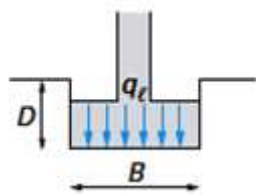


1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

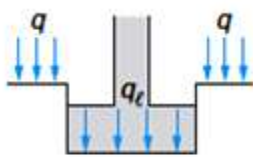
En 1943 Terzaghi a proposé une formule pour l'estimation de la pression limite ou capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale et centrée. La formule de Terzaghi est basée sur le principe de la superposition de trois hypothèses ;

- le sol est supposé non cohérent non chargé :



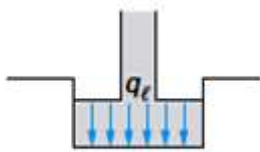
$$\left. \begin{array}{l} c = 0 \\ \gamma_1 = 0 \\ \gamma_2 \neq 0 \\ q = 0 \\ \gamma_1 \cdot D = 0 \end{array} \right\} \rightarrow q_l = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

- le sol est supposé non cohérent et chargé :



$$\left. \begin{array}{l} c = 0 \\ \gamma_1 \neq 0 \\ \gamma_2 = 0 \\ q \neq 0 \\ \gamma_1 \cdot D \neq 0 \end{array} \right\} \rightarrow q_l = (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q$$

- le sol est supposé cohérent :



$$\left. \begin{array}{l} c \neq 0 \\ \gamma_1 = 0 \\ \gamma_2 = 0 \\ q = 0 \\ \gamma_1 \cdot D = 0 \end{array} \right\} \rightarrow q_l = c N_c$$

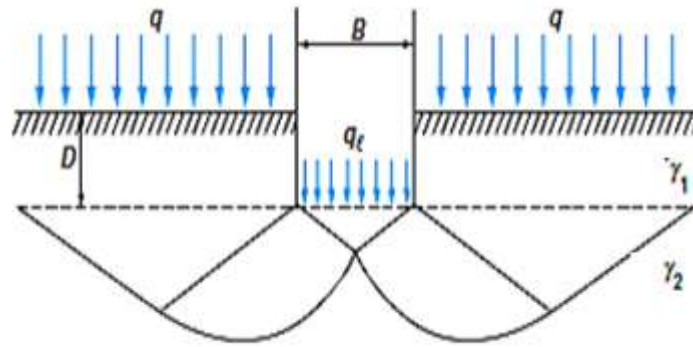


Figure 1. Capacité portante selon la méthode de superposition de Terzaghi

La formule de Terzaghi résultante est la suivante :

$$q_t = cN_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

Avec :

- C : est la cohésion
- B : est la largeur de la fondation
- γ_1 : est le poids volumique du sol situé au-dessus du niveau inférieur de la semelle.
- D : l'ancrage de la fondation.
- N_c, N_q, N_γ : sont les termes de cohésion, de la surcharge (profondeur) et de poids des terres, respectivement. Ces facteurs sont liés uniquement de l'angle de frottement du sol. Ils peuvent calculés avec les formules suivantes :

$$N_q = \left[e^{(\pi \tan \varphi)} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right] ;$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} ;$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Les coefficients de portance sont donnés également dans le tableau ci-après :

ϕ	Nq	Ng	Nc
0	1.00	0.00	5.14
1	1.09	0.00	5.38
2	1.20	0.01	5.63
3	1.31	0.03	5.90
4	1.43	0.06	6.19
5	1.57	0.10	6.49
6	1.72	0.15	6.81
7	1.88	0.22	7.16
8	2.06	0.30	7.53
9	2.25	0.40	7.92
10	2.47	0.52	8.34
11	2.71	0.66	8.80
12	2.97	0.84	9.28
13	3.26	1.05	9.81
14	3.59	1.29	10.37
15	3.94	1.58	10.98
16	4.34	1.91	11.63
17	4.77	2.31	12.34
18	5.26	2.77	13.10
19	5.80	3.30	13.93
20	6.40	3.93	14.83
21	7.07	4.66	15.81
22	7.82	5.51	16.88
23	8.66	6.50	18.05
24	9.60	7.66	19.32
25	10.66	9.01	20.72

ϕ	Nq	Ng	Nc
26	11.85	10.59	22.25
27	13.20	12.43	23.94
28	14.72	14.59	25.80
29	16.44	17.12	27.86
30	18.40	20.09	30.14
31	20.63	23.59	32.67
32	23.18	27.72	35.49
33	26.09	32.59	38.64
34	29.44	38.37	42.16
35	33.30	45.23	46.12
36	37.75	53.40	50.59
37	42.92	63.18	55.63
38	48.93	74.90	61.35
39	55.96	89.01	67.87
40	64.20	106.05	75.31
41	73.90	126.74	83.86
42	85.37	151.94	93.71
43	99.01	182.80	105.11
44	115.31	220.77	118.37
45	134.87	267.75	133.87
46	158.50	326.20	152.10
47	187.21	399.36	173.64
48	222.30	491.56	199.26
49	265.50	608.54	229.92
50	319.06	758.09	266.88

Tableau 1. Autres formule de N_γ

Formule	Auteur
$N_\gamma = (N_q - 1)tg(1,4\phi)$	Meyerhof (1963)
$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)tg\phi$	Hansen (1970)
$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\phi$	Vesic (1973)

➤ Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols pulvérulents et les sols cohérents sont des calculs en conditions drainées (en contraintes effectives). Les paramètres de résistance drainés sont $c=c'$ et $\varphi=\varphi'$. Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = c'N_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 : sont les poids volumiques effectifs.

Remarque : Il y lieu de noter que la position de la nappe par rapport à la base de fondation et la surface libre du sol affecte la contrainte limite par l'effet de l'eau (poussée d'Archimède).

En effet, on peut distinguer trois cas :

1. Si les sols correspondants sont immergés (nappe coïncide avec la surface libre du sol) : la contrainte limite est calculée avec la formule précédente, c'est à dire :

$$q_l = c'N_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

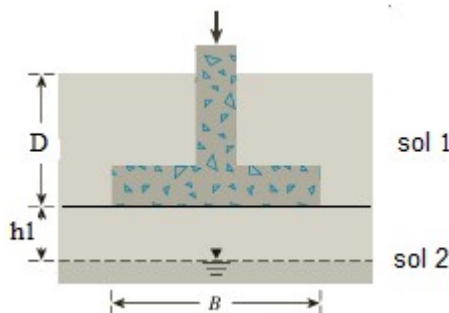
avec : $\gamma'_1 = (\gamma_1 - \gamma_w)$ et $\gamma'_2 = (\gamma_2 - \gamma_w)$

2. Si la nappe se situe à grande profondeur ($h_1 > B$), ou simplement les sols sont à l'état sec : on place dans la formule les poids volumiques totaux :

$$q_l = c'N_c + [q + \gamma_1 D] \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

3. Si la nappe est très proche ($h_1 < B$) : Dans ce cas le poids volumique en troisième terme de l'équation de Terzaghi γ_2 est calculé comme suit :

$$\gamma_2 = \frac{1}{B} [\gamma_2 h_1 + \gamma'_2 (B - h_1)]$$



➤ **Calcul en conditions non drainées**

Lorsque le sol est fin, cohérent et saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u . On prend : $c = c_u$ et $\phi = \phi_u = 0$

La contrainte est calculée par la formule suivante :

$$\begin{cases} q_l = (\pi + 2)c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation lisse} \\ q_l = 5,71 c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation rugueuse} \end{cases}$$

1.1.1. Prise en compte de la forme de fondation –Charge verticale et centrée

La relation de la pression limite est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs s_γ , s_c et s_q pour tenir compte de la forme de fondation

-en condition drainées : $q_l = c' N_c s_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma s_\gamma$

-en conditions non drainées : $q_l = 5.14 c_u s_c + q + \gamma_1 D$

Les coefficients de forme (selon le projet d'Eurocode 7) sont groupés dans le tableau ci-après :

Tableau 2. . Coefficients de forme (adoptées par l'Eurocode)

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
Fondations	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L)=1	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L)=1
s_γ	-	-	$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi'$	$1 + \sin \phi'$

1.1.2. Prise en compte de l'inclinaison de la charge

La méthode la plus simple pour tenir l'effet de l'inclinaison de la charge est celle de Meyerhof.

Elle consiste d'introduire les coefficients i_γ , i_c et i_q dans la formule générale, d'où :

-en condition drainées : $q_l = c' N_c s_c i_c + (q + \gamma_1 D) \cdot N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma s_\gamma i_\gamma$

-en conditions non drainées : $q_l = 5.14 c_u s_c i_c + q + \gamma_1 D$

avec :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 ;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2$$

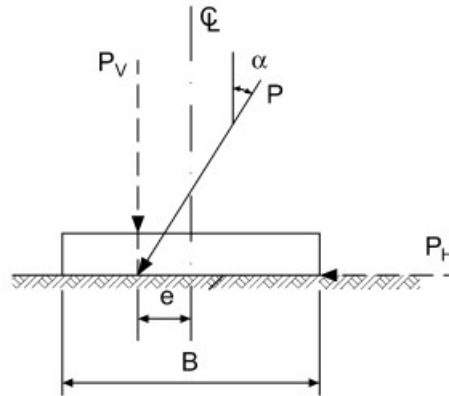
Tableau 3. Coefficients de l'effet de l'inclinaison de la charge (Eurocode)

Conditions de drainage	i_c	i_q	i_γ
non drainées	$\frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{H}{A' c_u}}\right)$	-	-
drainées (*)	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$	$\left[1 - \frac{H}{V + A' c' \cdot \cot \varphi'}\right]^m$	$i_q^{\left(\frac{m+1}{m}\right)}$

- V= La charge verticale appliquée sur la fondation
- H= la charge horizontale (ou composante horizontale de la charge) appliquée sur la fondation.
- A'= surface effective ou section réduite de la fondation

$$(*) \quad \begin{cases} m = m_b = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } B' \\ m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } L' \end{cases}$$

Remarque : Il existe autre méthode répandue pour traiter le cas d'une charge inclinée. Elle consiste d'abord à déterminer les composantes horizontale et verticale de la force P_H , P_V (Fig.9). Ensuite, on déduit l'excentricité globale, en tenant compte des moments, puis on considère le cas d'une fondation avec largeur effective ($B' = B - 2e$) supportant une charge centrée et inclinée par un angle α par rapport à la verticale.



1.1.3. Prise en compte de l'excentrement de la charge

Pour les structures soumises à des forces horizontales, comme les murs de soutènement sous la poussée des terres et les bâtiments sollicités par des charges horizontales dues au vent, il existe des moments de rotation agissant sur les structures (Figure). Ces moments peuvent engendrer une distribution non uniforme sous la base de la fondation. D'une façon similaire, une fondation soumise à une charge excentrée, dans un sens, est équivalente à une fondation chargée par une charge centrée plus un moment de rotation.

Pour résoudre le problème, nous utilisons le concept de la section effective de la semelle (de largeur et longueur effectives L' et B' , respectivement).

L'idée consiste à utiliser une section réduite de centre de gravité coïncide avec le point d'application de la charge, tel que la longueur effective égale à $L' = L - 2e_L$ et la largeur effective égale à $B' = B - 2e_B$

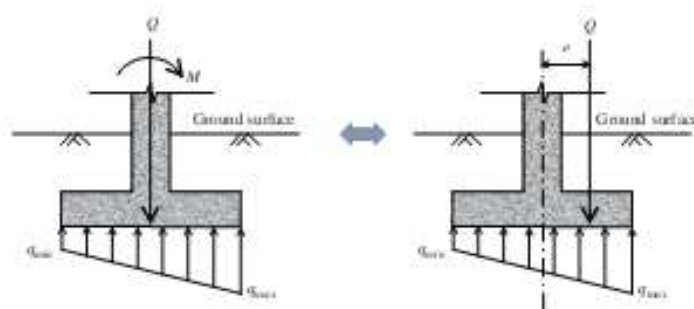
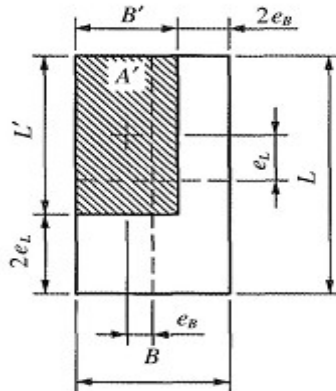
Dans le cas d'une semelle filante de largeur B , soumise à une charge linéaire excentrée suivant B , On remplace dans la formule générale de la contrainte limite B par B' .

- Selon l'Eurocode on doit considérer le poids de la fondation lors de calcul de l'excentricité globale de la charge appliquée :

$$e = \frac{M}{Q} = \frac{P \cdot e}{P + W}$$

Avec : P intensité de la charge appliquée, W poids propre de la semelle et e excentricité de la force P

- Lorsque $e > \frac{B}{6}$, σ_{min} devient négative, cela signifie que des contraintes de traction se développent dans le sol. Pour corriger ce problème, il faut toujours vérifier que $e < \frac{B}{6}$



$$\sigma_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

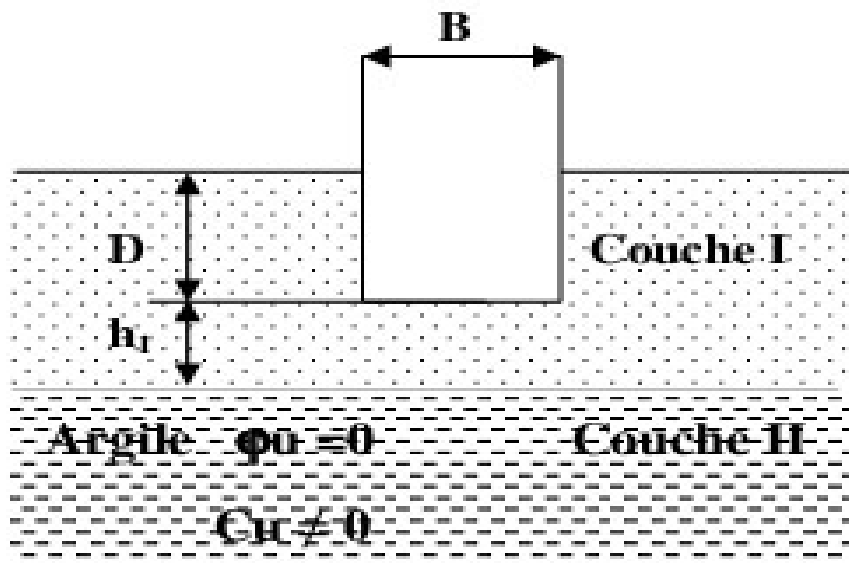
Pour vérifier le principe de la capacité portante et au même temps éviter l'apparition de zones sollicitées en traction. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{max} < q_{adm} \\ \sigma_{min} \geq 0 \end{cases}$$

1.1.4. Fondations sur sols stratifiés :

Toute la théorie de la capacité portante a été établie pour une fondation reposant sur un milieu homogène tout au moins jusqu'à une profondeur suffisante. Or, il est bien rare dans la nature, les massifs de sols soient homogènes.

Actuellement, il n'existe pas une méthode théorique et simple pour déterminer la capacité portante de sols stratifiés. Les ingénieurs du Génie Civil peuvent utiliser des outils numériques comme la méthode des éléments finis. Lorsque les propriétés varient d'une façon aléatoire, il est impossible de donner des règles plus précises et dans ce cas l'expérience de l'ingénieur joue un rôle important. Il est, toutefois, un cas qui convient d'examiner avec attention, c'est celui la présence d'une couche relativement de faible résistance (exemple : présence d'une couche d'argile très compressible au sein d'un massif de graviers et de sable de bonne qualité). La figure ci-après illustre cette configuration :



Cheng Y. a proposé des solutions pour résoudre ce genre de problèmes comme suit :

- ❖ Cas 1 : Si $\frac{h_1}{B} < 1,5$: La semelle poinçonne la couche I, on suppose qu'elle repose directement sur la couche II. La contrainte limite peut être estimée par la formule :

$$q_l = \gamma_1 D + \frac{(2 + \pi)c_u}{1 - 0.3 \frac{h_1}{B}}$$

- ❖ Cas 2 : Si $\frac{h_1}{B} > 3,5$: Pratiquement l'influence de la couche II est négligeable.

- ❖ Cas 3 : Si $1,5 < \frac{h_1}{B} < 3,5$: Le cas est plus complexe, on passe progressivement du cas (1) au cas (2). En pratique, on pourra utiliser la méthode de la semelle fictive avec une répartition de 2/1. Il faudra vérifier que la stabilité au poinçonnement de la couche II est assurée lorsque celle-ci supporte directement une semelle de largeur « B ' » appliquant une contrainte :

$$q' = q \frac{B}{B'} + \gamma_1 h_1 ;$$

$$\text{avec } B' = B + h_1$$

