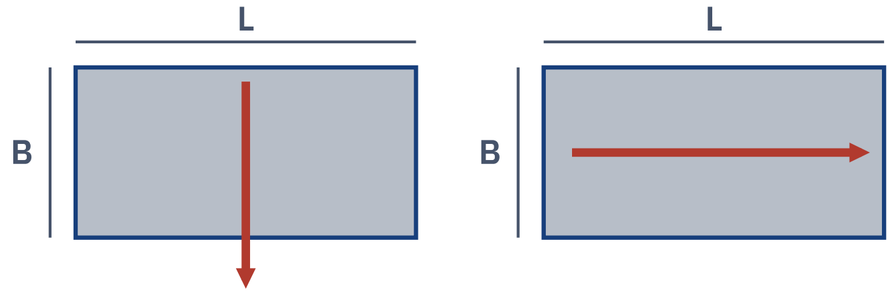
Présentation de cours de géotechnique · Fondations

Équation de capacité portante de Vesic

Cours : les facteurs retenus par Vesic et sa contribution propre : l'exposant d'inclinaison, qui tient compte de la forme de la fondation et de la direction de la charge, l'inclinaison de la base et celle du terrain ; un exemple de calcul pour chaque sujet.

- Exposant d'inclinaison m
- Charge inclinée
- Inclinaison de la base
- Inclinaison du terrain
- Recoupement avec Meyerhof
- Exemples de calcul



Que verrons-nous dans ce cours ?

- Distinguer les coefficients que l'**équation de Vesic** reprend de ceux qui lui sont **propres**
- Calculer l'**exposant m** des facteurs d'inclinaison en fonction du rapport B/L de la fondation et de la direction de la charge
- Déterminer les **facteurs d'inclinaison** avec les charges réelles h et v et vérifier les limites de glissement
- Appliquer les facteurs d'**inclinaison de la base** et d'**inclinaison du terrain** (formes de Vesic) ; les comparer à ceux de Hansen
- Comment traiter la forme non drainée (φ = 0) et les situations de nappe phréatique
- Constater qu'en l'absence d'inclinaison de la charge, de la base et du terrain, l'équation se réduit à l'**équation générale de Meyerhof**

DÉROULÉ DU COURS

Chaque thème est traité en **trois étapes** :

1 · **Théorie** : quelle est la règle, pourquoi en est-il ainsi ?

2 · **Énoncé** : données et à déterminer

3 · **Solution** : étape par étape, avec les valeurs numériques

Fondation de l'exemple, modèle ouvert par le module : semelle carrée de 1.2 m × 1.2 m dans du sable, D_f = 1 m, nappe phréatique à 0.5 m, c = 0, φ′ = 32°.

Coefficients adoptés et coefficients propres

THÉORIE

L'équation de Vesic a **la même structure** que celle de Hansen : dans chaque terme, un facteur correctif de forme, de profondeur, d'inclinaison de la charge, d'inclinaison de la base et d'inclinaison du terrain :

$$\begin{aligned} q_u = {} & c\, N_c\, F_{cs} F_{cd}\, i_c b_c g_c \\ & + q\, N_q\, F_{qs} F_{qd}\, i_q b_q g_q \\ & + \tfrac{1}{2} \gamma B\, N_\gamma\, F_{\gamma s} F_{\gamma d}\, i_\gamma b_\gamma g_\gamma \end{aligned}$$

Vesic **n'a pas tout redérivé** : il a repris tels quels les facteurs de **forme de De Beer** et de **profondeur de Hansen** ; N_γ est également sa forme fermée : $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$.

Sa propre contribution : les coefficients d'inclinaison de la charge (dont l'exposant dépend de la forme de la fondation et de la direction de la charge) et les coefficients d'inclinaison de la base et du terrain.

En l'absence de pente, d'inclinaison de la base et d'inclinaison du terrain (valeurs par défaut du module), i = b = g = 1 et l'équation est **strictement identique à l'équation générale de Meyerhof**.

ORIGINE DES COEFFICIENTS

Coefficient	Source
N_c, N_q	Prandtl, Reissner
N_γ	Vesic
F_s (figure)	De Beer
F_d (profondeur)	Hansen
i (inclinaison)	**Vesic**
b (inclinaison de la base)	**Vesic**
g (inclinaison du terrain)	**Vesic**

Énoncé

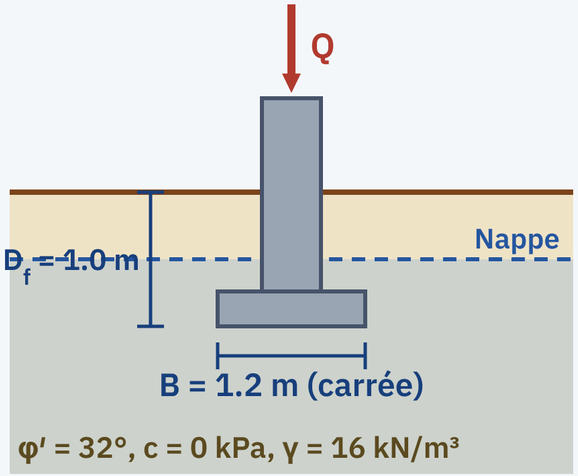
EXEMPLE

Données

Fondation	**carrée, B = L = 1.2 m, profondeur d'encastrement D_f = 1.0 m**
Sol	**sable :** $\varphi' = 32^\circ,\ c = 0$
Poids volumique	$\gamma = 16\ \mathrm{kN/m^3}$ **(au-dessus),** $\gamma_{sat} = 19.5\ \mathrm{kN/m^3}$ **(sous le niveau de la nappe)**
Charge	**verticale, centrée**

À DÉTERMINER

Déterminer les valeurs de N_c, N_q, N_γ, ainsi que de F_{cs}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$ et de F_{qd}, F_{cd}.



Solution

SOLUTION

1 Facteurs de capacité portante (φ′ = 32°, tan 32° = 0.6249)

$$N_q = e^{\pi \tan 32^\circ} \tan^2(61^\circ) = 23.18 \qquad N_c = \frac{23.18 - 1}{0.6249} = 35.49$$

$$N_\gamma = 2(23.18 + 1)(0.6249) = \mathbf{30.21}$$

2 Facteurs de forme (De Beer ; B/L = 1)

$$F_{cs} = 1 + \frac{23.18}{35.49} = \mathbf{1.653} \qquad F_{qs} = 1 + \tan 32^\circ = \mathbf{1.625} \qquad F_{\gamma s} = 1 - 0.4 = \mathbf{0.600}$$

3 Facteurs de profondeur (Hansen ; D_f/B = 1.0/1.2 = 0.833 ≤ 1)

$$F_{qd} = 1 + 2(0.6249)(0.2210)(0.833) = \mathbf{1.230} \qquad F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \varphi} = \mathbf{1.241}$$

Identiques aux coefficients de la présentation de Meyerhof : Vesic ne les a pas modifiés.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Un exposant qui tient compte de la forme de la semelle et de la direction de la charge

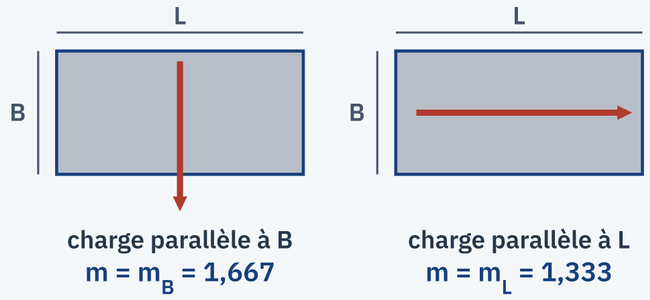
THÉORIE

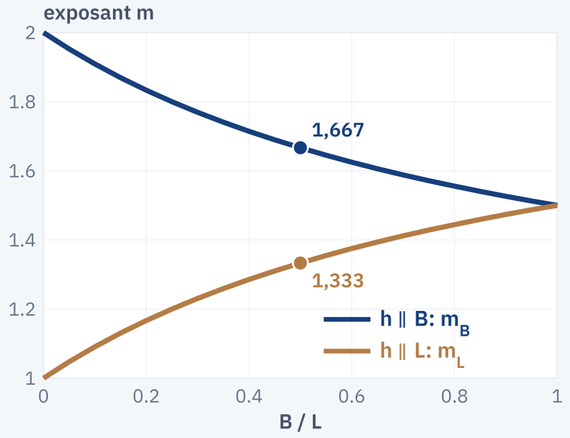
Dans les facteurs d'inclinaison de Meyerhof, l'exposant est constant (2), de même dans ceux de Hansen (5). Celui de Vesic dépend du **rapport B/L** de la semelle et du **bord auquel la charge horizontale est parallèle** :

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (h \parallel B) \qquad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (h \parallel L)$$

Semelle filante (B/L → 0) : **m_B = 2**, **m_L = 1**. Pour une semelle carrée, les deux directions sont identiques : m = 1.5.

Lorsqu'une même semelle rectangulaire est chargée dans deux directions, m diffère : **pour une charge parallèle au petit côté, l'exposant est plus grand** et les coefficients décroissent plus vite. Aucune des autres méthodes de cette section ne fait cette distinction.





Énoncé

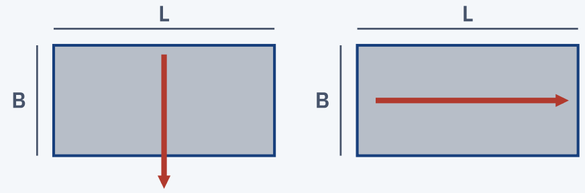
EXEMPLE

Données

Fondations	**(a) carrée 1.2 × 1.2 m · (b) filante · (c) rectangulaire 1.2 × 2.4 m (B/L = 0.5)**
Charge	**composante horizontale parallèle à B et parallèle à L**

À DÉTERMINER

Déterminer la valeur de **m** pour chaque semelle et chaque direction.



charge parallèle à B
$m = m_B = 1{,}667$

charge parallèle à L
$m = m_L = 1{,}333$

Solution

SOLUTION

1 (a) Semelle carrée (B/L = 1) et (b) semelle filante (B/L → 0)

$$(\text{a}):\ m = \frac{2+1}{1+1} = \mathbf{1.500}\ \ (\text{dans deux directions})$$

$$(\text{b}):\ m_B = \frac{2+0}{1+0} = \mathbf{2.000}, \quad m_L = \mathbf{1.000}$$

2 (c) Rectangle 1.2 × 2.4 m (B/L = 0.5 ; L/B = 2)

$$m_B = \frac{2+0.5}{1+0.5} = \mathbf{1.667} \qquad m_L = \frac{2+2}{1+2} = \mathbf{1.333}$$

Pour la même semelle rectangulaire, si la charge est parallèle au petit côté m = 1.667, et si elle est parallèle au grand côté 1.333. Lorsque la charge est dans la direction du petit côté, le coefficient d'inclinaison $(1 - x)^m$ diminue plus vite : cette direction est **plus défavorable**.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Vesic : $(1 - h/(v + c \cot \varphi))^m$

THÉORIE

h = H/A et v = V/A, de la même forme que dans la méthode de Hansen, sont les contraintes du **même cas de charge** (v = q_{app} ; q_{app} est requis lorsque h > 0) :

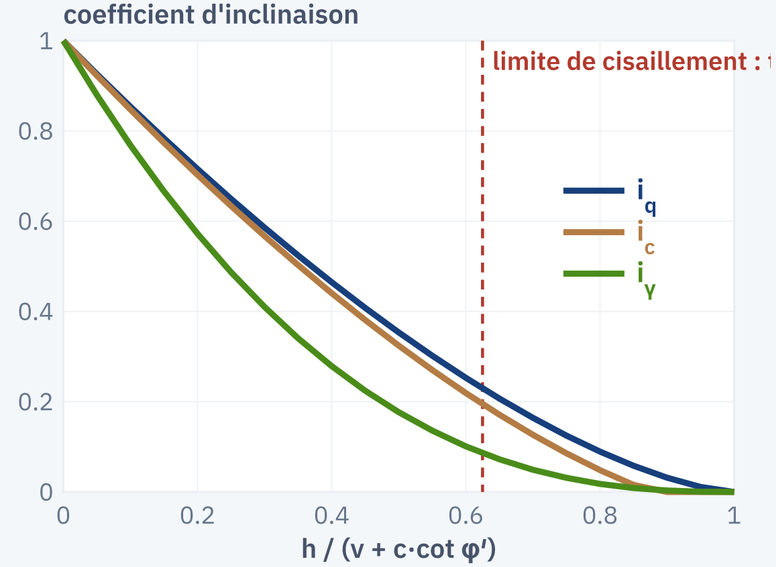
$$i_q = \left(1 - \frac{h}{v + c\cot\varphi}\right)^m \qquad i_\gamma = \left(1 - \frac{h}{v + c\cot\varphi}\right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \; (\geq 0)$$

$$\varphi = 0 : \quad i_c = 1 - \frac{m\,h}{c\,N_c}, \qquad i_q = i_\gamma = 1$$

h > v tan φ + c : la base glisse ; le module avertit (le glissement est en outre vérifié séparément). **h ≥ v + c cot φ** (pour φ = 0, **h ≥ c**) : le module s'arrête.

i_c ne devient pas négatif ; il est maintenu à zéro. Sur le graphique, la limite de glissement est la droite h/(v + c cot φ) = tan φ.



Énoncé

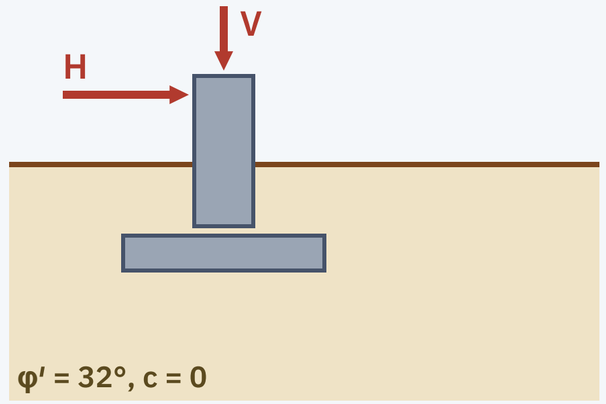
EXEMPLE

Données

Fondation, sol	**carrée 1.2 × 1.2 m,** $\varphi' = 32°,\ c = 0$ **(modèle du module) ;** $N_q = 23.18$
Cas de charge	$v = q_{apply} = 150\ \text{kPa},\ h = 30\ \text{kPa}$ **(ek: 60, 90, 120)**
Direction de la charge	**semelle carrée : m = 1.5**

À DÉTERMINER

Déterminer les coefficients i_q, i_c, i_γ et vérifier la limite de glissement.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Rapport (c = 0 : v + c cot φ = v = 150 kPa)

$$x = \frac{h}{v + c\cot\varphi} = \frac{30}{150} = \mathbf{0.200} \qquad m = 1.5$$

2 Coefficients

$$i_q = (1 - 0.2)^{1.5} = \mathbf{0.716} \qquad i_\gamma = (1 - 0.2)^{2.5} = \mathbf{0.572}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0.716 - \frac{0.284}{22.18} = \mathbf{0.703}$$

3 Limite de glissement

$$v\tan\varphi + c = 150(0.6249) = \mathbf{93.7}\ \text{kPa} \geq h = 30 \ \Rightarrow\ \text{absence de glissement}$$

$$(h \geq v = 150 \text{ il tient si})$$

Solution (2/2)

SOLUTION

h (kPa)	h/(v + c cot φ)	i_c	i_q	i_γ	vérification du glissement
0	0.00	1.000	1.000	1.000	passe
30	0.20	0.703	0.716	0.572	passe
60	0.40	0.441	0.465	0.279	passe
90	0.60	0.219	0.253	0.101	passe
120	0.80	0.048	0.089	0.018	**avertissement : h > 93.7**

h = 30 kPa (20 % de v) réduit le terme en q de **28 %** et le terme de poids propre de **43 %**. L'exposant étant m + 1, le **terme de poids propre est toujours le plus affecté**. Pour c = 5 kPa, on aurait v + c cot φ = 158.0 kPa et i_q = 0.729.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

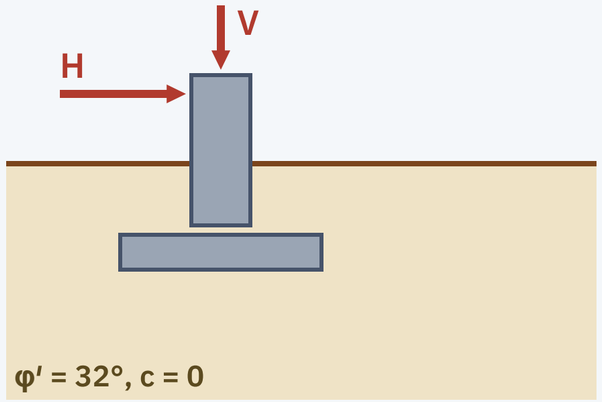
EXEMPLE

Données

Fondation, sol	**carrée 1.2 m,** $\varphi' = 32°,\ c = 0$
Cas de charge	$v = 150\ \mathrm{kPa},\ h = 30\ \mathrm{kPa}$ **: par rapport à la verticale** $\beta = \tan^{-1}(30/150) = 11.31°$

À DÉTERMINER

Déterminer les valeurs de i_q et i_γ par les méthodes de Meyerhof, Hansen et Vesic, puis les comparer.



Solution

SOLUTION

1 Meyerhof (avec l'angle β), Hansen (x = h/v = 0.2) et Vesic (m = 1.5)

$$\text{Meyerhof} : F_{;qi} = \left(1 - \frac{11.31}{90}\right)^2 = \mathbf{0.764}, \quad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{11.31}{32}\right)^2 = \mathbf{0.418}$$

$$\text{Hansen} : i_{;q} = (1 - 0.5x)^5 = \mathbf{0.590}, \quad i_{\gamma} = (1 - 0.7x)^5 = \mathbf{0.470}$$

$$\text{Vesic} : i_{;q} = (1 - 0.2)^{1.5} = \mathbf{0.716}, \quad i_{\gamma} = (1 - 0.2)^{2.5} = \mathbf{0.572}$$

	i_q	i_γ
Meyerhof	0.764	0.418
Hansen	0.590	0.470
Vesic	**0.716**	**0.572**

Chaque facteur doit être utilisé avec le N_γ et les facteurs de forme qui lui correspondent. La valeur de i_q de Vesic est proche de celle de Meyerhof, et sa valeur de i_γ est la plus élevée des trois.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Les coefficients propres de Vesic

THÉORIE

Vesic (1975) a également proposé ses propres coefficients pour l'inclinaison de la base et celle du terrain. Pour φ > 0, le coefficient de cohésion est dérivé du coefficient de surcharge (η et ω en radians dans l'exposant) :

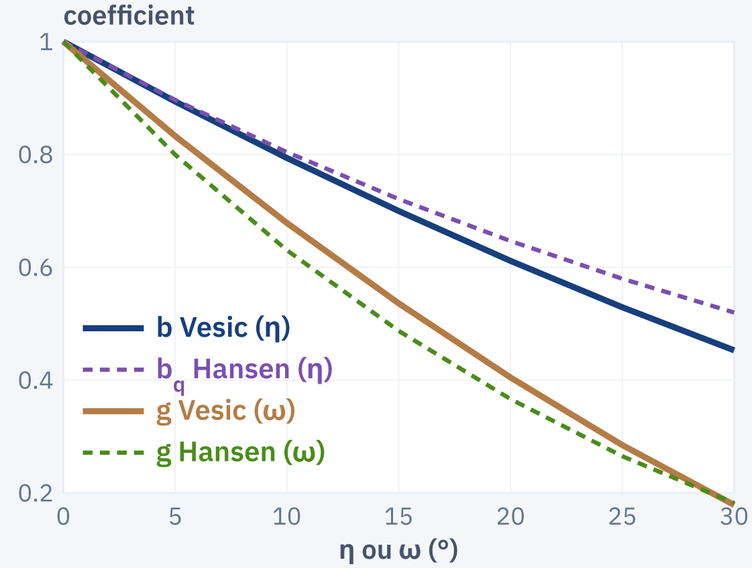
$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan\varphi)^2 \qquad g_q = g_\gamma = (1 - \tan\omega)^2$$

$$\varphi > 0 : \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q - 1} \qquad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_q - 1}$$

$$\varphi = 0 : \quad b_c = 1 - \frac{2\eta}{\pi + 2} \quad g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad b_q = b_\gamma = 1$$

Les facteurs b_q, b_γ de Hansen sont de forme exponentielle ($e^{-2\eta \tan \varphi}$) et $g_q = (1 - 0.5 \tan \omega)^5$; ils sont voisins pour de petits angles et divergent lorsque ω augmente (graphique).

Si ω > φ, le talus n'est pas en équilibre par lui-même : le module s'arrête. η et ω sont saisis à 45° au plus ($(1 - \tan \omega)^2$ s'y annule).



Énoncé

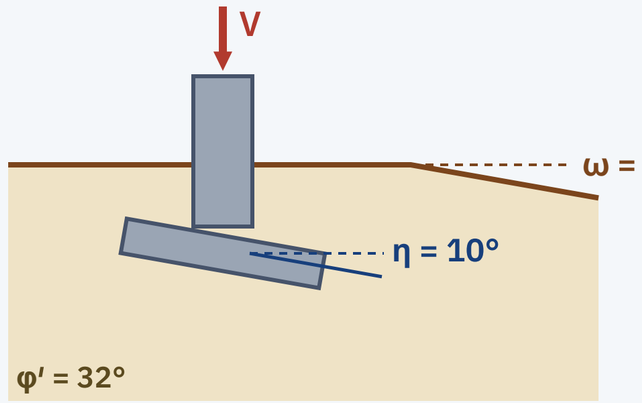
EXEMPLE

Données

Sol	$\varphi' = 32^\circ,\ \tan\varphi = 0.6249,\ N_q = 23.18$
Inclinaison de la base	**η = 10° (0.1745 rad)**
Inclinaison du terrain	**ω = 10°**
Comparaison	**Coefficients de Hansen**

À DÉTERMINER

Déterminer les valeurs b_c, b_q, b_γ et g_c, g_q, g_γ de Vesic ; les comparer à celles de Hansen ; écrire les formes pour φ = 0.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Inclinaison de la base η = 10° (Vesic)

$$b_q = b_\gamma = (1 - 0.1745 \cdot 0.6249)^2 = \mathbf{0.7938} \qquad b_c = 0.7938 - \frac{1 - 0.7938}{23.18 - 1} = \mathbf{0.7845}$$

2 Pente du terrain ω = 10° (tan 10° = 0.1763)

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.1763)^2 = \mathbf{0.6784} \qquad g_c = 0.6784 - \frac{1 - 0.6784}{23.18 - 1} = \mathbf{0.6639}$$

3 Formes φ = 0 (pour 10°)

$$b_c = 1 - \frac{2(0.1745)}{\pi + 2} = \mathbf{0.932} \qquad g_c = 1 - \frac{2(0.1745)}{\pi + 2} = \mathbf{0.932} \qquad b_q = b_\gamma = 1$$

Solution (2/2)

SOLUTION

	b_c	b_q	b_γ	g_c	$g_q = g_\gamma$
Vesic	0.784	0.794	0.794	0.664	0.678
Hansen	0.932	0.804	0.745	0.932	0.630

b_q et g_q sont **voisins** dans les deux méthodes (0.794 et 0.804 ; 0.678 et 0.630), mais **les coefficients de cohésion diffèrent fortement** : les valeurs b_c, g_c de Vesic dérivent du coefficient de surcharge (0.784 et 0.664), celles de Hansen valent 1 – angle/147° (0.932). Dans un sable où c = 0, cette différence n'influe pas sur le résultat.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Combiner l'équation et vérifier

THÉORIE

Bien que les six corrections puissent paraître intimidantes, **elles valent toutes 1 dans le cas courant** : avec les valeurs par défaut du module (h = 0, η = 0, ω = 0), i = b = g = 1 et l'équation est identique à l'équation générale de Meyerhof. q_u est la contrainte verticale à la rupture ; le module traite séparément la contrainte brute et la contrainte nette :

$$q_{u,net} = q_u - q \qquad q_{all,g} = \frac{q_u}{FS} \qquad q_{all,n} = \frac{q_{u,net}}{FS}$$

La contrainte appliquée q_{app} est la **contrainte verticale brute à la base** pour le même cas de charge (V/A). La fondation est vérifiée dans les conditions suivantes :

$$q_{apply} \leq q_{all,g} \qquad FS_{\text{réel}} = \frac{q_u}{q_{apply}} \qquad q_{apply} - q \leq q_{all,n}$$

Charge verticale admissible $Q_{all} = q_{all,g} \cdot A$. Lorsque h > 0, il faut saisir q_{app}.

QUAND LE COEFFICIENT VAUT-IL 1 ?

Coefficient	cas où la valeur est 1
F_s	semelle filante (B/L = 0)
F_d	D_f = 0 (base au niveau du terrain)
i	h = 0 (charge verticale)
b	η = 0 (base lisse)
g	ω = 0 (terrain horizontal)

Coefficients inchangés ; q et γ varient

THÉORIE

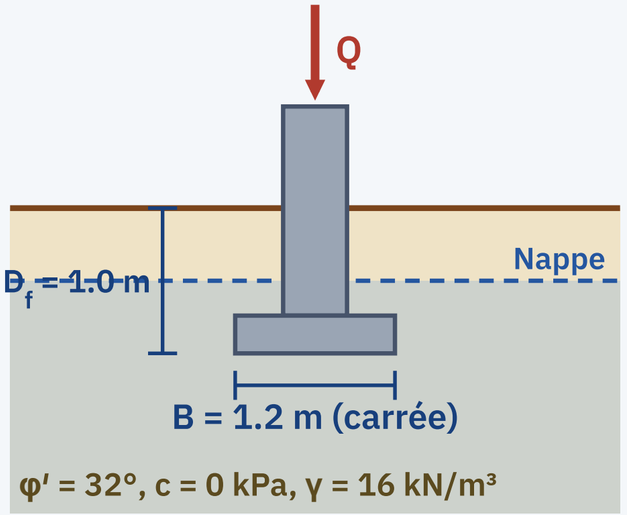
La nappe phréatique est traitée selon les **mêmes deux cas** que dans les autres modules de cette section. Sous le niveau de la nappe, le poids volumique déjaugé est $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ($\gamma_w = 9.81$). D_w est la profondeur de la nappe depuis la surface :

$$\text{I } (D_w \leq D_f):\ q = \gamma D_w + \gamma'(D_f - D_w),\ \ \gamma \to \gamma' \text{ (troisième terme)}$$

$$\text{III } (D_f < D_w \leq D_f + B):\ q = \gamma D_f,\ \ \bar{\gamma} = \frac{1}{B}\left[\gamma D + \gamma'(B - D)\right],\ D = D_w - D_f$$

Pour $D_w = D_f$, $q = \gamma D_f$ et γ' est utilisé dans le troisième terme.

L'eau située à plus de B sous la base est **sans effet**. L'eau n'intervient qu'à travers **q et γ** ; F, i, b, g restent inchangés.



Énoncé

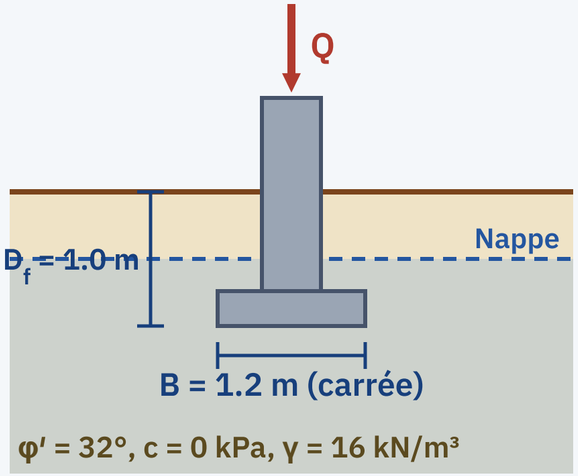
EXEMPLE

Données

Fondation	**carrée, B = L = 1.2 m, profondeur d'encastrement D_f = 1.0 m**
Sol	**sable :** $\varphi' = 32°,\ c = 0$
Poids volumique	$\gamma = 16\ \mathrm{kN/m^3}$ **(au-dessus),** $\gamma_{sat} = 19.5\ \mathrm{kN/m^3}$ **(sous le niveau de la nappe)**
Nappe phréatique	**D_w = 0.5 m (cas I)**
Charge	**verticale, centrée**
Sécurité	**FS = 3**

À DÉTERMINER

q_u, q_{all} brute et nette, et charge admissible **Q_{all}** ; puis q_u pour c = 5 kPa.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 Coefficients (Exemple 1 : φ′ = 32° ; B/L = 1 ; D_f/B = 0.833 ; h = η = ω = 0)

$$N_q = 23.18,\ N_\gamma = 30.21 \qquad F_{qs} = 1.625,\ F_{\gamma s} = 0.6,\ F_{qd} = 1.230 \qquad i = b = g = 1$$

2 Cas I : q = 16(0.5) + (19.5 – 9.81)(0.5) ; γ′ = 9.69 kN/m³ (dans le troisième terme)

$$q = \mathbf{12.845}\ \mathrm{kPa} \qquad \gamma' = \mathbf{9.69}\ \mathrm{kN/m^3}$$

Solution (2/2)

SOLUTION

3 Capacité portante (c = 0 : pas de terme de cohésion)

$$q_u = (12.845)(23.18)(1.625)(1.230) + \tfrac{1}{2}(9.69)(1.2)(30.21)(0.6)$$
$$= 595.1 + 105.4 = \mathbf{700.46}\ \text{kPa}$$

4 Contrainte admissible et charge (A = 1.2² = 1.44 m²)

$$q_{all,g} = \frac{700.46}{3} = \mathbf{233.49}\ \text{kPa} \qquad q_{all,n} = \frac{700.46 - 12.845}{3} = 229.20\ \text{kPa}$$

$$Q_{all} = 233.49(1.44) = \mathbf{336.2}\ \text{kN}$$

q_u = **700.46 kPa**, obtenu avec les mêmes données (β = 0) par l'équation générale de Meyerhof : les deux équations sont **strictement identiques**. Si c = 5 kPa, le terme de cohésion ajouterait 363.9 kPa et q_u serait de 1,064.3 kPa.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

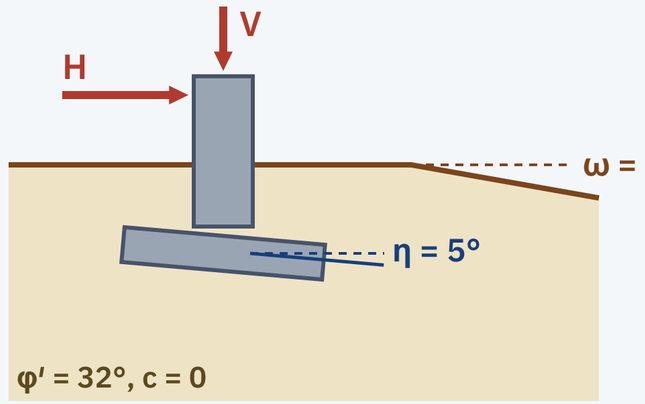
EXEMPLE

Données

Fondation	**carrée, B = L = 1.2 m, profondeur d'encastrement D_f = 1.0 m**
Sol	**sable :** $\varphi' = 32°,\ c = 0$
Poids volumique	$\gamma = 16\ \mathrm{kN/m^3}$ **(au-dessus),** $\gamma_{sat} = 19.5\ \mathrm{kN/m^3}$ **(sous le niveau de la nappe)**
Nappe phréatique	**D_w = 0.5 m**
Cas de charge	$v = q_{apply} = 90\ \mathrm{kPa},\ h = 18\ \mathrm{kPa}$ **(h ∥ B)**
Base, sol	**η = 5°, ω = 10°**
Sécurité	**FS = 3**

À DÉTERMINER

Déterminer **q_u** et **q_{all}** ; vérifier si la fondation satisfait à la vérification pour q_{app} = 90 kPa, ainsi que le glissement.



Solution (1/3)

SOLUTION

1 Coefficients de pente (x = h/v = 18/90 = 0.2 ; m = 1.5)

$$i_q = (1 - 0.2)^{1.5} = \mathbf{0.716} \qquad i_\gamma = (1 - 0.2)^{2.5} = \mathbf{0.572} \qquad i_c = 0.703$$

2 Coefficients d'inclinaison de la base et du terrain (η = 5° = 0.0873 rad ; ω = 10°)

$$b_q = b_\gamma = (1 - 0.0873 \cdot 0.6249)^2 = \mathbf{0.894} \qquad b_c = 0.889$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan 10^\circ)^2 = \mathbf{0.678} \qquad g_c = 0.664$$

Solution (2/3)

SOLUTION

3 Trois termes (c = 0 ; coefficients F comme dans l'exemple 6)

$$q\ \text{terme} = (12.845)(23.18)(1.625)(1.230)(0.716)(0.894)(0.678) = 258.2$$

$$\gamma\ \text{terme} = \tfrac{1}{2}(9.69)(1.2)(30.21)(0.6)(0.572)(0.894)(0.678) = 36.6$$

4 Capacité portante et contrainte admissible

$$q_u = 258.2 + 36.6 = \mathbf{294.8}\ \text{kPa} \qquad q_{all,g} = \frac{294.8}{3} = \mathbf{98.3}\ \text{kPa}$$

Solution (3/3)

SOLUTION

5 Vérification (q_{appl} = 90 kPa)

$$q_{apply} = 90 \leq q_{all,g} = 98.3 \;\Rightarrow\; \textbf{valable}$$

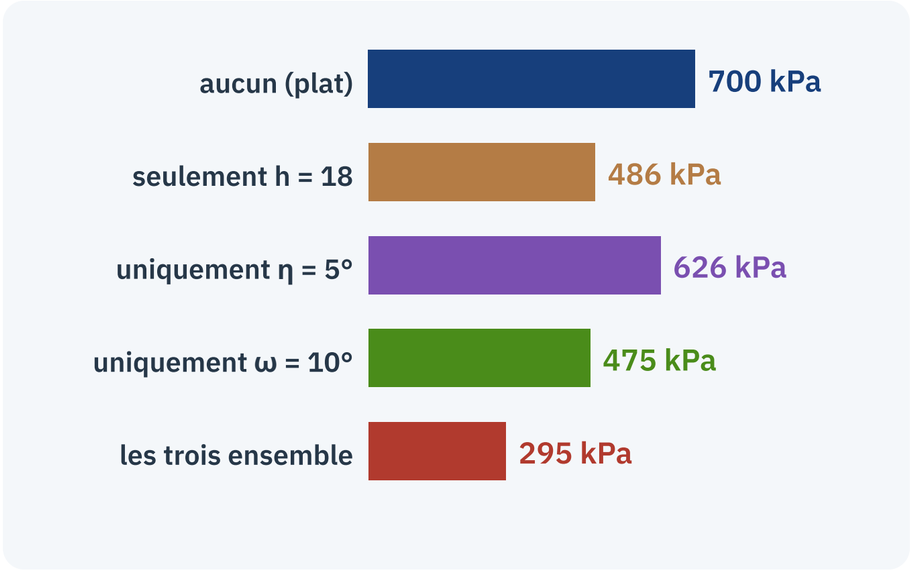
$$FS_{\text{réel}} = \frac{294.8}{90} = \mathbf{3.28} \geq 3$$

$$q_{apply} - q = 77.2 \leq q_{all,n} = 94.0 \;\Rightarrow\; \textbf{valable}$$

6 Limite de glissement

$$h = 18 \leq v \tan\varphi = 56.2\ \text{kPa} \;\Rightarrow\; \text{absence de glissement}$$

La valeur q_u de 700 kPa du modèle horizontal tombe à **295 kPa** (soit une baisse de 58 %) dans ce cas de charge. Effets pris séparément : inclinaison du terrain −32 %, charge horizontale −31 %, inclinaison de la base −11 %. La fondation est vérifiée dans les trois conditions (FS = 3.28).



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

φ = 0 : les formes propres des coefficients de cohésion

THÉORIE

À φ = 0, N_c = 5.14, N_q = 1, N_γ = 0 ; le terme de poids propre disparaît et le terme de surcharge se réduit à q g_q. Dans ce module, le terme de cohésion reste **multiplicatif** (contrairement à la forme additive de Hansen) :

$$q_u = c\,N_c\,F_{cs}F_{cd}\,i_c\,b_c\,g_c + q\,g_q$$

Les formes pour φ = 0 des coefficients de cohésion figurent dans le tableau : pour l'inclinaison de la charge, **i_c = 1 − m h/(c N_c)** ; pour l'inclinaison de la base et du terrain, **1 − 2·angle/(π + 2)** (angle en radians).

Si **h ≥ c**, la base glisse et le module s'arrête. Pour φ = 0, F_{cs} = 1 + (B/L)/5.14 (N_q/N_c = 1/5.14) et F_{cd} = 1 + 0.4 k.

CAS φ = 0

Coefficient	Valeur
N_c	5.14
F_{cs}	1 + (B/L)/5.14
F_{cd}	1 + 0.4 k
i_c	1 − m h/(c N_c)
b_c	1 − 2η/(π + 2)
g_c	1 − 2ω/(π + 2)
g_q	(1 − tan ω)²

Énoncé

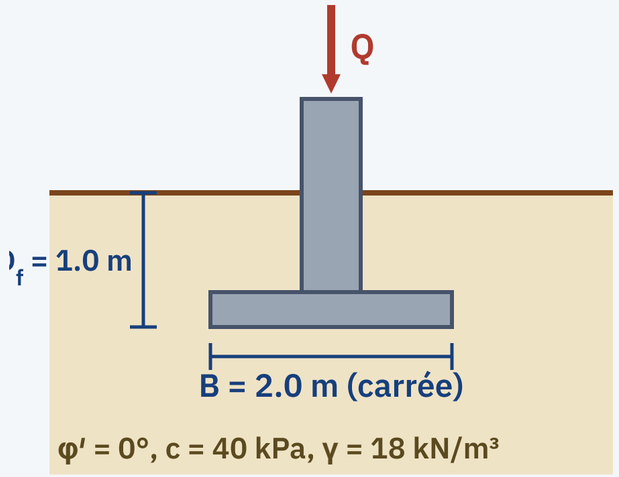
EXEMPLE

Données

Fondation	**carrée B = L = 2 m, D_f = 1 m**
Sol	**argile :** $\varphi = 0,\ c_u = 40\ \mathrm{kPa},\ \gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$ **; pas de nappe phréatique**
Cas	**(a) charge verticale · (b)** $v = 100,\ h = 10\ \mathrm{kPa}$ **· (c)** $h = 10$ **et** $\eta = \omega = 10^\circ$

À DÉTERMINER

Déterminer la valeur de q_u pour chaque cas.



Solution (1/2)

SOLUTION

1 (a) Charge verticale : F_{cs} = 1 + 1/5.14 ; F_{cd} = 1 + 0.4(0.5) ; q = 18 kPa

$$q_u = 40(5.14)(1.195)(1.200) + 18 = 294.72 + 18 = \mathbf{312.72}\ \text{kPa}$$

2 (b) h = 10 kPa, c = 40 (m = 1.5)

$$i_c = 1 - \frac{1.5(10)}{40(5.14)} = \mathbf{0.927} \ \Rightarrow\ q_u = 273.22 + 18 = \mathbf{291.22}\ \text{kPa}$$

Solution (2/2)

SOLUTION

3 (c) h = 10, η = ω = 10°: $b_c = g_c = 1 - 2(0.1745)/(\pi + 2) = 0.932$; $g_q = (1 - \tan 10°)^2$

$$q_u = 40(5.14)(1.195)(1.200)(0.927)(0.932)(0.932) + 18(0.678) = 237.4 + 12.2 = \mathbf{249.6}\ \text{kPa}$$

État	$c\, N_c F_{cs} F_{cd} \cdot (i\, b\, g)$	$q\, g_q$	q_u (kPa)
(a) vertical	294.7	18.0	**312.7**
(b) h = 10	273.2	18.0	**291.2**
(c) h, η, ω	237.4	12.2	**249.6**

Une charge de seulement h = 10 kPa réduit la capacité portante de 7 %, et avec h, l'inclinaison de la base et celle du terrain la réduisent de 20 %. La forme additive de Hansen donne 305.84 kPa pour le même cas vertical (présentation de Hansen) : les deux méthodes concordent à 2 % près.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Énoncé

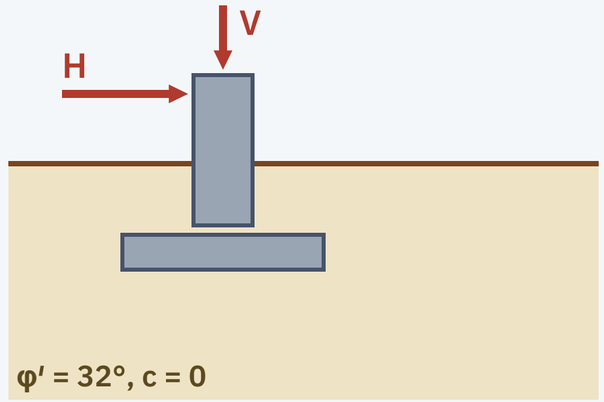
EXEMPLE

Données

Fondation	**carrée, B = L = 1.2 m, profondeur d'encastrement D_f = 1.0 m**
Sol	**sable :** $\varphi' = 32°,\ c = 0$
Poids volumique	$\gamma = 16\ \mathrm{kN/m^3}$ **(au-dessus),** $\gamma_{sat} = 19.5\ \mathrm{kN/m^3}$ **(sous le niveau de la nappe)**
Nappe phréatique	**D_w = 0.5 m**
Cas de charge	$v = 150\ \mathrm{kPa},\ h = 30\ \mathrm{kPa}$ **;** $\beta = 11.31°$ **pour Meyerhof**

À DÉTERMINER

Comparer terme à terme les valeurs de **q_u** des deux équations pour la charge verticale et pour cette charge inclinée.



Solution (1/2)

SOLUTION

Charge verticale	Vesic	Meyerhof
terme q	595.1	595.1
terme γ	105.4	105.4
q_u (kPa)	**700.46**	**700.46**

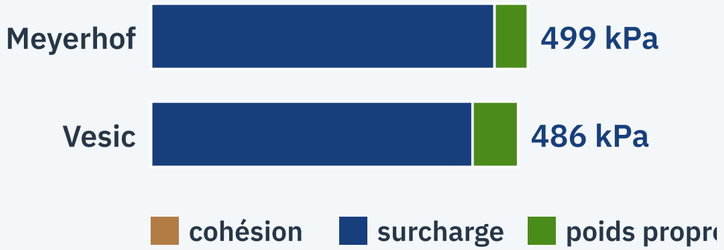
En l'absence d'inclinaison de la charge, de la base et du terrain, l'équation de Vesic est **strictement identique** à l'équation générale de Meyerhof (700.46 kPa) : la divergence de Vesic ne commence que dans les cas inclinés. Il s'agit de la voie de vérification propre au module.

Solution (2/2)

SOLUTION

Charge inclinée	Vesic (m = 1.5)	Meyerhof (β = 11.31°)
i_q / F_{qi}	0.716	0.764
i_γ / $F_{\gamma i}$	0.572	0.418
terme q	425.8	454.9
terme γ	60.3	44.1
q_u (kPa)	**486.1**	**499.0**

Sous charge inclinée, l'écart est faible : **2.6 %** (Vesic est plus bas). Le $F_{\gamma i}$ de Meyerhof réduit davantage, son F_{qi} moins ; le terme en q étant prépondérant, les résultats sont proches.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Synthèse

Points à retenir

L'équation de Vesic a la même structure que l'équation de Hansen ; elle reprend telles quelles les facteurs de **forme de De Beer** et de **profondeur de Hansen**, ainsi que $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi$

Sa contribution propre : exposant d'inclinaison m, facteurs d'inclinaison de la base b et d'inclinaison du terrain g

Inclinaison de la charge : $i_q = (1 - h/(v + c \cot \varphi))^m$, $i_\gamma = (\ldots)^{m+1}$; $m = (2 + B/L)/(1 + B/L)$ ($h \parallel B$) ou $(2 + L/B)/(1 + L/B)$ ($h \parallel L$) ; pour une semelle filante, $m_B = 2$, $m_L = 1$

Inclinaison de la base $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \varphi)^2$; **inclinaison du terrain** $g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$; pour $\varphi > 0$, b_c, g_c à partir du facteur de surcharge, pour $\varphi = 0$, $1 - 2 \cdot \text{angle}/(\pi + 2)$

Limites : $h > v \tan \varphi + c$ avertissement de glissement ; $h \geq v + c \cot \varphi$ (pour $\varphi = 0$, $h \geq c$) arrêt ; $\omega > \varphi$ arrêt

Pour i = b = g = 1, l'équation est l'**équation générale de Meyerhof** ; la **nappe phréatique** ne modifie que q et γ

Vérification : $q_{app} \leq q_{all,g}$, $FS_{réel}$ et net ; les coefficients de chaque méthode sont utilisés avec son propre N_γ

Références bibliographiques

L’équation complète de capacité portante de Vesic – l’exposant d’inclinaison dépendant de B/L et ses propres facteurs d’inclinaison de la base – suit Vesic, A.S., "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1973, telle que reprise de façon cohérente dans les références géotechniques usuelles (à côté de l’équation voisine de Hansen – voir le module de Hansen de cette section). La forme analytique de N_γ utilisée dans toute cette section est celle de Vesic, telle qu’exposée dans Das, B.M., Principles of Geotechnical Engineering, 9th ed., Cengage Learning, 2018 (chapitre 16) ; les facteurs de profondeur sont ceux de Hansen, tels que repris dans Das, B.M., Principles of Foundation Engineering, 8th ed., Cengage Learning, 2016 (tableau 4.3). Dans le texte de cette page, « la source » désigne le premier de ces deux ouvrages et « la seconde source » le second.

REMARQUE

Tous les exemples numériques ont été produits avec la bibliothèque de calcul propre au module ; le module donne les mêmes valeurs.

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Calculer pas à pas dans GeoTerva la fondation de l'exemple de cette présentation : le module s'ouvre avec ce modèle.

Ouvrir le module →

Page de théorie →

Ouvrir sur smartphone
Les modules d'essai ne nécessitent pas d'inscription.

Si vous souhaitez les utiliser dans vos cours : info@geoterva.com