

Método elástico

Método elástico

Tiene la ventaja de considerar la deformación tridimensional del terreno y ser de muy rápida aplicación. Sin embargo, requiere una cuidadosa determinación de los parámetros elásticos y no permite relacionar los asientos con el tiempo ni estudiar la variación de las presiones intersticiales.

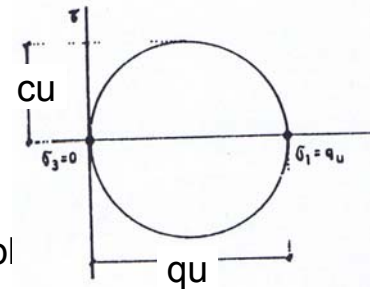
La aplicación del método tiene los pasos siguientes:

1º / Determinación del asiento inmediato s , o asiento elástico inicial. Puede obtenerse tomando como parámetros E_u y $\nu_u = 0,5$. El valor de E . (módulo de deformación sin drenaje) es de difícil estimación.

Aunque se han propuesto relaciones del tipo siguiente:

$$E_u = 500 c_u$$

$c_u = q_u / 2$ se obtiene a partir del ensayo de compresión simpl



También se ha utilizado la expresión del módulo de deformación tangencial G , que es independiente de las condiciones de drenaje

$$2G = \frac{E_u}{1 + \nu_u} = \frac{E'}{1 + \nu'} \quad \text{o sea} \quad E_u = \frac{1,5 E'}{1 + \nu'}$$

Valor recogido en la Guía de Cimentaciones en obras de carreteras (2009): M. F.

$$E_{\text{CORTO PLAZO}} = E * \frac{1,5}{1 + \nu} \quad \nu_{\text{CORTO PLAZO}} = 0,5$$

E = Módulo de elasticidad del terreno a <<largo plazo>>. ν = Módulo de Poisson del terreno a <<largo plazo>>.

Las medidas realizadas parecen indicar que el asiento inmediato vale del orden de:

60% del asiento elástico total en arcillas preconsolidadas.

10% del asiento elástico total en arcillas blandas.

2. Obtención del asiento elástico total s , con las mismas soluciones antes utilizadas pero adoptando como parámetros E' y ν' . (En la página siguiente se incluyen una relación de valores tradicionales a título orientativo. incluye también valores de CTE)

Si se dispone de ensayos edométricos puede tomarse:

$$E' = \frac{(1 - 2\nu') (1 + \nu')}{(1 - \nu')} E_m$$

Parámetros elásticos tradicionales

Tipo de suelo	E' daN/cm ²	Módulo de Young
Arcillas duras preconsolidadas	800 - 10.000	
Arcillas duras	250 - 400	
Arcillas medias	150 - 250	
Arcillas blandas	80 - 150	
Fangos	30 - 60	
Arenas compactas	400 - 700	
Arenas medias	200 - 400	
Arenas flojas	100 - 200	
Limos	100 - 300	
Gravas	400 - 1.500	

Modulo E con base en el N del ensayo SPT: $E \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766 N$

Tipo de suelo	ν'	Coefficiente de Poisson
Arcillas duras preconsolidadas	0,15	
Arcillas medias	0,30	
Arcillas blandas norm. consolidadas	0,40	
Arenas y suelos granulares	0,30	

CTE (parámetros elásticos)

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$E \text{ (MN/m}^2\text{)}$
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	> 15.000

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coefficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Estimación práctica de asientos por el método elástico

Los dos factores fundamentales que influyen en las distintas tablas de aplicación práctica en este método, son: el **tipo de cimentación** y la **profundidad del firme**.

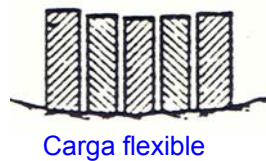
1º CIMENTACIÓN EN: **CAPA ELÁSTICA CON FIRME PROFUNDO.**

1-a Cimentación flexible. <> carga flexible

q = tensión en la base de la zapata.

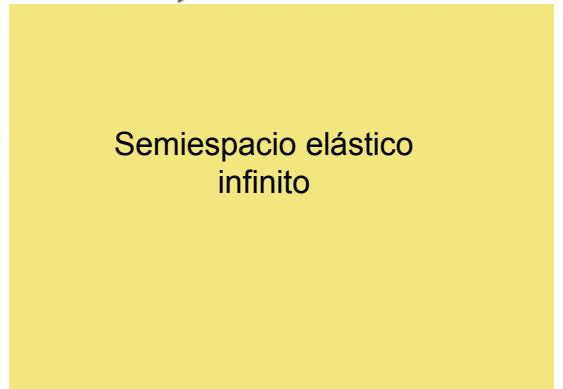
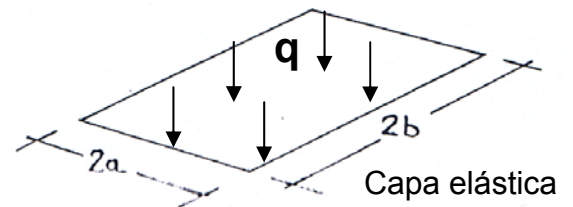
CARGA RECTANGULAR ($2a \times 2b$)

a. Tensiones (Steinbrenner, 1936)



b. Asiento (S)

$$S = \frac{2a * q}{E} (1 - \nu^2) * K_o$$



Firme profundo

Forma de la carga $m = b/a$	Valores de K_o			
	Esquina	Centro	V.Medio	Carga rígida
Cuadrada: $m = 1$	↑ K_o en la esquina = $\frac{1}{2} K_o$ en el centro ↓	1.12	0.95	0.88
Rectangular: $m = 1,5$		1.36	1.15	1.08
$m = 2$		1.53	1.30	1.22
$m = 3$		1.78	1.53	1.44
$m = 4$		1.96	1.70	1.61
$m = 5$		2.10	1.83	1.72
$m = 6$		2.23	1.96	
$m = 7$		2.33	2.04	
$m = 8$		2.42	2.12	
$m = 9$		2.49	2.19	
$m = 10$		2.53	2.25	2.12
$m = 20$		2.95	2.64	
$m = 30$		3.23	2.88	
$m = 40$		3.42	3.07	
$m = 50$		3.54	3.22	
$m = 100$		4.00	3.69	
Circular: Diámetro = $2a$	0,64	1.00	0.85	0,79 (= $\pi / 4$)

Dada la forma que tiene la fórmula del asiento, se puede comprobar que el asiento en el centro del rectángulo es el doble que el asiento en una esquina. (carga flexible)

Haciendo una descomposición en rectángulos, similar a la descrita anteriormente para el cálculo de tensiones, se puede determinar el asiento en cualquier otro punto, dentro y fuera de la zona cargada.

Ejemplo asiento carga flexible

Ejercicio nº 2

Calcular por el método elástico los asientos inicial, total y de consolidación bajo el centro y esquina de una losa flexible de medidas: 16 por 8 m² cargada con 12 t/m² y apoyada en un estrato arcilloso medio ($q_u = 1 \text{ kp/m}^2$) de gran espesor y con firme profundo.

-Como parámetros elásticos del terreno, en las diferentes situaciones, pueden estimarse los siguientes:

A.- Situación sin drenaje;

ν_u = coeficiente de Poisson = 0,5

E_u = módulo de deformación = 500 $C_u = 500 \times 10^{-2} = 2500 \text{ t/m}^2$

B.- Situación con drenaje;

ν' = coeficiente de Poisson = 0,3

E' = módulo de deformación = 150 kfcm^2

En la solución de carga rectangular - flexible sobre la superficie del semiespacio - elástico, el asiento se expresa:

$$S = \frac{2a * q}{E} (1 - \nu^2) * K_o$$

con $m = 8 / 4 = 2$, se tiene: $K_o = 1,53$ en el centro y $K_e = 1,53 / 2 = 0,765$ en la esquina

Asientos iniciales.

Sustituyendo en la fórmula de asientos con: $\nu = \nu_u$ y $E = E_u$. resulta:

$$\text{En el centro: } S_{oi} = \frac{8 * 12}{2500} (1 - 0,5^2) * 1,53 = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\text{En la esquina: } S_{ei} = \frac{8 * 12}{2500} (1 - 0,5^2) * 0,765 = 0,022 \text{ m} = 2,2 \text{ cm}$$

Asientos totales.

Sustituyendo con $\nu = \nu'$ y $E = E'$, resulta:

$$\text{En el centro: } S_{o_{TOTAL}} = \frac{8 * 12}{2500} (1 - 0,3^2) * 1,53 = 0,089 \text{ m} = 8,9 \text{ cm}$$

$$\text{En la esquina: } S_{e_{TOTAL}} = \frac{8 * 12}{2500} (1 - 0,3^2) * 0,765 = 0,0445 \text{ m} = 4,45 \text{ cm}$$

Asientos de consolidación.

Se obtienen por la diferencia entre los asientos totales e iniciales. Por tanto:

En el centro: **Soc** = 8,9 - 4,4 = 4,5 cm En la esquina: **Sec** = 4,45 - 2,2 = 2,25 cm

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

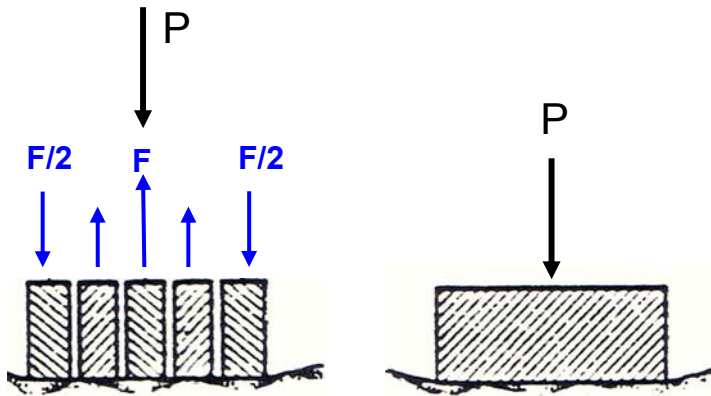
Carga sobre un rectángulo rígido <> carga rígida

1° CIMENTACIÓN EN: **CAPA ELÁSTICA CON FIRME PROFUNDO.**

1-b Cimentación rígida.<> carga rígida

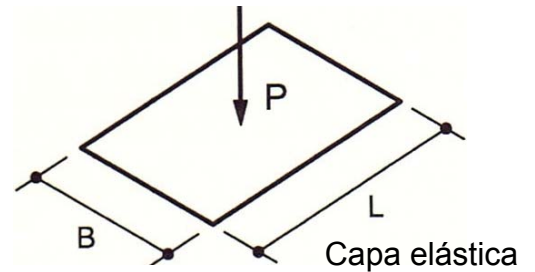
CARGA RECTANGULAR (B x L)

P = carga total sobre la cimentación



Cimentación Rígida

Distribución no uniforme de tensiones



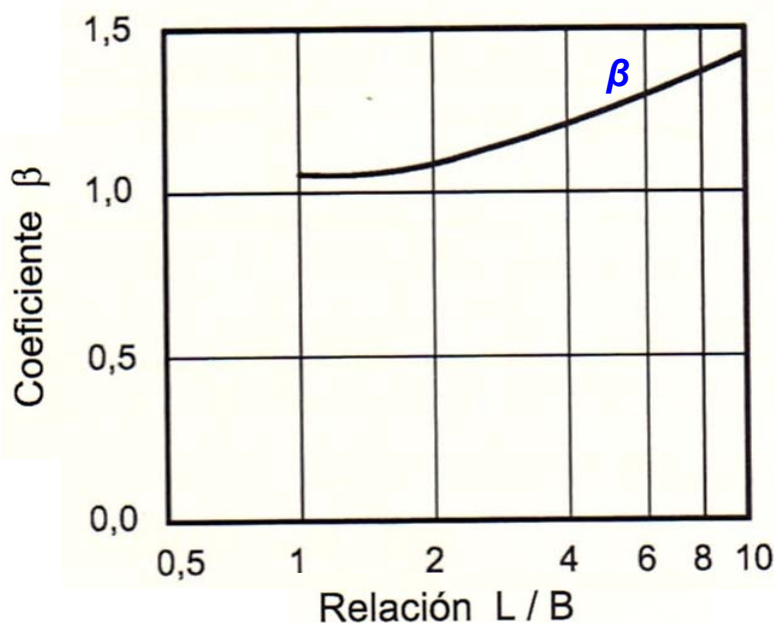
Semiespacio elástico infinito

Firme profundo

Asiento (**S**)

$$S = \frac{P}{\sqrt{B * L * E}} (1 - \nu^2) * \beta$$

El coeficiente β se obtiene directamente de la figura:

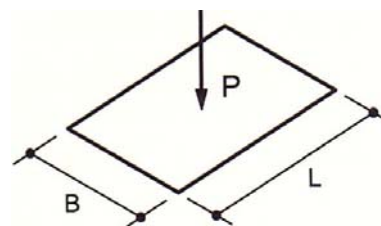


Asiento en terrenos rocosos

La estimación de los asientos de cimentaciones en roca se hace a través de modelos elásticos, isótropos o anisótropos, siendo el problema principal la determinación de los parámetros elásticos.

En el caso isótropo, el asiento viene dado por:

$$S = \frac{P}{\sqrt{A} * E} (1 - \nu^2) * \frac{1}{\beta}$$



Firme rocoso

Siendo:

P=carga total aplicada.

A = área de la cimentación.

E = módulo de elasticidad del macizo rocoso.

ν coeficiente de Poisson. Un coeficiente que adopta los valores del cuadro siguiente en función de las dimensiones L x B de la cimentación.

Cuadro valores de β		
L/B	C. Flexible	C. Rígida
1	1,06	1,08
2	1,09	1,10
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1,41	1,41
Circular	1,04	1,13

En la literatura existen numerosas tabulaciones de los parámetros E, y ν para el caso de rocas sanas.

Valores típicos de los parámetros elásticos de algunas rocas. (rocas sanas y con escasa fracturación y/o alteración

Roca	Módulo elasticidad E_r (da N/cm ²)	C. Poisson ν
Granito	200.000 – 800.000	0,20
Basalto	150.000 – 800.000	0,23
Cuarcita	400.000 – 800.000	0,14
Gneis	300.000 – 800.000	0,22
Pizarra	25.000 – 250.000	0,22
Esquisto	60.000 – 600.000	0,12
Arenisca	6.000 – 400.000	0,20
Caliza	45.000 – 900.000	0,23
Conglomerado	15.000 – 500.000	0,25

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

Modelo de terreno de profundidad elástica finita

2º CIMENTACIÓN EN: CAPA ELÁSTICA SOBRE BASE RÍGIDA

2.a.1 Cimentación flexible. (terreno homogéneo)

CARGA RECTANGULAR (2a x 2b)

q = tensión en la base de la zapata.

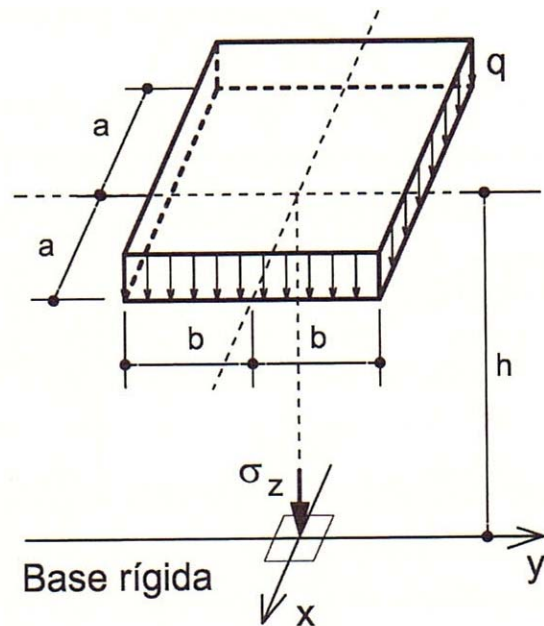
Se recoge la solución de Gorbunov y Posadov de 1946.

Capa elástica de espesor h
que se apoya en una base rígida

Asiento (S)

$$S = \frac{2b * q}{E} (1 - \nu^2) * K$$

b = lado menor



K En el centro de la zapata. En la esquina o en el borde de carga circular $1/2 K$

Asiento en el centro de la carga. Valores del coeficiente K								
Relación h/b	Círculo de radio b	Rectángulo ($m = a / b$)						Faja infinita
		$m = 1$	$m = 1,5$	$m = 2$	$m = 3$	$m = 5$	$m = 10$	$m = \infty$
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
0,5	0,26	0,26	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
1	0,50	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
2	0,72	0,77	0,85	0,87	0,88	0,88	0,88	0,88
3	0,81	0,88	1,00	1,07	1,12	1,13	1,13	1,13
5	0,89	0,98	1,14	1,24	1,36	1,44	1,45	1,45
7	0,92	1,02	1,20	1,32	1,47	1,60	1,64	1,65
10	0,94	1,05	1,25	1,39	1,56	1,75	1,87	1,88
∞	1,00	1,12	1,36	1,52	1,78	2,10	2,53	∞

En el estudio distinguieron entre contacto liso tensión $\tau = 0$ que es el representado en el cuadro y contacto rugoso $u = 0$ con el que se obtienen valores de K ligeramente menores

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

Terrenos estratificados y capa rígida I

2.a.2/ Cimentación flexible (terreno estratificado).

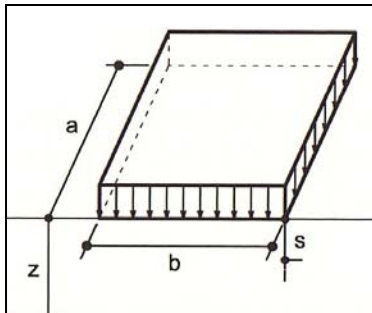
Las tablas dan los asientos de la esquina del rectángulo cargado. En el centro por superposición será:

$$S = 4\zeta \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2} \right) * \frac{b * q}{2 * E}$$

En el caso de varias capas de características: E_i , v_i , z_i el asiento de esquina es:

$$S = b * q * \left[\frac{\zeta_1}{E_1} + \frac{\zeta_1 - \zeta'_1}{E_2} + \dots + \frac{\zeta_J - \zeta'_{J-1}}{E_J} \right]$$

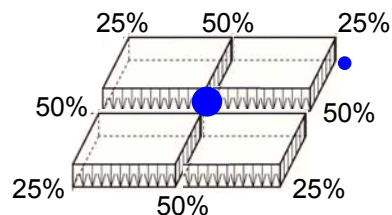
Asiento debido a una carga uniforme rectangular (basado en la solución de Steinbrenner)



b= lado menor

Asiento en un
vértice de la carga

$S = \zeta * (b * q / E)$

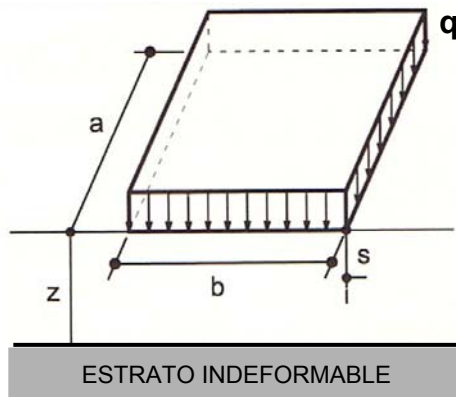


$S_{\text{centro}} = 4 * S_{\text{esquina}}$

z/b	Valor de ζ para $v = 0,3$ siendo a/b					Valor de ζ para $v = 0,1$ siendo a/b				
	1	2	5	10	∞	1	2	5	10	∞
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,083	0,082	0,081	0,079	0,079	0,114	0,116	0,115	0,114	0,113
1,0	0,172	0,170	0,167	0,166	0,166	0,214	0,219	0,220	0,220	0,220
1,5	0,243	0,251	0,244	0,244	0,243	0,285	0,308	0,307	0,309	0,308
2,0	0,291	0,317	0,317	0,312	0,310	0,336	0,377	0,384	0,385	0,364
2,5	0,330	0,367	0,369	0,367	0,367	0,376	0,438	0,444	0,445	0,445
3,0	0,354	0,409	0,419	0,416	0,413	0,401	0,471	0,497	0,515	0,497
3,5	0,373	0,445	0,459	0,457	0,456	0,419	0,507	0,539	0,545	0,544
4,0	0,392	0,465	0,496	0,492	0,492	0,438	0,528	0,588	0,581	0,584
4,5	0,407	0,490	0,532	0,530	0,524	0,452	0,552	0,615	0,422	0,619
5,0	0,414	0,504	0,560	0,557	0,553	0,460	0,567	0,647	0,650	0,703
5,5	0,422	0,522	0,586	0,586	0,580	0,468	0,584	0,670	0,681	0,681
6,0	0,430	0,537	0,609	0,611	0,605	0,476	0,600	0,695	0,708	0,708
7,0	0,443	0,557	0,647	0,656	0,648	0,489	0,620	0,732	0,755	0,755
8,0	0,450	0,574	0,679	0,697	0,685	0,496	0,636	0,765	0,794	0,795
9,0	0,456	0,589	0,706	0,738	0,720	0,501	0,652	0,792	0,840	0,833
10,0	0,463	0,601	0,725	0,757	0,751	0,509	0,664	0,811	0,859	0,867
15,0	0,474	0,626	0,797	0,860	0,867	0,520	0,688	0,883	0,963	0,993
20,0	0,489	0,652	0,836	0,931	0,950	0,535	0,714	0,921	1,110	1,080
∞	0,512	0,696	0,956	1,240	∞	0,557	0,757	1,040	1,270	∞

Terrenos estratificados y capa rígida II

Tabla más completa con valores $0 \leq \nu \leq 0,5$



Asiento en un vértice de la carga

$$S = \zeta * (b * q / E)$$

$$\zeta = (C_1 * F_1) + (C_2 * F_2)$$

b = lado menor

Coeficiente de POISSON ν		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5			
$C_1 = 1 - \nu^2$		1,00	0,99	0,96	0,91	0,84	0,75			
$C_2 = 1 - \nu - 2 \nu^2$		1,00	0,88	0,72	0,52	0,29	0			
z/b	Valor de F_1 siendo a/b					Valor de F_2 siendo a/b				
	1	2	5	10	∞	1	2	5	10	∞
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,049	0,042	0,039	0,037	0,036	0,074	0,084	0,087	0,088	0,089
1,0	0,142	0,0124	0,114	0,112	0,111	0,083	0,105	0,122	0,124	0,125
1,5	0,224	0,213	0,192	0,189	0,187	0,075	0,110	0,133	0,139	0,140
2,0	0,283	0,290	0,267	0,260	0,256	0,064	0,102	0,136	0,145	0,148
2,5	0,331	0,351	0,328	0,319	0,315	0,055	0,092	0,135	0,147	0,151
3,0	0,362	0,401	0,385	0,372	0,366	0,048	0,084	0,132	0,148	0,153
3,5	0,385	0,445	0,432	0,416	0,412	0,043	0,076	0,126	0,147	0,155
4,0	0,409	0,472	0,475	0,458	0,451	0,038	0,069	0,121	0,145	0,156
4,5	0,426	0,502	0,518	0,501	0,486	0,034	0,063	0,116	0,143	0,157
5,0	0,437	0,521	0,552	0,532	0,518	0,031	0,058	0,111	0,140	0,157
5,5	0,448	0,543	0,583	0,565	0,548	0,028	0,053	0,106	0,138	0,157
6,0	0,458	0,562	0,512	0,594	0,575	0,026	0,049	0,101	0,136	0,158
7,0	0,474	0,588	0,658	0,647	0,622	0,022	0,043	0,092	0,130	0,158
8,0	0,483	0,609	0,698	0,692	0,663	0,020	0,038	0,084	0,124	0,158
9,0	0,491	0,628	0,732	0,744	0,701	0,017	0,034	0,077	0,118	0,158
10,0	0,500	0,643	0,756	0,768	0,734	0,016	0,031	0,071	0,112	0,158
15,0	0,515	0,676	0,847	0,899	0,862	0,011	0,021	0,050	0,088	0,159
20,0	0,533	0,707	0,896	0,982	0,953	0,008	0,016	0,039	0,071	0,159
∞	0,563	0,765	1,050	1,280	∞	0	0	0	0	0,159

Tablas construidas con por J. Lahuerta a partir de la formulación de Steinbrenner

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

carga rígida y firme rígido

2.b/ Cimentación rígida en capa elástica sobre base rígida (terreno homogéneo).

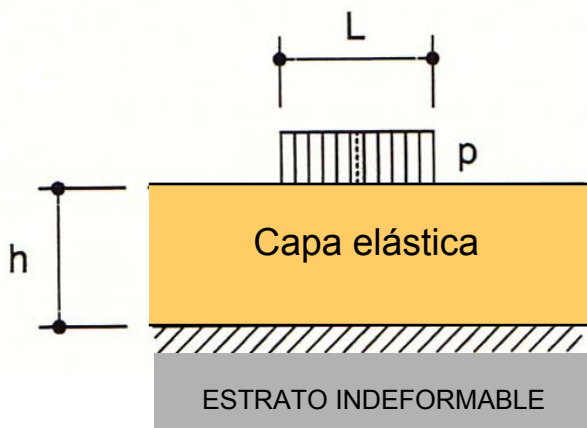
2º CIMENTACIÓN EN: CAPA ELÁSTICA SOBRE BASE RÍGIDA

2.b Cimentación rígida en capa elástica sobre base rígida. (terreno homogéneo)

CARGA RECTANGULAR (2a x 2b)

En la figura siguiente se recoge un ábaco para calcular el asiento que experimenta un cimiento rectangular rígido **B x L**

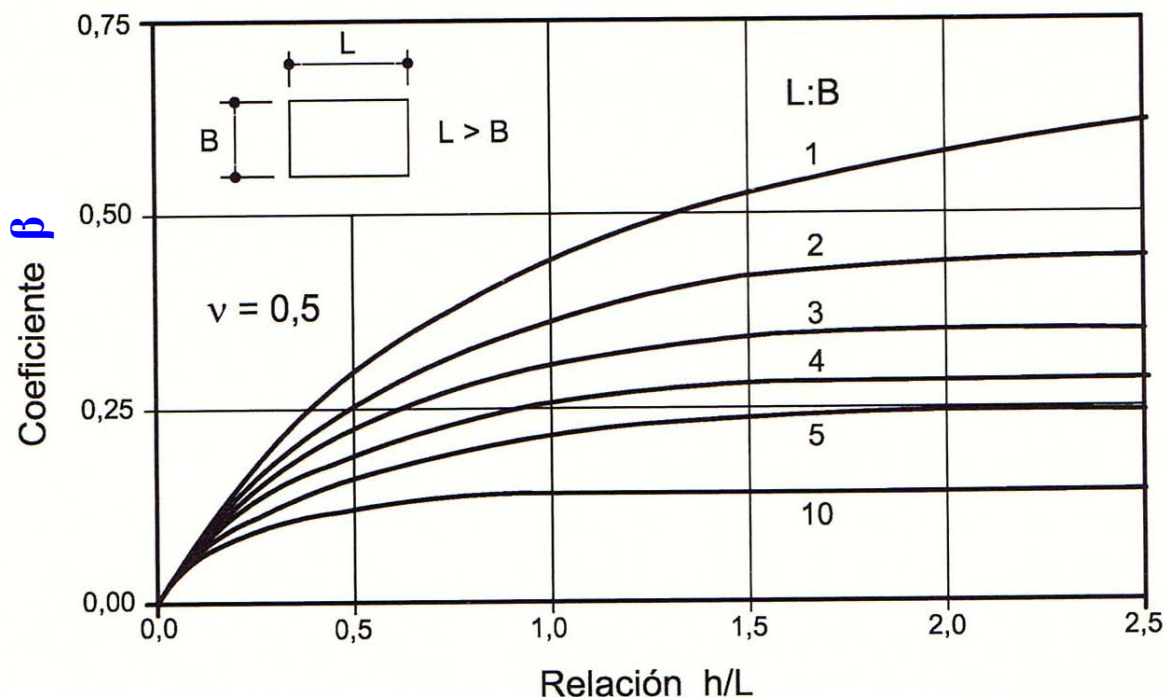
La cimentación apoya en un medio elástico incomprensible de espesor "**h**" sobre un firme rígido.



$$S = \frac{\beta * q * L}{E}$$

Coefficiente de Poisson = 0,5

B = lado menor

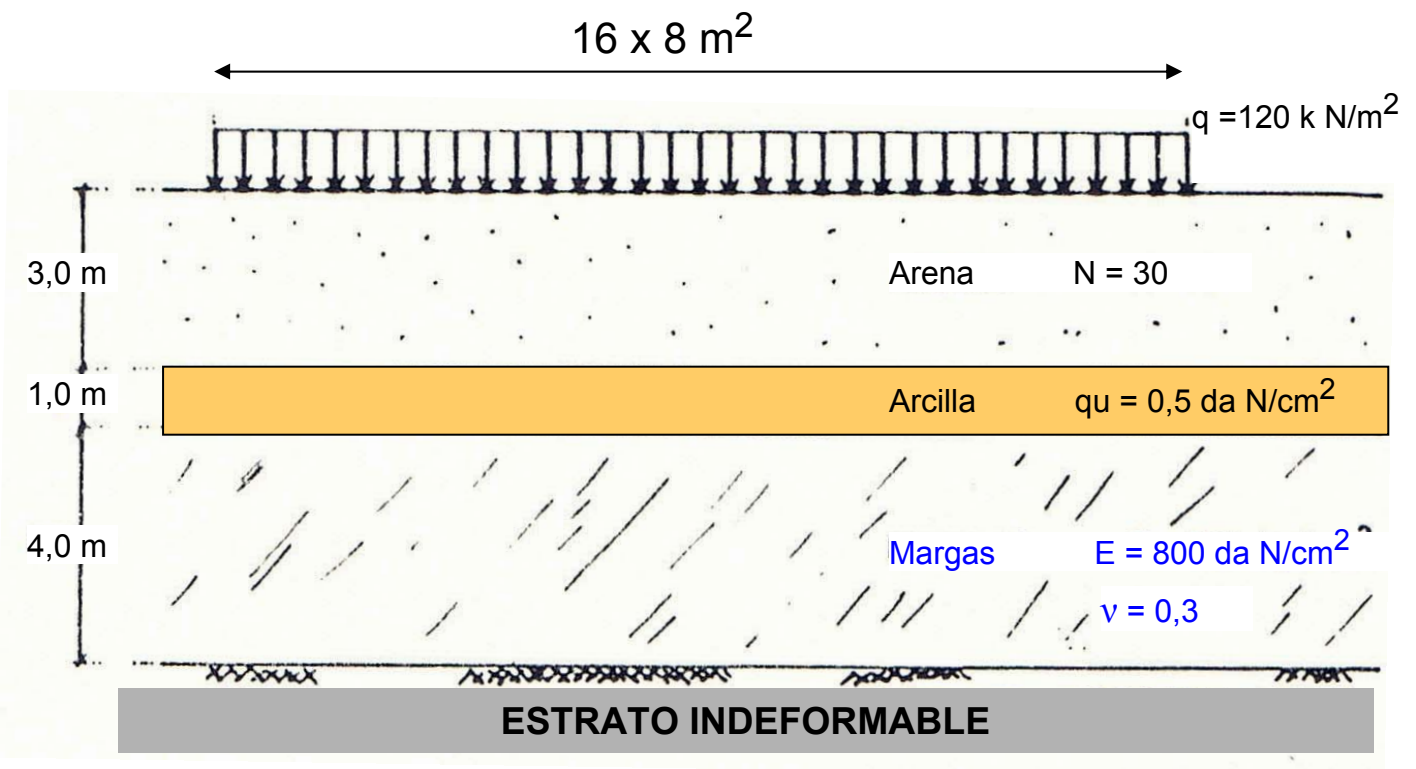


Ejercicio asiento con estrato indeformable

Ejercicio n° 3 Asiento por el método elástico con estrato indeformable

3.1/ Calcular, método elástico, los asientos inicial, total y de consolidación bajo el centro y esquina de una losa flexible de 16 m x 8 m cargada con 120 kN/m^2 y apoyada en un estrato arcilloso medio ($q_u = 1 \text{ da N/cm}^2$) con firme a 8 m. de profundidad.

3.2/ Calcular por el método elástico el asiento total bajo el centro de la misma losa con el terreno siguiente:



3.3/ Calcular por el método elástico los asientos máximos de dos zapatas cuadradas flexibles distantes 4m. a ejes y apoyadas sobre un terreno arenoso con:

$$E = 200 \text{ da N/cm}^2 \text{ y } \nu = 0,3$$

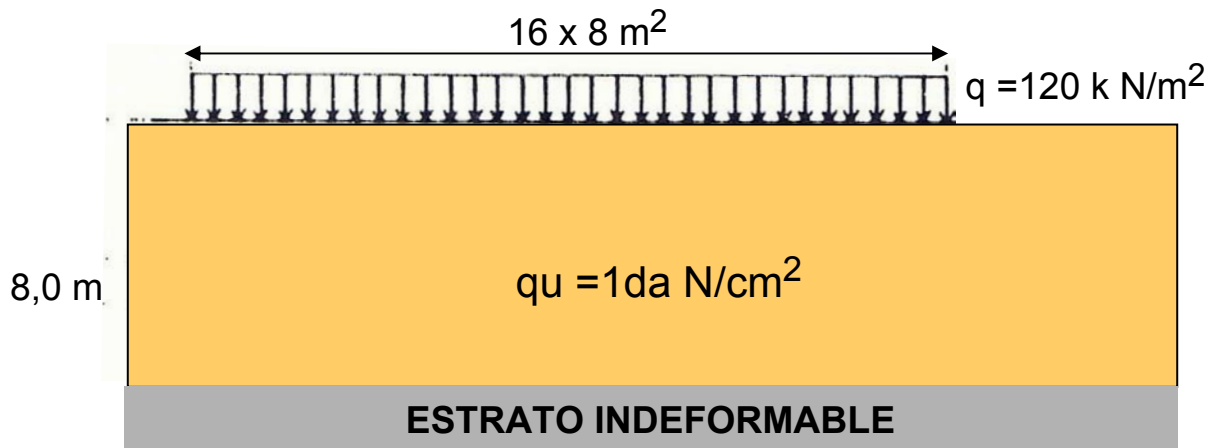
Zapata n° 1 $\rightarrow$ lado 2m. y soporta 800 kN.

Zapata n° 2 $\rightarrow$ lado 3m. y soporta 1600 kN.

3.4/ Obtener para el caso anterior el asiento diferencial y la distorsión angular.

3.5/ Comparar los valores obtenidos en el apartado anterior con la norma y comprobar si pueden considerarse admisibles.

Solución del ejercicio 3º



3.1/ - Entrando en la solución de carga rectangular - flexible en capa elástica sobre base rígida.

con $m = b / a = 8 / 4 = 2$ y $h / a = 8 / 4 = 2$ se obtiene:

$K_o = 0,769$ en el centro y $K = 0,769 / 2 = 0,385$ en la esquina.

La expresión del asiento según Gorbunov es:
$$S = \frac{2b * q}{E} (1 - \nu^2) * K$$

Asientos iniciales.

Entrando en la fórmula con $\nu = \nu_u$ y $E = E_u$

$E_u = 500 \text{ cu} = 500 * 0,5 = \mathbf{250} \text{ da N/ cm}^2$

$E_u = 1,5 E' / (1 + \nu) = 1,5 * 171 / 1,3 = \mathbf{197} \text{ da N/ cm}^2$

En el centro: $S_o = [2 * 4 * 120 * (1 - 0,5^2) / 25000] * 0,769 = 0,022 \text{ m} = 2,2 \text{ cm}$.

En la esquina: $S_o = 2,2 / 2 = 1,1 \text{ cm}$.

Con $E_u = 197 \text{ da N/cm}^2 \rightarrow S_o = 2,2 * 250 / 197 = 3,2 \text{ cm}$ y en la esquina $S = 1,6 \text{ cm}$

Asientos totales.

Sustituyendo ahora con $\nu = \nu'$ y $E = E'$ interpolando en la tabla: $E = 171 \text{ da N/cm}^2$

En el centro: $S_t = [2 * 4 * 120 * (1 - 0,3^2) / 17100] * 0,769 = 0,039 \text{ m} = 3,9 \text{ cm}$

En la esquina: $S_t = 3,9 / 2 = 1,8 \text{ cm}$

Asientos de consolidación.

En el centro: $S_c = 3,9 - 2,4 = 1,5 \text{ cm}$.

En la esquina: $S_c = 1,8 - 1,1 = 0,7 \text{ cm}$.

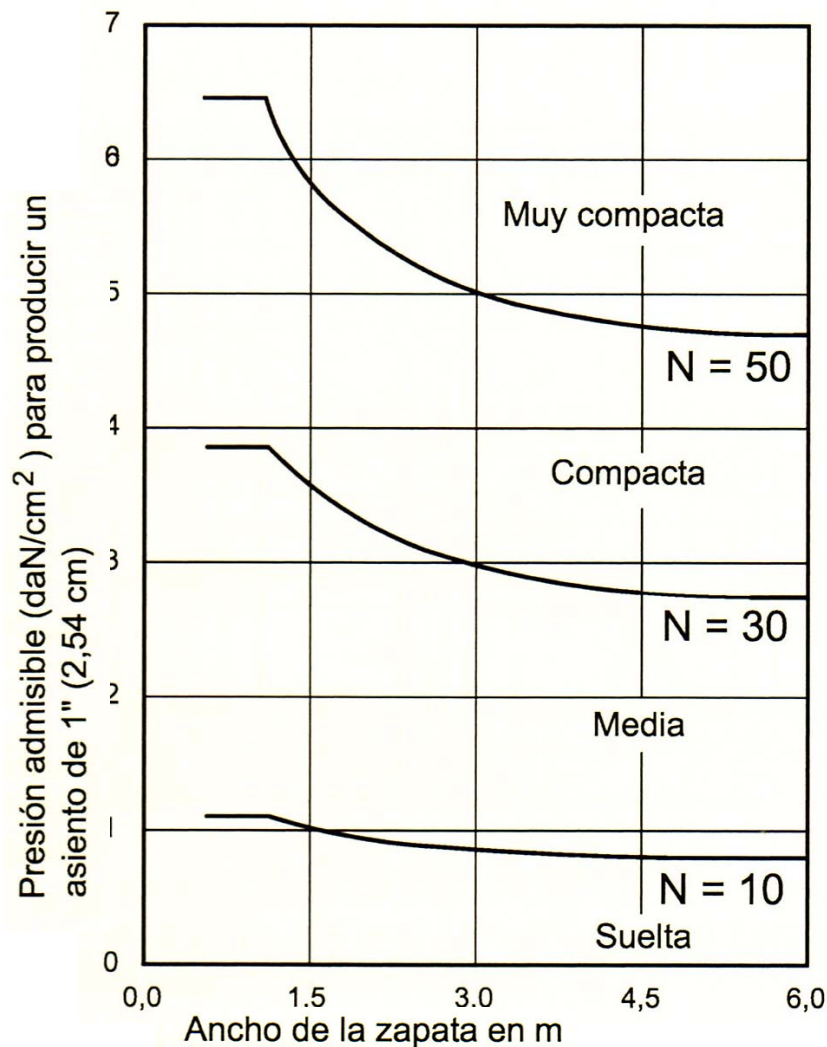
suelo	q_u (kp/cm ²)	E' (da N/cm ²)
Muy flojos o muy blandos.....	0 – 0,8	< 80
Flojos o blandos.....	0,8 – 1,5	80 – 400

3.2/ – Preliminar: El ensayo SPT en cimentaciones granulares

Dada la dificultad del muestreo y ensayo en laboratorio de estos suelos lo usual es utilizar parámetros de resistencia o deformabilidad deducidos de medidas in situ realizadas con penetrómetros, presiómetros, placas de carga, etc.

El método más antiguo es el de Terzaghi y Peck (1948)

Asientos de zapatas deducidos de la penetración estándar **N** según Terzaghi y Peck



CTE (parámetros elásticos)

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Presión de preconsolidación

3.2/ Dada la dificultad de elegir unos valores precisos. Como parámetros elásticos de los estratos de arena y arcilla pueden estimarse los siguientes:

Arena con $N = 30$ (media): $E' = 300$ da N/cm^2 $\nu = 0,3$

Arcilla de $q_u = 0,5$ kp/cm^2 (blanda): $E' = 100$ da N/cm^2 $\nu' = 0,4$

El asiento bajo el centro de la losa se obtiene por la fórmula

$$S = 4 * b * q * \left[\frac{\zeta_1}{E_1} + \frac{\zeta_2 - \zeta_1}{E_2} + \frac{\zeta_3 - \zeta_2}{E_3} \right]$$

Cálculo de los coeficientes

Con $a/b = 8/4 = 2$; $z/b = 3/8 = 0,375$ y $\nu = 0,3$

se obtiene: $\zeta_1 = 0,91 * 0,0315 + 0,52 * 0,063 = 0,0614$

Con $a/b = 2$; $z/b = 3/8 = 0,375$ y $\nu = 0,4$

se obtiene: $\zeta'_1 = 0,34 * 0,0315 + 0,28 * 0,063 = 0,044$

Con $a/b = 16/8 = 2$; $z/b = 4/8 = 0,5$ y $\nu = 0,4$

se obtiene: $\zeta_2 = 0,84 * 0,042 + 0,23 * 0,084 = 0,059$

Con $a/b = 16/8 = 2$; $z/b = 4/8 = 0,5$ y $\nu = 0,3$

se obtiene: $\zeta'_2 = 0,082$

Con $a/b = 16/8 = 2$; $z/b = 8/8 = 1$ y $\nu = 0,3$

se obtiene: $\zeta_3 = 0,170$

Asiento

Sustituyendo en la fórmula de asiento resulta:

$$S = 4 * 8 * 12 * [(0,0615/3000) + (0,059 - 0,044)/1000 + (0,170 - 0,082)/8000]$$

$$S = 0,0178 \text{ m} = 1,78 \text{ cm}$$

Presión de preconsolidación

3.3/ Las presiones de trabajo para cada una de las - zapatas son respectivamente:

$$p_1 = 800 / 2^2 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 1600 / 3^2 = 177,8 \text{ kN/m}^2$$

El asiento máximo (en el centro), para cada una de las zapatas, se puede obtener mediante la solución de Steinbrenner para carga rectangular flexible sobre la superficie del semiespacio elástico infinito.

$$S = \frac{2a * q}{E} (1 - \nu^2) * K_o$$

con $m = 1$ (zapata cuadrada): $\rightarrow K_o = 1,12$

para zapata de lado 2 m:

$$S_1 = 2 * 200 / 20000 * (1 - 0,3^2) * 1,12 = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm.}$$

para zapata de lado 3m:

$$S_2 = 3 * 177,8 / 20000 * (1 - 0,3^2) * 1,12 = 0,027 \text{ m} = 2,7 \text{ cm.}$$

3.4 / El asiento diferencial (δS_{1-2}) es:

$$\delta S_{1-2} = S_2 - S_1 = 2,7 - 2 = 0,7 \text{ cm}$$

La distorsión angular $\beta_{1-2} = \delta S / L = 0,7 / 400 = 1 / 571$

3.4/ CTE admite para suelos granulares asientos máximos de una pulgada siguiendo el criterio de Terzaghi. (Pone el énfasis en limitar la distorsión angular).

Si se compara el resultado con la limitación de la NBE-AE 1988 resulta admisible

En cuanto al valor de la distorsión angular = $1 / 571$ es inferior al límite de seguridad frente a la fisuración para estructuras reticulares con tabiquerías de separación.

Tabla 2.2. Valores límite basados en la distorsión angular

Tipo de estructura	Límite
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

NBE – AE 1988 (derogada)

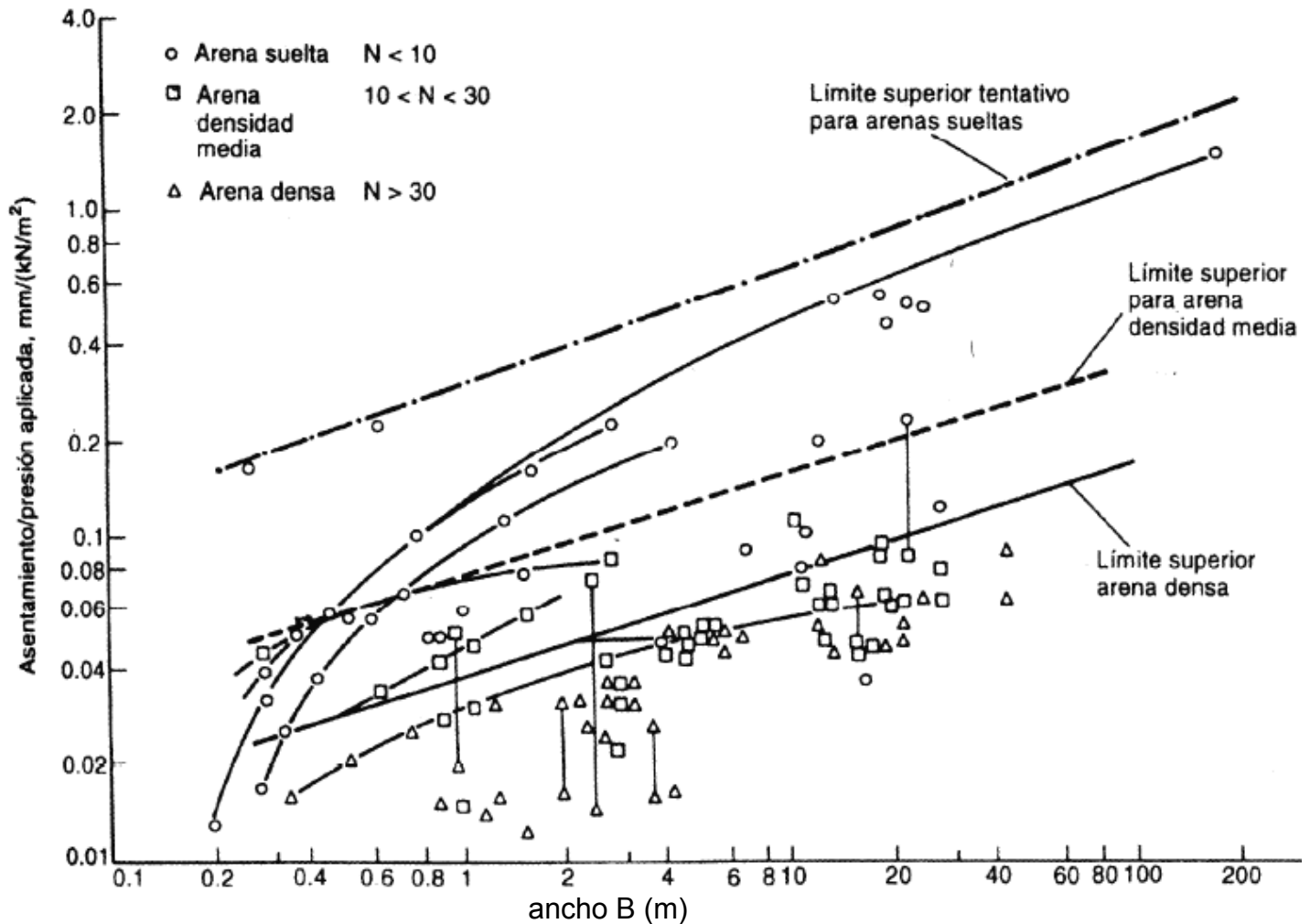
ASIENTOS GENERALES ADMISIBLES		
Características del edificio	Asiento general, máximo admisible en terrenos:	
	Sin cohesión mm.	Coherentes mm.
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez. Estructuras metálicas hiperestáticas. Edificios con muros de fábrica.	50	75
Estructuras metálicas isostáticas. Estructuras de madera. Estructuras provisionales	50	75 Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos.

Método experimental de Burland & Burbidge para suelos arenosos

Asiento de cimentaciones sobre arenas: J. B. Burland, observó que en la mayoría de los métodos anteriores estaban basados, de forma estadística, en prácticamente la misma población de datos.

Burland, Broms & Mello, optaron por representar en un solo gráfico el mayor número de datos fiables de asientos observados. Para ello emplearon en el eje de abscisas el ancho conocido de la cimentación y en el eje de ordenadas la relación **S/q**.

(δ/q = asiento observado con relación a la presión media de trabajo de la cimentación).



Asentamientos observados de cimientos sobre arenas de diferentes densidades relativas (según Burland 1977)

Nótese que, en principio y a partir de los límites representados para diferentes compacidades, se podría emplear la figura directamente para estimar asientos.

La mayor parte de datos son de arenas medianamente densas a densas. La dispersión de resultados en la figura es pequeña. Sin embargo, los datos referentes a terrenos flojos son menos numerosos y su límite superior no está bien definido.

Los apoyos con dimensiones de placas de carga (30 x 30 cm) muestran solapes entre las zonas de distinta densidad relativa. Parece, esto, indicar que el empleo de este tipo de placa no resulta aconsejable para calcular asientos.

Estimación de asientos (CTE)

F.1.2 Estimación de asientos

F.1.2.1 Criterios básicos

- 1 A efectos de aplicación de este DB se distinguirán, en el caso más general, tres tipos de asiento. En la Figura F.3 se muestra de forma esquemática la evolución de dichos asientos y su relación con el tiempo tras la aplicación de una carga:

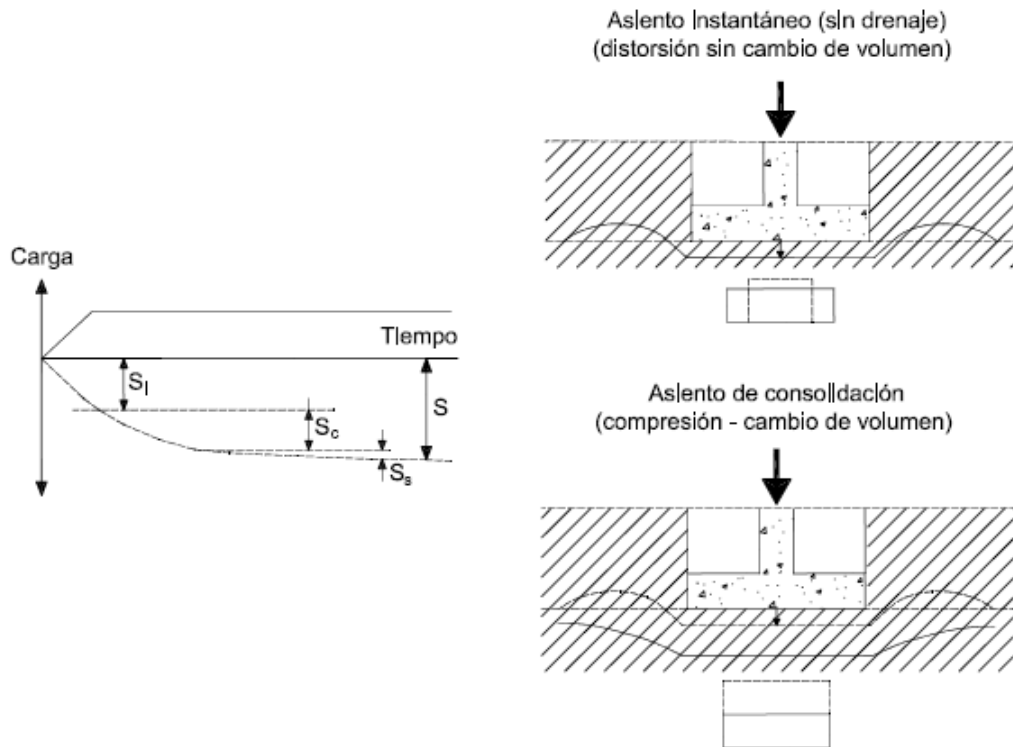


Figura F.3. Definición de asiento instantáneo, de consolidación primaria y de compresión secundaria

- a) asiento instantáneo (S_i): se produce de manera inmediata o simultánea con la aplicación de la carga. Si el suelo es de baja permeabilidad y se encuentra saturado, en los momentos iniciales apenas se produce drenaje alguno, de manera que este asiento inicial corresponde a una distorsión del suelo, sin cambio de volumen;
 - b) asiento de consolidación primaria (S_c): se desarrolla a medida que se disipan los excesos de presión intersticial generados por la carga y se eleva la presión efectiva media en el terreno, lo que permite la reducción progresiva del volumen de huecos del suelo. Este asiento es especialmente importante en suelos arcillosos saturados, ya que puede dilatarse considerablemente en el tiempo;
 - c) asiento de compresión secundaria (S_s): se produce en algunos suelos que presentan una cierta fluencia (deformación a presión efectiva constante). Aunque puede comenzar desde los primeros momentos tras la aplicación de la carga, habitualmente sólo puede distinguirse con claridad una vez finalizado el proceso de consolidación primaria.
- 2 El asiento total resultante será por tanto la suma de las tres componentes anteriores:
$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (F.18)$$
 - 3 En relación con este DB, los suelos en los que se puedan desarrollar asientos de compresión secundaria no despreciables se considerarán desfavorables (tipo T-3 de acuerdo con la tabla 3.2) En estos casos se requerirá un estudio especializado para estimar estos asientos y evaluar su repercusión en la construcción.
 - 4 En los suelos de permeabilidad elevada y en los parcialmente saturados, se podrá suponer que el asiento se produce de manera prácticamente simultánea a la aplicación de la carga, por lo que S_i y S_c no llegarán a diferenciarse.

Asientos en suelos granulares I

F.1.2.2 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%

- Si bien para estimar el asiento de una cimentación directa en un terreno de estas características podrán utilizarse correlaciones que permiten determinar el módulo de deformación del terreno en función de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estática o dinámica realizados "in situ", se puede utilizar la expresión (F.19) de Burland y Burbidge, basada directamente en los resultados obtenidos en el ensayo SPT o deducidos de ensayos de penetración a través de correlaciones debidamente contrastadas.

$$S_i = f_l \cdot f_s \cdot q'_b \cdot B^{0.7} \cdot I_c \quad (F.19)$$

$$S_i = f_l * f_s * q'_b * B^{0.7} * I_c$$

siendo

S_i	el asiento medio al final de la construcción, en mm.
q'_b	la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m^2). Ver nota 2
B	el ancho de la zapata o losa (en m).
I_c	el índice de compresibilidad, definido en el párrafo 3 de este apartado en función del valor medio de golpeo N_{SPT} del ensayo SPT en una zona de influencia (Z_I) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación, tal y como se indica en la Figura F.4.

con $B = 1 \text{ m} \rightarrow Z_I = 1 \text{ m}$

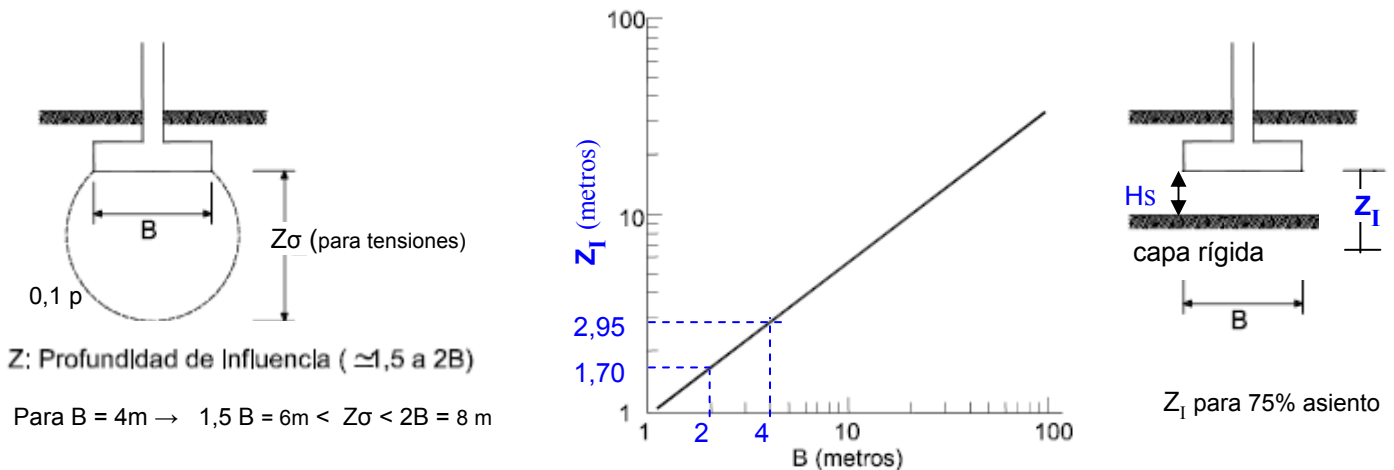


Figura F.4. Zona de influencia Z_I en función del ancho (B) de la cimentación.

f_l es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad H_s , ($H_s < Z_I$), donde Z_I es la profundidad de influencia bajo la zapata, dentro de la cual se produce el 75% del asiento, definida en la Figura F.4, su valor viene dado por:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_I} \left[2 - \frac{H_s}{Z_I} \right]$$

f_l = factor reductor asiento

se cimenta sobre la capa rígida $\rightarrow f_l = 0$

con $H_s = Z_I \rightarrow f_l = 1$

con $H_s = 0,5 Z_I \rightarrow f_l = 0,75$

(F.21)

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

Asientos en suelos granulares II

f_s

un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta ésta rectangular. Su valor viene dado por:

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)^2 \quad \text{para zapata cuadrada } f_s = 1$$

$$L = 2B \rightarrow f_s = 1,23$$

$$L = 3B \rightarrow f_s = 1,33$$
(F.20)

donde

L es el largo de la zapata o losa (en m)

- 2 Cuando el terreno se encuentre sobreconsolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido (σ'_{v0}), el valor de (q'_b) a introducir en la ecuación del asiento será:

$$q'_b - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} < q'_b$$
(F.22)

Nota 2

$$\frac{q'_b}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \geq q'_b$$
(F.23)

- 3 El índice de compresibilidad se podrá obtener de la expresión:

$$I_c = \frac{1,71}{N_{med}^{1,4}}$$
(F.24)

siendo

N_{med} la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia Z_I .

El índice I_c determinado según la expresión (F.24) representa la media obtenida del estudio estadístico de más de 200 casos reales. Los índices aproximados correspondientes a la media $\pm$ una desviación standard son:

$$I_c^+ = \frac{3,0}{N_{med}^{1,4}} \quad \text{Dato del Estudio Geotécnico (tiene que estar previsto)}$$
(F.25)

$$I_c^- = \frac{0,94}{N_{med}^{1,4}}$$
(F.26)

- 4 Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:
- el método no se considera aplicable para valores $N_{SPT} < 7$ debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado no contemplado en este DB;
 - el golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad;
 - en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para $N_{SPT} > 15$:

$$N_{SPT} \text{ (corregido)} = 15 + 0,5(N_{SPT} \text{ (medido)} - 15)$$
(F.27)

Asientos en suelos granulares III

F.1.2.3 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%

- 1 En este tipo de suelos los resultados de los ensayos de penetración pueden estar sujetos a incertidumbres (véase párrafo b del apartado 4.2.3.1), por lo que a los efectos de este DB se recomienda que la estimación de asientos en estos casos se realice siguiendo formulaciones elásticas.

- 2 El módulo de deformación a considerar podrá estimarse mediante ensayos de carga con placas de diámetro superior a 6 veces el diámetro máximo de las partículas del suelo o alternativamente mediante la expresión:

$$E = \frac{G_{\max}}{2} \quad (F.28)$$
 siendo
 $G_{\max}$ el módulo de rigidez tangencial máximo del terreno deducido a partir de ensayos cross-hole o down-hole.

- 3 En aquellos casos en los que la importancia del edificio no justifique la realización de estos ensayos, los cálculos se podrán basar exclusivamente en correlaciones que sean suficientemente conservadoras, véase tabla D.23.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40
Arcillas medias	0,30
Arcillas duras preconsolidadas	0,15
Arenas y suelos granulares	0,30

Asientos en suelos arcillosos

F.1.2.4 Suelos con un contenido de finos superior al 35%

- 1 En arcillas normalmente consolidadas o sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio se llegue a superar la presión de sobreconsolidación, el planteamiento de una cimentación directa requerirá un estudio especializado, no contemplado en este DB.
- 2 En el caso de arcillas sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por el edificio no se llegue a superar la presión de sobreconsolidación y no se produzcan plastificaciones locales, se podrán emplear métodos de estimación de asientos basados en la teoría de la Elasticidad. A efectos prácticos, se considerará que se cumple esta última condición si la resistencia a compresión simple de la arcilla sobreconsolidada es superior a la presión sobre el terreno transmitida por la carga de servicio del edificio.
- 3 Los módulos de deformación del terreno en este caso se podrán obtener mediante:
 - a) ensayos triaxiales especiales de laboratorio con medida local de deformaciones en la probeta de suelo;
 - b) ensayos presiométricos en los que no se tenga en cuenta el nivel de deformaciones inducidas en el terreno por la construcción;
 - c) ensayos cross-hole o down-hole, aplicando a los valores representativos del módulo de rigidez tangencial máximo obtenido en el ensayo (G_{max}) los factores correctores (f_p) que se indican en la tabla F.1 para la estimación del módulo de elasticidad sin drenaje $E_u = f_p G_{max}$. El asiento total en estas circunstancias podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$S_t = 2 S_i \quad (F.29)$$

Tabla F.1. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas a partir de ensayos cross-hole y down-hole.

f_p		
15 < IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
1,2	1,6	1,9

- d) Métodos empíricos bien establecidos, basados en correlaciones que tengan en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje del suelo, su plasticidad, y su grado de sobreconsolidación. A título orientativo podrán utilizarse los módulos de elasticidad indicados en la tabla F.2 para estimar el asiento S_i en estas arcillas.

Tabla F.2. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas.

Rango de sobreconsolidación	E_u/c_u		
	IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
< 3	800	350	150
3 – 5	600	250	100
> 5	300	130	50

Estimación de Asientos GCOC

4.8. ESTIMACIÓN DE MOVIMIENTOS

En muchas ocasiones no será necesario realizar un cálculo específico del asiento o de otros movimientos de las cimentaciones superficiales. Concretamente no será necesario dicho cálculo cuando se den simultáneamente las siguientes circunstancias:

- La comprobación de la seguridad frente al hundimiento se haya realizado por alguno de los procedimientos que se indican en 4.5.1, 4.5.2 ó 4.5.3.
- El área de apoyo de la cimentación sea inferior a 100 m².
- Que no existan en profundidad suelos más blandos (de módulo de deformación menor) que los que controlan la capacidad portante, esto es, los comprendidos en una profundidad igual a 1,5 B^* bajo el plano de cimentación.

Para realizar el cálculo de asientos de los cimientos de pilas, estribos o muros, es preciso disponer previamente los datos relativos a la deformabilidad del terreno.

A estos efectos, el terreno podrá caracterizarse de acuerdo con el modelo elástico lineal, que queda definido por los parámetros E (módulo de elasticidad) y ν (módulo de Poisson). Después podrá procederse como se indica en 4.8.1.

En muchas ocasiones no se dispone de información fehaciente respecto al módulo de Poisson. En tales circunstancias puede admitirse que $\nu = 0,3$ en formaciones arenosas y que $\nu = 0,4$ en suelos arcillosos blandos. En cualquier caso conviene realizar un análisis de sensibilidad a este dato cuando no sea bien conocido.

Para terrenos arcillosos bastante deformables es posible determinar la deformabilidad mediante ensayos edométricos. En estos casos la deformabilidad de cada tipo de terreno, que previamente se haya diferenciado, queda definida por los cuatro parámetros siguientes:

- e_o = Índice de poros inicial.
- C_c = Índice de compresión.
- C_s = Índice de entumecimiento (o hinchamiento).
- p_c = Presión de preconsolidación.

Con estos datos podrán calcularse asientos, tal como se indica en 4.8.2.

En general, se caracterizará la deformabilidad del terreno por uno u otro procedimiento (modelo elástico o modelo edométrico). Pero existirán situaciones en las que será necesario considerar simultáneamente ambos modelos. Son las soluciones «mixtas» que se describen en 4.8.3.

Finalmente, en 4.8.4 se indican procedimientos de cálculo basados directamente en resultados de ensayos de campo, que se consideran de aplicación fundamentalmente para terrenos granulares.

4.8.1. CALCULOS CON EL MODELO ELÁSTICO

El cálculo de asientos con el modelo elástico debe realizarse con la ayuda de la hipótesis de cálculo siguiente: la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno; es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Las fórmulas analíticas que permiten el cálculo de los movimientos de la cimentación son las que se incluyen en las figuras 4.10 y 4.11. Dichas fórmulas están pensadas para terrenos homogéneos por lo que su uso en caso de terrenos heterogéneos puede hacerse después de calcular el valor medio equivalente del módulo de elasticidad.

El valor del módulo de elasticidad equivalente puede determinarse con:

$$E = \frac{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad medio equivalente.

E_i = Módulo de elasticidad del estrato i .

h_i = Espesor del estrato i .

$\Delta\sigma_i$ = Incremento de la presión vertical total, en el centro del estrato i , en la vertical del centro de la cimentación, creado por la carga aplicada sobre la misma.

Para estimar los valores de $\Delta\sigma_i$ a utilizar en la expresión anterior, se debe utilizar la solución de la teoría de la elasticidad correspondiente, que puede encontrarse en buen número de textos técnicos⁸.

En general y a efectos de realizar la ponderación que se menciona, se cree suficientemente precisa la aplicación de la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma = p \cdot (1 - \cos^3 \alpha)$$

Donde:

p = Presión media transmitida por la cimentación.

α = $\arctg(a/z)$, expresado en radianes.

a = Radio de la cimentación circular equivalente, $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$

A = Área de apoyo de la cimentación.

z = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimiento.

Para aquellos casos en los que la cimentación sea muy alargada (relaciones $L/B \geq 10$), se puede utilizar la expresión aproximada siguiente:

$$\Delta\sigma = p \cdot \frac{2\varepsilon + \sin 2\varepsilon}{\pi}$$

Donde:

p = Presión media transmitida por la cimentación.

ε = $\arctg(B/2z)$, expresado en radianes.

B = Ancho de la zona cargada.

z = Profundidad del punto en cuestión, bajo el plano de apoyo del cimiento.

$$v = \frac{\sum v_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

⁸ Véase: JIMÉNEZ SALAS, J. A. y otros (1976): *Geotecnia y Cimientos II*, Editorial Rueda, Madrid, capítulo 3: «El sólido elástico».

Cimentación flexible rectangular y circular

Cuando el terreno se encuentre saturado y su consolidación requiera cierto tiempo, el movimiento calculado no se producirá de forma instantánea, sino después de transcurrido el plazo de consolidación. El movimiento instantáneo puede calcularse mediante las mismas expresiones ya indicadas pero utilizando los siguientes valores de los parámetros elásticos:

$$v_{\text{corto plazo}} = 0,5 \qquad E_{\text{corto plazo}} = E \frac{1,5}{1 + v}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del terreno a «largo plazo».

v = Módulo de Poisson del terreno a «largo plazo».

$$v_{\text{ARCILLA}} = 0,3 \qquad v_{\text{ARENA}} = 0,4$$

Debe advertirse que en todos los terrenos existen deformaciones de fluencia (o consolidación secundaria) que ocurren lentamente. A falta de cálculos específicos se deberá suponer que los movimientos calculados pueden aumentar, por este motivo, un 20% durante la vida útil de la cimentación⁹.

Cuando el cálculo de asientos resulte crítico se recomienda el uso de modelos de cálculo numérico adecuados cuya descripción sale del alcance de esta Guía.

CIMENTACIONES FLEXIBLES (ver tabla de Steinbrenner)

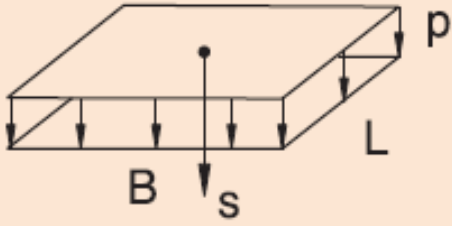
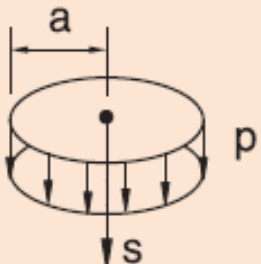
Área rectangular Asiento bajo el centro		$s = \frac{2}{\pi} R \frac{p(1 - v^2)}{E}$ Donde: $R = B \operatorname{argsh}\left(\frac{L}{B}\right) + L \operatorname{argsh}\left(\frac{B}{L}\right)$ NOTA: argsh, es la función argumento del seno hiperbólico.
Área circular Asiento bajo el centro		$s = 2 \frac{p a(1 - v^2)}{E}$

FIGURA 4.10. FÓRMULAS MÁS USADAS PARA EL CÁLCULO DE ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES FLEXIBLES

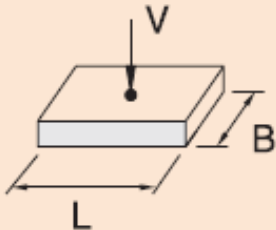
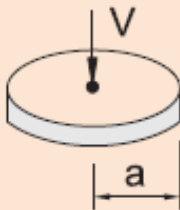
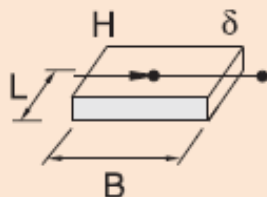
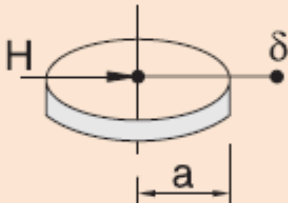
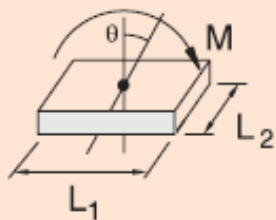
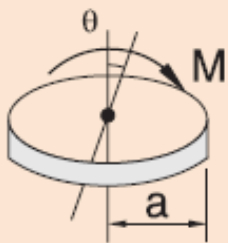
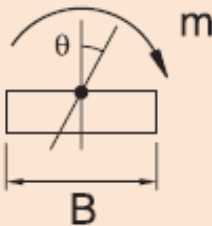
Seno hiperbólico de x : $\sinh(x) = \frac{e^x - e^{-x}}{2}$

Su función inversa, argumento seno hiperbólico de x : $\operatorname{argsh}(x) = \ln\left(x + \sqrt{x^2 + 1}\right)$

Donde $x = B / L$ ó bien $x = L / B$

⁹ Salvo que el método de cálculo en cuestión, utilizado en el caso concreto de que se trate, ya incluya expresamente las deformaciones del terreno a largo plazo, lo que no suele ser habitual en planteamientos de tipo elástico.

Cimentación rígida (tabla tomada GCOC)

Área rectangular Asiento		$s = \frac{V(1 - \nu^2)}{1,25 E \sqrt{BL}}$ $L/B \leq 5$
Área circular Asiento bajo el centro		$s = \frac{V(1 - \nu^2)}{2 a E}$
Área rectangular Desplazamiento horizontal		$\delta = \frac{H}{E \sqrt{BL}}$
Área circular Desplazamiento horizontal		$\delta = \frac{(1 + \nu)(7 - 8\nu)H}{16(1 - \nu)Ea}$
Área rectangular Giro		$\theta = \frac{4(1 - \nu^2)}{EL_1^2 \cdot L_2} \cdot M$
Área circular Giro		$\theta = \frac{3}{4} \frac{(1 - \nu^2)}{Ea^3} \cdot M$
Zapata corrida Giro		$\theta = \frac{16(1 - \nu^2)}{\pi E B^2} \cdot m$ donde $m = M/L$

Los valores indicados son aproximados ($\pm 10\%$ de aproximación).

Tomás Cabrera (E.U.A.T.M.)

4.8.2. CÁLCULOS CON EL MODELO EDMÉTRICO (SUELOS ARCILLOSOS)

Este tipo de cálculos será especialmente indicado cuando la causa de la deformación sea la presencia de suelos arcillosos blandos bajo la cimentación. Esto puede ocurrir en las cimentaciones de los terraplenes o en los pasos inferiores y más difícilmente en las cimentaciones de las pilas de los puentes o en los muros de contención.

4.8.2.1. Asiento a largo plazo

El cálculo del asiento edométrico puede realizarse en una vertical, que normalmente será la correspondiente al centro del área de apoyo.

El cálculo se realizará por niveles horizontales cuyo espesor, L_i , conviene limitar. En términos generales no se cree necesario considerar más de diez niveles diferentes.

Para cada nivel se determinarán σ'_o y σ'_f , que son las presiones verticales efectivas en el centro del nivel en cuestión antes de aplicar la carga, σ'_o , y a largo plazo, después de aplicada, σ'_f .

La deformación unitaria (o acortamiento) en el centro de cada uno de esos niveles viene dado por alguna de las tres expresiones siguientes:

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_o \geq p_c$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_s \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_f \leq p_c$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_s \log_{10} \left(\frac{p_c}{\sigma'_o} \right) + C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{p_c} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_o < p_c < \sigma'_f$$

Donde:

ε_i = Deformación o acortamiento unitario en el centro del estrato i .

e = Índice de poros.

e_0 = Índice de poros del terreno en la situación inicial (antes de la aplicación de la carga).

C_c = Índice de compresión (se obtiene del ensayo edométrico —véase figura 4.12—).

C_s = Índice de hinchamiento, o entumecimiento (se obtiene del ensayo edométrico —véase figura 4.12—).

σ' = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado.

σ'_o = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado antes de la aplicación de la carga.

σ'_f = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado después de la aplicación de la carga.

p_c = Presión de preconsolidación (véase definición en el apartado 1.2).

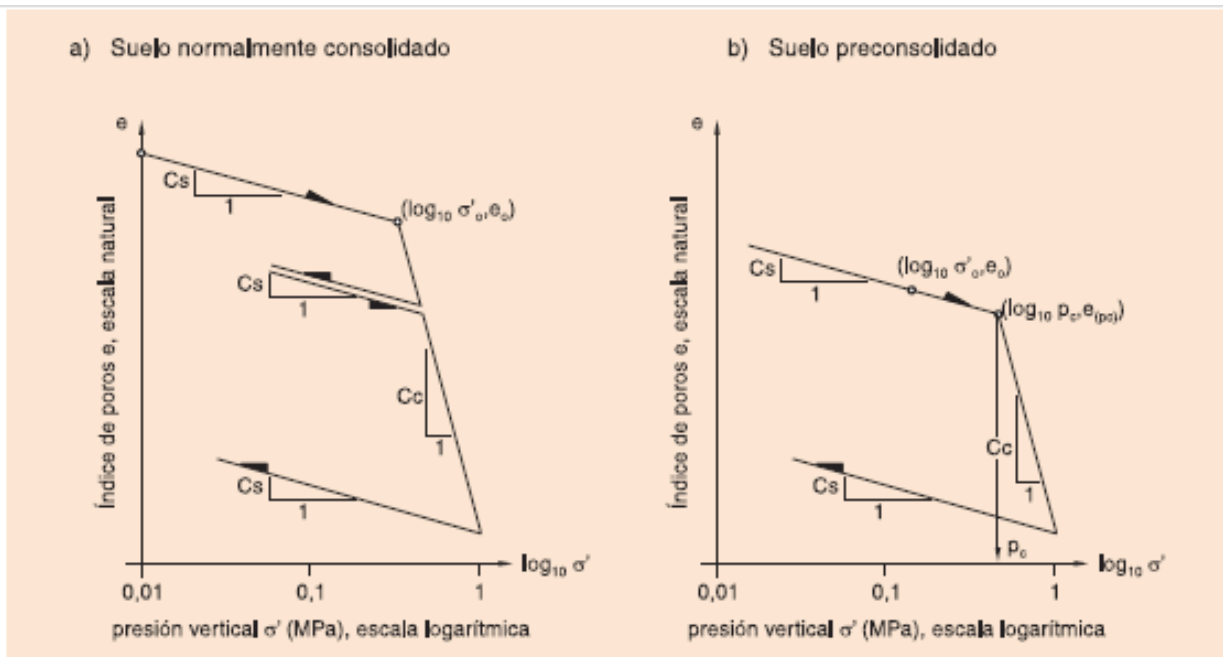


FIGURA 4.12. ENSAYO EDOMÉTRICO. PARÁMETROS BÁSICOS DE CÁLCULO

Calculado el acortamiento unitario de cada capa, el asiento buscado es:

$$s = \alpha \sum \varepsilon_i L_i$$

Donde:

L_i = Espesor del estrato i .

α = Coeficiente adimensional que trata de considerar la mayor deformabilidad que existe en el terreno por la posibilidad de expansión lateral y que no se produce en el ensayo edométrico.

El parámetro α puede estimarse en primera aproximación mediante la ecuación:

$$\alpha = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B} \leq 1,5$$

Donde:

H = Profundidad de la zona compresible bajo el plano del cimiento.

B = Ancho (o dimensión menor) del área cargada.

4.8.2.2. Asientos a corto plazo

El asiento calculado según se indica en el apartado precedente corresponde al final del proceso de consolidación primaria.

Para configuraciones geométricas que puedan asimilarse a la condición edométrica unidimensional (cargas de amplia extensión superficial sobre estratos de arcilla de poco espesor) el asiento instantáneo se puede considerar nulo.

En problemas de consolidación no unidimensional, que ocurren cuando los espesores de arcilla compresible son importantes comparados con las dimensiones en planta del área cargada, se produce, de forma simultánea con la aplicación de las cargas, un asiento inicial o instantáneo que debe calcularse.

Cuando el problema del asiento instantáneo en cuestión no sea crítico, éste puede calcularse mediante el modelo elástico, utilizando como parámetros:

$$E_{\text{corto plazo}} = M \cdot s_u$$

$$v_{\text{corto plazo}} = 0,5$$

Donde:

s_u = Resistencia al corte sin drenaje del terreno.

M = Constante de proporcionalidad que habrá que determinar específicamente en cada caso concreto. Su valor está comprendido normalmente entre 100 y 200, pero, en ocasiones, puede quedar fuera de dicho rango.

4.8.2.3. Tiempo de consolidación

El tiempo de consolidación de un estrato de suelo impermeable saturado puede estimarse en primera aproximación mediante la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi-Fröhlich¹⁰, aplicable a problemas, en suelos sin deformación lateral.

Esta teoría supone que el estrato de arcilla está drenado al menos por una superficie plana.

Para aplicar esta teoría es preciso definir el grado de consolidación medio U , que mide de forma adimensional y en términos de asiento, el avance del proceso de asentamiento¹¹.

La definición matemática de U es la siguiente:

$$U = \frac{s - s_o}{s_f - s_o}$$

Donde:

U = Grado de consolidación medio.

s_f = Asiento al final de la consolidación.

s_o = Asiento instantáneo. En problemas de consolidación claramente unidimensional, $s_o = 0$.

s = Asiento cuando el grado de consolidación medio es U .

El tiempo que tarda en alcanzarse el grado de consolidación medio U viene dado por la expresión:

$$t = T_v \cdot \frac{H_c^2}{C_v}$$

Donde:

t = Tiempo que tarda en alcanzarse el grado de consolidación U .

H_c = Distancia máxima de un punto del estrato al plano de drenaje más próximo. En estratos drenados por una sola cara, H_c coincide con el espesor del estrato. En estratos drenados por las caras superior e inferior, H_c es igual a la mitad del espesor del estrato. En estratos con varios planos de drenaje intercalados, se deben considerar varios estratos independientes o utilizar como valor de H_c la mitad de la separación máxima entre dos planos de drenaje consecutivos.

¹⁰ Véase: JIMÉNEZ SALAS, J. A. y otros (1975): *Geotecnia y cimientos I*, Editorial Rueda, Madrid, capítulo 6: «Compresibilidad e hinchamiento de los suelos sin deformación lateral».

¹¹ En los casos en que además de la consolidación unidimensional —vertical— (suelos sin deformación lateral), deba considerarse la radial —horizontal— (véase epígrafe 7.2.2), el coeficiente U , suele denominarse U_v .

C_v = Coeficiente de consolidación. Es una característica de la arcilla relacionada con su módulo edométrico, E_m , y su permeabilidad k mediante la relación siguiente:

$$C_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w}$$

siendo γ_w el peso específico del agua.

T_v = Factor adimensional. La función $T_v = f(U)$ puede aproximarse mediante las expresiones siguientes:

$$T_v = f(U) = \frac{\pi U^2}{4} \quad \text{para } U \leq 0,6.$$

$$T_v = f(U) = -0,405 \ln [1,233 (1 - U)] \quad \text{para } U \geq 0,6.$$

O bien recogerse de la tabla 4.10.

TABLA 4.10. VALORES DE T_v EN FUNCIÓN DEL GRADO DE CONSOLIDACIÓN U

U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	55	0,238
5	0,0017	60	0,286
10	0,0077	65	0,342
15	0,0177	70	0,403
20	0,0314	75	0,477
25	0,0491	80	0,567
30	0,0707	85	0,684
35	0,0962	90	0,848
40	0,126	95	1,129
45	0,159	99	1,780
50	0,196	100	∞

Lo relativo a los asientos de fluencia (también llamados de consolidación secundaria) que se indica en 4.8.1, puede considerarse también aplicable a este caso.

4.8.3. CÁLCULOS CON AMBOS MODELOS

Es posible que bajo una misma cimentación coexistan terrenos que hayan sido caracterizados por diferentes procedimientos (modelo elástico en unos, y modelo edométrico en otros). En estas circunstancias se recomienda convertir los datos edométricos en datos del modelo elástico equivalente.

Un determinado nivel, donde el modelo edométrico haya quedado definido, permitirá el cálculo del acortamiento ε_i correspondiente según se indica en el epígrafe precedente. A partir del valor ε_i , se puede obtener el módulo de elasticidad E_i equivalente, mediante la expresión:

$$E_i = \frac{\Delta\sigma_i}{\varepsilon_i} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

El valor del módulo de Poisson ν , a utilizar, puede obtenerse según se indica en el apartado 4.8.

Tras efectuar la conversión anterior, se podrá seguir el procedimiento indicado en el epígrafe 4.8.1.

4.8.4. CÁLCULO BASADO EN ENSAYOS DE CAMPO (TERRENOS GRANULARES)

El análisis de algunos cientos de casos de cimentaciones de diverso tipo sobre arenas, iniciado por Burland y Burbidge¹², permite recomendar la siguiente expresión para el cálculo de asientos en terrenos granulares:

$$s_c = z \cdot \frac{1,7}{N^{1,4}} \cdot \left(\frac{1,25 L^*}{L^* + 0,25 B^*} \right)^2 \cdot \frac{p}{p_o} \cdot f_s$$

Donde:

- s_c = Asiento bajo el centro del área cargada después de aplicar la carga p .
- z = Profundidad de referencia, calculada como se indica a continuación.
- L^* , B^* = Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente (véase epígrafe 4.3.5).
- N = Valor promedio del índice N del ensayo SPT calculado como se indica a continuación.
- p = Presión de cálculo, determinada como se indica a continuación.
- p_o = Presión de referencia. Se tomará igual a 1 MPa.
- f_s = Factor de minoración por espesor de la capa de arena.

- La profundidad de referencia a emplear en la fórmula, z , se calculará con la expresión:

$$z = L_o \left(\frac{B^*}{L_o} \right)^{0,75}$$

Donde:

L_o = Longitud de referencia que se tomará igual a 1 m, ($L_o = 1$ m).

- El valor de N a utilizar se determinará del siguiente modo:
 - No se aplicará la corrección por efecto de la sobrecarga de tierras reflejada en la tabla 4.2.
 - Si existiera información acerca del porcentaje de energía de golpeo con que se ha efectuado el ensayo, éstos se transformarán a energía estándar del 60%. En caso contrario no se efectuarán correcciones por dicho motivo¹³.
 - Si en lugar de en arenas, el ensayo se desarrolla sobre gravas, se mayorarán los resultados de los golpes obtenidos en un 25%.

$$N^{gravas} = 1,25N$$

- Una vez efectuadas las correcciones recién referidas, se tomará la media de los valores del índice N del ensayo SPT comprendidos entre el plano de cimentación y la profundidad de referencia, z , calculada con anterioridad.
- Como presión de cálculo p se adoptará el siguiente valor:

$$p = p_v - \frac{2}{3} p_c \quad \text{cuando } p_v \geq p_c$$

$$p = \frac{1}{3} p_v \quad \text{cuando } p_v \leq p_c$$

¹² BURLAND, J. B. y BURBIDGE, M. C. (1985): *Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, Proc. Inst. CE. Part 1.78, pp. 1325-1381.

¹³ Véase párrafo alusivo a este aspecto concreto, dentro del epígrafe 4.5.2.1.

Donde:

p_v = Presión vertical media que se define en el epígrafe 4.3.6.

p_c = Presión de preconsolidación al nivel del plano de apoyo, que hubiera podido determinarse. Se supondrá $p_c = 0$ en cimentaciones superficiales sobre terrenos normalmente consolidados.

- f_s = Factor que tiene en cuenta el espesor de la capa de arena considerada en el cálculo, y que tiene por objeto minorar el valor del asiento obtenido con el cálculo, cuando exista un estrato rígido e indeformable por encima de la profundidad de referencia, z , calculada previamente.

Alcanza los siguientes valores:

- Si $z \leq H_s$ $f_s = 1$
- Si $z > H_s$ $f_s = \frac{H_s}{z} \left(2 - \frac{H_s}{z} \right)$

Donde:

z = Profundidad de referencia determinada según se especifica en este epígrafe.

H_s = Espesor de la capa granular bajo el plano de cimentación a partir del cual puede suponerse que el terreno es rígido e indeformable.

En todo caso debe hacerse la misma consideración relativa a los asientos diferidos que se indica en 4.8.1.

Para suelos arenosos que hayan sido reconocidos mediante ensayos de penetración estática, es posible aplicar el método recién descrito, siempre que previamente se utilice una correlación suficientemente contrastada entre el resultado de estos ensayos, q_c y el valor del índice N del ensayo SPT.

4.8.5. MOVIMIENTOS ADMISIBLES

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología. Por dicho motivo, este aspecto se considera en la Parte 6, al tratar de las distintas obras de cimentación que suelen presentarse con mayor frecuencia en obras de carretera.

En general, para estructuras convencionales de hormigón y/o acero, se suelen recomendar ciertos límites. Son de amplio uso los siguientes valores:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = $L/200$ a $L/500$ dependiendo de la rigidez de la estructura (L = distancia entre apoyos).
- Inclinaciones máximas: entre $\theta = 1/1000$ y $6/1000$.

Estos datos son sólo orientativos y deben especificarse en cada Proyecto concreto.

4.8.5.1. Precisión del cálculo de los asientos

Los cálculos de asientos, realizados con los procedimientos descritos en este apartado 4.8, serán siempre imprecisos.

Generalmente habrá que suponer que el asiento real puede estar comprendido entre la mitad y el doble del calculado.

Sólo en algunas circunstancias (fundamentalmente mediante la experiencia local) se puede acotar mejor el valor del asiento. En aquellos casos en los que se requiera mayor precisión en la estimación de asientos deberá recurrirse a la realización de ensayos de carga «in situ».