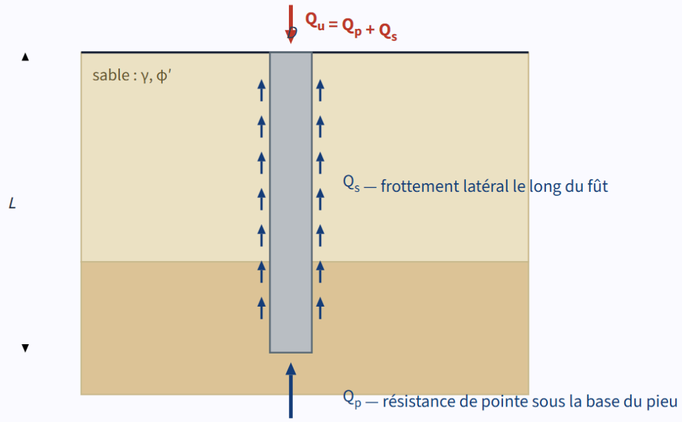
Présentation de cours de géotechnique · Pieux

Capacité portante des pieux dans le sable

Cours : résistance de pointe, frottement latéral et profondeur critique. La théorie de chaque méthode, suivie d'un exemple de calcul.

Meyerhof (1976) Vesic (1977) Coyle et Castello (1981) Exemples résolus



Que verrons-nous dans ce cours ?

Pouvoir expliquer comment un pieu transmet sa charge par la **résistance de pointe** et par le **frottement latéral**

Pouvoir construire le profil de **contrainte effective** dans le sable, niveau d'eau compris

Pouvoir calculer la résistance de pointe par trois méthodes : **Meyerhof**, **Vesic**, **Coyle et Castello**

Pouvoir interpréter le frottement latéral et le rôle de la **profondeur critique** (L′)

Parvenir à la **contrainte admissible** et évaluer ensemble les résultats des méthodes

DÉROULÉ DU COURS

Chaque méthode est traitée en **trois étapes** :

1 · **Théorie** : comment la méthode fonctionne-t-elle, et pourquoi ?

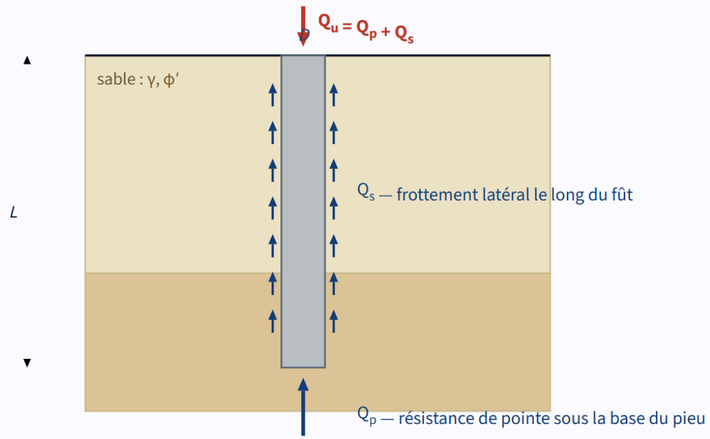
2 · **Énoncé** : données et à déterminer

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

Tous les exemples sont traités avec le même pieu : les méthodes sont ainsi comparées côte à côte.

La charge est transmise de deux manières

THÉORIE



Le pieu transmet sa charge au sol **simultanément par deux voies** : le sol sous la pointe y résiste par la **résistance de pointe** (Q_p), et le sable le long du fût par le **frottement latéral** (Q_s).

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

Le frottement latéral atteint sa valeur maximale pour un déplacement **faible**, tandis que la résistance de pointe n'atteint la sienne que pour un déplacement **bien plus grand** ; les deux composantes ne culminent pas en même temps.

Dans ce cours : **pieu isolé**, **sable** ($c' = 0$), battu ou foré, de section constante.

Dans le sable, tout est proportionnel à la contrainte effective

THÉORIE

Dans le sable, la **résistance de pointe** comme le **frottement latéral unitaire** sont proportionnels à la contrainte verticale effective. Le calcul commence par la détermination correcte des valeurs de σ'_v dans le profil.

$$\sigma'_v = \underbrace{\sum \gamma_i h_i}_{\text{Au-dessus de la nappe}} + \underbrace{\sum (\gamma_{sat,i} - \gamma_w)\, h_i}_{\text{Sous la nappe}}$$

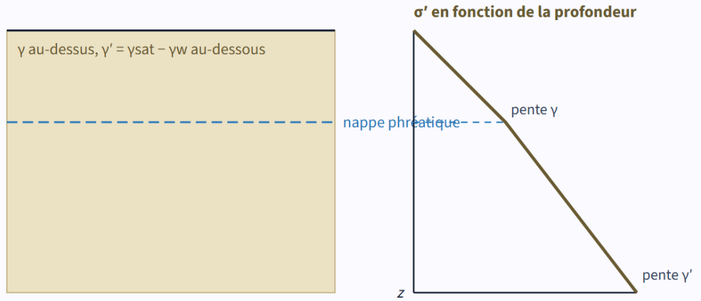
γ : poids volumique humide (au-dessus de la nappe)

γ_{sat} : poids volumique saturé (sous la nappe)

$\gamma_w = 9.81$ kN/m³ : poids volumique de l'eau

Nappe : niveau de la nappe phréatique

> Sous la nappe, le gradient de contrainte **diminue** : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$



Énoncé

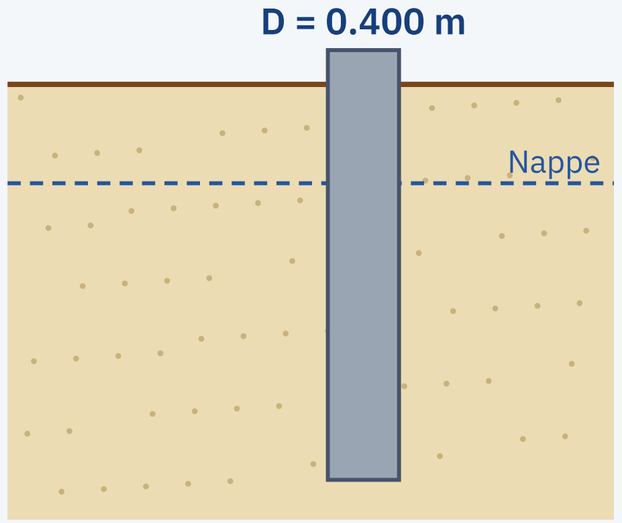
EXEMPLE

Données

Sable, au-dessus de la nappe	$\gamma = 17\ \mathrm{kN/m^3}$
Sable, sous la nappe	$\gamma_{sat} = 19.5\ \mathrm{kN/m^3}$
Profondeur de la nappe	**2.0 m**
Poids volumique de l'eau	$\gamma_w = 9.81\ \mathrm{kN/m^3}$

À DÉTERMINER

Déterminer, **à 8 m de profondeur**, la contrainte verticale totale, la pression interstitielle et la **contrainte verticale effective**.



Solution

SOLUTION

1 Contrainte verticale totale (poids volumique humide au-dessus de la nappe phréatique, saturé en dessous)

$$\sigma_v = 17(2) + 19.5(6) = 34 + 117 = \mathbf{151.0}\ \text{kPa}$$

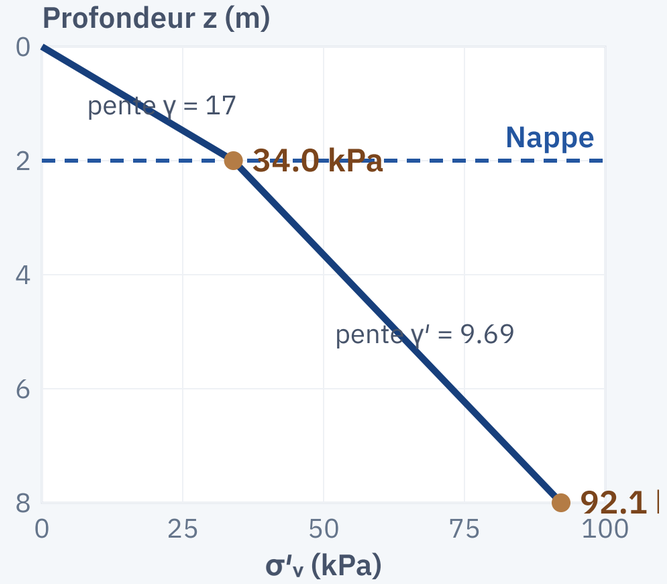
2 Pression interstitielle (6 m de charge d'eau sous le niveau de la nappe)

$$u = \gamma_w\, h_w = 9.81\,(6) = \mathbf{58.9}\ \text{kPa}$$

3 Contrainte verticale effective

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 151.0 - 58.9 = \mathbf{92.1}\ \text{kPa}$$

Même résultat : $\sigma'_V = 17(2) + (19.5 - 9.81)(6) = \mathbf{92.1\ kPa}$. Sous la nappe, le poids volumique déjaugé est de 9.69 kN/m³.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Résistance de pointe : expression générale

THÉORIE

Sous la pointe, le sable cède par **rupture de capacité portante**, comme sous une fondation ; toutefois, à la profondeur de la pointe, la **contrainte verticale des terres** confine fortement le sable.

Dans le sable, $c' = 0$; seul le terme de profondeur (terres sus-jacentes) subsiste. Le diamètre du pieu étant faible, le terme de largeur ($0.5\gamma' D N_\gamma$) est négligé :

$$q_p = \sigma'_v \, N^*_q \qquad Q_p = A_p \, q_p$$

σ'_v : contrainte verticale effective à la profondeur de la pointe

N^*_q : facteur de capacité portante propre au problème du pieu

A_p : aire de la pointe du pieu

D'OÙ VIENT N^*_q ? TROIS APPROCHES

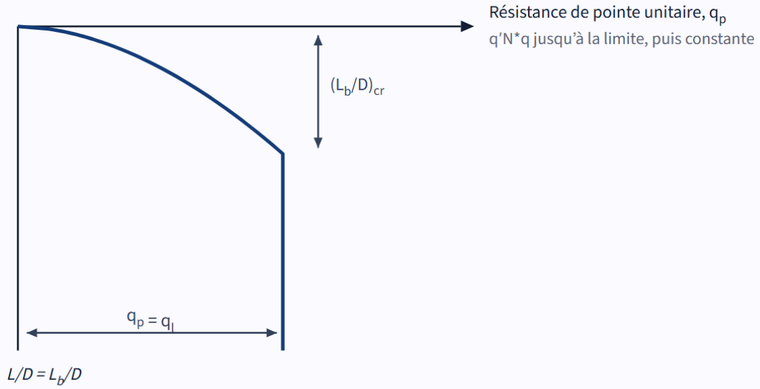
Meyerhof (1976) : N^*_q ne dépend que de φ' ; q_p est plafonné par une **valeur limite**

Vesic (1977) : théorie de l'expansion de cavité ; la **rigidité** du sable est également prise en compte

Coyle et Castello (1981) : calé sur 24 essais de chargement en vraie grandeur ; N^*_q dépend aussi de L/D

La résistance de pointe n'augmente pas indéfiniment

THÉORIE



Dans un sable homogène, la résistance de pointe unitaire croît avec le rapport d'encastrement et **culmine** à $\mathbf{(L_b/D)_{cr}}$; au-delà, elle reste constante (q_l).

VESIC (1970) · ESSAI DE PIEU DE L'OGEECHEE RIVER (D = 0.457 m)

L (m)	L/D	q_p (kN/m²)
3.02	6.61	3 304
6.12	13.39	9 365
8.87	19.40	11 472
12.00	26.26	11 587
15.00	32.82	13 971

Valeur maximale de q_p d'environ **12 000 kN/m²**

$(L/D)_{cr}$ environ **16 – 18**

Pour un N_{60} moyen ≈ 30, $4p_aN_{60} = 4(100)(30) = 12\,000$ kN/m² : **la corrélation concorde avec le palier mesuré**

Meyerhof : N*q à partir de φ′, avec une limite

THÉORIE

Meyerhof prend N^*_q uniquement à partir de l'**angle de frottement interne** (son propre abaque, ci-dessous). La valeur calculée de q_p ne peut pas dépasser une **valeur limite** :

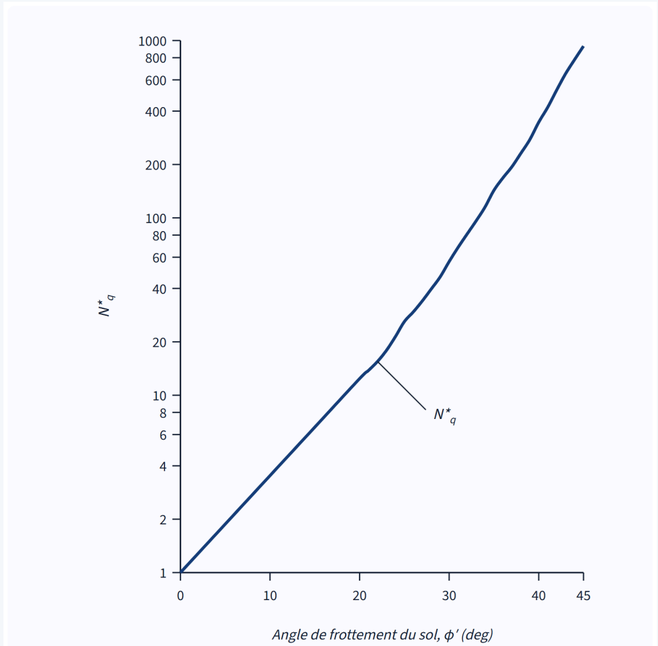
$$q_p = \sigma'_v N^*_q \;\leq\; q_l \qquad q_l = 0.5\, p_a\, N^*_q \tan\varphi'$$

p_a = 100 kN/m² : pression atmosphérique

φ′ : angle de frottement effectif du sable au niveau de la pointe

VALEURS DE N^*_q (ABAQUE DE MEYERHOF ; SÉRIE LUE PAR LE MODULE)

φ′ (°)	20	25	30	32	34	35	36	38	40	42	45
N^*_q	12.4	26.0	56.7	81.0	115.0	143.0	168.0	231.0	346.0	525.0	930.0



Pour φ′ = 35°, N^*_q = 143.0 et q_l = 5,006 kPa ; dans un sable de γ = 18 kN/m³, cette limite est atteinte à une profondeur d'environ **1.9 m**

Meyerhof : pas à pas et signification de la limite

THÉORIE

ÉTAPES DE CALCUL

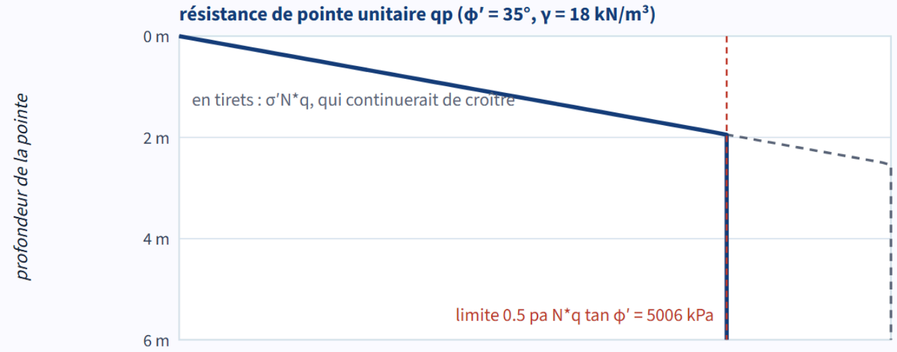
1. Calculer σ'_v au niveau de la pointe

2. Lire la valeur de N^*_q pour φ' dans l'abaque/le tableau

3. $q_p = \sigma'_v N^*_q$

4. $q_l = 0.5\, p_a\, N^*_q \tan\varphi'$

5. $q_p = \min(\sigma'_v N^*_q, q_l)$ et $Q_p = A_p q_p$



La courbe suit la droite $\sigma'N^*_q$ **jusqu'à ce que la valeur limite devienne déterminante** ; elle reste ensuite horizontale. Sans cette limite, q_p croîtrait indéfiniment avec la profondeur, ce que les essais in situ ne montrent pas.

Énoncé

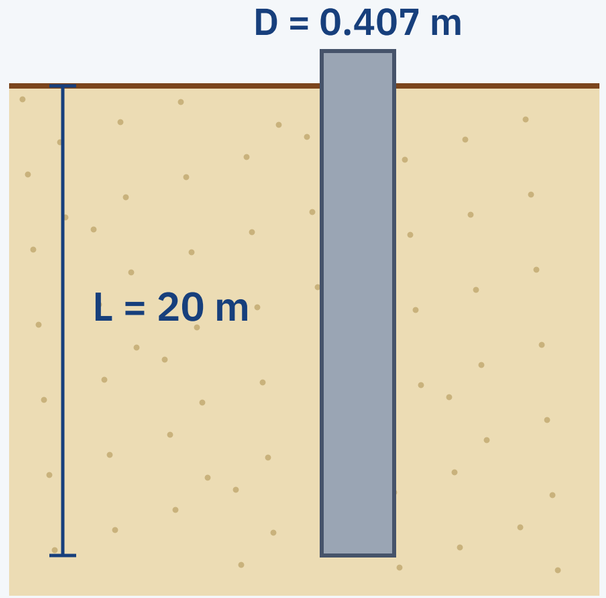
EXEMPLE

Données

Pieu	**béton armé, pieu battu, section carrée**
Dimension de la section	**D = 0.407 m**
Longueur	**L = 20 m**
Sable (homogène)	$\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi' = 35°$
Nappe phréatique	**aucun**

À DÉTERMINER

Déterminer la **résistance de pointe** Q_p du pieu selon la méthode de **Meyerhof (1976)**.



Solution

SOLUTION

1 Aire de la section droite et contrainte effective à la pointe

$$A_p = 0.407^2 = 0.1656\ \text{m}^2 \qquad \sigma'_v = \gamma L = 18(20) = 360\ \text{kPa}$$

2 Valeur de N*q (φ′ = 35°, table de Meyerhof) et σ′N*q

$$N_q^* = 143.0 \qquad \sigma'_v N_q^* = 360(143.0) = 51{,}480\ \text{kPa}$$

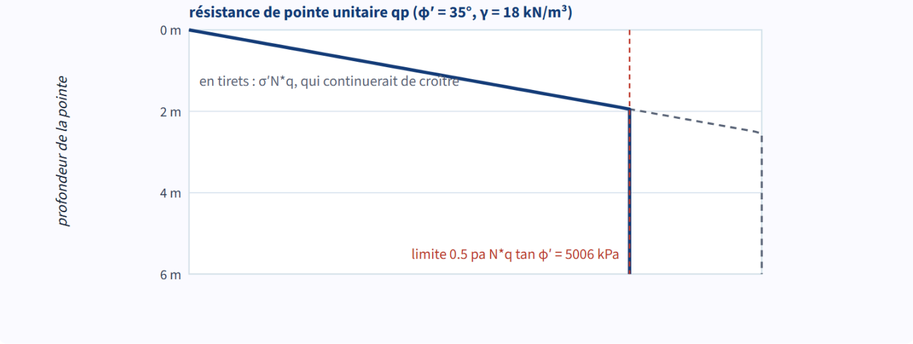
3 Valeur limite

$$q_l = 0.5\, p_a N_q^* \tan\varphi' = 0.5(100)(143.0)\tan 35^\circ = 5{,}006\ \text{kPa}$$

4 Résistance de pointe unitaire : la plus petite des deux ; la valeur limite gouverne

$$q_p = \min(51{,}480;\ 5{,}006) = \mathbf{5{,}006}\ \text{kPa}$$

$Q_p = A_p\, q_p = 0.1656 \times 5{,}006 =$ **829 kN**. Sans la limite, on aurait obtenu environ 8,528 kN.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Méthode 2 · Vesic (1977)

Vesic : le sable sous la pointe se dilate comme une cavité

THÉORIE

Vesic établit la résistance de pointe **à partir de la théorie de l'expansion de cavité** : la pointe dilate une cavité dans le sol environnant ; c'est pourquoi le résultat fait intervenir non seulement la **résistance** du sable mais aussi sa **rigidité**.

$$Q_p = A_p \, \bar{\sigma}'_o \, N^*_\sigma$$

Ici, $\bar{\sigma}'_o$ n'est pas la contrainte **verticale**, mais la **contrainte normale effective moyenne** au niveau de la pointe :

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{1 + 2K_o}{3} \, q' \qquad K_o = 1 - \sin \varphi'$$

K_o : coefficient de pression des terres au repos

q' : contrainte verticale effective au niveau de la pointe ($= \sigma'_v$)

RELATION AVEC MEYERHOF

$$N^*_\sigma = \frac{3 \, N^*_q}{1 + 2K_o}$$

La forme est identique à celle de Meyerhof ; les deux méthodes diffèrent par **l'origine du coefficient**, et non par la forme de l'équation.

Vesic : indice de rigidité réduit

THÉORIE

N^*_σ dépend de l'**indice de rigidité réduit** I_{rr} du sable et de φ' ; I_{rr} tient également compte de la variation de volume dans la zone plastique :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r\,\Delta} \qquad I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)\,q'\tan\varphi'} = \frac{G_s}{q'\tan\varphi'}$$

E_s : module d'Young du sol, μ_s : coefficient de Poisson, G_s : module de cisaillement

Δ : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe

APPROCHES PRATIQUES (CHEN ET KULHAWY, 1994 ; 25° ≤ φ′ ≤ 45°)

$$\frac{E_s}{p_a} = m \qquad \mu_s = 0.1 + 0.3\,\frac{\varphi' - 25}{20} \qquad \Delta = 0.005\left(1 - \frac{\varphi' - 25}{20}\right)$$

DONNÉE UNIQUE : m = E_s / p_a

Sable	m
lâche	100 – 200
moyennement dense	200 – 500
dense	500 – 1000

L'indice de rigidité vaut généralement **75 – 150** (sable d'indice de densité 50 – 80 %)

Si un CPT est disponible : $I_r = 300/F_r(\%)$ (cône mécanique), $170/F_r(\%)$ (cône électrique)

Vesic : étape par étape

THÉORIE

ÉTAPES DE CALCUL

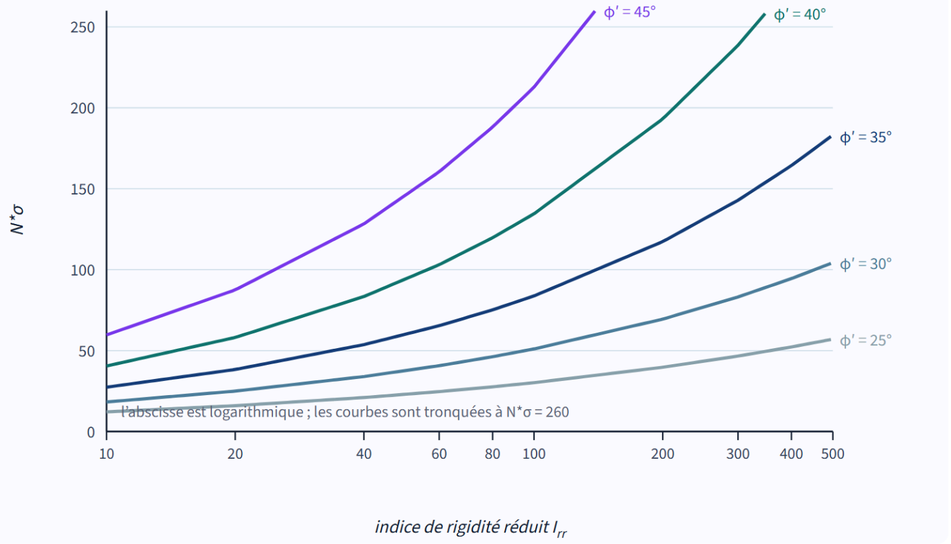
1. $K_o = 1 - \sin\varphi'$ et $\bar{\sigma}'_o = (1 + 2K_o)q'/3$

2. $E_s = m \cdot p_a$, μ_s, I_r

3. Δ et $I_{rr} = I_r/(1 + I_r\Delta)$

4. N^*_σ à partir de φ' et I_{rr} (d'après le tableau, interpolation logarithmique)

5. $q_p = \bar{\sigma}'_o N^*_\sigma$ et $Q_p = A_p q_p$



Une courbe pour chaque φ' : **N^*_σ augmente avec la rigidité** ; un sable dense et rigide donne une résistance de pointe bien supérieure à celle d'un sable lâche.

Énoncé

EXEMPLE

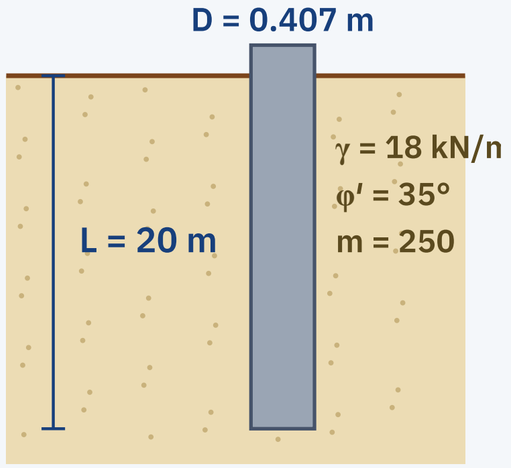
Données

Pieu	**Identique à l'exemple 2 : D = 0.407 m, L = 20 m**
Sable	$\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$, $\varphi' = 35^\circ$
Nappe phréatique	**aucun**
Rapport des modules d'élasticité	$m = E_s/p_a = 250$ **(moyennement dense – dense)**
Pression atmosphérique	$p_a = 100\ \mathrm{kPa}$

À DÉTERMINER

Déterminer la **résistance de pointe** Q_p du pieu selon la méthode de **Vesic (1977)**.

Contrainte effective à la pointe : q′ = 18(20) = 360 kPa



Solution (1/3)

SOLUTION

1 Coefficient de pression des terres au repos et contrainte normale effective moyenne

$$K_o = 1 - \sin 35^\circ = 0.426 \qquad \bar{\sigma}'_o = \frac{1 + 2(0.426)}{3}(360) = \mathbf{222.3}\ \text{kPa}$$

2 Propriétés du sol

$$E_s = m\, p_a = 250(100) = 25{,}000\ \text{kPa} \quad \mu_s = 0.1 + 0.3\frac{35 - 25}{20} = 0.25$$

3 Indice de rigidité et déformation volumique unitaire

$$I_r = \frac{25{,}000}{2(1 + 0.25)(360)\tan 35^\circ} = \mathbf{39.7} \qquad \Delta = 0.005\left(1 - \frac{35 - 25}{20}\right)\frac{360}{100} = 0.0090$$

Solution (2/3)

SOLUTION

4 Indice de rigidité réduit

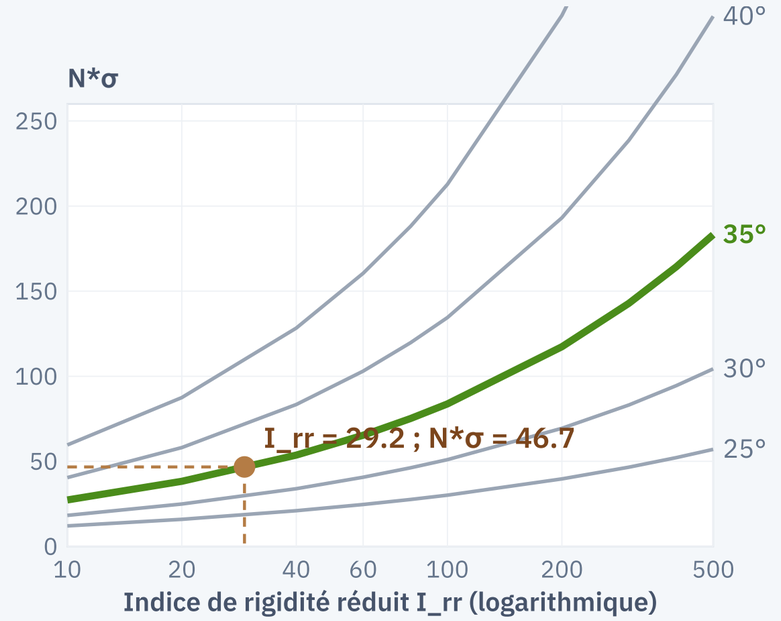
$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} = \frac{39.7}{1 + (39.7)(0.0090)} = \mathbf{29.2}$$

5 N*σ : dans le tableau, interpolation logarithmique entre 20 et 40 pour la ligne φ′ = 35° et I_{rr} = 29.2

$$N_\sigma^* = 38.32 + \frac{\log 29.2 - \log 20}{\log 40 - \log 20}(53.67 - 38.32)$$

$$= \mathbf{46.7}$$

Sur le graphique, la courbe verte φ′ = 35° : au point où elle coupe la verticale I_{rr} = 29.2, **$N^*_\sigma \approx 46.7$**.



Solution (3/3)

SOLUTION

6 Résistance de pointe unitaire

$$q_p = \bar{\sigma}'_o N^*_\sigma = 222.3(46.7) = \mathbf{10{,}389}\ \text{kPa}$$

7 Résistance de pointe

$$Q_p = A_p\, q_p = 0.1656(10{,}389) = \mathbf{1{,}721}\ \text{kN}$$

Pour le même pieu, **Meyerhof : 829 kN**, **Vesic : 1,721 kN**. Comme Vesic tient compte de la rigidité du sable (m = 250), il donne environ 2.1 fois la valeur limitée de Meyerhof.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Coyle et Castello : N*q empirique

THÉORIE

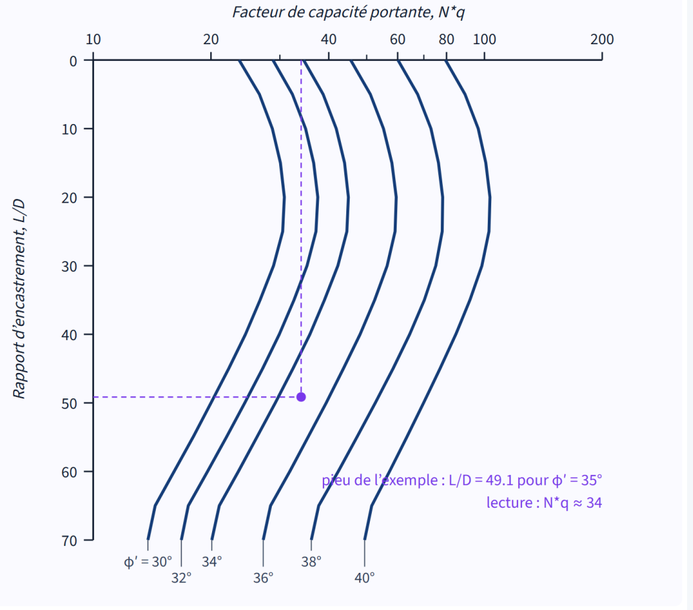
Coyle et Castello ont examiné **24 essais de chargement en vraie grandeur réalisés sur le terrain sur des pieux battus** et ont proposé pour le sable la relation suivante :

$$Q_p = q' \, N_q^* \, A_p$$

q′ est la contrainte verticale effective à la pointe ; N^*_q dépend, outre φ′, du **rapport d'encastrement L/D** (abaque ci-contre).

Le coefficient est **nettement plus petit** que celui de Meyerhof : environ **34** pour φ′ = 35° et un pieu profond, contre **143** chez Meyerhof. Il est en effet ajusté sur des **capacités mesurées** et non sur un mécanisme de rupture.

Lorsque le rapport d'encastrement dépasse environ 20, le coefficient **diminue** : un pieu plus long de même diamètre prend un N^*_q plus petit.



Énoncé

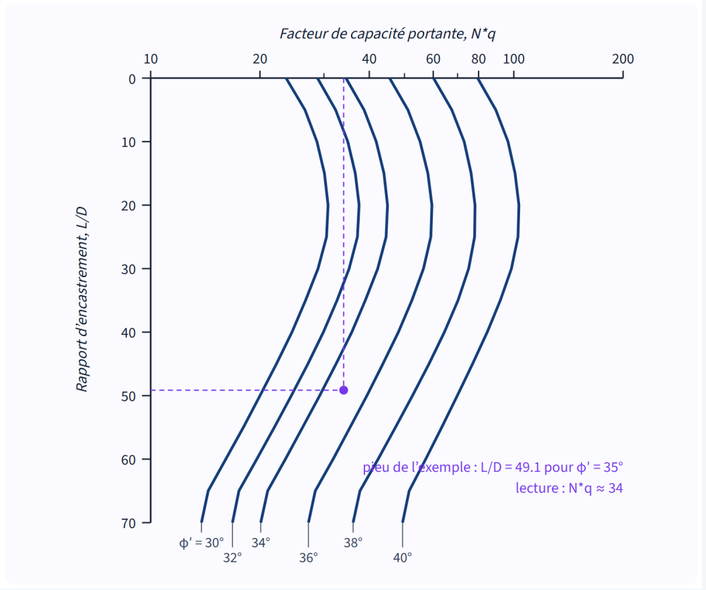
EXEMPLE

Données

Pieu et sable	**Identique à l'exemple 2 : L = 20 m, D = 0.407 m, φ′ = 35°, γ = 18 kN/m³**
Rapport d'encastrement	$L/D = 20/0.407 = 49.1$
Coefficient lu sur l'abaque	$N_q^* \approx 34$ **(figure 7 ; φ′ = 35°, L/D ≈ 49)**

À DÉTERMINER

Déterminer, selon la méthode de **Coyle et Castello (1981)**, la **résistance de pointe** Q_p du pieu.



Solution

SOLUTION

1 Contrainte effective en pointe et coefficient (lecture approximative sur l'abaque)

$$q' = \gamma L = 18(20) = 360\ \text{kPa} \qquad N_q^* \approx 34$$

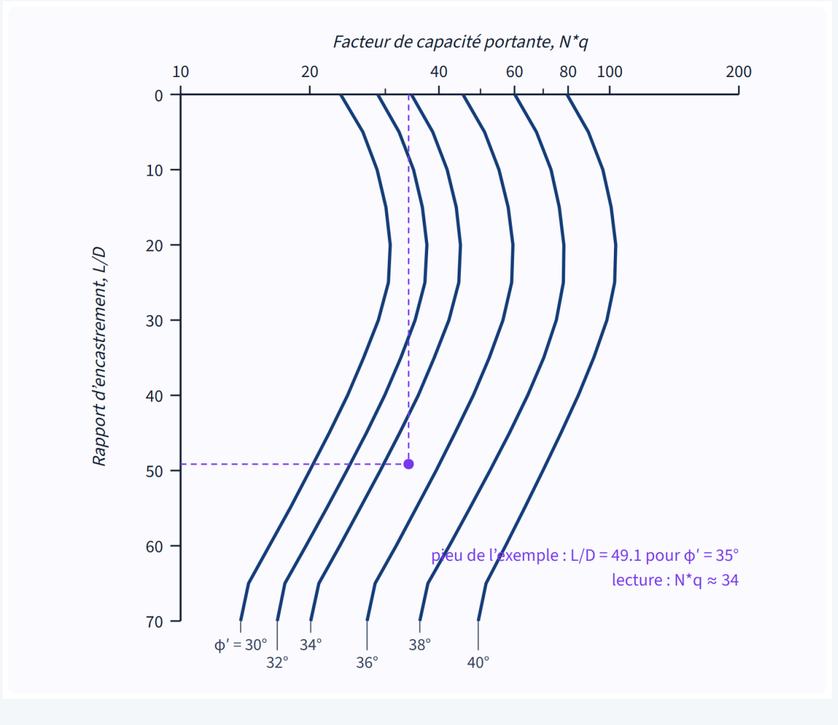
2 Résistance de pointe unitaire

$$q_p = q' N_q^* = 360(34) = 12{,}240\ \text{kPa}$$

3 Résistance de pointe

$$Q_p = A_p q_p = 0.1656(12{,}240) = \mathbf{2{,}028}\ \text{kN}$$

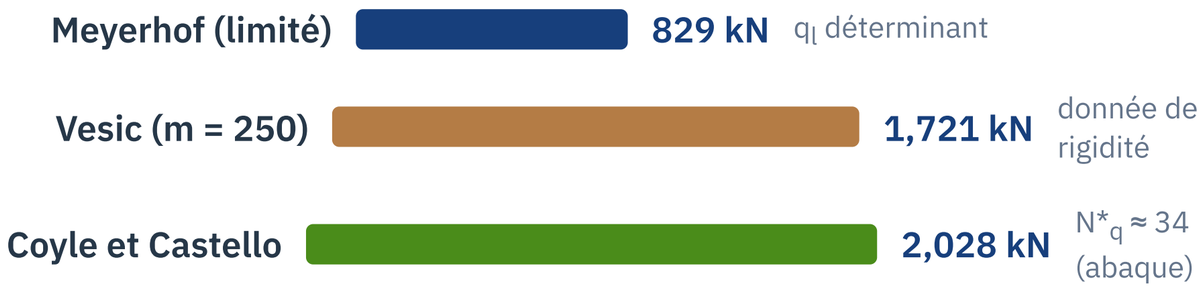
N*q lu sur l'abaque est une valeur approchée ; il peut varier de ±1 – 2 unités selon φ′ et L/D. Le résultat retenu est la plus grande des trois méthodes : **2,028 kN**.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Trois méthodes, un même pieu

THÉORIE



Les méthodes reposant sur des **hypothèses distinctes**, les résultats divergent également. L'intervalle est un indicateur honnête de la mesure dans laquelle la résistance de pointe peut être connue.

Meyerhof : **prudent** en raison de la valeur limite

Vesic : introduit explicitement la densité du sable par le biais de **m**

Coyle–Castello : repose sur des mesures effectuées sur des pieux battus ; la lecture de l'abaque est approximative

En pratique : au moins deux méthodes sont calculées, l'écart est examiné et, en l'absence d'**essai de chargement** ou d'expérience locale, une valeur proche de l'extrémité prudente est retenue.

Frottement latéral : f = K σ′ tanδ′

THÉORIE

Le frottement latéral est la somme du frottement unitaire le long de la surface du fût :

$$Q_s = \sum p \, \Delta L \, f$$

Le frottement latéral unitaire f s'écrit en fonction de la profondeur comme suit (L′ : profondeur critique) :

$$f = K \, \sigma'_o \tan \delta' \quad (0 \le z \le L')$$
$$f = f_{z=L'} \quad (L' \le z \le L)$$

p : périmètre de la section du pieu, ΔL : longueur sur laquelle p et f sont pris constants

K : coefficient de pression latérale effective des terres, σ'_o : contrainte verticale effective à cette profondeur

δ′ : angle de frottement sol–pieu (généralement 0.5φ′ – 0.8φ′)

VALEURS DE K (SELON LE TYPE DE PIEU)

Type de pieu	K
Foré ou mis en place par lançage	≈ Ko = 1 – sin φ′
Battu à faible refoulement	≈ Ko à 1.4Ko = 1.4(1 – sin φ′)
Battu à fort refoulement	≈ Ko à 1.8Ko = 1.8(1 – sin φ′)

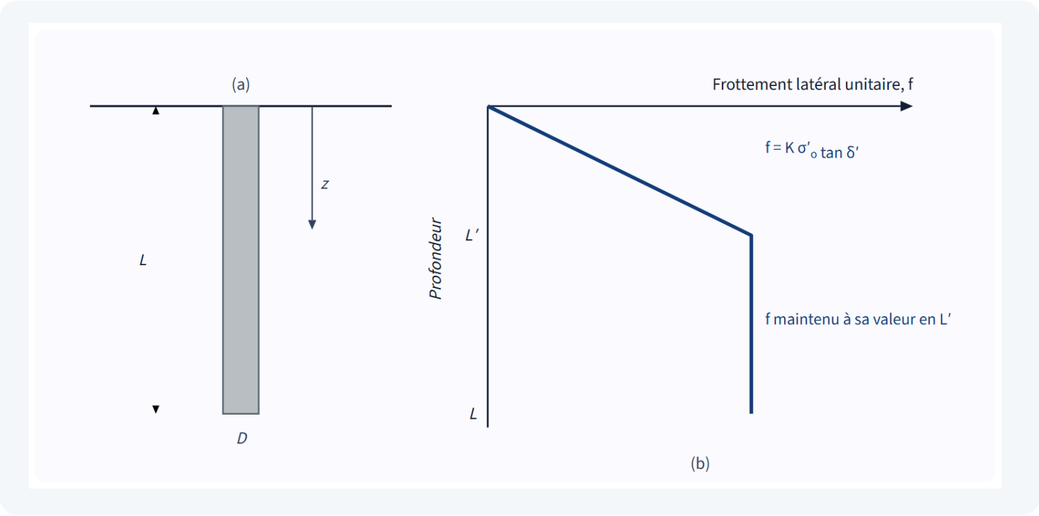
Battage : le sable est compacté autour du pieu (jusqu'à environ 2.5D)

Un pieu à fort déplacement mobilise plus de frottement qu'un pieu à faible déplacement

Les pieux **Fore/jet** donnent un frottement inférieur à celui des pieux battus

Profondeur critique : pourquoi le frottement n'augmente-t-il pas ?

THÉORIE



Le frottement mesuré n'augmente **pas indéfiniment** avec la profondeur, contrairement à la contrainte effective ; il croît jusqu'à une **profondeur critique** approximative, puis reste constant.

$$L' \approx 15\,D$$

L'explication habituelle est l'**effet de voûte** : le sable ne transmet pas au pieu la totalité de la contrainte des terres sus-jacentes autour du fût. Le module **maintient la contrainte effective sous L′ à sa valeur à la profondeur L′** ; le frottement unitaire reste constant jusqu'à la pointe.

> Pour L′, la source indique 15D – 20D ; valeur prudente **15D**

Énoncé

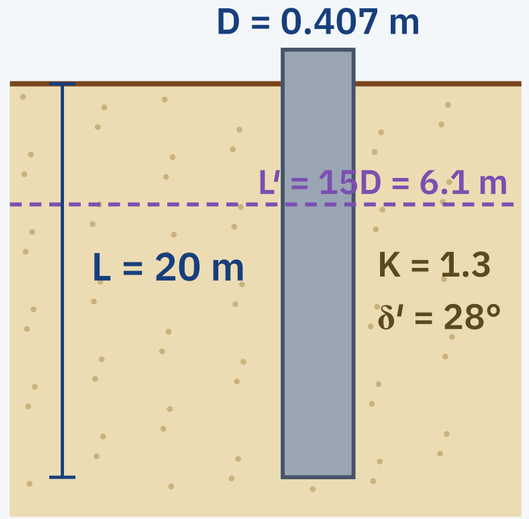
EXEMPLE

Données

Pieu et sable	**Identique à l'exemple 2 : L = 20 m, D = 0.407 m, γ = 18 kN/m³**
Périmètre	$p = 4D = 4(0.407) = 1.628\ \text{m}$
Coefficients	$K = 1.3$ **(pieu battu à fort déplacement),** $\delta' = 28^\circ$ **(**$\approx 0.8\varphi'$**)**

À DÉTERMINER

En tenant compte de la profondeur critique (L′ = 15D), déterminer le **frottement latéral** Q_s du pieu.



Solution

SOLUTION

1 Profondeur critique et contrainte à cette profondeur

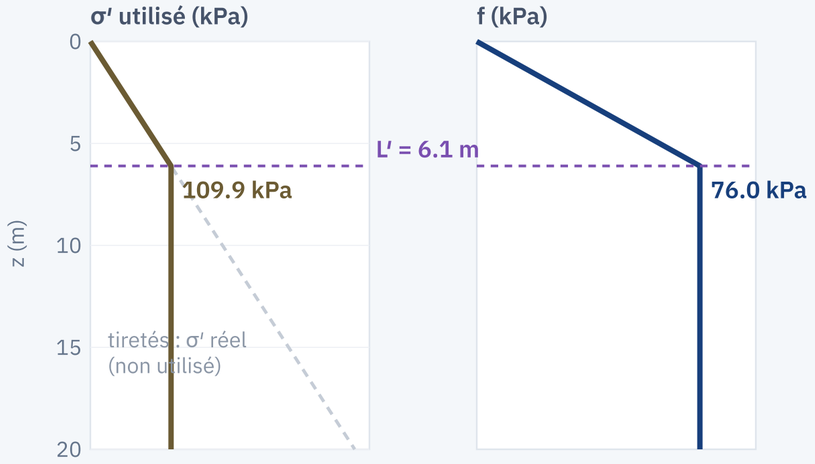
$$L' = 15D = 15(0.407) = \mathbf{6.105}\ \text{m} \qquad \sigma'(L') = 18(6.105) = 109.9\ \text{kPa}$$

2 L′ et frottement latéral unitaire à la pointe (constant sous L′)

$$f_{L'} = K\,\sigma'(L')\tan\delta' = 1.3(109.9)\tan 28^\circ = \mathbf{76.0}\ \text{kPa}$$

3 Q_s : aire du triangle (0 – L′) + du rectangle (L′ – L) × périmètre

$$Q_s = p\left[\tfrac{1}{2} f_{L'} L' + f_{L'}(L - L')\right]$$
$$= 1.628\left[\tfrac{1}{2}(76.0)(6.10) + (76.0)(13.89)\right]$$

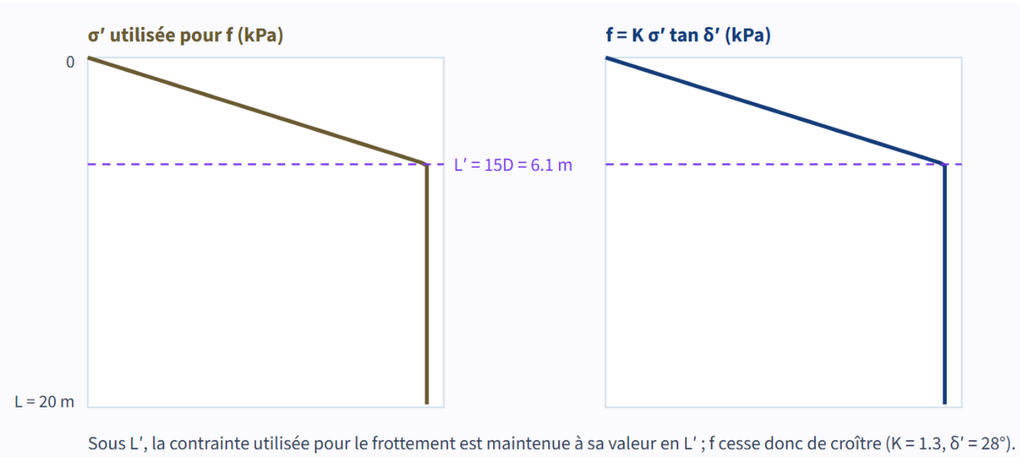


Q_S = 1,628 [231.9 + 1,055.4] = **2,096 kN**.

Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Que se passe-t-il si l'on oublie la profondeur critique ?

THÉORIE



Sous L′, la contrainte utilisée pour le frottement est maintenue à sa valeur en L′ ; f cesse donc de croître (K = 1.3, δ′ = 28°).

Calculons le même pieu **sans tenir compte de L′**, en supposant que la contrainte augmente linéairement jusqu'à la pointe :

$$f_L = 1.3(360)\tan 28^\circ = 248.8\ \text{kPa}$$
$$Q_s = p\,\tfrac{1}{2} f_L L = 4{,}051\ \text{kN}$$

2,096 kN au lieu de **4,051 kN** : environ **93 % de plus**. Omettre la profondeur critique dans un pieu long entraîne une erreur importante, du côté défavorable à la sécurité.

Coyle et Castello : avec une seule contrainte moyenne

THÉORIE

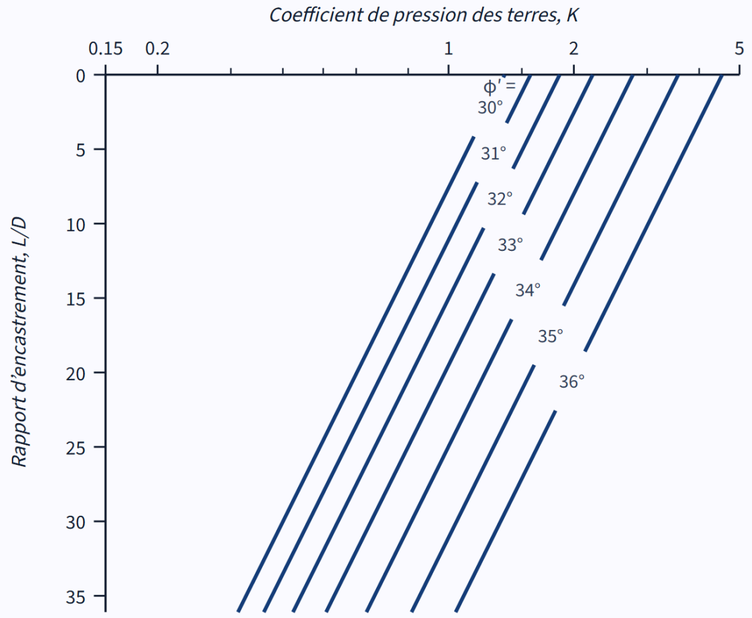
Coyle et Castello ont proposé de calculer le frottement latéral **en une seule fois, avec la contrainte effective moyenne sur la longueur enterrée** :

$$Q_s = f_{av}\, p\, L = (K\, \bar{\sigma}'_o \tan\delta')\, p\, L$$
$$\delta' = 0.8\varphi'$$

K est déterminé à partir d'essais et se lit sur l'abaque (ci-contre) en fonction de **L/D** et de φ′.

Il n'existe pas de profondeur critique distincte : la moyenne en tient lieu

Les deux méthodes de périmètre peuvent donc donner de **grandes différences pour les pieux longs**



Énoncé

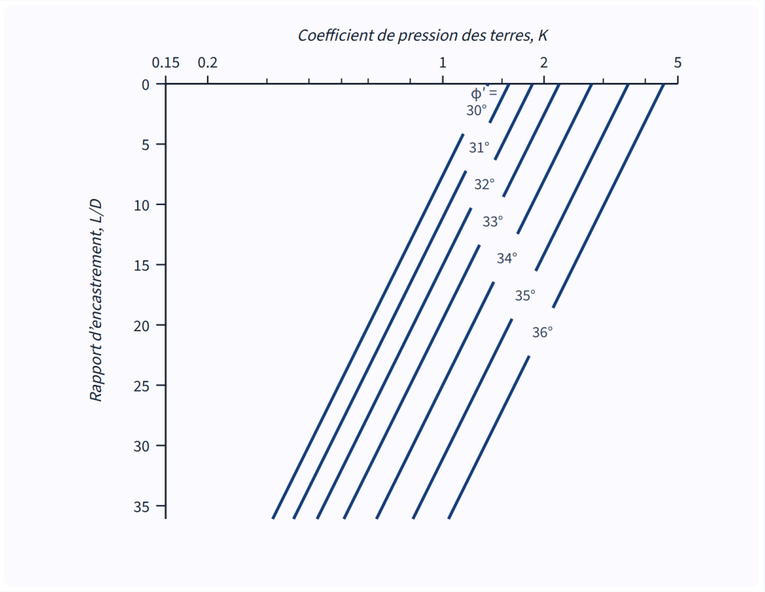
EXEMPLE

Données

Pieu et sable	**Identique à l'exemple 2 : L = 20 m, D = 0.407 m, φ′ = 35°, γ = 18 kN/m³**
Coefficient	$K \approx 0.41$ **(Figure 10 ; l'abaque est tracé jusqu'à L/D = 36, pour L/D ≈ 49 la courbe est lue par prolongement ; dans le module, saisir cette valeur dans la case K, le module renseigne 0.48 à partir de sa propre lecture de l'abaque)**
Angle de frottement	$\delta' = 0.8\varphi' = 0.8(35^\circ) = 28^\circ$

À DÉTERMINER

Déterminer le **frottement latéral** Q_s du pieu par la méthode de **Coyle et Castello (1981)**.



Solution

SOLUTION

1 Contrainte effective moyenne le long du fût (sable homogène, sans nappe phréatique)

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{\gamma L}{2} = \frac{18(20)}{2} = \mathbf{180}\ \text{kPa}$$

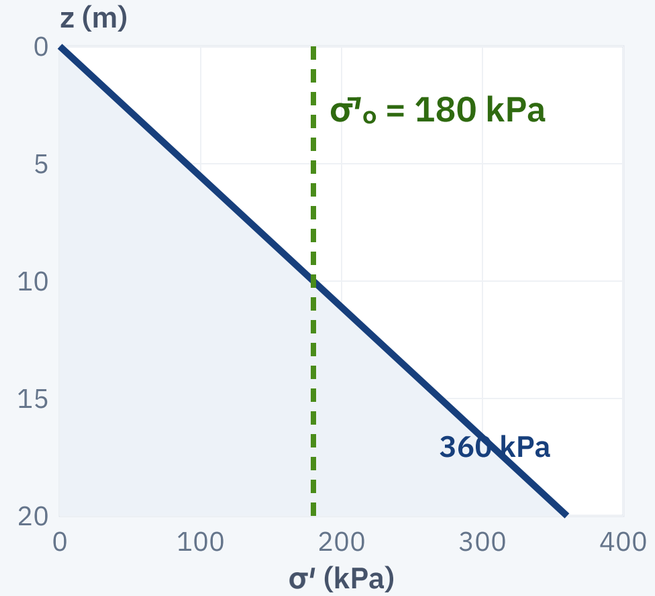
2 Frottement latéral unitaire moyen

$$f_{av} = K\,\bar{\sigma}'_o \tan\delta' = 0.41(180)\tan 28^\circ = \mathbf{39.2}\ \text{kPa}$$

3 Frottement latéral

$$Q_s = f_{av}\,p\,L = 39.2(1.628)(20) = \mathbf{1{,}278}\ \text{kN}$$

La méthode K–δ′ (avec L′) donne **2,096 kN**, Coyle–Castello **1,278 kN** : pour ce long pieu, l'écart entre les deux est d'environ 64 %.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Total avec un seul coefficient de sécurité

THÉORIE

La capacité ultime est la somme des deux composantes ; la capacité admissible s'obtient en appliquant **un seul coefficient de sécurité à l'ensemble de cette somme** :

$$Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS}$$

Valeur usuelle **FS = 2.5 – 4** pour un pieu isolé

La borne supérieure est retenue si le sol n'est connu que par quelques sondages ou si la capacité repose principalement sur la **pointe**

Les méthodes de pointe et de frottement latéral peuvent être choisies **indépendamment** l'une de l'autre ; les résultats sont interprétés conjointement

Énoncé

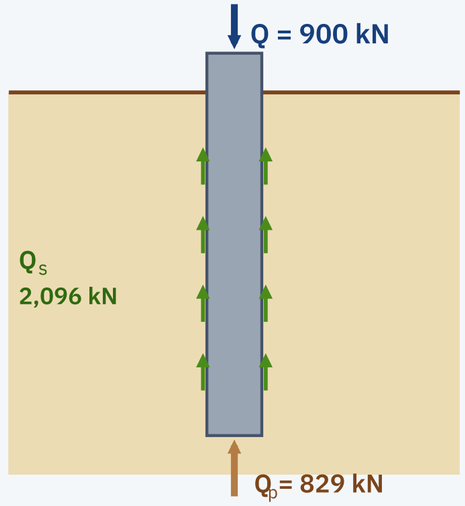
EXEMPLE

Données

Résistance de pointe	Q_p = 829 kN (Meyerhof, exemple 2)
Frottement latéral	Q_s = 2,096 kN (K–δ′, Exemple 5)
Coefficient de sécurité	FS = 3
Charge de service sur le pieu	Q = 900 kN

À DÉTERMINER

Quelle est la **charge admissible** Q_{all} du pieu ? La charge de service est-elle **suffisante** ?



Solution

SOLUTION

1 Capacité portante ultime

$$Q_u = Q_p + Q_s = 829 + 2{,}096 = \mathbf{2{,}925}\ \text{kN}$$

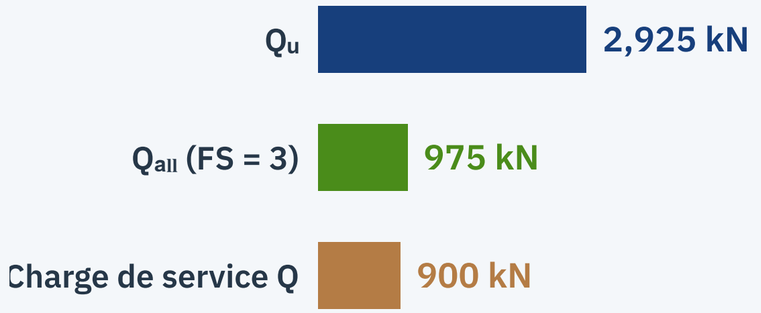
2 Contrainte admissible

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2{,}925}{3} = \mathbf{975}\ \text{kN}$$

3 Vérification

$$Q = 900\ \text{kN} \ \leq \ Q_{all} = 975\ \text{kN} \quad \Rightarrow \quad \text{suffisant}$$

Taux d'utilisation Q / Q_{all} = 900 / 975 = **0.92**.



Vérifier la solution dans GeoTerva ↗

Même pieu : Q_u et Q_{all} (FS = 3)

THÉORIE

Q_u · Q_{all} (kN)

	Q_s : K–δ′ (avec L′) **2,096 kN**	Q_s : Coyle–Castello **1,278 kN**
Q_p : Meyerhof 829 kN	2,925 · **975**	2,107 · **702**
Q_p : Vesic 1,721 kN	3,817 · **1,272**	2,999 · **1,000**
Q_p : Coyle–Castello 2,028 kN	4,123 · **1,374**	3,305 · **1,102**

Pour un pieu de vingt mètres, deux méthodes pour le frottement latéral et trois pour la pointe donnent six valeurs différentes de Q_u : **2,107 – 4,123 kN**. Le choix de la combinaison relève d'une **décision d'ingénieur**.

Interpréter la plage, ne pas se fier à une valeur unique

Le frottement latéral représente la plus grande part du total : la décision sur la **profondeur critique** est déterminante

Vérifier si possible par un **essai de chargement de pieu**

Synthèse

Points à retenir

$Q_u = Q_p + Q_s$; dans le sable, les deux composantes dépendent de la **contrainte effective**

Meyerhof : N^*_q déduit de φ', q_p limité ($q_l = 0.5 p_a N^*_q \tan\varphi'$)

Vesic : $\sigma'_o N^*_\sigma$; la rigidité du sable (m, I_{rr}) est prise en compte

Coyle et Castello : $N^*_q(\varphi', L/D)$ et $K(\varphi', L/D)$ ajustés sur des capacités mesurées

Frottement latéral : $f = K\sigma'\tan\delta'$, constant au-delà de **$L' \approx 15D$**

$Q_{all} = (Q_p + Q_s)/FS$, $FS = 2.5 – 4$

Références bibliographiques

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning ; la présente page s’y conforme.

Meyerhof, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(GT3), 197–228.

Vesic, A.S. (1977). Design of Pile Foundations. NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board.

Coyle, H.M. and Castello, R.R. (1981). New design correlations for piles in sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(GT7), 965–986.

REMARQUE

Les figures de cette présentation sont issues de la page de théorie de GeoTerva ; tous les exemples numériques ont été produits avec la bibliothèque de calcul propre au module, et le module donne les mêmes valeurs.

Calculs géotechniques en ligne

De la théorie à la pratique

Calculer le pieu de l'exemple de cette présentation pas à pas dans GeoTerva : les valeurs numériques sont identiques.

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