del suelo.
- Arcillas: Asientos instantáneos utilizando  $E_u$  y  $\nu_u=0.5$

**4.6.3. Método edométrico**

En algunos aspectos es similar al método elástico. Se utilizarán los resultados de ensayos edométricos y soluciones elásticas de distribuciones de tensiones, es decir que se basa en:

- Tensiones: elasticidad
- Deformaciones: ensayo edométrico

De hecho se calcula una distribución de tensiones suponiendo comportamiento elástico y se calculan las deformaciones (y por tanto los asientos) mediante módulos de deformación edométricos.

Tanto las tensiones como el módulo de deformación variarán con la profundidad (el segundo debido a la variación del primero). Esto implicará realizar los cálculos de una forma discreta ya que en general las integrales serán difíciles de realizar.

**Procedimiento**

- Identificación del terreno: tipo de suelo, posible estratificación. Conviene tomar muestras cada 2-3 m y realizar ensayos edométricos.

- Selección de capas. Esto depende de las muestras que se hayan tomado y sobre todo del grado de refinamiento (precisión) que se pretenda obtener. En general son capas de 2-3 m.
- Cada capa se considera homogénea y con las propiedades del punto medio.
- Estado tensional mediante soluciones elásticas.
  - Inicial:  $\sigma_o, u$
  - Incremento producido por la carga:  $\Delta\sigma$  que dará lugar a un cierto  $\Delta u$ . En realidad, la deformación será por:  $\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u$ . Pero como en condiciones edométricas se supone que  $\Delta u = \Delta\sigma$ , entonces:  $\Delta\sigma' = \Delta\sigma$ .
  - Es decir las condiciones edométricas se aplican para la generación de presiones intersticiales y para el cálculo de las deformaciones.
- Las expresiones a utilizar son:

– Módulos: 
$$E_m^s = \frac{\Delta\sigma'(1 + e_o)}{C_c \log_{10}((\sigma_o' + \Delta\sigma') / \sigma_o')}$$

– Asientos en cada capa: 
$$s_i = \frac{\Delta\sigma_i'}{E_{mi}^s} h_i$$

– Asiento método edométrico: 
$$s = \sum_{i=1}^n s_i$$

– El asiento en un tiempo t puede estimarse como:

–  $s(t) = U(t) s_{edom}$  con  $U(t)$  obtenido suponiendo estrato homogéneo.

#### Aspectos críticos del método edométrico:

- El terreno real no es elástico
- La consolidación real no es unidimensional
- Las deformaciones serán menores que las reales porque el suelo en realidad puede deformar lateralmente.
- Por otro lado, los incrementos de presión intersticial reales serán inferiores que los incrementos de tensión total vertical. Y por tanto, la consolidación menor que la calculado porque se ha supuesto que  $\Delta u = \Delta\sigma$ .



- En conjunto, se tiende a una sobreestimación de las deformaciones de consolidación, lo que deja del lado de la seguridad.
- No está claro si los asientos que se obtienen en este método se aproximan más al total o sólo al de consolidación. Por tanto, y para quedar del lado de la seguridad, para obtener el asiento total se añade el asiento instantáneo (es decir se supone que sólo proporciona los de consolidación) al determinado mediante el método edométrico. Es decir que se supone que el método edométrico proporciona el de consolidación exclusivamente.
- En general, para suelos arcillosos, puede establecerse que:

$$s^{edom} + s^{instant} > s_f^{real} > s^{edom} > s_c^{real}$$

#### Aplicabilidad del método edométrico

- Arcillas: Asientos de consolidación utilizando Em. Se complementa con los instantáneos para obtener el asiento total y quedar del lado de la seguridad.
- Arenas: En principio no es un método adecuado, pero si se calcula Em en función de E' y  $\nu$  entonces el método edométrico puede considerarse parecido al elástico. No se suma ningún asiento instantáneo.

#### 4.6.4. Otros métodos

##### Método de Skempton-Bjerrum

Parecido al edométrico pero estimando la variación de presión intersticial de forma más exacta.

Como en el método edométrico proporciona los asientos de consolidación.

Incremento de presión intersticial:

$$\delta u = \delta \sigma_3 + A (\delta \sigma_1 - \delta \sigma_3)$$

Se puede demostrar que entonces el asiento mediante S-B se relaciona con el edométrico mediante:

$$S^{S-B} = (A + \alpha(1-A)) S^{edom}$$

Siendo  $\alpha$  ( $h$  = espesor del estrato,  $B$  = ancho cimentación) según muestra la Tabla 4.4.

**Tabla 4.4** Valores de  $\alpha$

<b>h/B</b>	<b>Circular ó cuadrada</b>	<b>Corrida</b>
0	1	1
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1	0.38	0.37
2	0.30	0.26
4	0.28	0.20
10	0.26	0.14
infinito	0.25	0.0

**Comparación consolidación 1-D, método edométrico, método S-B**

**Consolidación 1-D**

Estado tensional	$\varepsilon_h=0$
Generación u	
Disipación u	

**Método Edométrico**

Estado tensional	3-D
Generación u	$\varepsilon_h=0$
Disipación u	

**Método Skempton-Bjerrum**

Estado tensional	3-D
Generación u	3-D (Skempton)
Disipación u	$\varepsilon_h=0$

Asiento 1-D >>> Asiento método edométrico > Asiento S-B

Demostración en el caso que se puede suponer  $E_m$  constante:

$$s_c^{S-K} = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta\sigma_1 - \Delta u(t)) dz = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta u_o - \Delta u(t)) dz$$

$$s_c^{S-K}(t = \infty) = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta u_o) dz = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)) dz =$$

$$= \frac{1}{E_m} A \int_0^h \Delta\sigma_1 dz + (1-A) \frac{1}{E_m} \int_0^h \Delta\sigma_3 dz$$

$$s_c^{edom} = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta\sigma_1 - \Delta u(t)) dz = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta u_o - \Delta u(t)) dz$$

$$s_c^{edom}(t = \infty) = \int_0^h \frac{1}{E_m} (\Delta u_o) dz = \frac{1}{E_m} \int_0^h (\Delta\sigma_1) dz$$

$$\frac{s_c^{S-K}(t = \infty)}{s_c^{edom}(t = \infty)} = A + (1-A) \frac{\int_0^h \Delta\sigma_3 dz}{\int_0^h (\Delta\sigma_1) dz} = A + (1-A)\alpha$$

$\alpha$  se puede determinar mediante elasticidad o en la tabla dada anteriormente.

### Método de Schmertmann

Desarrollado para arenas:

Se basa en coeficientes de influencia obtenidos a partir de:

- Modelos reducidos
- Teoría elástica
- Trayectoria de tensiones
- Elementos finitos

Dicho coeficiente de influencia depende de:

- Forma de la cimentación
- Módulo de Poisson
- Profundidad ( $z/(B/2)$ )

En el caso más sencillo se tiene:

$$s = p \sum \frac{I_i \Delta z_i}{E_i'}$$

siendo  $p$  la tensión bajo la cimentación,  $\Delta z_i$  el espesor de la subcapa  $i$ ,  $E_i'$  el módulo de deformación en dicha subcapa, y  $I_i$  un coeficiente de influencia que viene dado según la Figura 4.39.

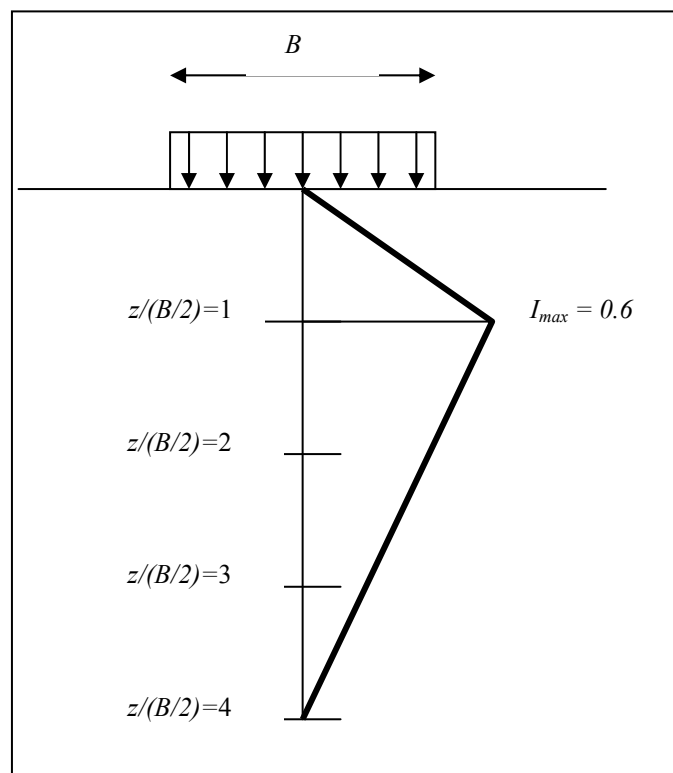


Figura 4.39 Método de Schmertmann. Valores del coeficiente  $I_i$

### Ejemplo de cálculo con todos los métodos descritos

Zapata de 5 m de lado,  $p = 10 \text{ t/m}^2$ ,  $C_c = 0.05$ , coef de Poisson = 0.3, módulo de deformación no drenado  $2000 \text{ t/m}^2$ ,  $A = 0.4$ , índice de poros = 0.6

**Método elástico** suponiendo terreno homogéneo:

$$E_m^s = \frac{\Delta\sigma'(1+e_o)}{C_c \log_{10}((\sigma_o' + \Delta\sigma')/\sigma_o')} = \frac{1.3(1+0.6)}{0.05 \log_{10}((10+1.3)/10)} = 784 \text{ t/m}^2$$

$$E' = E_m \left(1 - \frac{2\nu'^2}{1-\nu'}\right) = 784 \left(1 - \frac{2 \times 0.3^2}{1-0.3}\right) = 784 \times 0.74 = 582 \text{ t/m}^2$$

Se toma una solución semianalítica (incluye coef *K* de influencia de ábaco):

$$s_{tot} = \frac{2ap(1-\nu^2)}{E'} K = \frac{2 \times 2.5 \times 10 \times (1-0.3^2)}{582} 1.12 = 8.75 \text{ cm}$$

$$s_{ins} = \frac{2ap(1-\nu_u^2)}{E_u} K = \frac{2 \times 2.5 \times 10 \times (1-0.5^2)}{2000} 1.12 = 1.9 \text{ cm}$$

Asiento de consolidación resulta 8.75-1.9 = 6.85 cm

**Método elástico (circular equivalente de radio 2.82 m)**

Prof	$n=z/b$	Tensión efectiva vertical inicial	Coef influencia centro (vertical y radial)	Incremento de tensión (vertical y radial)	Em	E'	Deformación	Asiento (m)
2.5	1	2.5	0.71, 0.085	7.09, 0.84	381	289	0.0228	0.114
7.5	3	7.5	0.18, -0.007	1.8, -0.07	616	458	0.004	0.020
12.5	5	12.5	0.07, -0.004	0.72, -0.04	950	704	0.001	0.005
17.5	7	17.5	0.04, -0.002	0.38, -0.02	1304	968	0.0004	0.005
								<b>0.1414</b>

El asiento resulta en este caso de 14,14 cm.

**Método edométrico (asiento de consolidación)**

Prof	$n=z/b$	Tensión inicial	Coef influencia centro	Incremento de tensión vertical	Módulo edométrico	Deformación	Asiento
2.5	1	2.5	0.68	6.8	381	0.01785	0.0892
7.5	3	7.5	0.18	1.8	616	0.0029	0.0145
12.5	5	12.5	0.08	0.8	950	0.00084	0.0042
17.5	7	17.5	0.04	0.4	1304	0.0003	0.0015
							<b>0.1094</b>

$$E_m^s = \frac{\Delta\sigma'(1+e_o)}{C_c \log_{10}((\sigma_o' + \Delta\sigma')/\sigma_o')} = \frac{6.8(1+0.6)}{0.05 \log_{10}((2.5+6.8)/2.5)} = 381 \text{ t/m}^2$$

$$E_m^s = \frac{1.8(1+0.6)}{0.05 \log_{10}((7.5+1.8)/7.5)} = 616 \text{ t/m}^2$$

$$E_m^s = \frac{0.8(1+0.6)}{0.05 \log_{10}((0.8+12.5)/12.5)} = 950 \text{ t/m}^2$$

$$E_m^s = \frac{0.4(1+0.6)}{0.05 \log_{10}((17.5+0.4)/17.5)} = 1304 \text{ t/m}^2$$

El método edométrico da lugar a 11 cm de asiento de consolidación.

Este método siempre sobreestima los asientos.

**Método S-B (asiento de consolidación)**

$$S^{S-B} = (A + \alpha(1-A))S^{edom} = (0.4 + 0.26 \times (1-0.4)) \times 11 \text{ cm} = 6.1 \text{ cm}$$

Este método mejora el resultado del edométrico.

**Método Schmertmann:**

Prof	$n=z/b$	Coef influencia centro	Módulo elástico	Asiento
2.5	1	0.60	$381 \times 0.74 = 282$	0.106
7.5	3	0.25	$616 \times 0.74 = 456$	0.027
12.5	5	0.0		
17.5	7	0.0		
				<b>0.13 m</b>

El resultado obtenido mediante este método es de 13 cm.

**4.7 Factores de seguridad**

Los análisis descritos hasta aquí han tenido como resultado magnitudes referidas a cargas o presiones teóricas a través de las cuales el terreno de apoyo de la estructura de cimentación alcanzaría un estado de rotura. Una vez calculada la presión de hundimiento se establece una presión de trabajo o admisible máxima ( $\sigma_{adm}$ ) dividiendo la presión de rotura teórica ( $p_h$ ) por un factor de seguridad global:

$$\sigma_{adm} = \frac{p_h}{FS}$$

Valorar el concepto de *seguridad* en una estructura es un problema de optimización bastante complejo que debe contemplar tanto consideraciones referidas al servicio y coste económico de la estructura, y tiempo de vida útil estimado, como también a la probabilidad y efectos de su posible rotura. El *FS* debe cubrir las incertidumbres del reconocimiento geotécnico del terreno, de los modelos de cálculo empleados, de las eventualidades que puedan producirse en la puesta en obra, etc.

Para cimentaciones superficiales dicho factor de seguridad se suele tomar con valor  $FS = 3$ , aunque en ciertos casos, si se conocen con más precisión los parámetros resistentes del terreno y

las cargas que se van a aplicar, pueden justificarse valores menores con el consiguiente ahorro de material estructural y viceversa. La Tabla 4.5 muestra los factores de seguridad a tener en cuenta para el diseño de cimentaciones superficiales en función del tipo de estructura que van a sustentar y el grado de exploración del terreno.

**Tabla 4.5** Factores de seguridad mínimos para el diseño de cimentaciones superficiales (Vesic)

Categoría	Tipo de estructura	Características de la categoría	Exploración del terreno	
			Minuciosa, Completa	Limitada
A	Puentes de ferrocarril Hidráulicas Muros de contención Silos	Carga de diseño máxima frecuente; rotura con consecuencias desastrosas	3.0	4.0
B	Puentes de autopista Naves industriales Edificios públicos	Carga de diseño máxima ocasional; rotura con consecuencias graves	2.5	3.5
C	Apartamentos y oficinas	Carga de diseño máxima poco frecuente	2.0	3.0
Comentarios: (1): Para estructuras temporales estos factores pueden ser reducidos al 75%; pero nunca deben ser menores de 2.0 (2): Para estructuras excepcionalmente altas, como chimeneas y torres, o en general cuando se teme llegar progresivamente a la rotura por capacidad portante, estos factores deben incrementarse de un 20 a un 50% (3): Deben darse consideraciones adecuadas cuando exista la posibilidad de variaciones del freático. (4): Es aconsejable comprobar los plazos (final de construcción y tiempo de estabilidad), a menos que uno de ellos sea claramente favorable. (5): Se sobreentiende que todas las cimentaciones son analizadas también con respecto los asentamientos máximos y diferenciales. Si los asentamientos gobiernan el diseño, deben usarse factores de seguridad más elevados.				

Cabe decir que existen otros muchos coeficientes de seguridad implícitos en la adopción de hipótesis de cálculo conservadoras como son el despreciar la resistencia del terreno encima de la base de cimentación, la no consideración de rozamiento entre el hormigón de la cimentación y el suelo, o suponer que la carga sobre la cimentación se aplica repentinamente y por entero sin dejar la posibilidad de disipación de presiones intersticiales.



## 4.8 Proyecto de cimentaciones superficiales

Como se ha visto, para estar correctamente diseñada una cimentación debe cumplir unas determinadas condiciones (transmitir al terreno las cargas con deformaciones tolerables garantizando una seguridad suficiente frente a rotura y hundimiento, poseer resistencia como elemento estructural, no resultar afectada por la eventual agresividad del terreno, estar suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno, entre otras).

Habitualmente el diseño se realiza por tanteos ya que no se dispone de métodos para obtener directamente una presión de trabajo  $p_{adm}$ , con un coeficiente de seguridad preestablecido respecto a la presión de hundimiento  $p_h$  que al mismo tiempo dé asientos admisibles. El procedimiento tradicional comprende:

- Determinación de la presión hundimiento del terreno (para unas dimensiones de cimentación aproximadas).
- Obtención de la presión de trabajo o admisible introduciendo coeficientes de seguridad adecuados.
- Reajuste si es necesario de las dimensiones de la cimentación.
- Cálculo de los asientos.
- Modificación de las dimensiones si los asientos no son admisibles.

Además de la comprobación o cálculo de las dimensiones de la base de la zapata, será aconsejable realizar las comprobaciones, verificaciones y recomendaciones que se describen en las normativas que contemplan esta materia, como por ejemplo CTE y la Guía de cimentaciones de obras de carretera.

El Documento Básico SE-C Cimientos del CTE 2006 recoge las comprobaciones para verificar que una cimentación superficial cumple los requisitos necesarios que se basan en el método de los estados límite. Para ELU establece:

- Hundimiento.
- Deslizamiento.
- Vuelco.
- Estabilidad global.
- Capacidad estructural del cimiento.

Para ELS:

- Deformaciones (asientos).
- Movimientos máximos.

A su vez establece otras comprobaciones adicionales:

- Las condiciones que aseguren el buen comportamiento de la cimentación que habrán de mantenerse durante su vida útil.
- Tomar en consideración que la seguridad de la cimentación puede verse comprometida por problemas como: estabilidad de excavaciones durante la ejecución de la cimentación; asientos por mala calidad en la construcción (falta de limpieza del fondo de las excavaciones, por ejemplo); problemas de impermeabilización en sótanos y soleras; posibles excavaciones futuras junto a la cimentación a realizar; efectos sísmicos sobre el propio terreno de cimentación (licuefacción).
- Los problemas diversos debidos a la estructura orientación de diaclasas, anisotropía, etc. del macizo para el caso de cimentaciones en roca.

En cuanto a las condiciones constructivas de zapatas, losas y pozos de cimentación contempla:

- Precauciones contra defectos del terreno.
- Soleras de asiento.
- Indicaciones en excavaciones y drenaje y saneamiento del terreno.

Se establecen también unas pautas de control para este tipo de cimentaciones:

- Las comprobaciones a realizar sobre el terreno de cimentación.
- Las comprobaciones a realizar sobre los materiales de construcción.
- Las comprobaciones durante la ejecución.
- Las comprobaciones finales.

En la Guía de cimentaciones de obras de carretera se recogen también las siguientes consideraciones acerca de las cimentaciones superficiales:

- Las comprobaciones a realizar (ELU, ELS, Otros problemas de las cimentaciones superficiales).
- La definición de las situaciones de proyecto:
  - configuración geométrica
  - características geotécnicas (resistencia, deformabilidad, permeabilidad, y otros parámetros)
  - acciones

- clasificación de las situaciones de proyecto
- cimentación rectangular equivalente
- presiones verticales
- presión de servicio
- Estabilidad global.
- Seguridad frente al hundimiento.
- Seguridad frente al deslizamiento.
- Seguridad frente al vuelco.
- Estimación de movimientos.
- Esfuerzos de los elementos de cimentación.