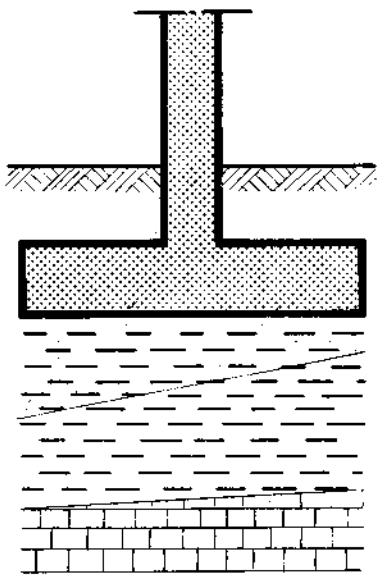
FOND. 72

LPC
SETRA

5.2

Méthodes de calcul des fondations par l'interprétation des différents essais



$$\bar{q} = q_o + \frac{K}{3}(p_{le} - p_o)$$

$$W = p\left[\frac{1+\nu}{3\,E_B} \times R_o \left(\lambda_2 \frac{R}{R_o}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{4{,}5\,E_A} \cdot \lambda_3 \cdot R\right]$$

$$\bar{q} = q_o + \frac{R_p - q_o}{\lambda}$$

$$\bar{q} = q_o + \frac{1}{\Gamma}\left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q_o\,(N_q - 1) + c\,N_c\right]$$

$$\Delta h = h \cdot \frac{C_c}{1 + C_o} \cdot \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_c}$$

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DU LOGEMENT
Direction des routes et de la circulation routière

CHAPITRE 5.2

METHODES DE CALCUL DES FONDATIONS PAR L'INTERPRETATION DES DIFFERENTS ESSAIS

5.2.1 - ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

.1. - Présentation des résultats d'essais

Les valeurs corrigées du module pressiométrique, des pressions de fluage et limites, en contraintes totales, obtenues au cours d'un sondage sont présentées sur des tableaux synoptiques en fonction de la profondeur, ainsi que les résultats géologiques obtenus pendant le forage préalable, la nature et les courbes d'avancement de l'outil, les courbes de battage et le niveau de la nappe (voir figure 1 page 2). Il faudra éviter "d'arrondir" les profils obtenus, ce qui donnerait une image fausse de l'ensemble ; on se contentera de joindre les points obtenus par des segments de droite.

.2. - Interprétation des résultats

L'application des résultats des essais pressiométriques aux calculs des ouvrages a été étudiée par M. MENARD, et fait l'objet d'un ensemble de règles de nature semi-empirique.

Compte tenu de la similitude de l'essai pressiométrique et des sollicitations dues aux fondations, la méthode donne des résultats très satisfaisants pour le calcul des semelles et des pieux (Notice D/60/67) et également pour le problème particulier des sollicitations horizontales (Notice spéciale N° 2). Nous ferons de larges emprunts à ces notices.

Il n'en est pas de même en ce qui concerne l'étude des *remblais routiers* sur sols mous : les essais pressiométriques permettront de mettre en évidence l'existence de tels problèmes mais ne semblent pas constituer la meilleure méthode pour conduire à leur solution (prépondérance des phénomènes de consolidation).

Références : règles de M. MENARD :

D60/67 Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. (1967)

D61/67 Notice spéciale N° 1 : calcul des digues et remblais routiers (1967)

D62/69 Notice spéciale N° 2 : contraintes et déformations dans un pieu soumis à des efforts horizontaux. (1969)

a - Vérification des fondations au poinçonnement

a_1 - Calcul de la résistance sous la base

1) Principe.

fig : 1

Profil synoptique obtenu à partir de sondages pressiométriques

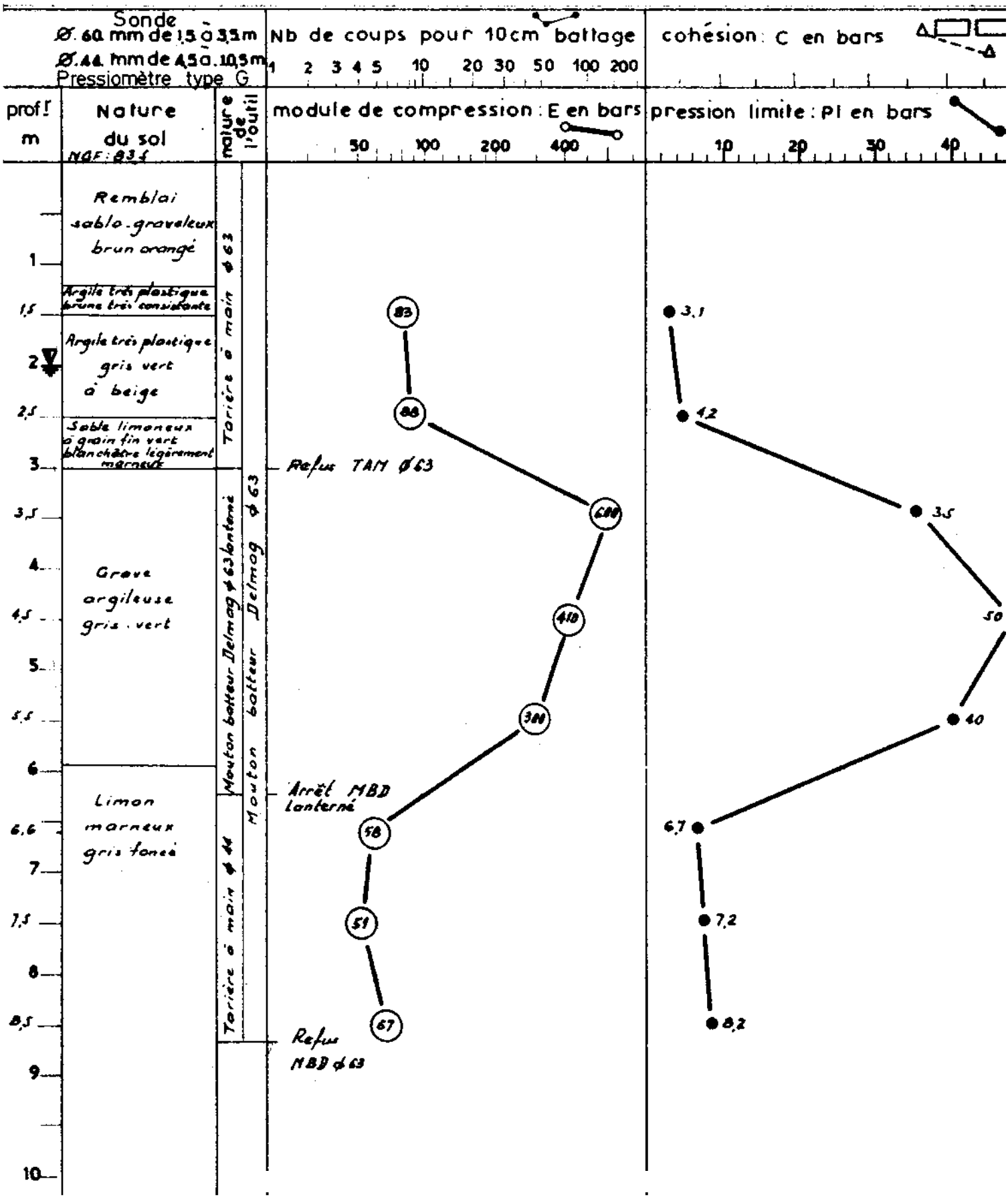
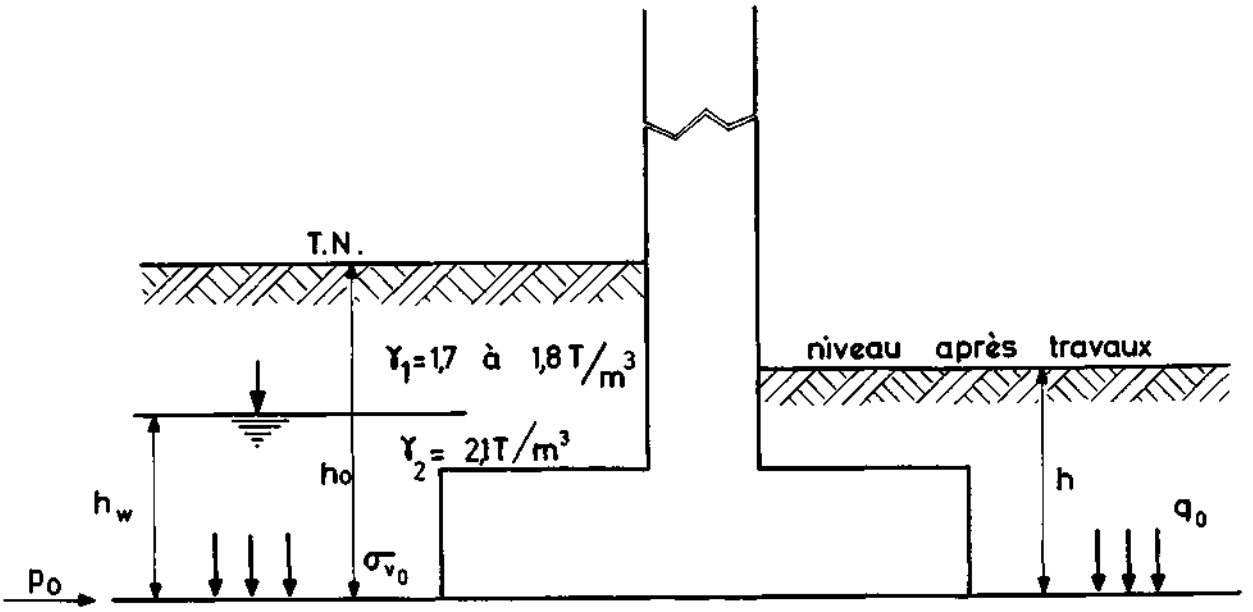


fig : 2



$$q_0 = \gamma_1 (h - h_w) + \gamma_2 h_w$$

$$\sigma_{v_0} = \gamma_1 (h_o - h_w) + \gamma_2 h_w$$

$$u = h_w \gamma_w$$

$$\boxed{\begin{aligned} q_r - q_o &= K\ (p\ell - p_o) \\ \bar{q} &= q_o + \frac{K}{3}\ (p\ell - p_o) \end{aligned}}$$

fig : 3

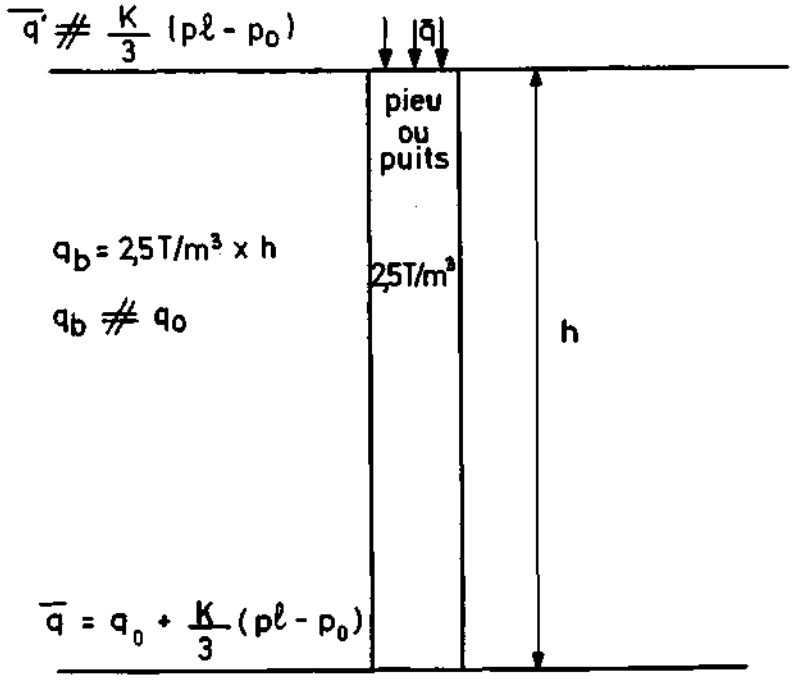
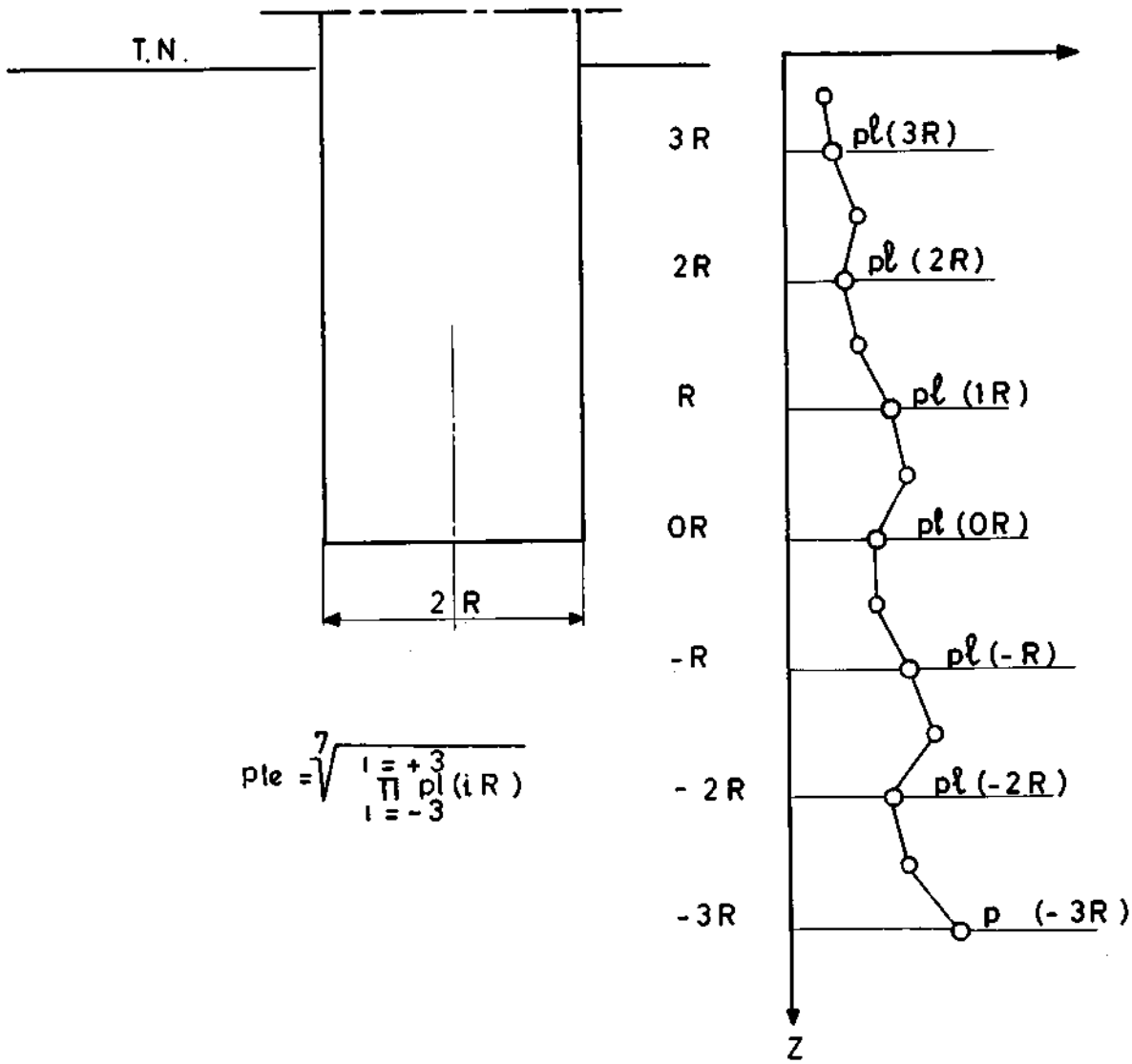


fig : 4

Calcul de ple cas général (2R>1m)



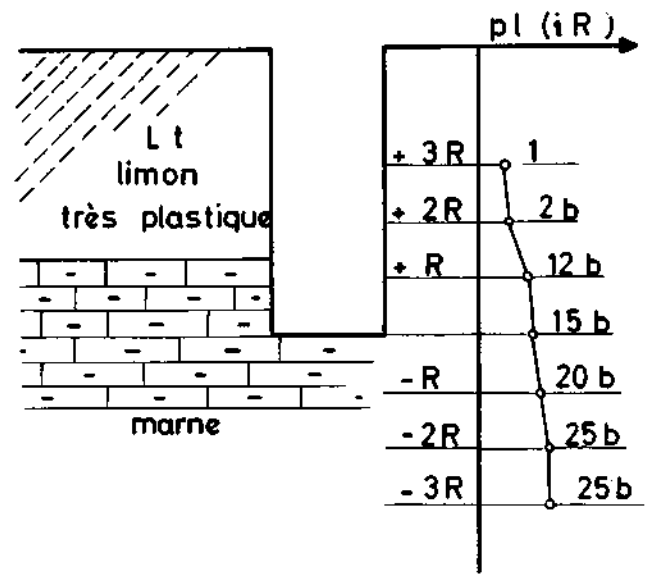
$$Ple = \sqrt[7]{\prod_{i=-3}^{i=+3} pl(iR)}$$

fig : 5

Calcul de P le pour une couche porteuse surmontée d' un limon

$$Ple = \sqrt[4]{12 \times 15 \times 20 \times 25}$$

$$Ple \neq 17{,}32 \text{ bars}$$



On passe de l'équilibre de butée limite horizontale Pl (essai) à la pression de rupture verticale qr (sous la base de la fondation) par la formule :

$$qr - qo = K\,(pl - po)$$

Notations : po pression horizontale totale (sur un plan vertical) des terres au moment de l'essai.

qo pression verticale totale (sur un plan vertical) des terres au niveau de fondation envisagé, après remblayement.

$$P_o = u + (\sigma_{vo} - u)\,Ko$$

σ_{vo} pression verticale totale au moment de l'essai au niveau de fondation.

u pression de l'eau au niveau de fondation envisagé.

Ko coefficient de pression des terres au repos.

On pourra prendre pour Ko la valeur 0,5 en général et 1 pour certains limons et argiles surconsolidés.

La pression admissible sous la base $\overline{q}$ est celle calculée au niveau de la fondation.

Elle comporte un coefficient de sécurité de 3 :

$$\overline{q} - qo = \frac{K}{3}\,(pl - po)$$

Si on veut raisonner sur la pression admissible nette, c'est-à-dire la pression admissible à la cote des terrassements , il faut lui retrancher la pression due au poids propre de la fondation (fig. 3 p 3)

Pour les pieux-béton on a : (si cote tête pieu = cote terrassement)

$qb = 2{,}5\ T/m^3 \times h$ (qb pression due au béton du pieu)

pratiquement on peut assimiler qb et qo ce qui donne à la cote d'arase des pieux : $\overline{q'} = \frac{K}{3}\,(pl - po)$

En général pour les pieux, on peut négliger po vis-à-vis de pl.

2) Détermination des différents paramètres.

- $\boxed{Ple}$ pression limite à prendre en compte

La pression limite équivalente Ple intègre seulement la distorsion des résultats d'essais sur une couche homogène porteuse ; les Pl pris en compte ne doivent pas différer de plus de 50 % entre eux.

C'est ainsi que l'on négligera les Pl très faibles d'une couche compressible surmontant le sol de fondation.(voir figure 5 page 4).

La pression limite équivalente Ple est définie comme suit :

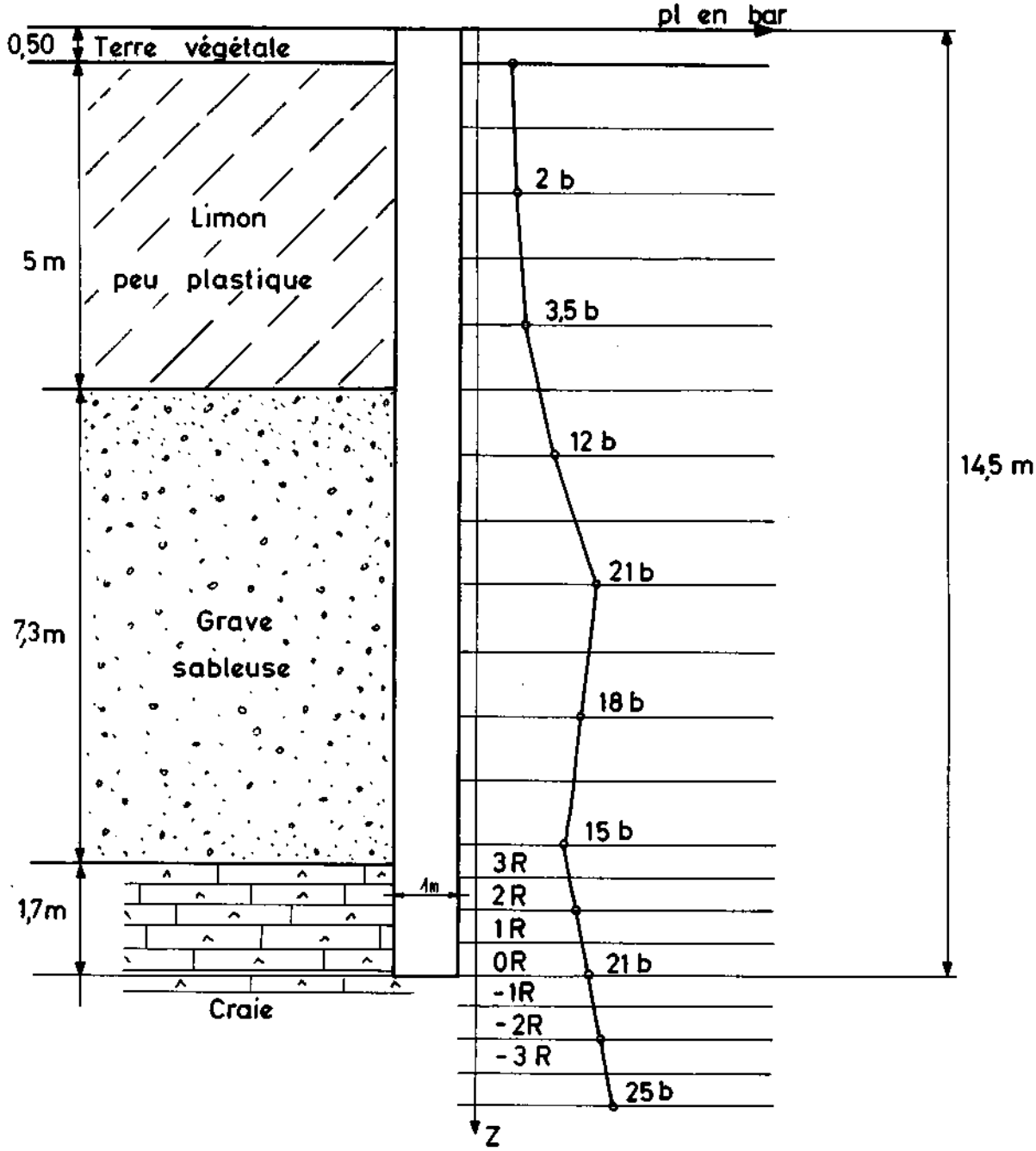
Cas général 2 R > 1 m (voir figure 4 page 4).

$$Ple = \sqrt[n]{Pl_{(-3R)} \times Pl_{(-2R)} \times \dots Pl_{(1R)} \times \dots \times Pl_{(+3R)}} = \sqrt[n]{\prod_{i=-3}^{i=+3} pl(iR)}$$

n étant égal au nombre de pl pris en compte, soit 7 si i va de - 3 à + 3.

fig : 6

Exemple de calcul de profondeur d'encastrement



$$ple = \sqrt[3]{18 \,.\, 21 \,.\, 23} \approx 20{,}5\ b$$

$$h_e = \underbrace{5 \times \frac{2 \times 3{,}5}{2 \times 20{,}5}}_{\text{limon}} + 7{,}3 \times \underbrace{\left(\frac{12 + 21 + 18 + 15}{4 \times 20{,}5}\right)}_{\text{grave}} + \underbrace{1{,}7}_{\text{craie}} = 8\ m$$

Ple est la moyenne géométrique des Pl des niveaux - 3 R à + 3 R.

Cas où 2 R < 1 m.

$$Ple = \sqrt[3]{Pl_1 \; Pl_2 \; Pl_3}$$

Les trois valeurs sous le radical représentent respectivement les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la base, au niveau de cette base et un mètre au- dessous.

Dans le cas de semelles faiblement encastrées, on prendra

$$Ple = \sqrt[2]{pl\ (oR) \times pl\ (-2R)}$$ (voir fig. 4)

Réduction pour sensibilité

Il n'y a pas lieu de réduire systématiquement la valeur pl_e obtenue, pour tenir compte d'un décompactage éventuel à l'ouverture des fouilles. Cette correction ne sera effectuée que dans le cas de sols spécialement sensibles au remaniement ou à l'action de l'eau, (certaines argiles surconsolidées, certaines roches altérées, schisteuses par exemple....) lorsque les fouilles devront rester ouvertes longtemps. En tout état de cause la réduction devra rester faible, 10 % et, exceptionnellement, 20 % puisque le seul risque est un tassement un peu fort de ce fait, et peu nénant puisqu'instantané. En pratique il sera souhaitable soit de couler rapidement sur ces sols un béton de propreté à l'ouverture des fouilles, soit que le terrassement ayant été fait 10 ou 20 cm plus haut que la cote finale, on ne déblaye définitivement que lorsque le planning du chantier permet le bétonnage effectif.

D'ailleurs il semble que la différence entre les caractéristiques pressiométriques mesurées en fond de fouille et celles mesurées à la même cote, avant déblaiement soit imputable, pour sa plus grande part, à l'essai lui-même, qui est fait en fond de fouille en deçà de la profondeur critique.

- $\boxed{he}$ profondeur d'encastrement (voir page 6 figure 6)

Dans la plupart des cas, la hauteur d'encastrement he sera prise égale à l'encastrement (h) réel dans le terrain.

Lorsque la profondeur est suffisante pour que les caractéristiques des terrains varient beaucoup (cas des caissons et des pieux), on adoptera la formule suivante :

$$he = \frac{1}{ple} \int_0^h pl(z)\, dz$$

qui peut s'écrire encore :

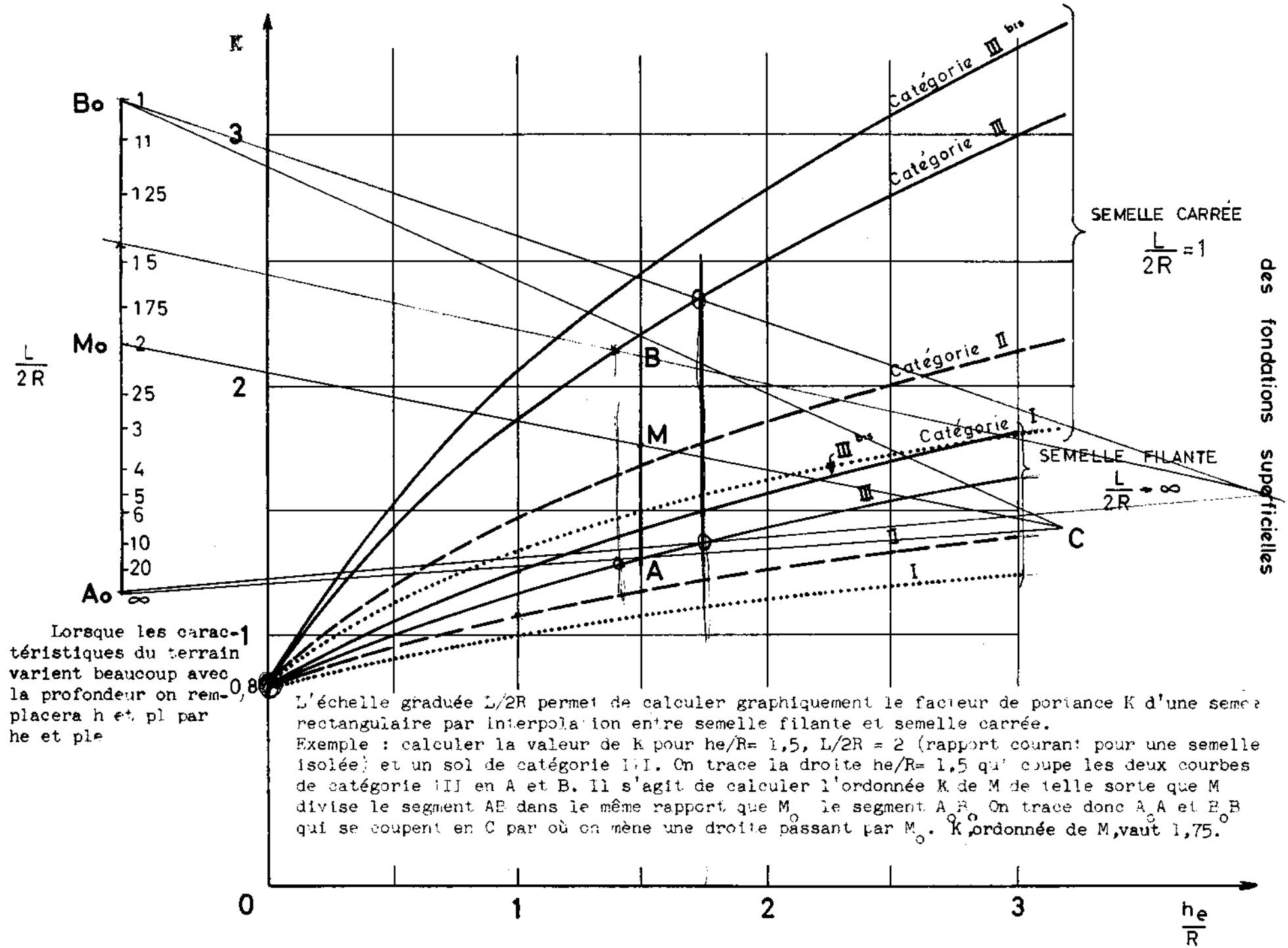
$$he = \sum h_i \left(\frac{pli}{ple}\right)$$

h_i et pl_i étant relatifs à une couche.

- Catégories de Terrains

fig : 7

Détermination du facteur de portance K pour des fondations superficielles

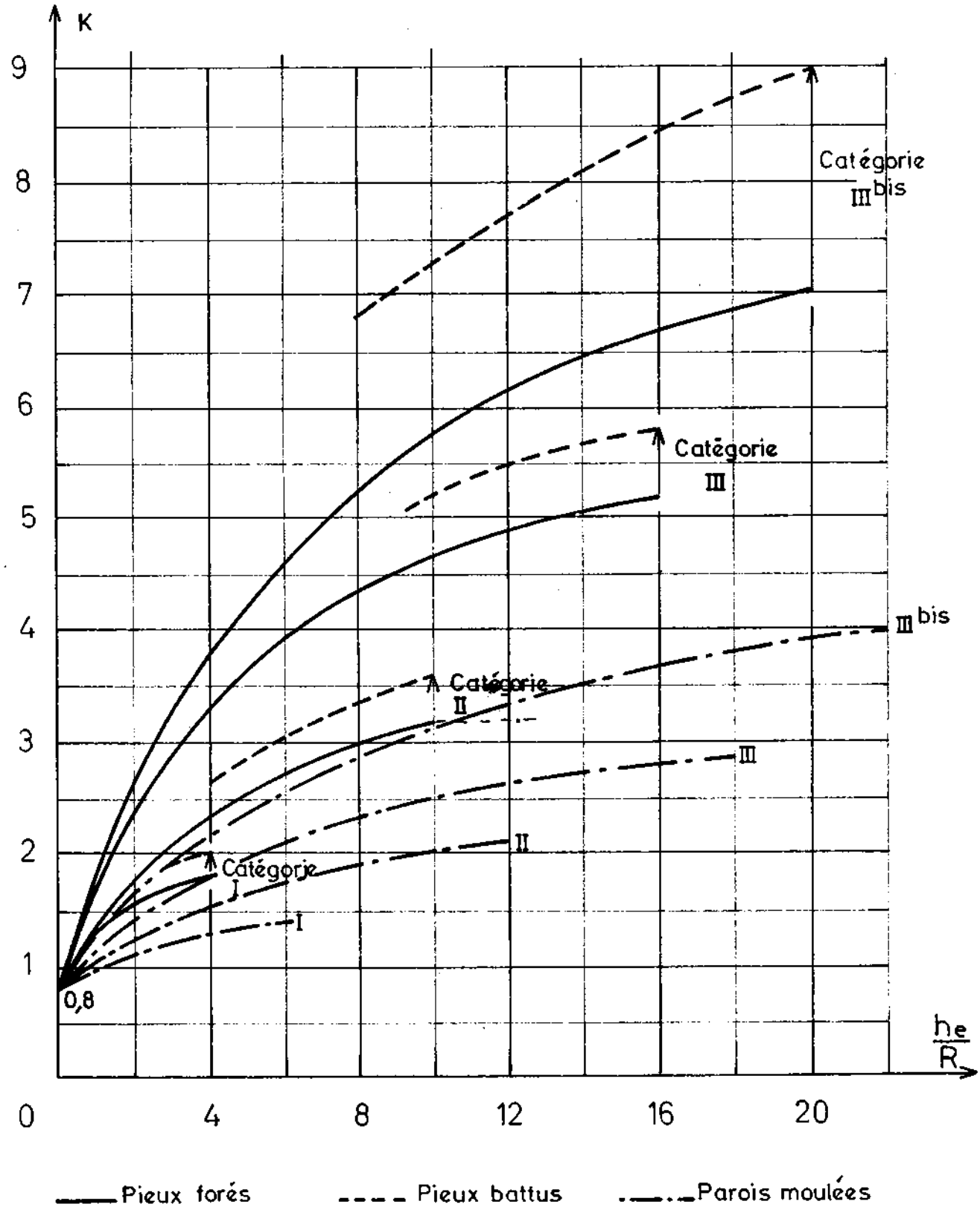


Lorsque les caractéristiques du terrain varient beaucoup avec la profondeur on remplacera h et pl par he et ple

L'échelle graduée L/2R permet de calculer graphiquement le facteur de portance K d'une semelle rectangulaire par interpolation entre semelle filante et semelle carrée.
Exemple : calculer la valeur de K pour he/R= 1,5, L/2R = 2 (rapport courant pour une semelle isolée) et un sol de catégorie III. On trace la droite he/R= 1,5 qui coupe les deux courbes de catégorie III en A et B. Il s'agit de calculer l'ordonnée K de M de telle sorte que M divise le segment AB dans le même rapport que M_o le segment A_oB_o. On trace donc A_oA et B_oB qui se coupent en C par où on mène une droite passant par M_o. K ordonnée de M, vaut 1,75.

fig : 8

Détermination du facteur de portance K pour des fondations profondes



https://www.GCAlgerie.com/

La détermination du facteur de portance nécessite le classement des sols en catégories.

Plages des pressions limites pl(bars)	Nature du sol	Catégories
0 - 12 0 - 7	Argile Limon	I
18 - 40 12 - 30 4 - 8 10 - 30	Argile raide et marne Limons compacts Sables compressibles Roche tendre ou altérée	II
10 - 20 40 - 100	Sable et gravier Roche	III
30 - 60	Sable et gravier très compact	III bis

C'est évidemment l'attribution à un sol donné de telle ou telle catégorie qui posera le plus de problème au Mécanicien des Sols.

Il est certain que ceci réclame une certaine habitude et pas mal d'expérience de la région.

En effet les sols intermédiaires pourront être difficilement qualifiables et les plages de pressions limites pourront ne pas suffire à lever le doute. Dans ces cas-là on sera conduit à prendre pour K une valeur intermédiaire à celles correspondant aux deux catégories les plus voisines.

- $\boxed{K}$ détermination du facteur de portance

Les abaques des pages 8 et 9 permettent de déterminer le facteur de portance à employer dans les calculs.

Ce facteur de portance est déterminé à partir de :

- $\frac{he}{R}$ encastrement relatif où :

. he est la profondeur d'encastrement définie plus haut.

. R est le rayon d'une fondation circulaire ou demi-largeur d'une fondation rectangulaire

- La catégorie du sol de fondation

- $\frac{L}{2R}$ coefficient de forme pour les fondations superficielles ou semi profondes (L est la longueur de la fondation).

- La nature du pieu pour les fondations profondes.

https://www.GCAlgerie.com/

a_2 - Estimation du frottement latéral

. Le frottement latéral à chaque niveau est déduit de la pression limite mesurée à ce même niveau.

. On applique à la valeur trouvée un coefficient de sécurité de 2.

Remarquons que cette procédure est semblable à celle utilisée dans l'interprétation à base de l'essai de pénétration statique et d'essais de Laboratoire. En effet, les corrélations entre p_ℓ d'une part, R_p d'autre part et la résistance au cisaillement non drainé cu des sols cohérents rendent cette méthode globale équivalente aux interprétations basées sur le coefficient d'adhérence.

Le graphique de la page 12 donne les courbes de frottement latéral à la rupture de M. MENARD.

On l'utilisera de la manière suivante :

1) Sols cohérents.

- La courbe A est à utiliser quelle que soit la position de la section considérée.

- Dans le cas général des pieux en béton sans chemise, on utilise la courbe A.

- Dans le cas de pieux en béton à chemise perdue en acier on applique par rapport à la courbe A une réduction de 50 %.

- Dans le cas de pieux en acier battus on effectuera une réduction de l'ordre de 25 %.

2) Sols pulvérulents

Les courbes de frottement latéral à la rupture à prendre en compte en fonction du type de pieu sont les suivantes :

		Nature du fût	
		béton	acier
mode de mise en oeuvre	sans déplacement	Courbe A maximum 0,8 bars	prendre 50 % des valeurs de A
	avec déplacement	Courbe B maximum 1,2 bars	courbe A

. Un pieu est dit à déplacement lorsqu'il refoule le sol à la mise en place, ce qui a pour effet de densifier celui-ci s'il est pulvérulent et d'augmenter la contrainte de contact.

Rentrent en particulier dans cette catégorie :

- les pieux battus façonnés à l'avance exceptés les profilés métalliques H

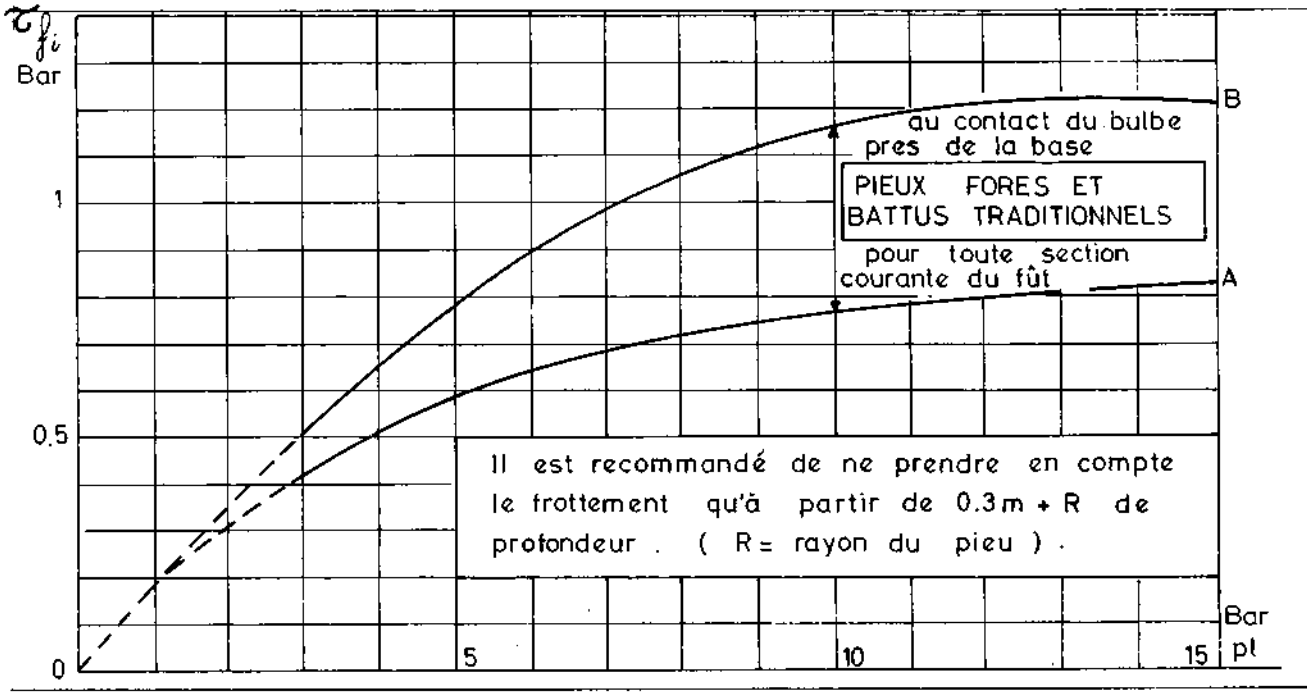
- les pieux exécutés en place à tube battu fermé.

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 9

Résistance au frottement latéral unitaire à la rupture d'un pieu en fonction de la pression limite

(se reporter à la page 11 pour indications complémentaires)



https://www.GCAlgerie.com/

. En revanche, sont considérés comme pieux *sans déplacement* en particulier les pieux suivants :

- pieux façonnés à l'avance en H ou I
- les pieux exécutés en place sans tube de travail
- les pieux exécutés en place à tube ouvert récupéré, avec extraction du sol.

. Il existe des cas intermédiaires et des pieux spéciaux dont le classement est laissé à l'appréciation de l'ingénieur.

3) Sols rocheux.

Dans le cas de sols rocheux de pl $>$ 15 bars où les pieux sont encastrés par destruction du matériau et bétonnés à pleine fouille, on peut prendre un frottement latéral à la rupture égal à $\frac{pl}{12}$ compte tenu que les problèmes d'éboulement et de décompaction sont limités dans ce genre de sol.

Dans le cas de sols pulvérulents compacts, on n'admettra pas d'augmentation du frottement latéral au-delà de pl = 15 bars.

b - Calcul des tassements

Il y a lieu d'effectuer un calcul de tassement pour des fondations superficielles, des puits et éventuellement des groupes de pieux.

Le tassement de l'appui est la somme :

- du tassement général dû aux remblaiements éventuels autour de l'appui considéré

- et du tassement dû aux charges appliquées à la fondation.

En pratique il est souvent commode de calculer le 1er terme en supposant le remblai continu, le 2ème terme étant limité aux charges des parties de l'ouvrage.

Les formules de tassement font intervenir un effet d'échelle variable selon la nature du matériau par l'intermédiaire du coefficient α dont les valeurs sont prises dans le tableau page 17 en fonction d'une évaluation de l'état de serrage ou de consolidation du sol forfaitairement réprésenté par le rapport E/pl.

On notera que la valeur de ce rapport ne constitue qu'une évaluation très grossière du degré de consolidation ; en effet si leurs variations sont bien dans le même sens, les bornes indiquées au tableau ne peuvent en tout état de cause, être que très approximatives.

b_1 - Calcul du tassement d'une fondation superficielle

CAS GENERAL :

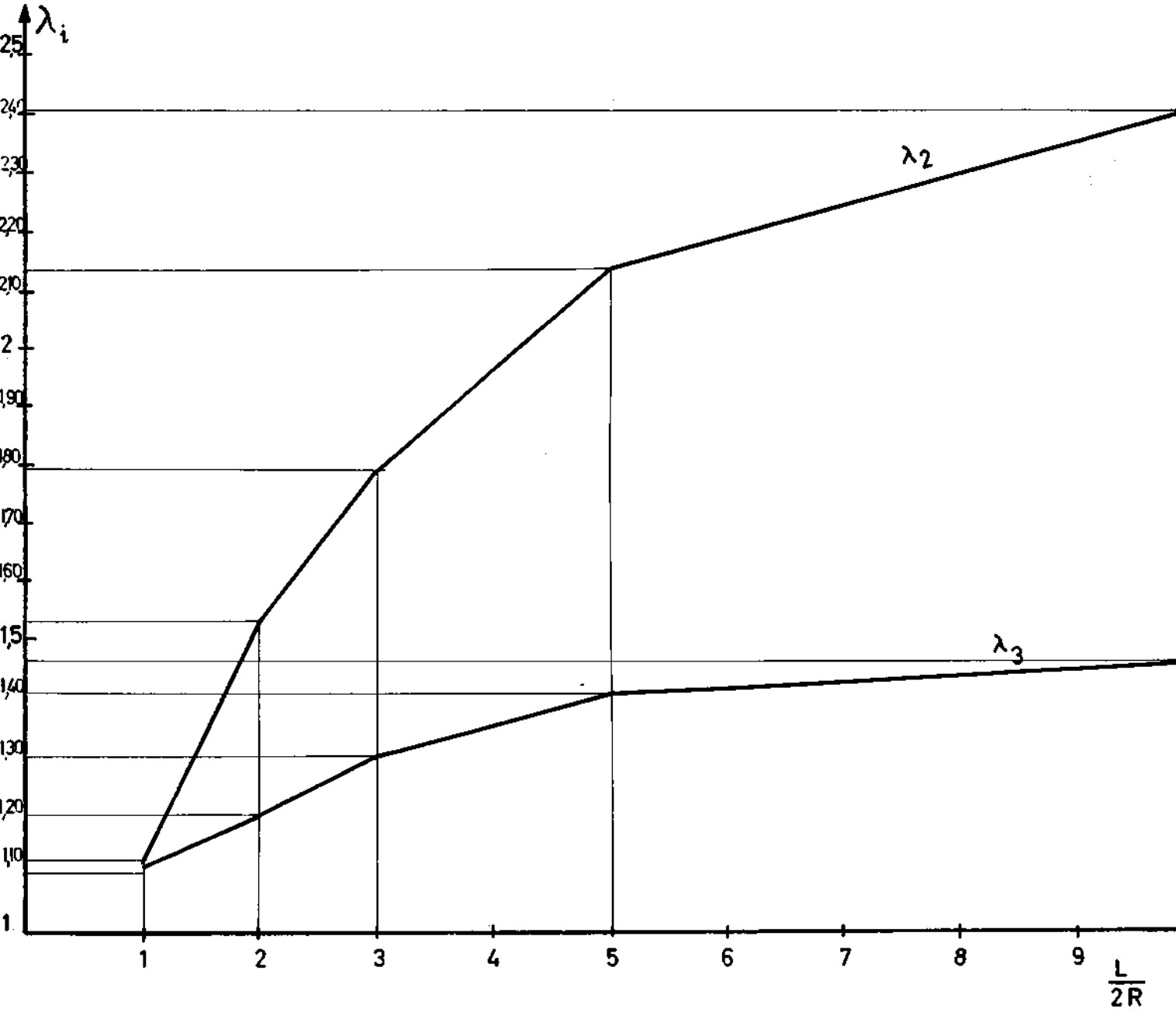
https://www.GCAlgerie.com/

fig : 10

Détermination de λ_2 et λ_3

(2 R = Largeur d'une semelle)

(L = Longueur d une semelle)



https://www.GCAlgerie.com/

On applique la formule générale du tassement qui est la suivante :

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

. Le terme W_1, tassement instantané n'est pas calculé, il est lié essentiellement aux conditions d'exécution (remaniement du fond de fouille).

. $W_2 = \frac{1,33}{3\ E_B} \times P \times Ro \times (\lambda_2 \cdot \frac{R}{Ro})^{\alpha}$ Domaine déviatorique

et

. $W_3 = \frac{\alpha}{4.5 E_A} \times P \times \lambda_3 \times R$ Domaine sphérique

avec

R = demi largeur de la semelle rectangulaire ou rayon d'une semelle circulaire.

Ro = 30 cm, dimension de référence.

P = surpression moyenne due à la fondation par rapport à l'état naturel (avant terrassements), calculée sous les charges permanentes seules (en bars).

λ_2 et λ_3 = coefficients de forme dépendant des dimensions de la semelle dans les domaines sphérique et déviatorique. (fig. 10)

E_A et E_B = modules pressiométriques équivalents correspondant aux domaines sphériques et déviatoriques (en bars) calculés comme indiqué ci-dessous.

α = coefficient du sol donné par le tableau page 17.

Ces formules correspondent à une fondation encastrée au moins d'un diamètre dans le sol ($h > 2R$). Dans le cas contraire, il convient de majorer w de 10 % pour h = R et 20 % pour h = 0.

Détermination de E_A

$E_A = E_1$ et E_1 est la moyenne harmonique des valeurs des modules pressiométriques à la cote 0 (niveau de la semelle) et à la cote - R (voir fig. 11 page 16).

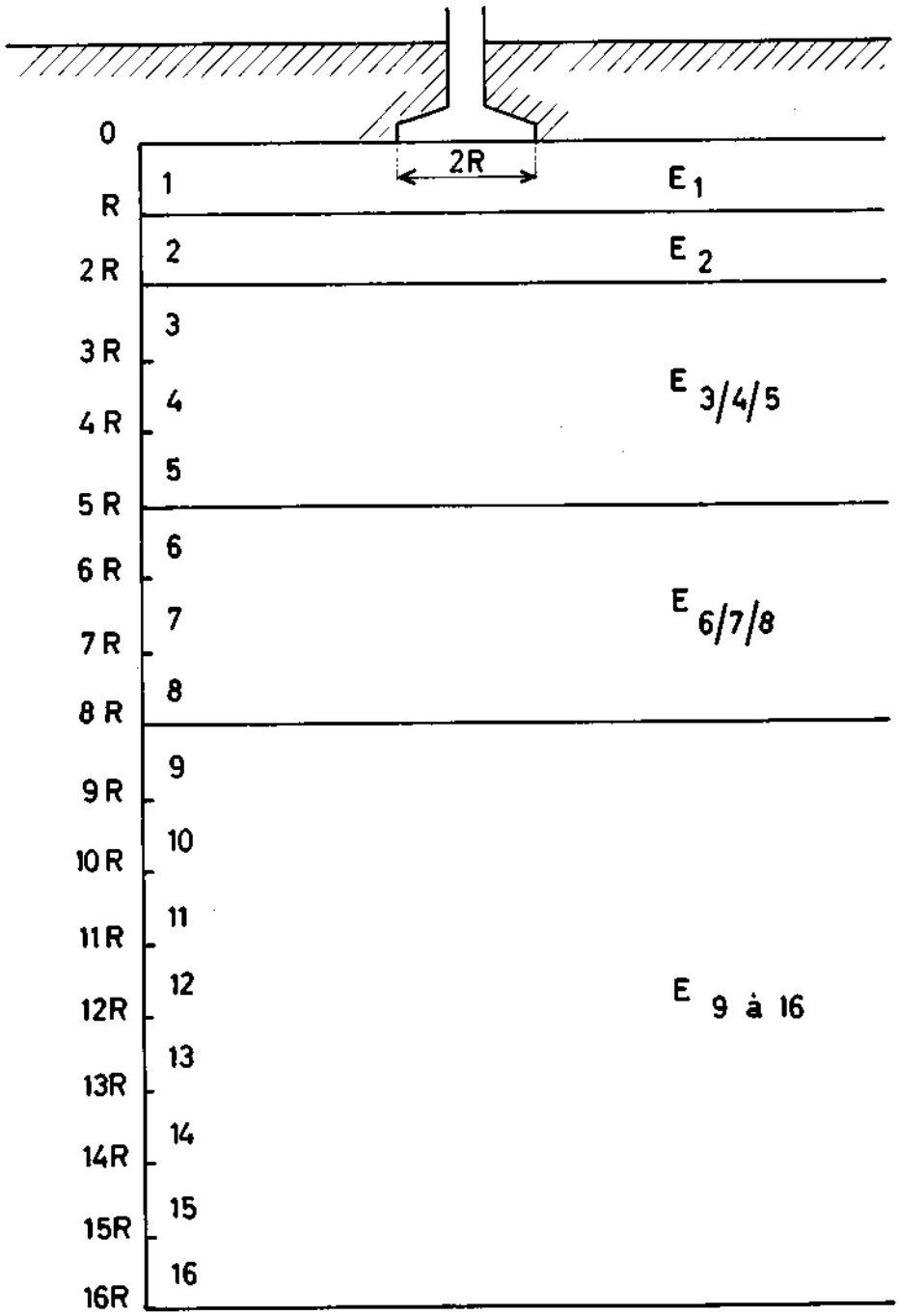
$$\frac{2}{E_1} = \frac{1}{E_o} + \frac{1}{E(-R)}$$

Détermination de E_B

$$E_B = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85\ E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5\ E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5\ E_{9\ à\ 16}}}$$

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 11



https://www.GCAlgerie.com/

Calcul du tassement

Coefficient α

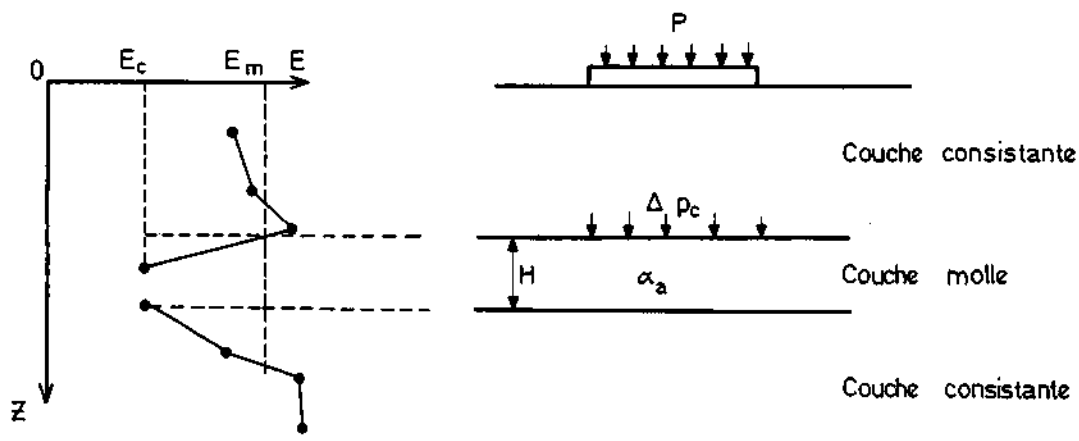
Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α
surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9.16	2/3	8.14	1/2	7.12	1/3	6.10	1/4
sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7.9	1/2	5.8	1/2	5.7	1/3		-

Type	Roche
	α
très peu fracturé	2/3
normal	1/2
très fracturé	1/3
très altéré	2/3

fig : 12

Calcul du tassement

Cas d'une couche molle intercalaire



https://www.GCAlgerie.com/

E_2 étant la moyenne harmonique des modules aux cotes - R et - 2R (voir fig. 11).

$$\frac{2}{E_2} = \frac{1}{E(-R)} + \frac{1}{E(-2R)}$$

et

$E_{3/4/5}$, $E_{6/7/8}$, $E_{9 \text{ à } 16}$: moyenne harmonique des modules des tranches 3 à 5, 6 à 8 et 9 à 16. (voir fig. 11)

CAS PARTICULIER d'une couche molle intercalaire.

Le calcul du tassement s'effectue de la même façon, mais on ajoute au tassement d'ensemble W' le tassement W" correspondant à la couche molle.

$W = W' + W''$ tassement total

$W' = W_1 + W_2 + W_3$ tassement d'ensemble

avec

. W_1 tassement instantané non calculé

. $W_3 = \frac{\alpha}{4,5\ E_A}\ p\ \lambda_3\ R$ domaine sphérique

. $W_2 = \frac{1,33}{3\ E_m}\ p\ R_o\ (\lambda_2 \frac{R}{R_o})^{\alpha}$ domaine déviatorique

. $W'' = \alpha_c\ (\frac{1}{E_c} - \frac{1}{E_m})\ \Delta p_c\ H$

E_m : module pressiométrique dans le domaine déviatorique calculé sans tenir compte des valeurs correspondantes à la couche molle (on substitue au module E_c un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches).

E_c : module pressiométrique moyen de la couche molle.

α_c : coefficient de la couche molle (tableau page 17).

Δp_c : valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle (surcharge due à la fondation, calculée sous les charges permanentes seules). On se reportera aux pages 46 et suivantes pour l'épanouissement des contraintes dans le terrain.

p : surpression moyenne due à la fondation sous la base de celle-ci, calculée sous les charges permanentes seules. Il s'agit du surcroit de pression par rapport à l'état naturel.

b_2 - Evaluation du tassement d'un remblai

Le tassement correspondant à l'édification d'un remblai peut être calculé par la formule suivante :

https://www.GCAlgerie.com/

$$W = \int_0^h \frac{\alpha(z) \cdot p(z)}{E(z)} \, dz$$

Cette méthode d'évaluation du tassement d'un remblai ne donne qu'un ordre de grandeur qui met en évidence le problème du tassement (phénomène de consolidation prépondérant, coefficient de sécurité faible).

Notations :

P (z) surpression verticale permanente à la profondeur z due au remblai (calculée par rapport à l'état naturel ou antérieur) en bars, on pourra se reporter pour la détermination de p (z) à la page 50.

E (z) module pressiométrique à la profondeur z, en bars.

α (z) coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol à la profondeur z (voir tableau p. 17).

CAS PARTICULIER

Si le remblai est édifié sur une couche molle d'épaisseur inférieure à sa demi largeur, le tassement correspondant sera égal à :

$$W = \int_0^h \frac{\alpha(Z) \cdot p(z) \cdot \beta(\Gamma)}{E(z)} \cdot dz$$

avec

$\beta(\Gamma) = \frac{2}{3} \frac{\Gamma}{\Gamma - 1}$ si $\Gamma < 2$ (Γ étant le rapport du pouvoir portant du sol à la rupture au taux de travail effectif, surcharges comprises, à la profondeur z).

$\beta(\Gamma) = 1$, si $\Gamma \geqslant 2$

Cette dernière expression essaie de tenir compte du tassement dû au fluage dont on sait qu'il est fonction du coefficient de sécurité ; mais il ne semble pas que ce phénomène soit à considérer tant que le coefficient de sécurité Γ ne descend pas en dessous de 2 ou même 1,5.

b_3 - Calcul du tassement des puits courts

Au contraire des fondations superficielles, on considère ici l'influence du frottement latéral.

Une partie seulement de l'effort permanent appliqué en tête se reporte sur la pointe ou la base, et c'est cette partie seule qui engendre le tassement en pied.

A son tour le tassement observé en tête devra, par rapport au tassement en pied, être augmenté du raccourcissement propre de la fondation.

Celui-ci sera toujours inférieur à 1 cm sous charge de service et donc constituera un déplacement total négligeable dans le cas de pieux ancrés dans un substratum très dur.

On se reportera à une étude de GAMBIN (revue Sols-Soils N° 7 de 1963) pour une méthode précise (par tranches) de calcul du tassement d'une fondation semi-profonde.

https://www.GCAlgerie.com/

Etant donné la faible valeur des déplacements verticaux observés généralement, très inférieure à la valeur admissible par les structures, nous nous limitons ici à présenter des formules d'évaluation globale qui tiennent compte de la répartition (pointe et frottement latéral) des efforts appliqués en tête des fondations semi-profondes.

$$W = C_q \cdot \frac{q}{2\,E} \cdot 30 \cdot \left(\frac{\lambda 2\ R}{30} \right) \text{ (pour } \frac{he}{R} < 5)$$

où les notations sont les suivantes

W — tassement observé en tête, en cm.

q — contrainte normale en tête, en bars.
quotient de l'effort normal en tête par la section du fût

$\lambda 2$ — coefficient de forme de la base de la fondation, en domaine déviatorique, déjà utilisé pour le calcul du tassement des semelles.
Rappelons que $\lambda_2 = 1$ pour une section circulaire.

$\lambda_2 = 1{,}12$ pour une section carrée.

R — rayon d'une base circulaire, demi largeur d'une base rectangulaire.

α — coefficient (tableau page 17)

C_q — coefficient représentant le pourcentage d'effort pris par la pointe, soit $\frac{\text{effort repris en pointe}}{\text{effort appliqué en tête}}$. On conseille d'adopter, si h est la hauteur totale de la fondation :

pour les fondations semi-profondes $(2 < \frac{h}{R} < 10)$

$$C_q = \frac{1}{0{,}8 + \frac{h}{10R}}$$

Ces formules ont été établies pour des fondations fichées dans un sol homogène. Elles pourront encore être appliquées lorsque le puits traversera plusieurs couches successives, à condition que les propriétés de celles-ci soient peu variables de l'une à l'autre. Elles ne seront pas valables lorsque le pieu sera ancré dans une couche résistante surmontée de couches mauvaises ; dans ce dernier cas on pourra considérer que le puits ne travaille qu'en pointe et, si la couche d'ancrage est suffisamment résistante ($E > 200$ bars) négliger le tassement du puits qui ne sera pas supérieur à 1 ou 2 cm sous charge de service.

https://www.GCAlgerie.com/

5.2.2 - PENETROMETRE STATIQUE

.1. - Présentation des résultats d'essais

Les diagrammes de pénétration donnent en général deux courbes, représentant les variations de la résistance de pointe et celles de l'effort latéral, en fonction de la profondeur. (cf. figure 14).

On notera particulièrement que ces valeurs ont des dimensions différentes et sont mesurées à des profondeurs distinctes. En effet :

- l'effort latéral Qf à la profondeur D correspond au frottement latéral de l'ensemble des couches supérieures à la profondeur D : Qf est un effort "intégré".

- En revanche, la résistance de pointe Rp donne la mesure à ce niveau D.

Nous avons indiqué dans la partie 3.5.2 la difficulté de choisir une valeur représentative sur les courbes brutes lorsqu'elles présentent des ondulations, voire des dents de scie (en particulier dans des graves ou dans des argiles et marnes comportant des inclusions dures de diverses natures - rognons de silex, par exemple).

On remarquera que les différentes méthodes d'interprétation proposées ci-après font intervenir des moyennes pondérées des valeurs de la résistance de pointe mesurée, et ceci parce qu'évidemment le sol est sollicité dans sa masse.

Néanmoins, un pic brutal, correspondant à un élément dur local, ne devra pas être pris en compte et l'on adoptera en ce cas une enveloppe inférieure des valeurs mesurées. En présence de variations limitées et régulières on adoptera au contraire pour Rp une courbe intermédiaire aux enveloppes des maxima et des minima.

Les courbes de la page 23 (extraites de PAREZ 1963) sont des exemples de l'allure que pourront revêtir les diagrammes de pénétration dans divers sols bien caractérisés. On y a joint en légende des indications sur les valeurs numériques usuelles de la résistance de pointe et sur la variation du frottement latéral total.

.2. - Interprétation des résultats

a - Calcul d'une fondation profonde isolée

La charge à rupture d'une fondation profonde est la somme d'un terme de pointe Qp et d'un terme de frottement latéral Qf.

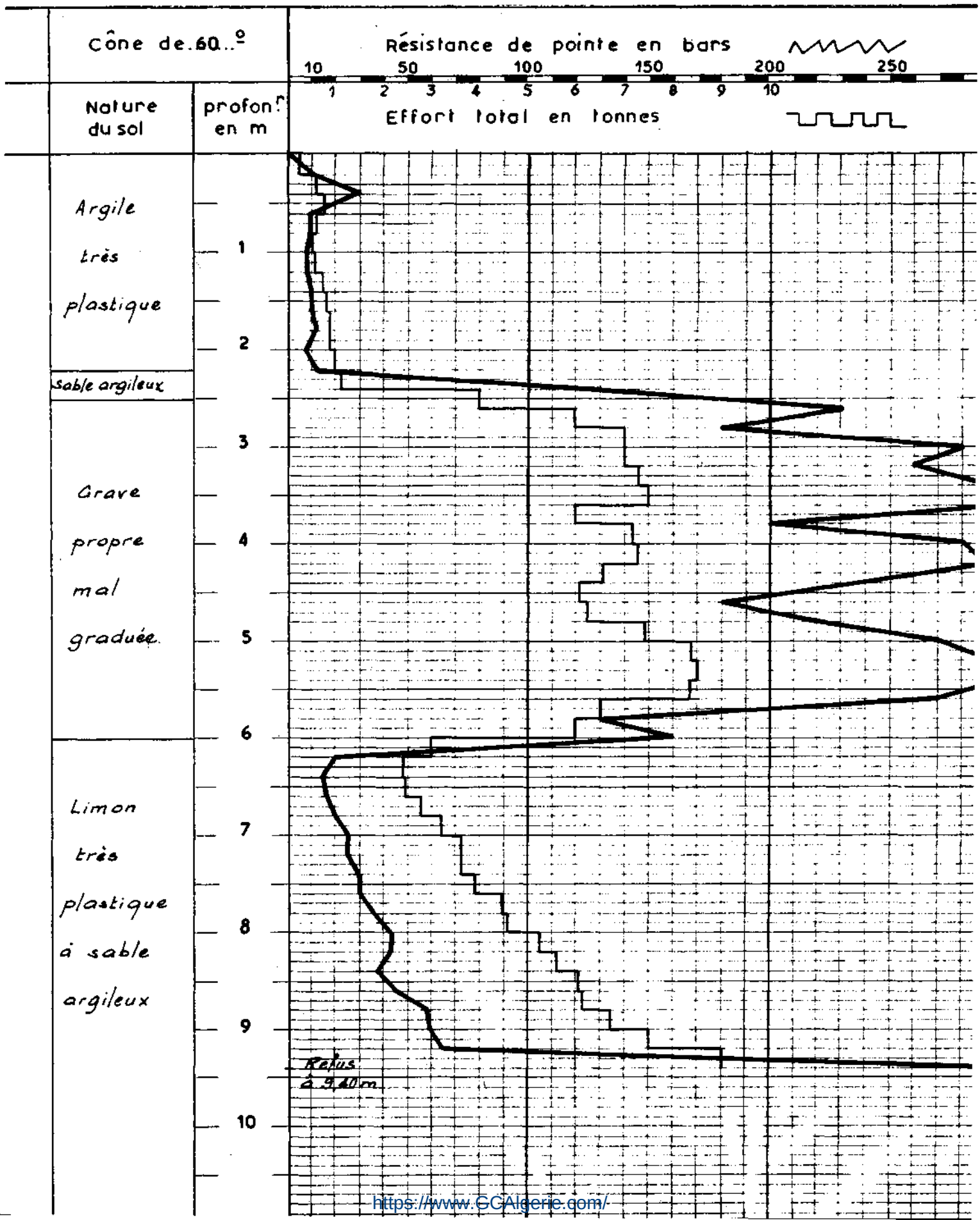
$$Qr = Qp + Qf$$

On admet le plus souvent que les coefficients de sécurité à adopter sont de 3 en pointe et de 2 au frottement latéral. D'où l'expression de la charge nominale QN du pieu isolé :

https://www.GCAlgerie.com/

fig:13

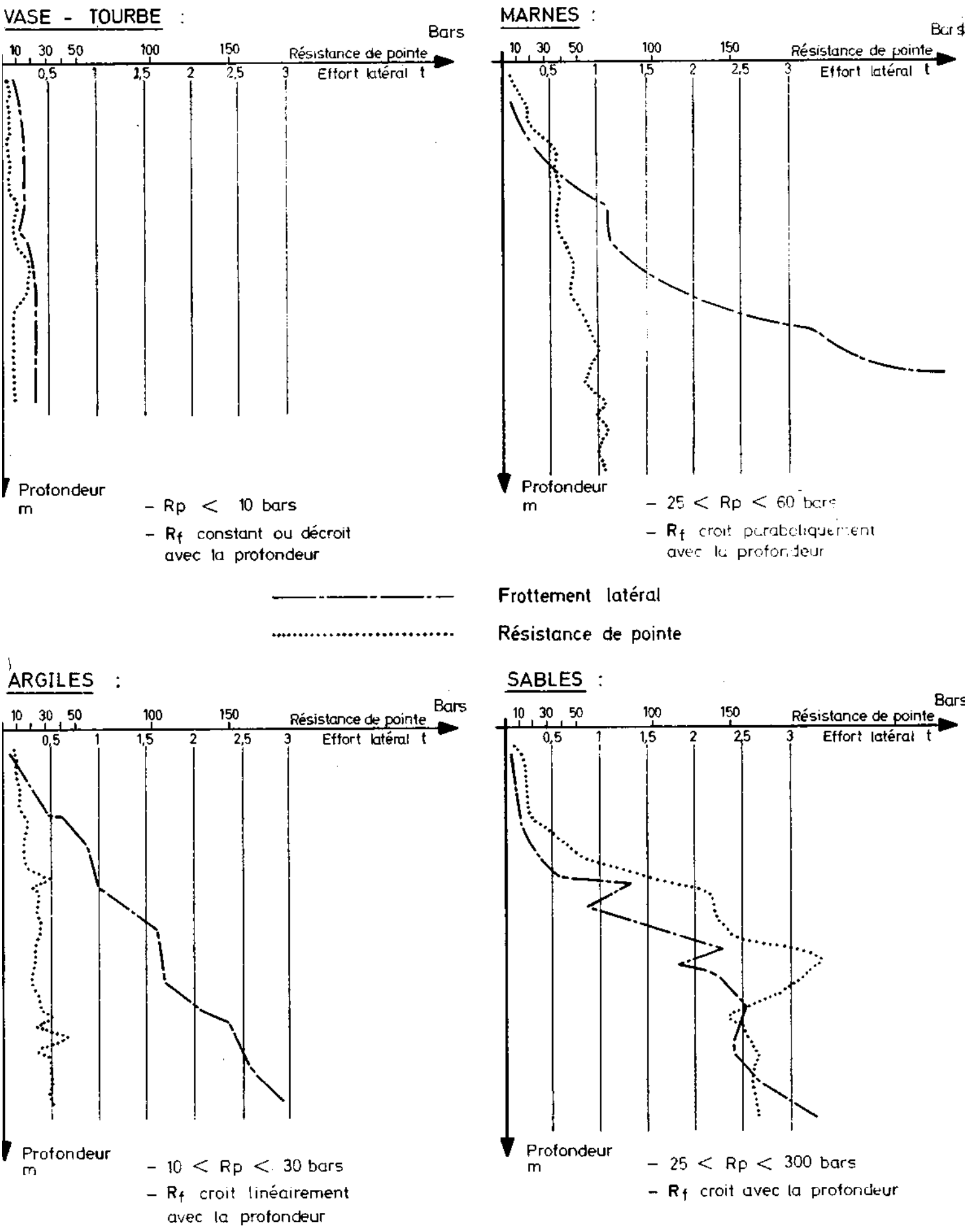
Diagramme de pénétration (pénétromètre statique)



https://www.GCAlgerie.com/

fig: 14

Diagrammes de pénétration



https://www.GCAlgerie.com/

fig : 15

Méthode de Wan Der Ween

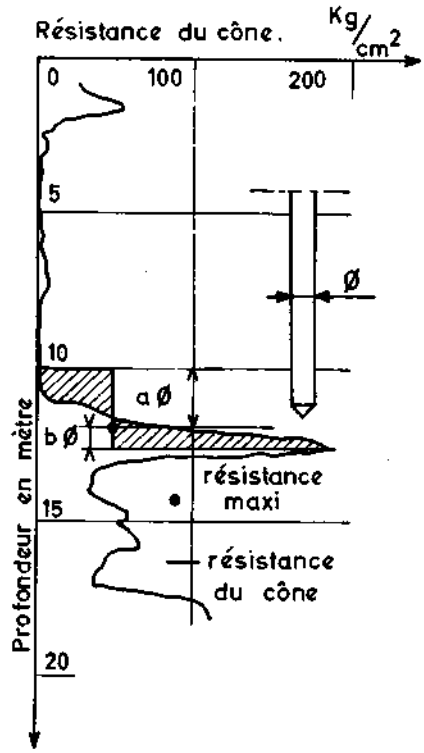


fig : 16

Méthode de Begemann

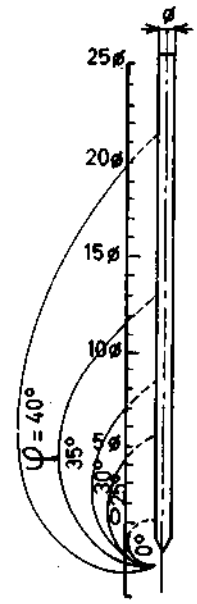
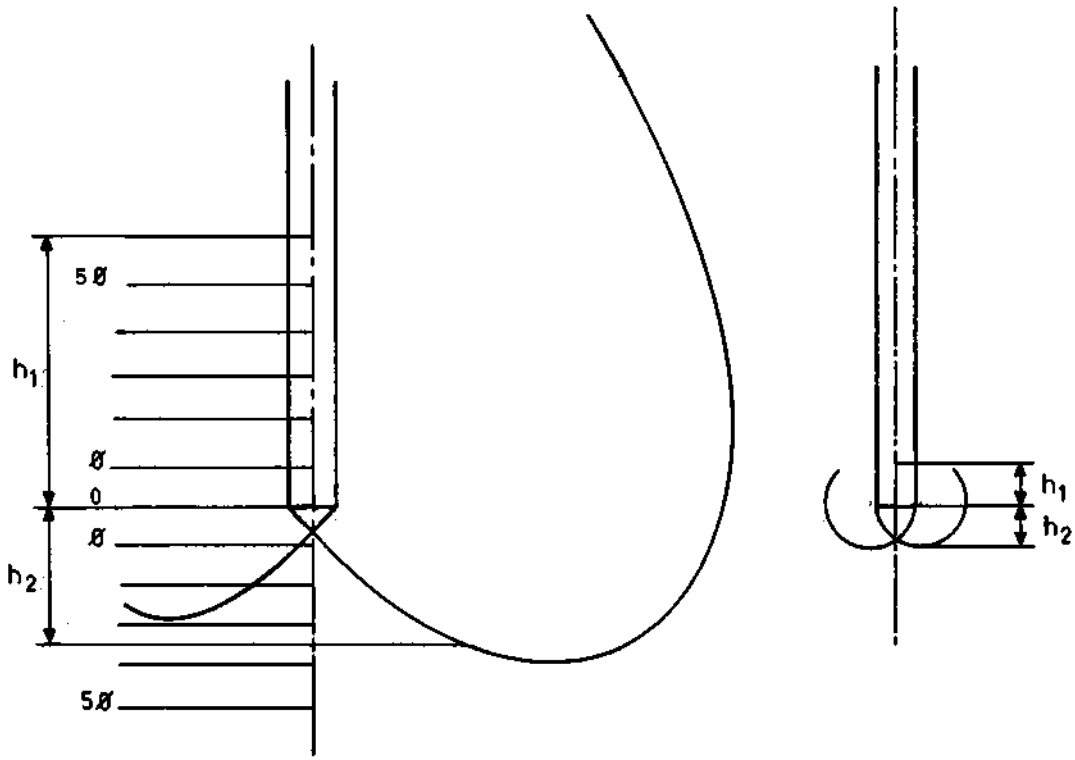


fig : 17



Sol pulvérulent

h_1 Limité à 6 Ø

h_2 = 3,5 Ø

Sol cohérent

h_1 = Ø

h_2 = Ø

https://www.GCAlgerie.com/

$$QN = \frac{Qp}{3} + \frac{Qf}{2}$$

ou encore

$$QN = \frac{1}{3} qpr \frac{\pi \phi^2}{4} + \frac{1}{2} . \pi . \phi . \Sigma \tau_{fi} . hi$$

où qpr: résistance unitaire de pointe du pieu

τ_{fi} : frottement latéral à rupture sol-pieu dans la couche i d'épaisseur hi

a_1 - Calcul du terme de pointe

Les études expérimentales ont montré que le terme de pointe d'une fondation profonde ne correspond pas directement à la résistance de pointe du pénétromètre.

On ne peut donc pas écrire, dans tous les cas : qpr = Rp. Ceci tient à deux phénomènes : d'une part la résistance de pointe n'est généralement pas constante, il faut en prendre une moyenne ; d'autre part il faut tenir compte de la profondeur critique d'encastrement.

En effet, dans un sol homogène, la résistance de pointe d'un pieu croît linéairement avec la profondeur jusqu'à une hauteur critique h , puis reste pratiquement constante.

VALEURS DE Rp A CONSIDERER

Au cours de la pénétration du pénétromètre ou du poinçonnement du sol par un pieu, il y a rupture dans la masse. Cette rupture se matérialise par un refoulement du sol au contact de la pointe vers le haut selon des lignes de glissement en forme de spirale logarithmique. Plus le diamètre est petit (cas du pénétromètre), moins le volume du sol intéressé est important.

- Cas où la profondeur critique d'encastrement est atteinte : *méthode de BEGEMANN.* (figure 16 page 24).

C'est une extension de la méthode de VAN DER WEEN.
Mais les coefficients a et b varient en fonction de l'angle de frottement interne du terrain dans lequel est fichée la pointe

La valeur moyenne de Rp à considérer est :

$$Rp \text{ Moyen} = \frac{1}{2} (Rp_1 + Rp_2)$$

où Rp_1, représente la moyenne des résistances en pointe du pénétromètre sur la hauteur h_1 du "bulbe des contraintes" au dessus de la pointe et R_{p2} une moyenne pondérée des résistances en pointe sur la hauteur h_2 du "bulbe au dessous de la pointe telle que : (voir fig. 17)

$$Rp_2 = \frac{Rp_1 + \ldots Rp_n + n . Rp_n}{2n}$$

https://www.GCAlgerie.com/

où Rp_n est la valeur mesurée au point le plus bas du "bulbe".

On constate sur la figure 16 que, si Ø est le diamètre d'un pieu, h_2 varie de Ø à 3,5 Ø environ en fonction de l'angle de frottement interne du sol.

h_1, quant à lui, varie de Ø à 20 Ø, mais on conseille de le limiter de toutes façons à 6 ou 8 diamètres, pour ne pas donner une importance indue à des couches lointaines lorsque la profondeur critique d'encastrement est atteinte.

Cette pondération correspond à attribuer des "poids" aux différentes couches ; on voit que la zone plastique située juste sous le pieu à un faible poids en comparaison de celle où les lignes de force sont horizontales et de celles où elles se referment sur le fût.

- Cas où la profondeur critique n'est pas atteinte.

Tout ce qui précède serait valable seulement en dessous de la profondeur critique d'encastrement, h^*. Lorsque celle-ci n'est pas atteinte (et c'est le cas habituel pour les pieux dans les milieux compacts et pour les puits dans tous les sols - puisque h^* augmente avec l'angle de frottement interne du sol et avec le diamètre) la résistance de pointe limite sous le pieu est inférieure à la résistance de pointe *Rp* mesurée au pénétromètre à la même profondeur. Cette différence est d'autant plus grande que la profondeur est faible et que le sol est meilleur, puisque le pénétromètre atteint sa profondeur critique à 2 m. environ (si Ø = 45 ou 60 mm).

Le résultat obtenu est alors ponctuel. Dans le cas des pieux ou des puits le volume de sol intéressé est important ; la valeur Rp ponctuelle trouvée au pénétromètre à la cote de la base des fondations n'est donc pas représentative, on doit prendre une moyenne pondérée des valeurs de Rp sur une certaine hauteur qui est fonction du diamètre du pieu (Méthode de VAN DER WEEN) et même de l'angle de frottement interne *(Méthode de BEGEMANN)*.

La méthode de VAN DER WEEN a été mise au point pour les sols particuliers de la région d'AMSTERDAM (sables moyennement compacts).

Elle consiste à prendre la *moyenne* des résistances en pointe obtenue au pénétromètre statique sur une hauteur aØ au-dessus de la pointe et bØ en dessous telle que : (voir fig. 15)

Ø est le diamètre du pieu

a = 3,5 et b = 1 d'où

$$Rp\ Moyen = \frac{1}{(a+b)\ \emptyset} \int_{-b\emptyset}^{a\emptyset} (R_p)_z \ dz$$

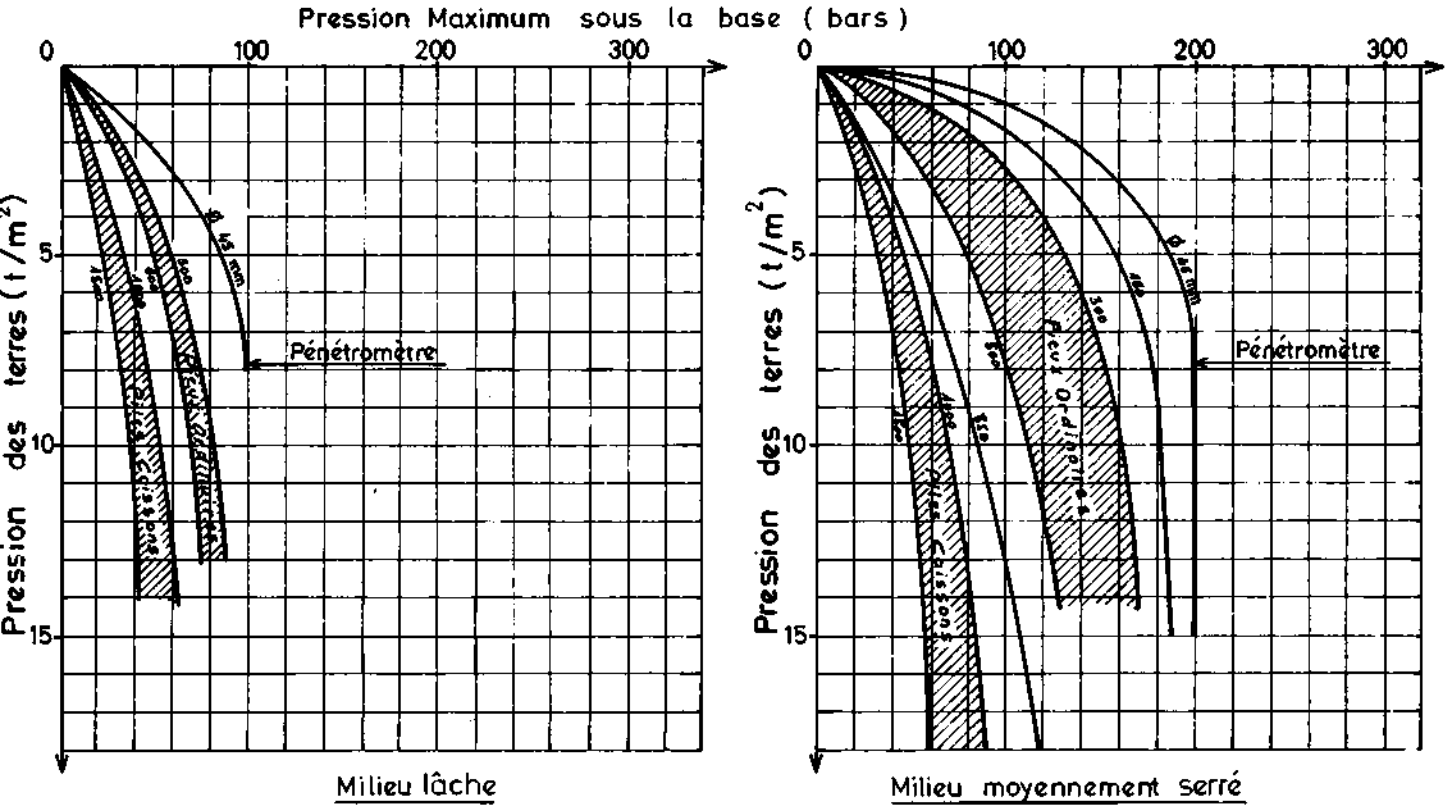
C'est bien ce que confirment les essais effectués à l'IRABA sur des sables de diverses compacités (figure 18, page 27).

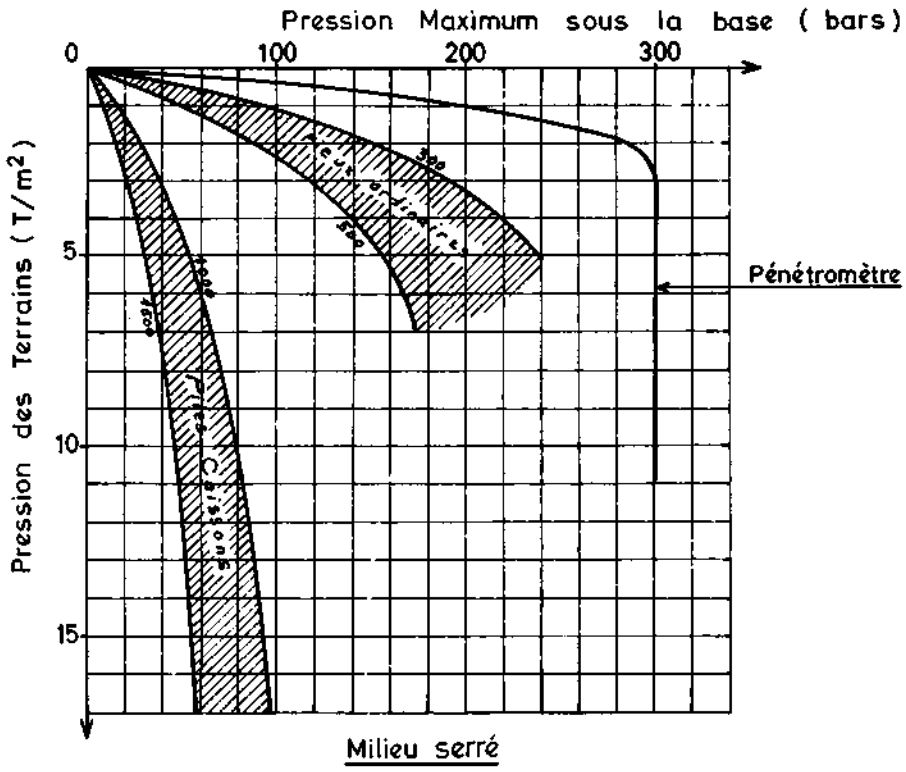
- <u>RESISTANCE DE POINTE A RUPTURE DU PIEU</u>.

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 18

Résistance de pointe du pénétromètre (bars)





https://www.GCAlgerie.com/

Nous conseillons d'utiliser la méthode de BEGEMANN (ou celle de VAN DER WEEN, pour les sables moyennement compacts) pour déterminer une valeur moyenne *Rp moyen* de la résistance de pointe, puis d'appliquer à cette valeur moyenne un coefficient réducteur pour obtenir la résitance de pointe à rupture du pieu, *qpr*.

qpr = K.Rp moyen

avec K = 1 pour les argiles et les marnes
K = 0,9 pour les limons, argiles sableuses et sables lâches
K = 0,8 pour les sables moyennement compacts
K = 0,7 pour les sables compacts

Le coefficient de sécurité à appliquer ensuite sera pris en général égal à 3. *Lorsque des recoupements auront été faits avec d'autres essais, il pourra être pris égal à 2,5.*

a_2 - Calcul du frottement latéral

Frottement latéral unitaire

Une similitude directe sur le frottement latéral est dans le sens de la sécurité, sans que l'on puise dire de combien.

En réalité la différence de la nature du frottement sol-pénétromètre en acier et sol-pieu en béton fait qu'une telle estimation est généralement assez prudente.

D'autre part le frottement latéral unitaire du pénétromètre dans une couche donnée est déduit par différence de deux valeurs du frottement latéral total, valeurs qui sont elles mêmes tirées de la soustraction effort total moins terme de pointe ; c'est dire combien une telle évaluation peut être entachée d'erreur.

Néanmoins certains appareils (ANDINA) permettent de mesurer directement ce frottement latéral unitaire sur un manchon.

En pratique, on préfère actuellement déduire le frottement latéral unitaire à un niveau donné de la résistance de pointe mesurée à cette même profondeur.

DINESH MOHAN propose, pour des pieux en béton, les valeurs suivantes du frottement latéral unitaire <u>à la rupture</u> :

- argiles $\tau_f = \frac{Rp}{50}$
- limons et sols intermédiaires $\tau_f = \frac{Rp}{60}$
- sables moyennement compacts $\tau_f = \frac{Rp}{100}$

Pour obtenir le frottement latéral admissible, on applique à ces valeurs un coefficient de sécurité de <u>2</u>. De toutes façons on ne considérera

https://www.GCAlgerie.com/

jamais un frottement latéral admissible supérieur à 0,5 bars (5 t/m2), sans confirmation par un essai de chargement.

Ces valeurs constituent une bonne base pour un calcul approché, néanmoins elles devront être complétées et éventuellement modifiées en fonction des sols particuliers à chaque région.

Ceci pourra être fait sur la base de résultats d'essais en vraie grandeur ou d'interprétations combinées d'essais en place ou de laboratoire différents.

C'est ainsi que dans la région du Nord de la France, où les problèmes de frottement latéral sont rendus importants par le nombre des pieux flottants, des essais de chargement statique combinés à des essais pressiométriques ont permis d'aboutir aux valeurs suivantes, à la rupture :

- argile des Flandres $\tau_f = \frac{Rp}{25}$
- argile sableuse $\tau_f = \frac{Rp}{30}$
- limon des plateaux $\tau_f = \frac{Rp}{50}$
- sables $\tau_f = \frac{Rp}{100}$

a_3 - Tassement

Le pénétromètre statique ne permet pas d'évaluer directement le tassement des fondations profondes.

b - Fondations superficielles .

L'interprétation des résultats de l'essai au pénétromètre statique pour le calcul des fondations superficielles est délicate et ne donne pas toujours satisfaction.

Nous donnons cependant ici quelques éléments de calcul.

b_1 - Force portante

La résistance à rupture du sol, assimilée à la résistance de pointe, sous une fondation de largeur B, fondée à la profondeur h est obtenue à partir de :

$$Rp = cN_c + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma + \gamma.h.N_q \quad (1)$$

- Cas des sols pulvérulents

Dans ce cas, la relation (1) appliquée au pénétromètre devient :

$$Rp = \gamma. h.Nq$$

On constate, à partir de cette relation, que la résistance de pointe devrait augmenter linéairement avec la profondeur h, ce qui n'est pratiquement jamais vérifié.

https://www.GCAlgerie.com/

Les résultats pénétrométriques ne permettent donc pas de mesurer l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent.

Il faut utiliser une exploitation directe de Rp à l'aide de la relation

$$\bar{q} - q_0 = \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{\lambda}$$

avec : q_0 pression verticale totale des terres au repos au niveau de la fondation, en fonction du profil des terres définitif ; σ_{v_0} valeur correspondante au même niveau au moment de l'essai ; λ varie de 8 à 13 selon les auteurs.

- cas des sols cohérents

Pour un milieu purement cohérent, la relation (1) appliquée au pénétromètre devient :

$$Rp = c_u N_c + \sigma_{v_0}$$

$$\text{et } c_u = \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{Nc}$$

Certains auteurs donnent Nc = 10 ;

On obtient :

. pour une semelle filante

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

$$q = (\pi + 2).\ \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{10}$$

$$\text{ou } \bar{q} = \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{6}$$ après l'application d'un *coefficient de sécurité* de 3.

En pratique, par rapport aux résultats d'autres essais, les résultats de cette formule paraissent optimistes.

. pour une semelle carrée ou circulaire on a de la même façon :

$$\bar{q} = \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{6} \times 1{,}3 \ \# \ \frac{Rp - \sigma_{v_0}}{5}$$

b_2 - Tassement

L'examen attentif de prétendues relations entre la résistance de pointe et les caractères de compressibilité du sol conduisent à éviter absolument de recourir au pénétromètre statique *seul* lorsque des tassements sont à évaluer.

https://www.GCAlgerie.com/

5.2.3 - PENETROMETRE DYNAMIQUE, FORMULES DE BATTAGE

.1. - Pénétromètre dynamique

.a. - Présentation des résultats d'essais

Les graphiques de pénétration dynamique représentent, en général, en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, soit le nombre de coups donnant un enfoncement de 10 cm en coordonnées normales ou en coordonnées semi-logarithmiques, soit la résistance dynamique évaluée en kg/cm2 déduite d'une formule de battage. Dans ce dernier cas il faudra évidemment que la formule soit spécifiée.

.b. - Interprétation des résultats d'essais

L'interprétation des courbes de pénétration doit être faite avec prudence car l'expérience prouve que divers facteurs faussent les essais :

- Pour la plupart des pénétromètres dynamiques une proportion variable et inconnue de frottement latéral, croissant de plus avec la profondeur, s'ajoute à la résistance de pointe (et ne pas en tenir compte n'est pas dans le sens de la sécurité, quand on passe du pénétromètre à la fondation).

- Dans le cas des terrains peu perméables, une partie de l'énergie de battage se transmet à l'eau interstitielle, lorsque le battage s'effectue sous la nappe. Il en résulte une augmentation apparente et momentanée de la résistance à la pénétration.

Il n'existe pas de mode opératoire ni de méthode d'interprétation unique et reconnue pour l'essai de pénétration dynamique (sauf pour le cas du S.P.T., voir § 353).

L'exploitation des résultats est faite le plus souvent qualitativement, en s'appuyant sur les précédents et l'expérience locale du géotechnicien.

Le pénétromètre dynamique permet néanmoins à partir du diagramme de pénétration d'obtenir un certain nombre d'informations :

b_1 - repérage des différents horizons d'un site

La superposition des diagrammes de pénétration en divers points donne une bonne représentation de la succession des couches (cf figure 21 page 34).

b_2 - extrapolation de l'identification par sondage mécanique

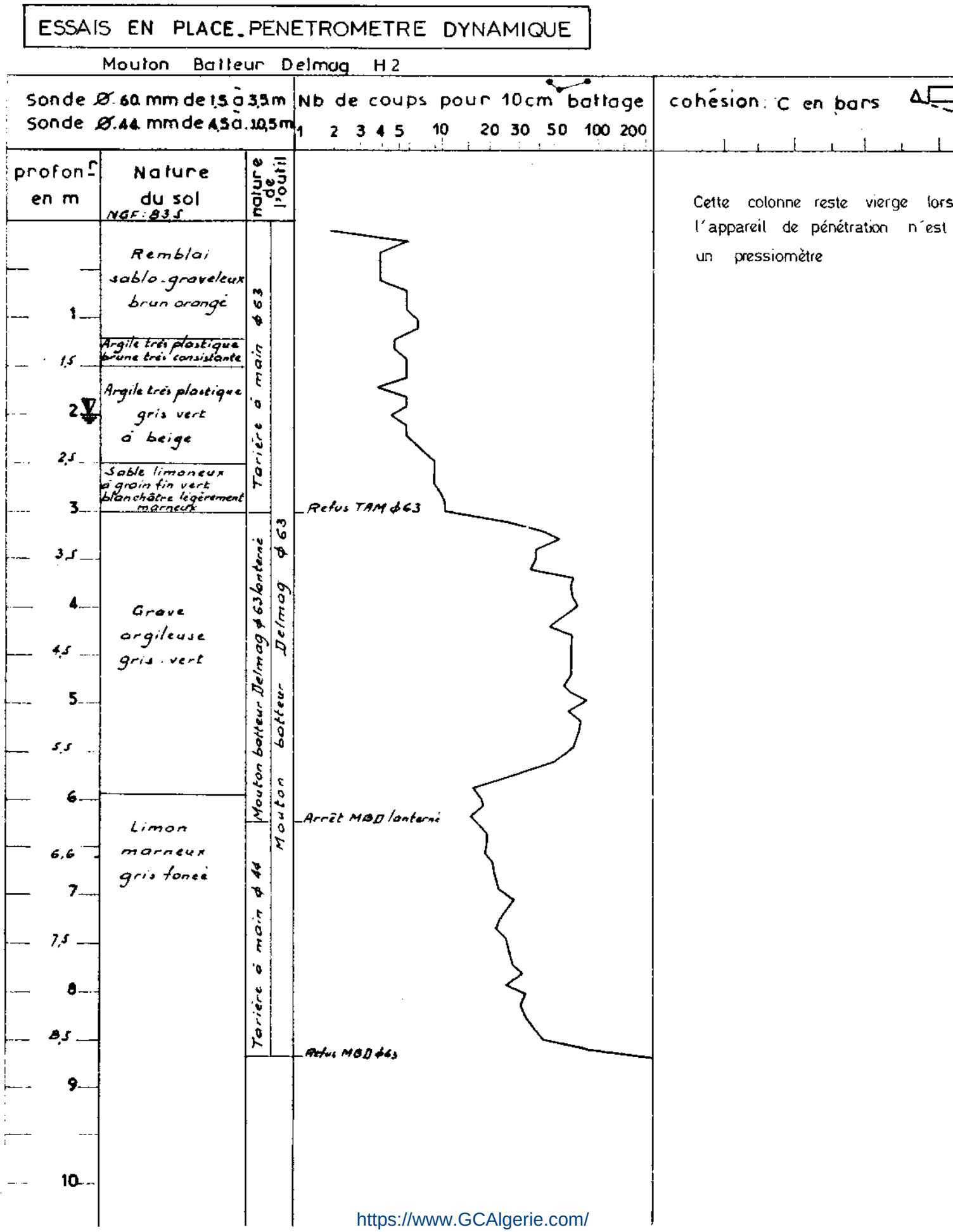
A partir de l'étalonnage sur un sondage d'identification, les essais dynamiques voisins permettent d'extrapoler la nature géotechnique des couches sur l'ensemble du site. (figure 20 page 33).

b_3 - extrapolation des résultats obtenus à l'aide d'autres essais géotechniques.

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 19

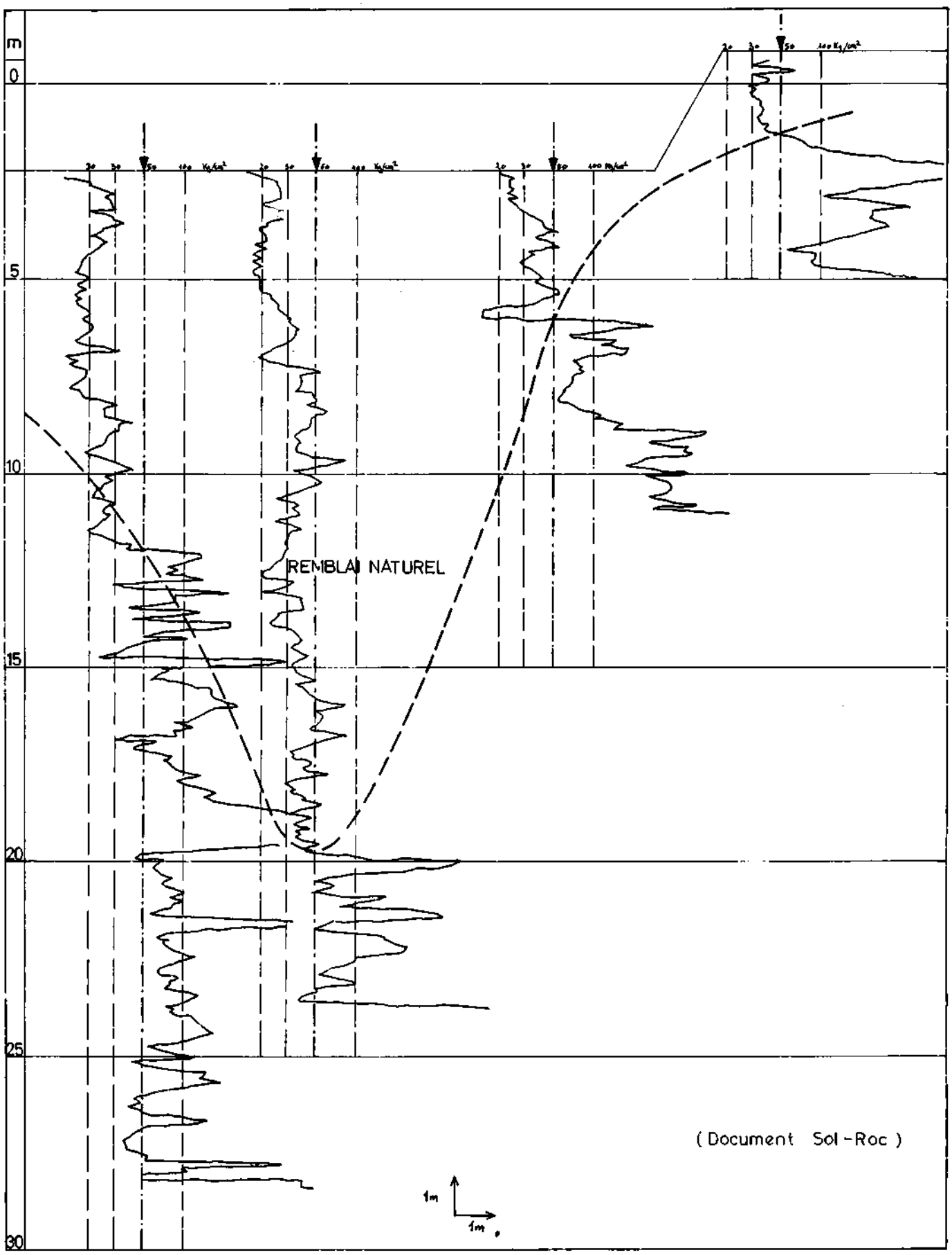
Essai de pénétration



https://www.GCAlgerie.com/

fig : 20

Repérage des accidents géologiques



https://www.GCAlgerie.com/

fig : 21

Repérage des différents horizons

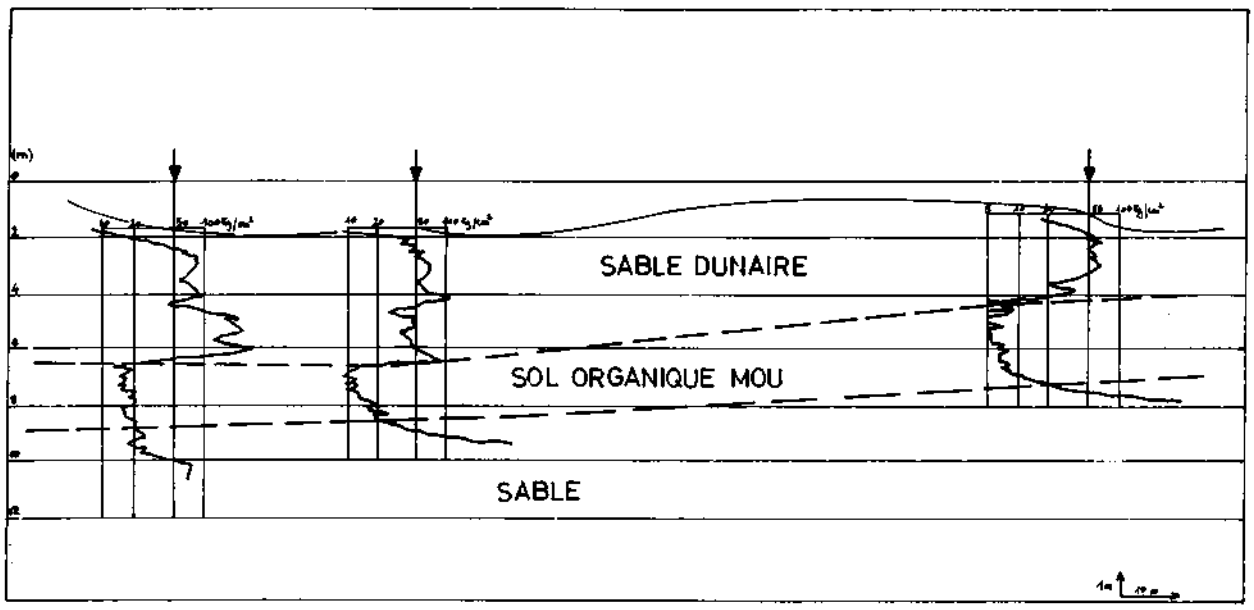
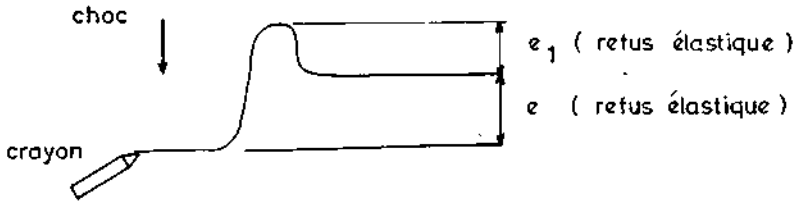


fig : 22

Mesure du refus élastique



https://www.GCAlgerie.com/

Le pénétromètre dynamique étant peu coûteux, il est intéressant de l'étalonner sur un essai plus élaboré et de l'utiliser d'une manière extensive.

b_4 - estimation du refus de pieux battus ou de palplanches

En fonction de l'expérience locale, il est souvent possible de préciser la cote du refus de palplanches (de module spécifié) et de pieux (de dimensions connues) ou de tubes métalliques pour des énergies de battage connues, à partir de la cote de refus obtenue au pénétromètre dynamique.

Exemples : Dans une marne de résistance dynamique unitaire 380 bars, la cote de refus de palplanches LARSSEN III est trouvée 2 m plus bas que celle d'un pénétromètre dynamique de type FONDASOL (pointe ø 60 mm).

Dans un schiste, de résistance dynamique unitaire 450 bars, la cote de refus de palplanches LARSSEN III est en général à 0,50 m plus bas que celle d'un pénétromètre dynamique (train de tubes battus ouverts ø 63 mm à l'aide d'un mouton automoteur Delmag. 100 kg).

b_5 - Force portante de fondations profondes battues

Il ne s'agit ici que de pieux façonnés à l'avance battus. En effet, il sera trop aléatoire de déduire d'une formule de battage, la force portante d'un pieu foré.

La force portante nominale d'un pieu battu est évaluée à partir de la résistance dynamique r_{dyn} obtenue au pénétromètre par homothétie :

$$Q_N = \frac{r_{dyn}}{\Gamma} \times \Omega$$

où :

Ω section du pieu
ω section de la pointe du pénétromètre dynamique
Γ coefficient de réduction pris égal à 6.

Ce coefficient de réduction tient compte du fait que la mesure de la résistance à la rupture du sol est faite sous sollicitation dynamique.

La résistance dynamique est obtenue à l'aide des formules des Hollandais ou de Crandall.

FORMULE DES HOLLANDAIS

$$r_{dyn} = \frac{W\,M}{e\,(M + P)} \times \frac{1}{\omega}$$ qui s'écrit également :

$$r_{dyn} = \frac{M^2\,h.}{e\,(M + P)} \times \frac{1}{\omega}$$

- r_{dyn} résistance dynamique
- M poids du mouton
- P poids du pénétromètre et des accessoires
- W énergie de battage exprimée en tm
  W = Mx h (h étant la hauteur de chute) ou bien est donnée pour le constructeur selon le mouton utilisé
- e refus du pénétromètre (voir § 353)

https://www.GCAlgerie.com/

On observe que la formule des Hollandais devient *optimiste* au dessus d'une certaine valeur de résistance dynamique unitaire. Il a été vérifié expérimentalement que cette valeur est de l'ordre de 100 à 120 bars. Cela correspond à des valeurs du refus inférieurs à 5 mm.

FORMULE DE CRANDALL

$$r_{dyn} = \frac{W \cdot M}{(e + \frac{e_1}{2})\ (M + P)} \cdot \frac{1}{\omega}$$

ω section de la pointe du pénétromètre

e_1 représentant les raccourcissements élastiques du fût du pénétromètre et du sol, peut être mesuré au cours du battage en déplaçant un crayon horizontalement sur un papier fixé sur une planchette solidaire de la tige battue (mesure à faire près de la tête du pénétromètre).

(voir figure 22 page 34).

Les valeurs des refus retenus correspondent en général à la moyenne des valeurs calculées sur une volée de 10 coups.

A défaut de mesure dans le cas d'espèce, e_1 peut être donné par une formule : en général il est égal à la longueur du pénétromètre au niveau de mesure (souvent cette longueur est variable au cours de l'essai et en permanence légèrement supérieure à la profondeur atteinte), multipliée par un coefficient fonction du matériel donné et de la hauteur de battage. En principe ce coefficient devrait augmenter avec r_{dyn} ; mais l'usage est de ne pas tenir compte de cet accroissement.

FORMULE DELMAG

$$r_{dyn} = \frac{W \cdot M}{(e + CL)\ (M + P)} \cdot \frac{1}{\omega}$$

- ω est la section droite de la pointe du pénétromètre
- W l'énergie du mouton en kgm
- M la masse du mouton en kg
- P le poids du pénétromètre et des accessoires en kg
- e l'enfoncement unitaire par coups en mm
- L la longueur du pénétromètre en m
- C le coefficient d'élasticité = 0,15 mm/m pour un pénétromètre à tiges de 32 mm de diamètre battues par un moteur à explosion à double effet.

Au vu de certains résultats (essais de chargement de pieux) il a pu être constaté que le coefficient de sécurité à adopter pour calculer la force portante admissible à partir de la formule DELMAG est de l'ordre de 3

$$\text{soit} \quad Q_N = \frac{1}{3} \cdot \frac{W \cdot M}{(e + CL)\ (M + P)} \cdot \frac{\Omega}{\omega}$$

en tonnes

- Ω est la section droite du pieu
- ω est la section droite de la pointe du pénétromètre

https://www.GCAlgerie.com/

Au total :

La base de l'interprétation de l'essai au pénétromètre dynamique est avant tout la courbe de battage et le *choix* d'une formule donnant la résistance de rupture du sol à la pointe du pénétromètre.

Les formules des Hollandais et de CRANDALL sont les plus généralement employées en FRANCE. Compte tenu du fait qu'en deçà d'une certaine valeur de l'enfoncement par coup la formule des Hollandais sort de son domaine de validité, il semble nécessaire, pour interpréter le plus correctement possible un essai au pénétromètre dynamique, d'utiliser ces deux formules de battage et de comparer les résultats.

Les termes de pointe, calculés à partir de la formule des Hollandais et ceux calculés à partir de la formule DELMAG pour des mêmes valeurs de refus e (sans tenir compte pour les 2 formules d'un coefficient de réduction) sont en concordance pour des valeurs inférieures ou égales à 100 kg/cm2 ; la divergence augmente dans de forte proportion pour des valeurs supérieures à 200 kg/cm2. En particulier, pour e très petit, la formule des Hollandais donne des valeurs 3 à 4 fois plus grandes que la formule DELMAG. Comme le pénétromètre est généralement utilisé pour reconnaître la résistance de sols durs, on se rend compte qu'on ne peut pas en général, sans commettre de grave erreur, se contenter de la formule des Hollandais dans une interprétation.

b_6 - Force portante des fondations superficielles

Les pénétromètres dynamiques sont parfois utilisés pour la détermination directe de la pression admissible sous une fondation superficielle ou semi-profonde en fonction de la courbe de pénétration dynamique. Des abaques sont alors établis pour un matériel donné, en se référant à des essais plus élaborés.

Notamment on utilise des petits pénétromètres portatifs pour des contrôles rapides en fond de fouille.

Pour des fondations établies sur des sols pulvérulents, on peut avoir une évaluation grossière de la force portante en utilisant les résultats du S.P.T. (voir § 353).

.2. - Evaluation de la force portante d'un pieu au terme du battage

a - Force portante

Il est recommandé, lors du battage d'un pieu, de déterminer sa courbe de pénétration. (nombre de coups pour un enfoncement déterminé). (cf. fiche de battage du dossier-pilote GMO-70).

En fin de battage, on calcule le refus (enfoncement pour un coup) à partir de l'enfoncement mesuré sous une volée de 10 coups (la mesure est effectuée sur 2 volées de 10 coups successifs). Connaissant les paramètres du battage (énergie, masse du mouton, masse casque et pieu). On calcule la force portante admissible du pieu à l'aide des formules classiques de battage (voir § .1.).

b - Décision d'arrêt de battage

Cette étape, qui se rapporte à l'exécution, fait l'objet d'un paragraphe assez complet dans le dossier type GMO 70 (§ 8,83 Battage, § 8,84 Décision de fin de battage, Refus).

https://www.GCAlgerie.com/

Notons ici que tout au long du battage des premiers pieux, les variations du refus devront être surveillées pour s'assurer de la succession prévue des couches. Ensuite le battage pourra être arrêté lorsque le refus minimum prévu par application *à l'envers* de la formule de battage pour la résistance dynamique du projet aura été atteint, si ce refus est bien obtenu à la cote prévue ou à peu près. Sinon on devra déceler si le bon sol cherché est plus bas que prévu ou s'il est atteint, mais de caractéristiques plus médiocres que prévu. Le départ entre ces deux possibilités sera fixé par examen comparé de la courbe de battage constatée, et de celle attendue (pénétromètre dynamique effectué lors de la reconnaissance) combinée à l'identification des sols.

Toutefois, du point de vue technique et sous réserve des dispositions contractuelles, la décision d'arrêter le battage dès que le refus théorique est atteint et même confirmé ne sera pas toujours raisonnable lorsqu'on a la certitude en prolongeant un peu le battage, d'atteindre un banc de résistance surabondante.

https://www.GCAlgerie.com/

5.2.4 - ESSAIS DE LABORATOIRE SUR ECHANTILLONS INTACTS

Rappelons que l'on se limite ici aux cas d'une fondation superficielle sur sol horizontal soumise à des efforts verticaux et centrés, et d'un pieu isolé. Les problèmes spéciaux (inclinaison, excentrement, groupes de pieux,...) sont traités au chapitre 5.3 puisque les coefficients correcteurs à appliquer, bien qu'établis le plus souvent à base d'essais de laboratoire, peuvent être appliqués au dimensionnement effectué à base d'essais in situ, moyennant certaines adaptations.

On suppose les caractéristiques de sol mesurées et connues. L'incertitude sur ces valeurs sera éventuellement intégrée au coefficient de sécurité global, bien qu'il s'agisse, en fait, de deux problèmes différents. Certains auteurs ont proposé, au contraire, d'affecter les coefficients d'incertitude ou de sécurité aux valeurs qu'ils doivent modifier ; on l'a fait rarement jusqu'à présent, toutefois il est à prévoir que la nouvelle théorie de la sécurité conduira à recourir à l'avenir à cette méthode, plus largement que par le passé.

°

° °

.1. - Fondations superficielles

a - Limites de l'étude, procédure de calcul

Si du point de vue théorique une semelle est dite filante lorsque le rapport $\frac{L}{B}$ est pratiquement infini, nous ferons la distinction suivante pour l'application au calcul des fondations superficielles :

. Les semelles filantes : $\frac{L}{B} > 5$ (c'est fréquemment le cas des fondations superficielles des murs de soutènement et des semelles d'Ouvrages d'Art plus larges que longs, du type PI-PO).

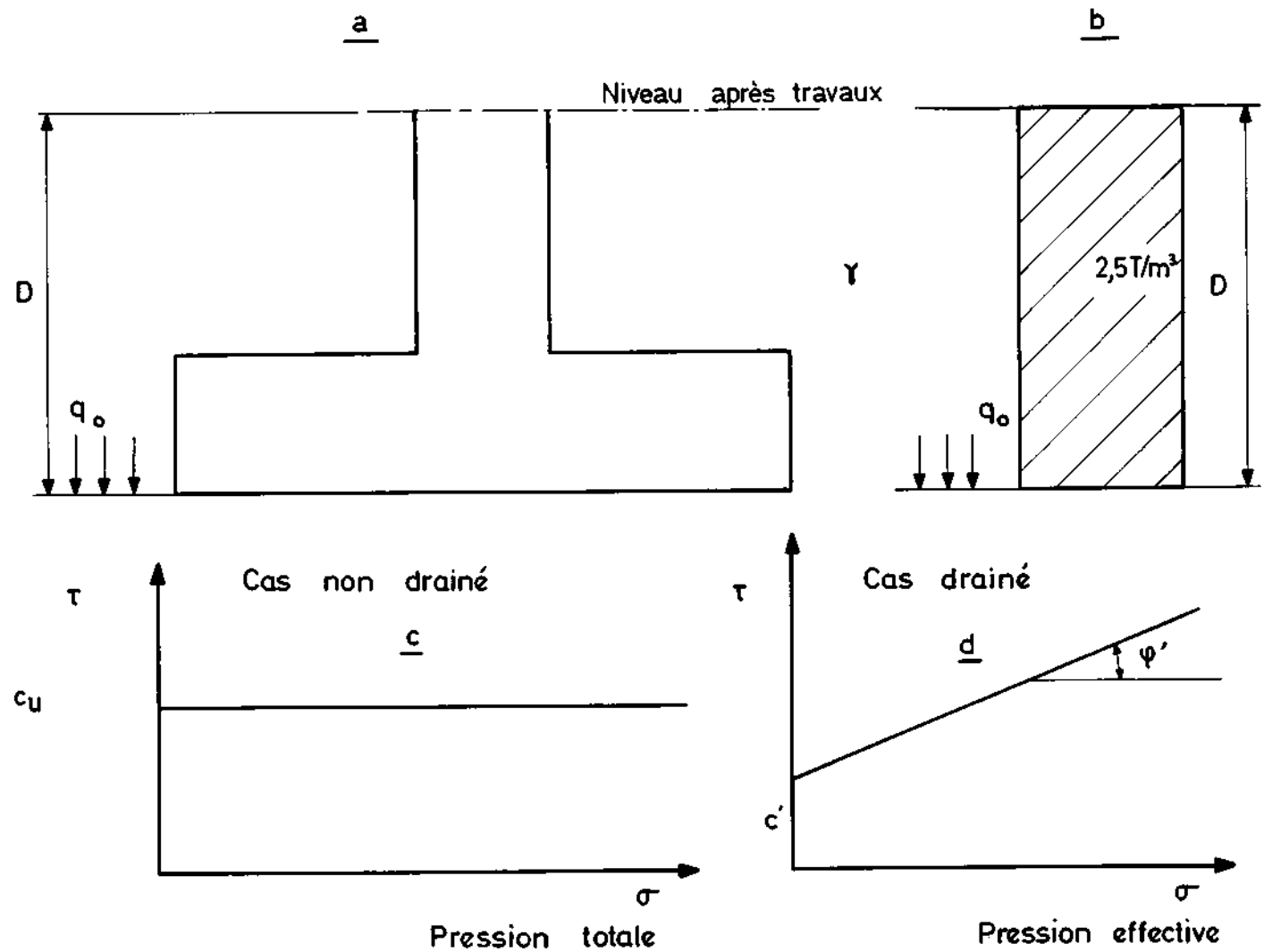
. Les semelles isolées : $\frac{L}{B} < 5$. Les semelles peuvent être rectangulaires ou, rarement dans les cas qui nous occupent, circulaires.

Dans le cas le plus défavorable d'une semelle s'appuyant directement (sans encastrement) sur un sol purement pulvérulent l'écart entre les valeurs obtenues par l'utilisation respective des formules relatives aux semelles filantes et aux semelles isolées n'excède pas 20 %.

Les fondations superficielles sont encastrées dans le sol de fondation de moins de deux à trois fois leur largeur ($D \leq 2$ ou 3 B). Elles sont donc d'une part au-dessus de la profondeur critique et la surface joue toujours son rôle (par opposition aux fondations profondes), d'autre part on néglige le frottement latéral exercé sur les parties enterrées (par opposition aux fondations semi-profondes ou intermédiaires).

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 23



$q_o = \Sigma \gamma_i h_i$

$q'_o = \Sigma \gamma'_i h_i$

L longueur de la semelle

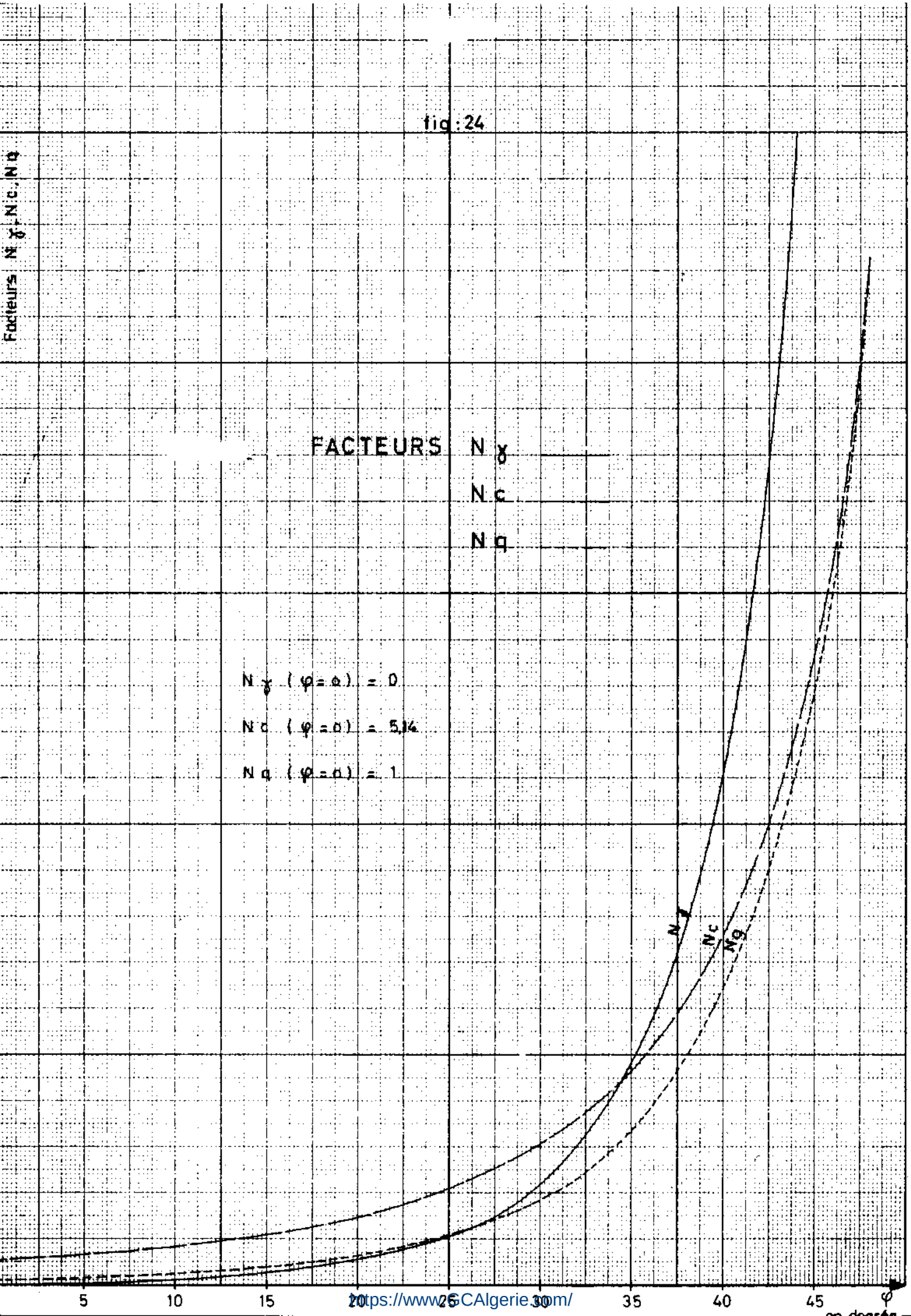
B largeur de la semelle

D profondeur de fondation

hi épaisseur de la couche i

https://www.GCAlgerie.com/

fig:24



https://www.ECAlgerie.com/

Les deux critères de dimmensionnement d'une fondation superficielle sont les suivants : *le critère de poinçonnement et le critère de tassement.*

D'une manière générale, le dimensionnement s'opère comme suit :

. détermination de la contrainte de rupture (qr) du sol sous la fondation

. calcul de la contrainte admissible $\bar{q}$ par $\bar{q} = \frac{qr}{\Gamma}$ où Γ est un coefficient de sécurité généralement égal à 3.

. détermination des dimensions de la fondation.

. calcul du tassement de cette fondation sous charge permanente seule.

. adaptation des dimensions de la fondation si le tassement calculé n'est pas compatible avec la structure.

b - Résistance au poinçonnement

b_1 - Sol de fondation homogène.(quelles que soient les couches superficielles)

1°) Cas général des semelles filantes

L'expression générale de la pression de rupture unitaire d'une semelle filante rigide sur sol homogène, soumise à des charges verticales et centrées, est de la forme suivante :

$$qr = \frac{1}{2} . \gamma . B . N_\gamma + qo . Nq + c . Nc$$

On en déduit la pression admissible $\bar{q}$ par :

$$\bar{q} = qo + \frac{1}{\Gamma} \left(\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + qo (Nq - 1) + c Nc\right)$$

où : γ densité apparente du sol en place,
B largeur de la fondation,
D sa profondeur d'encastrement,
c cohésion du sol en place,
qo pression verticale des terres.

N_γ, Nq et Nc sont les facteurs de capacité portante (Notations internationales) qui ne dépendent dans la pratique que de l'angle de frottement interne φ du sol intéressé, et qui sont désignés respectivement par terme de surface, terme de profondeur et terme de cohésion.

Ces facteurs de capacité portante ont été d'abord obtenus grâce à des méthodes semi-empiriques par Terzaghi puis par plusieurs autres auteurs, mais peuvent trouver une justification théorique dans le cadre des théories de poussée-butée des terres.

Ils sont donnés par MM. CAQUOT - KERISEL sous forme d'abaques (cf. figure 24 page 41).

Les paramètres c et φ à prendre en compte dépendent du type de sollicitation (court terme, long terme), dont résulte également la nature des paramètres qo et γ à utiliser (figure 23 page 40). En particulier, suivant le type de calcul retenu :

https://www.GCAlgerie.com/

- force portante à court terme.

Pour les sols cohérents (argiles limons...), on utilise φu et cu. Le calcul est dit *non drainé* ; la densité du sol à utiliser est γ (densité totale) et la pression verticale des terres (qo) est la pression apparente $qo = \Sigma \gamma_i . h_i$.

Pour les sols pulvérulents (sables, graviers...), le calcul est dit *drainé* ; les paramètres du sol à utiliser sont φ' et c' ; la densité du sol à prendre en compte est γ' sur la hauteur baignée, et la pression verticale des terres est la pression effective $q'o = \Sigma \gamma'_i . h_i$.

- force portante à long terme.

Le calcul est inutile pour les sols cohérents car il serait favorable.

Pour les sols pulvérulents le calcul est le même qu'à court terme.

Pour une description physique du phénomène, on se reportera au chapitre 3.1. Notons que dans le cas de la figure 23 page 40, on peut calculer une pression nette admissible au niveau du sol fini, soit :

$\bar{q}' = \bar{q} - 2{,}5\ T/m^3$

Or $2{,}5\ T/m^3 \times D$ est très peu différente de qo

donc $\bar{q}' = \frac{1}{\Gamma} \left(\frac{1}{2} . \gamma' . B\ N_\gamma + q'o\ (Nq - 1) + c' Nc\right)$

. *Sols baignés par une nappe.*

Tant que l'on se trouve en présence d'un sol simplement humide, c'est la densité totale γ que l'on doit introduire dans l'expression de la capacité portante unitaire.

Il n'en est pas de même lorsque tout ou partie du volume de sol intéressé par la charge de la fondation est le siège d'une nappe ou risque de l'être à un moment donné de la vie de l'ouvrage, et il convient d'en tenir compte dans le calcul de la capacité portante du sol sous la fondation comme il est indiqué ci-dessous.

. Sol homogène (figure 25 page 44) nappe en A

- sol pulvérulent : contraintes effectives

$$qr = \gamma' . \frac{B}{2} . N_\gamma + q'o\ Nq$$

et l'on déjauge la fondation dans sa partie immergée

$$q'o = \gamma' . (D - D_1) + \gamma . D_1$$

- sol cohérent : contraintes totales

Court terme :

$$qr = \gamma . \frac{B}{2} . N_\gamma + c_u . Nc + qo\ Nq$$

et l'on ne déjauge pas la fondation

$$(qo = \gamma . D)$$

https://www.GCAlgerie.com/

Portance d'une fondation superficielle

fig : 25

Sol homogène

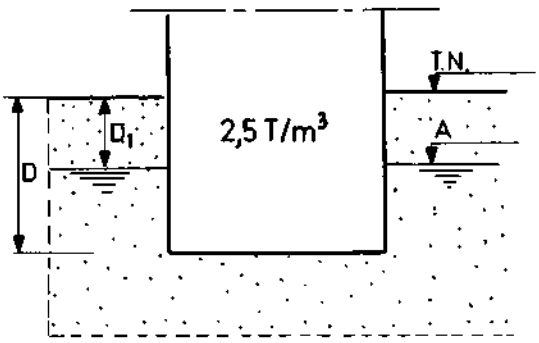
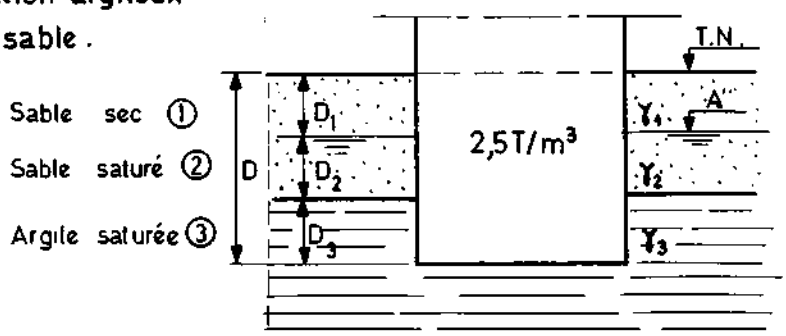


fig : 26

Sol de fondation argileux surmonté de sable.



https://www.GCAlgerie.com/

. Sol de fondation argileux surmonté de couches de couverture sableuses (figure 26 page 44)

Ce cas rentre également dans la rubrique sol de fondation homogène, puisque la surface de séparation du sable et de l'argile est au-dessus de la base de la fondation.

- Court terme :

$qr = \gamma_3 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + c_u \cdot Nc + qo\ Nq$; $N_\gamma\ N_c\ N_q$ correspondent à des valeurs φ faibles ou nulles

$(qo = \gamma_1 \cdot D_1 + \gamma_2 \cdot D_2 + \gamma_3 \cdot D_3)$

et l'on ne déjauge pas la fondation.

Notations : γ ou γ_i : densité apparente (saturée ou non, mais non déjaugée) de la couche i
γ' ou γ'_i : densité déjaugée de la couche i. (notamment q'_o p. 43)

. *Sols très compressibles*

Lorsque l'on se trouve en présence de sols très compressibles tels les sables lâches ou les vases molles, il arrive fréquemment que l'on constate des déplacements verticaux très importants et inadmissibles avant qu'un état d'équilibre plastique ne se développe dans le massif. Pour *limiter les tassements* à des valeurs acceptables, Terzaghi propose de prendre en compte un angle de frottement interne φ'_1 et une cohésion c'_1 tels que :

$$tg\ \varphi'_1 = \frac{2}{3}\ tg\ \varphi'$$

et

$$c'_1 = \frac{2}{3}\ c'$$

(φ'_1 et c'_1 : valeurs réduites de φ' et c')

2°) Cas particulier des semelles rectangulaires ou circulaires

Semelles rectangulaires : Le passage de la semelle filante à la semelle rectangulaire nous transpose d'un problème plan à un problème tridimensionnel que l'on ne sait pas résoudre à l'heure actuelle d'une manière théorique, à l'exception du cas de symétrie de révolution (semelles circulaires).

Les coefficients correcteurs que plusieurs auteurs proposent d'affecter à certains termes de l'expression de la capacité portante d'une semelle filante ont été déterminés expérimentalement, ce qui explique quelques divergences compte tenu de ce qui a été dit dans les paragraphes précédents sur les essais, tant en laboratoire qu'en place et compte tenu aussi du fait que l'angle de frottement interne du sol est une variable dont dépendent sûrement ces coefficients.

On adoptera les expressions suivantes pour les contraintes unitaires (à rupture et admissible) d'une semelle rectangulaire de largeur B et longueur L :

$$qr = (1-0{,}2.\frac{B}{L}).\ \gamma\ .\ \frac{B}{2}\ .\ N_\gamma + qo\ Nq + (1+0{,}2\ \frac{B}{L}).\ c.\ Nc.$$

et

$$\bar{q} = qo + \frac{1}{\Gamma}\left[(1-0{,}2\ \frac{B}{L}).\ \gamma\ .\ \frac{B}{2}\ .\ N_\gamma + qo\ (Nq - 1) + (1+0{,}2\ \frac{B}{L}).\ c.\ Nc\right]$$

qui présente les avantages d'être d'une application simple et de recueillir un assez large assentiment.

https://www.GCAlgerie.com/

Semelles circulaires : Les formules précédentes s'appliquent aux semelles circulaires ; dans ce cas on pose $\frac{B}{L} = 1$, ce qui donne (BIAREZ, BEREZANTZEV) :

$$qr = 0{,}8 \,.\gamma\,.\,\frac{B}{2}\,.\,N_\gamma + qo\,Nq + 1{,}2\,c.\,Nc$$

et $$\bar{q} = qo + \frac{1}{\Gamma}\left[0{,}8\,\gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + qo\,(Nq - 1) + 1{,}2\,c.\,Nc\right]$$

avec B égal au diamètre de la fondation circulaire. Cette formule doit être appliquée avec prudence en ce qui concerne Nc pour les valeurs élevées de φ pour lesquelles elle est optimiste.

Dans le cas de sols cohérents, pour une semelle rectangulaire, on pourra calculer la contrainte admissible $\bar{q}$ comme suit :

$$\bar{q} = qo + \frac{1}{\Gamma}\,c.Nc \quad \text{avec}$$

$$Nc = 5\,(1 + \frac{D}{5\,B})\,(1 + \frac{B}{5\,L}) \text{ pour } \frac{L}{B} \text{ et } \frac{D}{B} \text{ limités à } 2{,}5.$$

b_2 - Sol de fondation multicouche

. *Position du problème*

Lorsque les caractéristiques géotechniques du sol sous-jacent à la base de la fondation ne sont plus homogènes, les méthodes de calcul précédentes deviennent inapplicables. Et ce, bien entendu, d'autant plus que les variations sont nettes et qu'elles sont proches de la base de la semelle.

Pratiquement on pourra considérer que le calcul peut être mené dans l'hypothèse du sol homogène lorsque l'une au moins des deux conditions ci-dessous est réalisée :

- Le sol est homogène jusqu'à 2 fois la largeur de la fondation sous la base de celle-ci. La résistance au poinçonnement ne sera pas modifiée, mais il faudra s'assurer que la pression de fluage n'est pas dépassée ou approchée dans la couche sous-jacente si celle-ci est très médiocre (en général la pression de fluage q_{ff} est égale à $\frac{qr}{2}$). Le tassement total, lui, ne pourra généralement pas être calculé en faisant l'hypothèse de l'homogénéité.

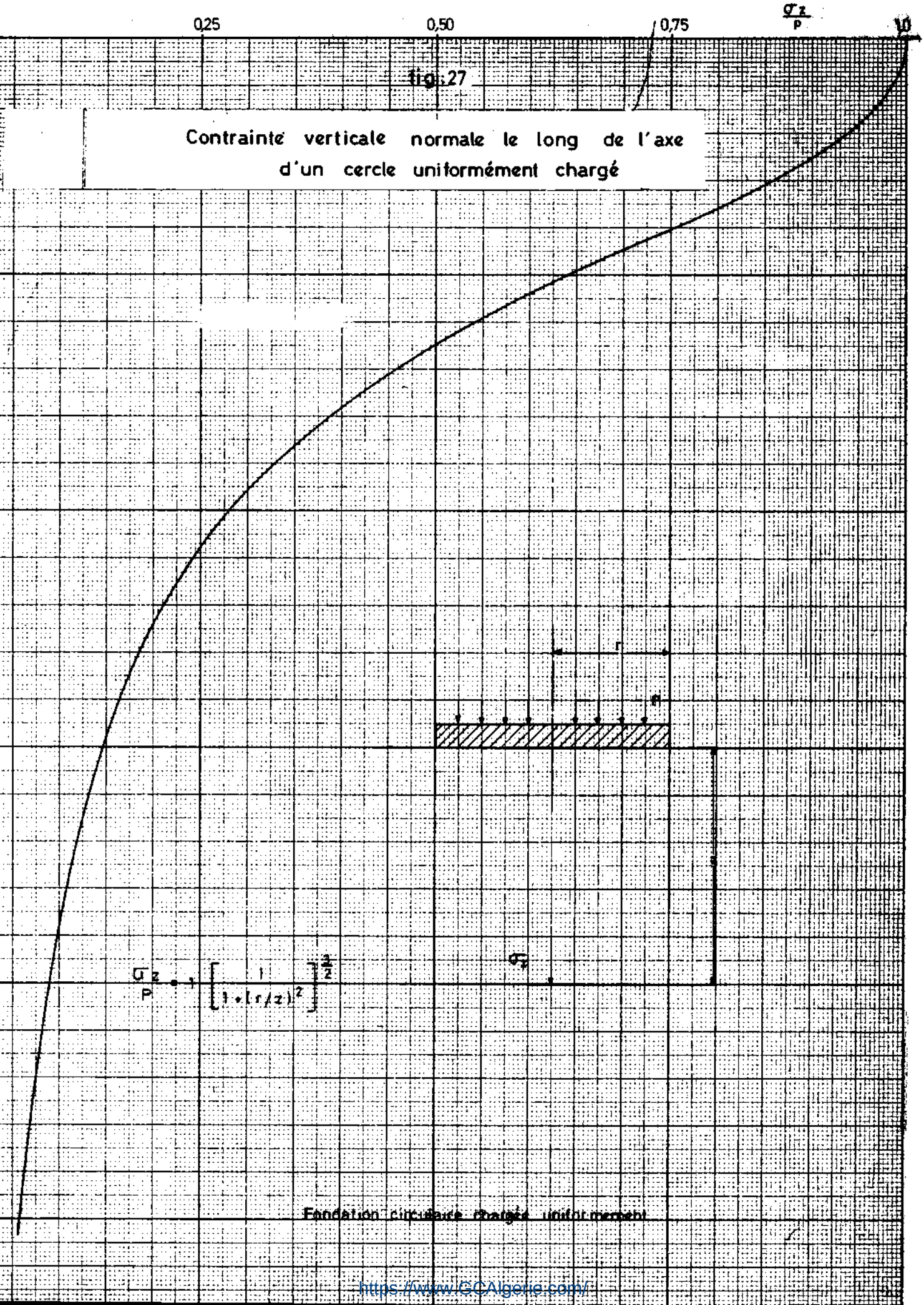
- La variation de propriétés géotechniques est faible (moins de 30 % en valeur relative). On peut alors faire le calcul dans l'hypothèse de l'homogénéité avec un sol fictif de caractéristiques moyennes.

Le cas à traiter ici reste donc celui d'un multicouche net. C'est ce qui est fait soit par la méthode de la semelle fictive, soit par le calcul complet tenant compte de la répartition des pressions en fonction de la profondeur. Les cas plus particuliers d'une couche molle intercalaire ou du substratum proche sont traités aussi, à part.

. *Diminution des contraintes avec la profondeur*

Le calcul a été fait en élasticité isotrope par BOUSSINESQ, et représenté ici sous forme de graphiques pour le cas du cercle (verticale du centre cf. figure 27 page 47), du rectangle (verticale d'un angle

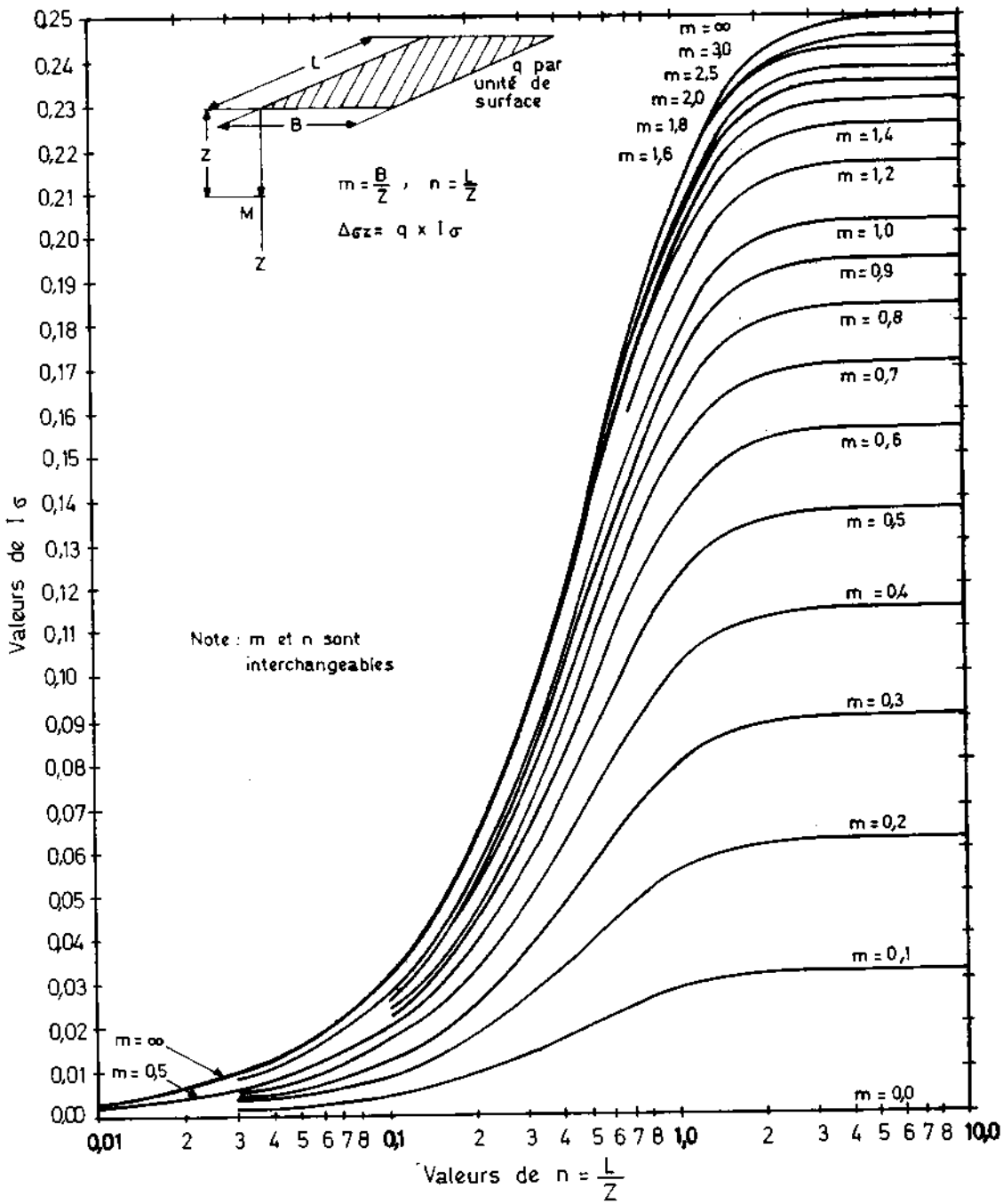
https://www.GCAlgerie.com/



https://www.CCAlgerie.com/

fig : 28

Facteur d'influence

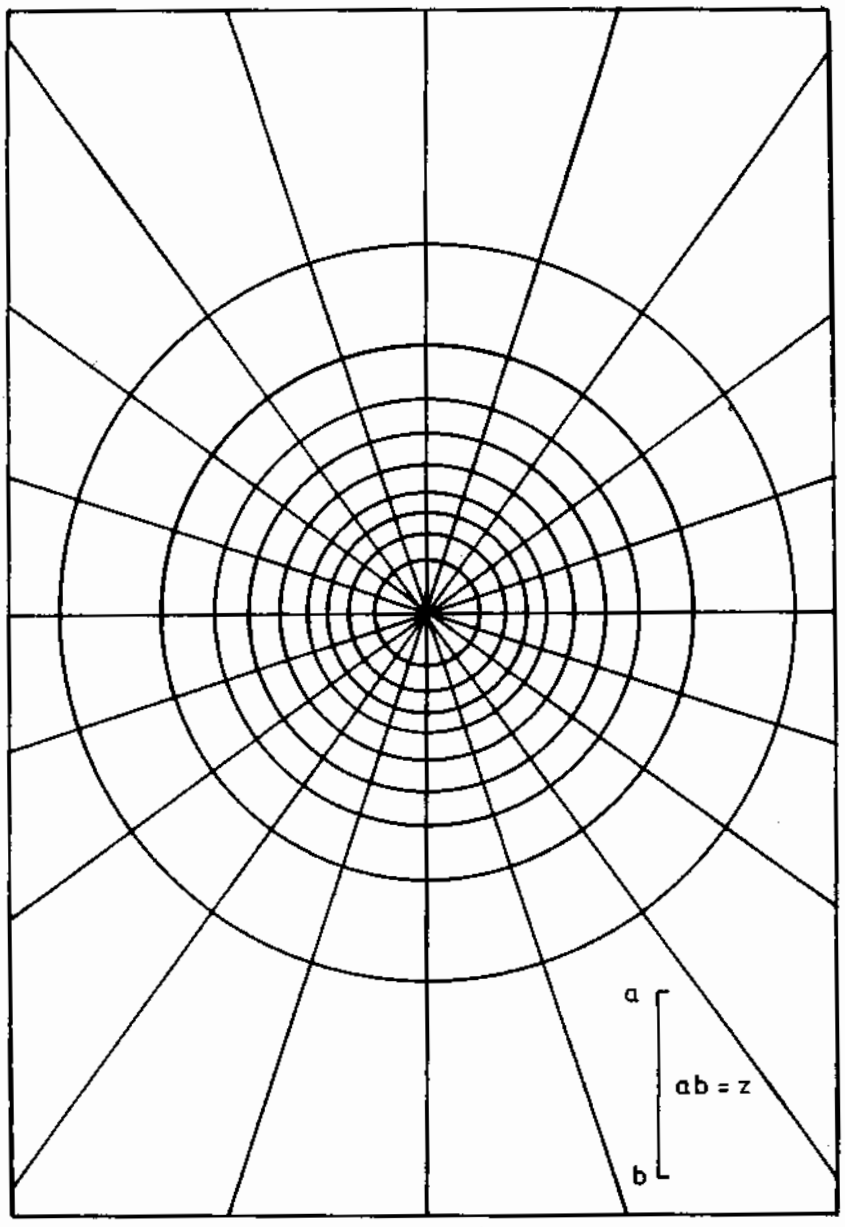


Facteur d'influence donnant la tension verticale normale $\Delta \sigma z$ en un point M situé sous un angle d'un rectangle uniformément chargé

https://www.GCAlgerie.com/

fig: 29

Abaque d'influence de la pression verticale
d'après N. M. Newmark



Valeur d'aire d'influence 0,005

Le point où l'on veut déterminer la contrainte verticale est placé au centre de l'abaque. La fondation est dessinée à une échelle telle que la profondeur du point soit représentée par ab.
Chaque carreau chargé à p Kg/cm^2(bar) correspond à une contrainte de 0,005.p Kg/cm^2.
Il suffit donc de compter le nombre de carreaux recouverts par la fondation pour avoir la contrainte cherchée.

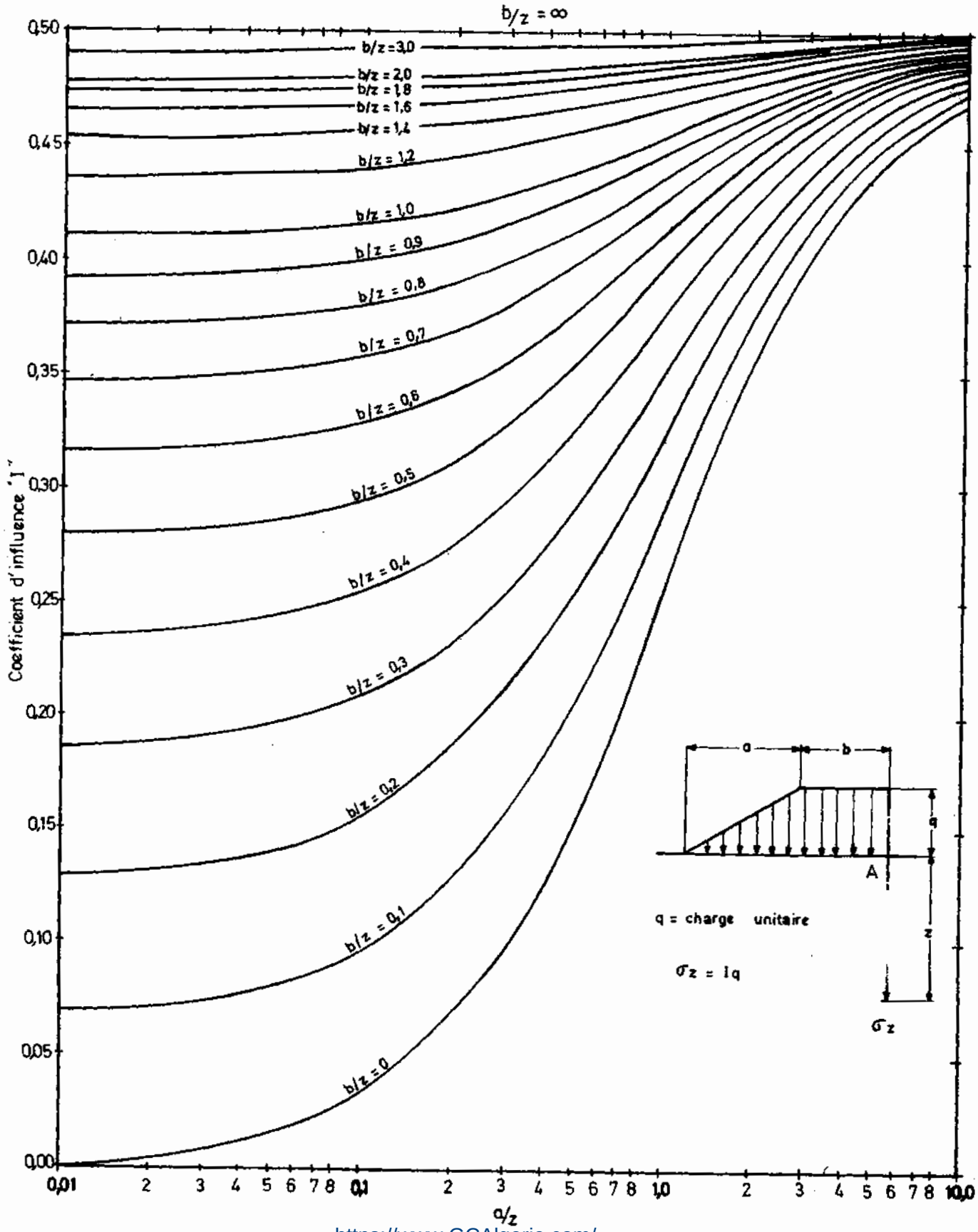
https://www.GCAlgerie.com/

fig : 30

Facteur d'influence

Charge en forme de "Remblai" de longueur infinie
Contrainte verticale en un point du plan vertical passant par A

Établi par Dr. J.O. OSTERBERG



https://www.GCAlgerie.com/

et, par composition, de n'importe quel point intérieur ou extérieur cf. figure 28 page 48), du "remblai" à talus (charge uniforme au centre et décroissant linéairement sur un côté cf. figure 30 page 50).

Il sera souvent simple d'utiliser l'abaque de NEWMARK, lorsque la charge est uniforme sur une fondation de forme quelconque (cf. figure 29 page 49).

. *Méthode de la semelle fictive fig. 31 page 52.*

Elle revient à supposer que les charges s'épanouissent suivant un angle connu vers le bas. Cet angle est pris égal à 30° ou à φ ou encore à Arctg 1/2, suivant les auteurs, sans grande variation dans les résultats.

Pour la couche porteuse (couche 1 sur la figure) on considère la semelle réelle avec sa largeur B1 et son encastrement D1.

On considère ensuite à l'interface des couches 1 et 2 une semelle fictive 1, de largeur $B_2 = B_1 + h_1$ (transmission des charges en 2/1) et d'encastrement $D_2 = D_1 + h_1$ qui s'appuie directement sur la couche 2 et transmet au sol la même charge totale que la semelle réelle. Ce raisonnement est appliqué aux différentes couches inférieures qui risquent d'influencer défavorablement la capacité portante du système multicouche.

Les pressions maxima ainsi transmises à chaque interface doivent être inférieures aux pressions admissibles calculées à partir de la capacité portante du sol sous chacune des semelles, réelles et fictives.

. *Cas d'une couche très compressible sous une couche de sable ou sable et graviers relativement mince.*

Une méthode de calcul sommaire et rapide consiste à se ramener au cas général précédemment étudié, en choisissant, pour une faible épaisseur h de la couche de sable ($\frac{h}{B} \leqslant 1,5$), une répartition des charges moins favorable que celles recommandées ci-dessus. Dans ce cas on pourra adopter une largeur fictive B_2 égale à $B_1 \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B_1} \right) \right]^2$ qui pénalise les faibles épaisseurs de la couche de sable (Costet et Sanglerat) ; en effet des essais sur modèles réduits réalisés à Paris par TCHENG montrent que pour h faible, le sable était poinçonné verticalement par la semelle.

En se basant d'une part sur les résultats des essais, d'autre part sur des considérations théoriques, TCHENG a été conduit aux résultats suivants que nous conseillons, entre autres, pour une vérification de la méthode précédente dans les cas délicats :

- $0 \leqslant \frac{h}{B} \leqslant 1,5$: $q_{max} = c_u \cdot N_c^*$

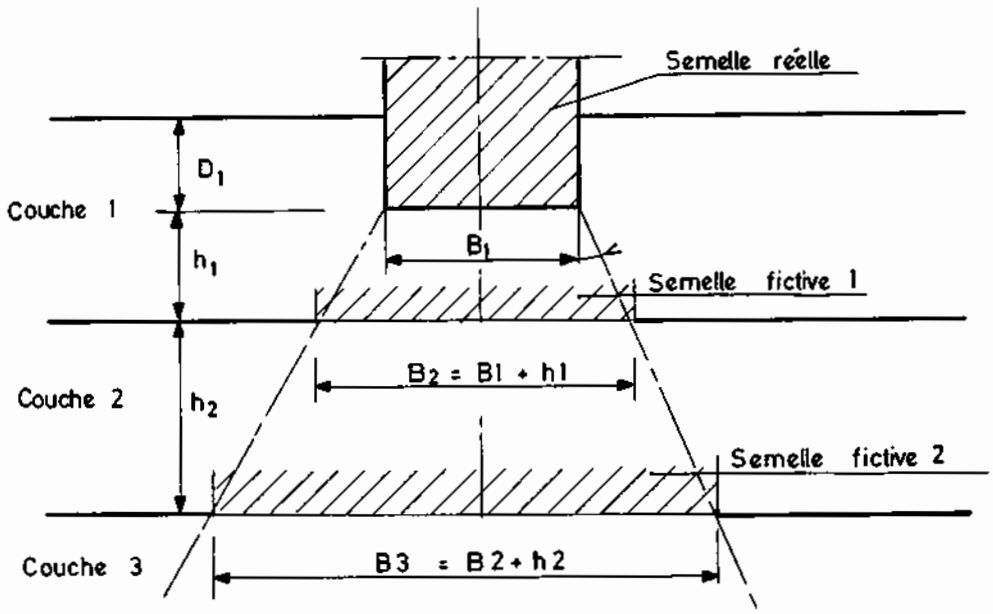
  avec cu : cohésion non consolidée non drainée de la couche d'argile molle.

  N_c^* est fonction de l'angle φ du sable et du rapport $\frac{h}{B}$ (cf. figure 32a page 53).

https://www.GCAlgerie.com/

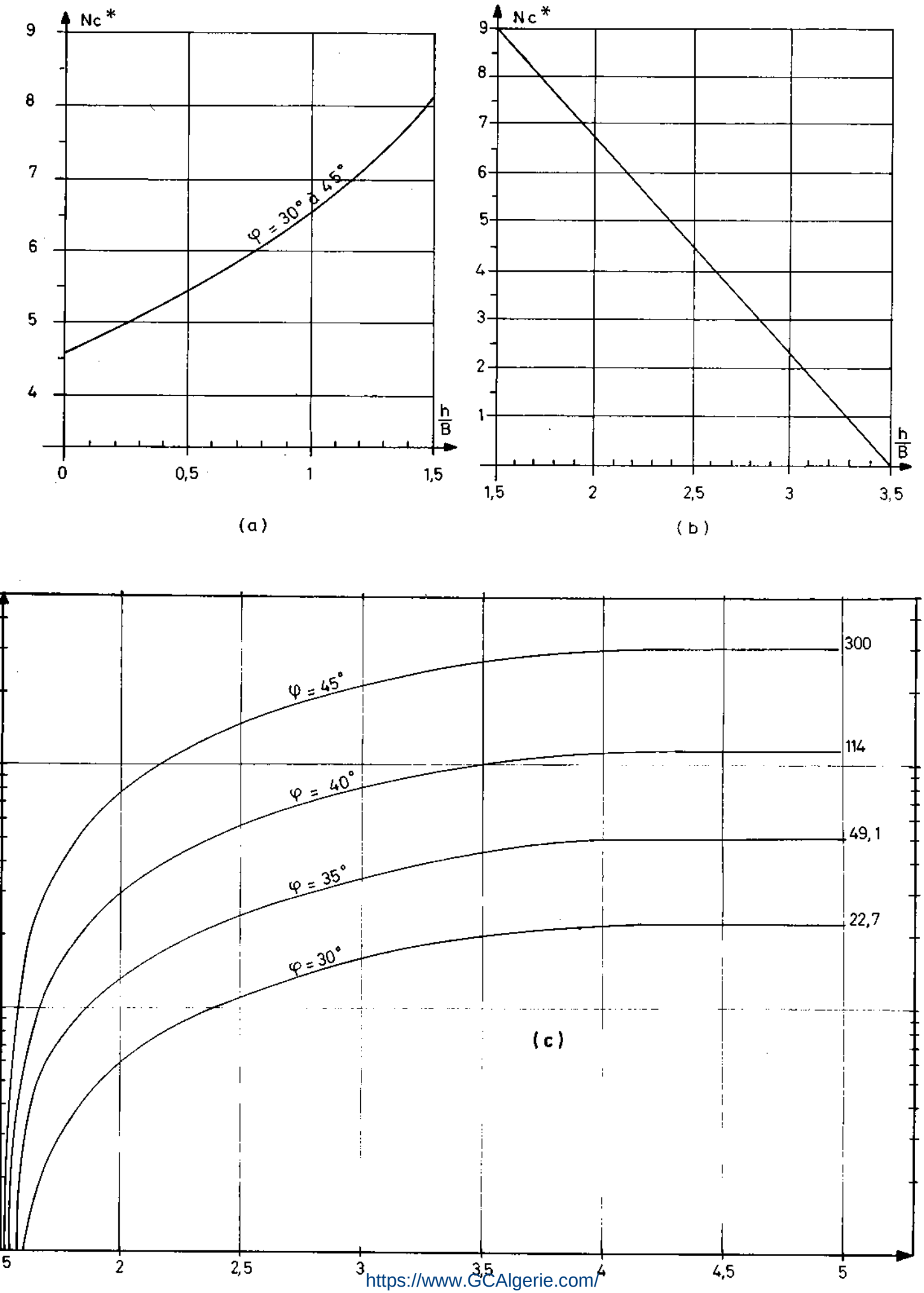
fig : 31

Méthode de la semelle fictive



https://www.GCAlgerie.com/

fig: 32



https://www.GCAlgerie.com/

- $1,5 < \frac{h}{B} \leq 3,5$ $\quad q_{max} = \gamma \cdot \frac{B}{2} N^*_\gamma + c_u N_c^*$

  N_c^* est fonction linéaire de $\frac{h}{B}$ (figure 32b page 53)

  N^*_γ est représenté figure 34c page 28 ter)

- $\frac{h}{B} > 3,5$ $\quad q_{max} = \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N^*_\gamma$

  les valeurs de N^*_γ sont représentées (figure 32c page 53)

. *Fondation sur un sol d'épaisseur limitée reposant sur le substratum proche*

MANDEL et SALENCON ont traité le cas d'une couche d'épaisseur limitée reposant sur un substratum dur, chargée par une fondation superficielle rugueuse , et proposé des coefficients majorateurs K_γ , Kc et Kq respectivement applicables aux termes de surface, de cohésion et de profondeur.

Ces coefficients présentés figure 33 page 55 , sont fonction du rapport $\frac{B}{h}$ de la largeur de la fondation à l'épaisseur de la couche sus-jacente au substratum et de l'angle de frottement interne du sol constitutif de cette couche.

Si l'on peut penser, à juste titre d'ailleurs, que lorsque le rapport $\frac{B}{h}$ est suffisamment élevé en raison d'une faible épaisseur h de la couche sus-jacente, il est souvent plus sûr de se fonder directement sur le substratum dur dont on peut connaître d'une manière plus précise la capacité portante, les résultats obtenus par MANDEL et SALENCON retrouvent tout leur intérêt dans le cas des semelles larges (radier en particulier) et dans le cas particulier où la couche supérieure est le siège d'une nappe d'eau qui poserait des problèmes délicats d'exécution si l'on cherchait à fonder la semelle sous sa surface libre.

Signalons que les coefficients majorateurs K_γ Kc et Kq ne sont pas applicables dans le cas de charges excentrées ou inclinées, surtout pour des sols purement cohérents.

c - Tassements : calculs et évolution

Un sol chargé subit des déformations ; la résultante verticale de ces déformations est appelée tassement. Du fait de la grande différence de compressibilité entre les grains et l'eau, d'une part, et de la plus ou moins grande perméabilité du sol d'autre part, le phénomène de tassement peut être décrit comme la somme de trois composantes, que l'on suppose pour simplifier indépendantes et successives :

- une déformation à volume constant se produisant immédiatement après le chargement et faisant intervenir les propriétés élastiques du sol, *tassement initial* W_0.

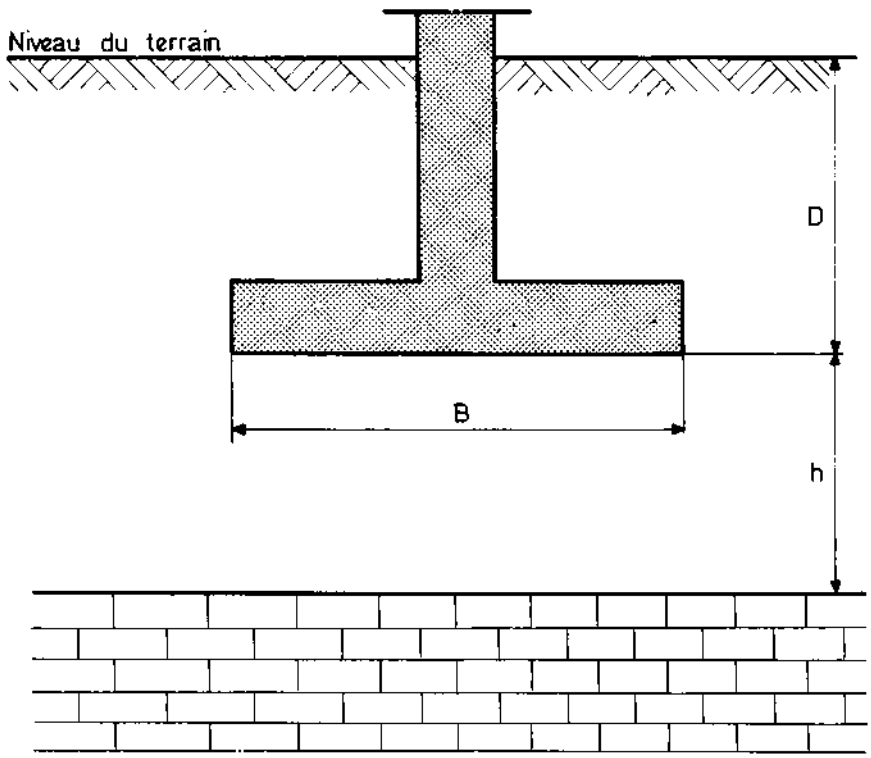
- sous l'effet de la charge, on enregistre dans le milieu une augmentation de pression interstitielle qui entraîne un écoulement de l'eau vers les zones de pression nulle. Cette *consolidation primaire* se produit par définition jusqu'à annulation de la pression interstitielle, en plus ou moins de temps selon la perméabilité du milieu; elle provoque un tassement W_1.

https://www.GCAlgerie.com/

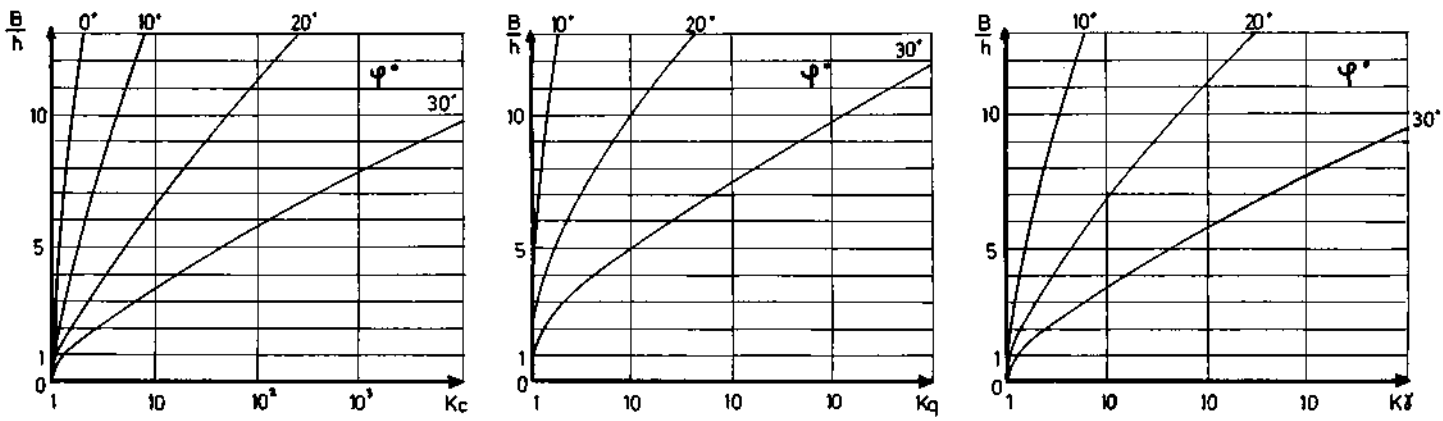
Fig : 33

Fondation sur un sol d'épaisseur limitée

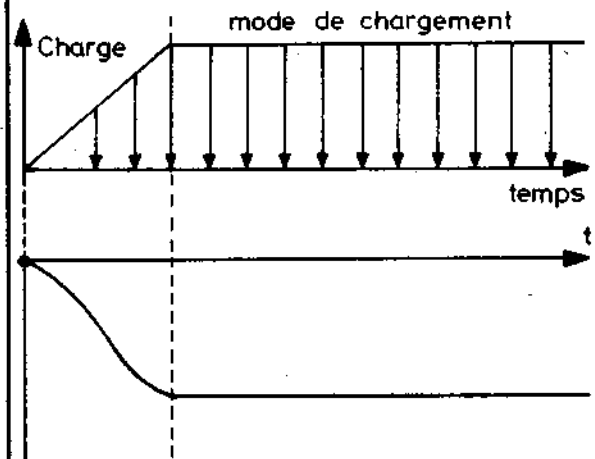
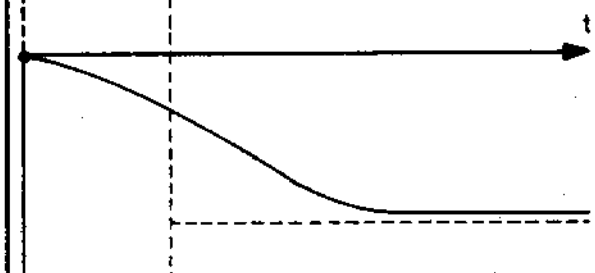
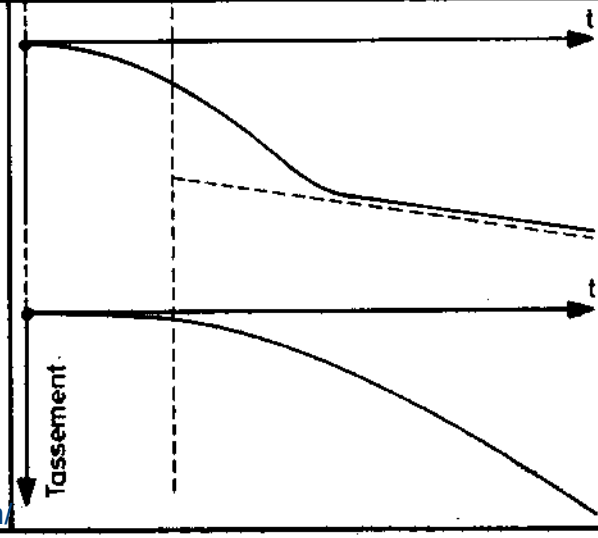
reposant sur le substratum proche



Coefficients majorateurs de Mandel et Salençon



https://www.GCAlgerie.com/

Type de sols	Diamètre des grains Ø	Module oedométrique E (bars)	Perméabilité k m/s	Coef. de consolidation Cv cm^2/s	Caractéristiques	Mode de tassement en fonction du temps (Remblai)	Méthode à utiliser	Capacité portante
Sol non saturé Cailloux, Galets, Graviers Sable grossier Sable fin compact Sable fin lâche	Ø > 20 mm 0,2 < Ø < 2 mm 0,06 < Ø < 0,2 mm	500 à 800	$10^{-1} < k < 10^{-2}$ $10^{-4} < k < 10^{-2}$		Tassement immédiat indépendant du facteur temps. Si le sol est serré le tassement est négligeable.		Méthode de Boussinesq	4 bars 2 bars
Sable argileux Limon Argile, dure, raide, consistante	20μ < Ø < 60μ Ø < 2μ	100 à 200 15 à 150 15 à 100	$10^{-4} < k < 10^{-3}$ $10^{-7} < k < 10^{-4}$ $10^{-8} < k < 10^{-7}$	10^{-3} à 10^{-5}	Le tassement est fonction du temps. Consolidation primaire importante.		Méthode oedo-métrique	2 à 3 bars
Argile molle Vase Tourbe	Ø < 2μ	1 à 10 1 à 5	$10^{-11} < k < 10^{-8}$ Imperméable	10^{-5} à 10^{-6}	Compression secondaire prépondérante		Methode Koppejan ou Gibson et Lo	1 bar

https://www.GCAlgerie.com

- un réarrangement des grains formant le squelette, phénomène de fluage ou *consolidation secondaire* qui provoque un tassement W_2.

Dans le cas d'une fondation superficielle, le tassement initial Wo est prépondérant sauf dans le cas particulier d'une fondation sur couche très compressible (ce qui est rare). Ce tassement a lieu en général au cours de la construction.

Dans le cas d'un remblai, les tassements de consolidation sont prépondérants.

Le tableau page 56 indique, pour les différents types de sols intéressés par des phénomènes de tassement, d'une part des fourchettes de valeurs pour les coefficients et d'autre part, compte tenu de la composante prépondérante, la méthode de calcul à utiliser.

c_1 - Calcul des contraintes dans le sol

La connaissance des contraintes en un certain nombre de points du sol est évidemment nécessaire pour la détermination de l'évolution des tassements. Cette répartition est déjà traitée au paragraphe .1. "Résistance au poinçonnement" de ce même chapitre sur les fondations superficielles. Nous n'y revenons pas, sinon pour préciser que les calculs de tassement sont effectués sur la base des *contraintes verticales seules* et pour la part des *charges permanentes seules*.

c_2 - Exposé des méthodes de calcul

. *Méthode élastique de BOUSSINESQ (tassements instantanés)*

Le sol est dans ce cas considéré comme un corps élastique parfait, semi-indéfini. Ces hypothèses peuvent être considérées comme satisfaites dans 2 cas :

- Lorsqu'on procède au chargement d'un sol non saturé (argile ou silt) ou d'un sol grenu. Les efforts sont transmis instantanément aux grains et la déformation est quasi immédiate.

- Lorsqu'on procède au chargement d'un milieu saturé. On observe une rapide déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation ; on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Cette partie du tassement est acquise immédiatement.

Le tassement instantané W_o d'une semelle uniformément chargée s'écrit alors :

$$Wo = C_f \frac{q\,B}{E} (1 - \nu^2)$$

q charge répartie
ν = 0,5 ; puisque la déformation se fait à volume constant
E module d'Young est déterminé par un essai de compression simple au triaxial, essai fait sans drainage.
B est la largeur (ou le diamètre) de la semelle.
C_f est un coefficient sans dimension dépendant de la forme, de la flexibilité de la semelle.

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 34

Courbe oedométrique : différentes sortes de tassement

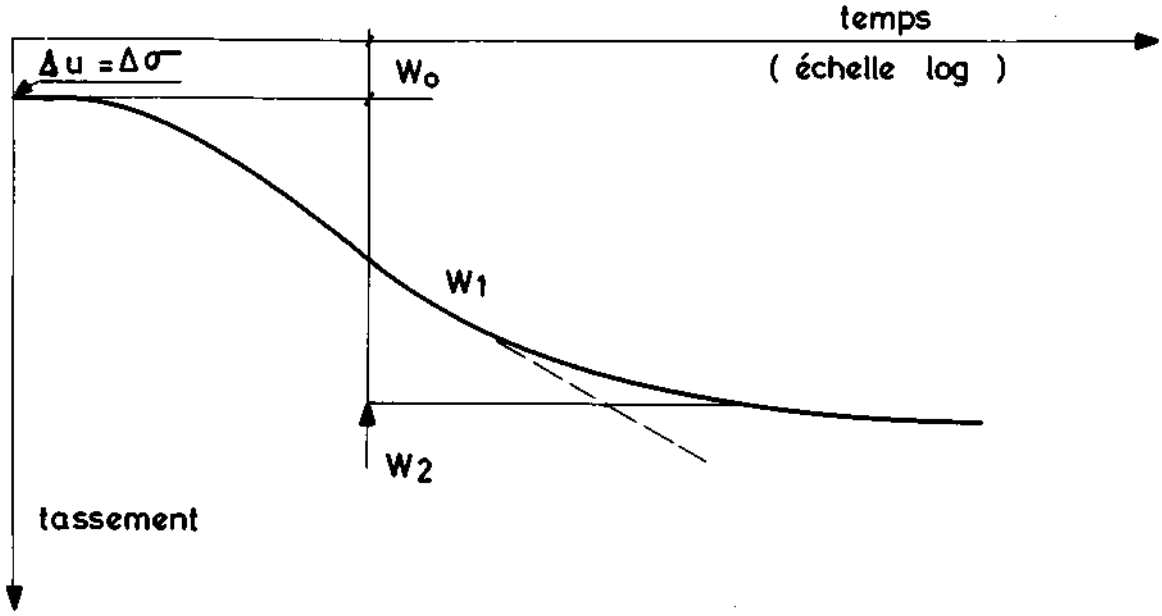
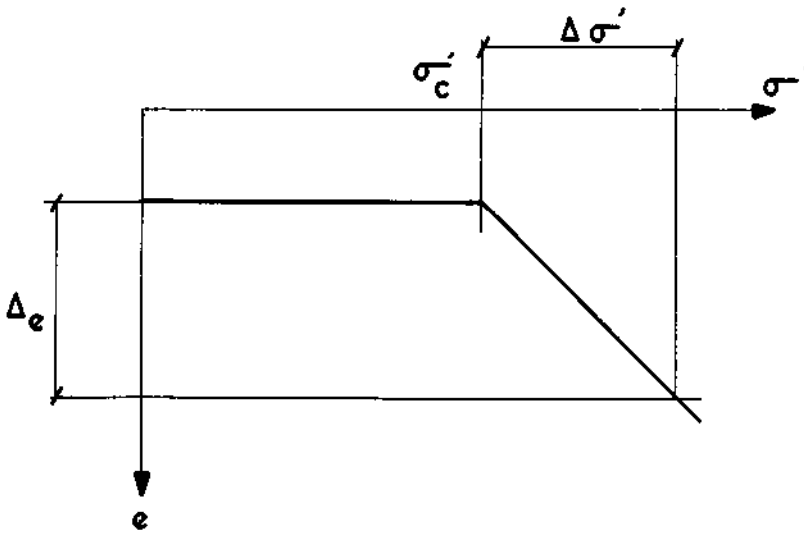


fig : 35

Relation entre tassement (ou variation de e) et pression effective



https://www.GCAlgerie.com/

Le tableau suivant donne des valeurs de C_f dans différents cas.

forme de la surface	C_f
Semelle carrée ou circulaire	0,8
Semelle filante	2,5
intermédiaire	interpoler en L/B

Le tassement instantané reste souvent faible (de l'ordre du centimètre) parce que le module mesuré en compression simple est toujours fort. Le tassement instantané sera le plus souvent négligeable dès que l'on aura par ailleurs du tassement de consolidation.

. *Tassement de consolidation (primaire)*

- Cette méthode utilise les résultats de l'essai oedométrique. Elle s'applique principalement aux sols cohérents saturés. On pourra se référer à l'"Etude des remblais sur sols compressibles, recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées."

La couche compressible est décomposée en tranches de 1 à 2 m d'épaisseur, et les contraintes appliquées sont calculées dans le plan moyen des tranches.

$$W_1 = \Sigma \Delta H_i$$

Dans le cas d'une couche d'épaisseur h chargée sur toute sa surface, l'amplitude du tassement Δh est la suivante :

$$\Delta h = h \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

où e est l'indice des vides
e_0 est l'indice des vides initial

Pour un sol normalement consolidé ou sous-consolidé, elle s'exprime par :

$$\Delta h = h \frac{Cc}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_0' + \Delta\sigma}{\sigma_c'} \quad \text{(logarithme décimal)}$$

(voir figure 34 page 58)

ou σ_0' pression verticale effective initiale des terres (voir chapitre 3.1)
σ_c' pression de préconsolidation moyenne de la couche (cf. § 3.6.3)
$\Delta\sigma$ surcharge verticale apportée dans le plan médian de la couche.

https://www.GCAlgerie.com/

Correction de SKEMPTON

Les tassements W_1 calculés par la méthode oedométrique sont connus à ±25 % près ; notamment les résultats sont systématiquement trop faibles pour les argiles normalement consolidées et trop forts pour les argiles surconsolidées. Skempton et Bjerrum ont proposé de l'améliorer en faisant intervenir un coefficient qui tient compte des déformations horizontales, qui ne peuvent se produire dans un essai oedométrique.

- Evolution du tassement de consolidation dans le temps

Le phénomène de tassement de consolidation est loin d'être instantané, il peut durer des années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité faible ; l'étude de la vitesse de tassement présente donc une grande importance.

TERZAGHI et FROLICH ont donné une théorie complète dans le cas d'une couche d'argile compressible homogène et saturée d'épaisseur 2 H comprise entre 2 couches très perméables. Ils admettent que la loi de Darcy est applicable et supposent que le coefficient de consolidation est constant dans le milieu et invariable dans le temps avec la consolidation.

La résolution de l'équation différentielle qui en découle, en fonction des conditions aux limites, permet de déterminer le degré de consolidation U à un instant donné t. U % = f (t)

avec $T_v = \frac{C_v \ t}{H^2}$

ou T_v est appelé "facteur Temps" (voir § 3.6.3 essai oedométrique)
t le temps en secondes
H longueur du chemin de drainage cm
C_v coefficient de consolidation cm^2/s

Les valeurs de T_v en fonction de U sont données dans le tableau suivant :

Valeur de U %	Valeur de T_v
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	

Le tableau est valable dans le cas d'une surcharge p uniforme à tout niveau.

https://www.GCAlgerie.com/

Les critiques que l'on peut faire à cette évaluation du temps de consolidation sont les suivantes :

La théorie suppose qu'au stade initial du chargement la charge toute entière se reporte sur l'eau ; or les expériences montrent que la pression interstitielle n'atteint pas toujours la contrainte appliquée (il s'en faut de 30 à 50 %). En outre la filtration ne se ferait qu'au-dessus d'une certaine valeur critique du gradient hydraulique, et au-dessus d'un certain seuil de contrainte.

Enfin, et surtout, on ne rencontre jamais de sols homogènes où l'écoulement de filtration soit uniforme et parallèle ; le plus souvent des lits intercalaires plus perméables ou des fissures créent des chemins de filtration préférentiels : ceci aboutit à des temps de tassements réels plusieurs fois plus courts que ceux qui sont calculées.

De plus, on suppose que le chargement est instantané; en fait la consolidation commence dès le début de l'édification de l'ouvrage ou du remblai.

Nous donnons à titre indicatif des vitesses de tassement pour une consolidation à 80 %.

Nature des couches / épaisseur des couches	Sables lâches	Limons	argiles molles et vases
5 m	instantané, au fur et à mesure de la construction.	1 à 4 mois	2 à 6 mois
10 m	$\frac{1}{2}$ mois	6 mois à 1 an	1 à 3 ans
20 m	$\frac{1}{2}$ mois à 2 mois	1 à 3 ans	2 à 6 ans

Rappelons enfin, que les constatations en cours de chantier (mesure du tassement, mesure des pressions interstitielles) sont précieuses pour corriger les erreurs théoriques. Elles devront débuter dès l'application des premières surcharges, même incomplètes.

.2. - Fondations profondes

a - Position du problème

La profondeur critique est, par définition, atteinte ou dépassée.

https://www.GCAlgerie.com/

Le frottement latéral (positif ou négatif) ne peut pas être négligé. On peut faire une distinction entre les pieux dont la plus grande partie de la charge est reprise en pointe - pieux ancrés, et ceux qui travaillent essentiellement au frottement latéral - pieux flottants.

On sait (§ 3.1.1.) que le frottement latéral a toujours une importance plus grande qu'on n'est tenté de le croire ; les essais de chargement en témoignent.

Les méthodes de calcul des fondations profondes à partir des essais de laboratoire sont souvent douteuses parce qu'elles sont à la rupture et globales, dans un domaine où deux phénomènes agissent (poinçonnement, frottement latéral) qui sont de nature différente et dont l'un, au moins, est directement influencé par les déformations. Faute de mieux, dans le domaine des essais de laboratoire on utilise des coefficients de sécurité de 3 en pointe et 2 au frottement latéral.

b - Résistance de pointe

On peut tenter d'appliquer la formule générale de Terzaghi, dans laquelle le terme de surface $\frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma$ peut être négligé devant les deux autres termes.

$$qp_r - qo = qo\,(Nq - 1) + c.Nc \quad \text{avec } \bar{q} = qo + \frac{1}{3}\left[qo\,(Nq - 1) + c.Nc\right]$$

qpr représente la résistance en pointe à rupture par unité de surface,
qo la pression verticale des terres au niveau de la base de pieu
c la cohésion du sol,
$\bar{q}$ représente la résistance de pointe unitaire admissible
Nq et Nc les facteurs de force portante obtenus en tenant compte des diverses corrections dues à la forme, à une réduction éventuelle de φ préconisée par certains auteurs et à l'élancement D/B.

Cette formule est loin d'être vérifiée expérimentalement, nous étudions ci-après son application dans les différents types de sols.

b_1 - Sols cohérents

Pour de tels sols (argiles, marnes, limons saturés, craie altérée et sols intermédiaires tels que sables ou graves argileuses) $\varphi = 0$ et $c = cu$, cohésion non drainée. L'application de la formule générale donne comme expression de la résistance unitaire en pointe :

$$qpr = c_u.\,Nc + qo \qquad \text{avec } \bar{q} = qo + \frac{1}{3} \times c_u.Nc$$

formule dans laquelle $qo = \Sigma\gamma_i h_i$ exprime la contrainte <u>totale</u> au niveau de la <u>base</u> du pieu.
$\bar{q}$ représente la contrainte admissible de pointe.

On constate expérimentalement que Nc prend la valeur 9 dès que la profondeur D dépasse 5 fois le diamètre B, ce qui est généralement le cas, et l'équation s'écrit alors :

$$qpr = 9\,c_u + qo \qquad \text{d'où} \quad \bar{q} = qo + 3\,c_u$$

b_2 - Sols pulvérulents

Pour ces sols (sables propres, graves, roche altérée...) la formule générale donne :

https://www.GCAlgerie.com/

fig : 36

Coefficient de force portante Nq selon différents auteurs

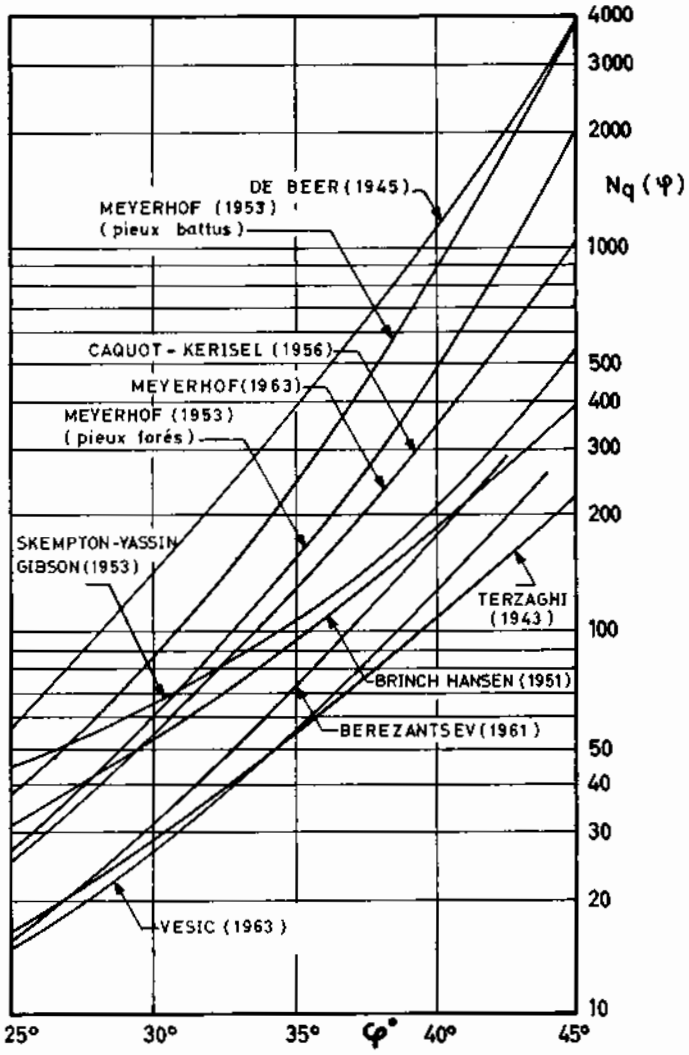
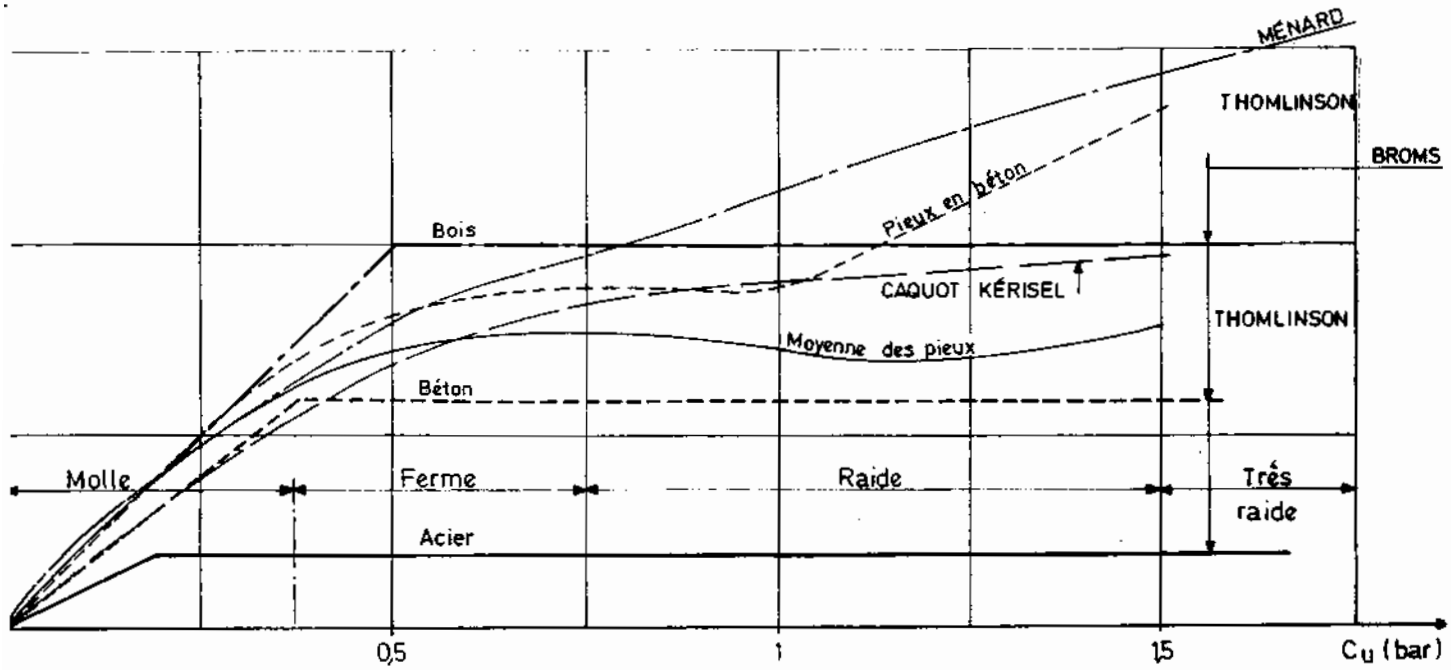


fig : 37

Valeurs du frottement latéral unitaire à rupture τ_f



https://www.GCAlgerie.com/

$$qp_r - q'o = q'o\ (Nq - 1) \text{ et } \bar{q} = q'o + \frac{1}{3} \cdot q'o \cdot (Nq - 1)$$

où q'o est la contrainte effective au niveau de la base du pieu, déjaugé sous la nappe s'il y a lieu.

Un certain nombre de remarques sont à faire sur cette formule :

. Le niveau de confiance que l'on peut admettre pour le coefficient de capacité portante Nq est assez bas compte tenu d'études statistiques, quelle que soit la théorie adoptée. La figure 36 page 63 donne les valeurs de Nq suivant les différents auteurs, compte tenu des diverses corrections qu'ils font intervenir ; on remarquera la grande dispersion des valeurs proposées.

. Nq est très sensible à φ , et la détermination de φ est souvent difficle pour les sols pulvérulents (échantillonnage souvent impossible, présence de gros éléments ...)

. D'après la formule, il semblerait que la résistance de pointe doive croître linéairement avec la profondeur, ce qui n'est pas en accord avec les résultats expérimentaux qui montrent que cette *résistance cesse pratiquement de croître à partir d'une certaine profondeur*, appelée profondeur critique, et comprise entre 10 et 20 diamètres environ, pour des angles de frottement interne courants (30° à 40°).

c - Frottement latéral

c_1 - Sols cohérents

L'effort de frottement latéral à rupture est donné par l'expression

$$Qf = \tau f \times S_{lat}$$

dans laquelle S_{lat} représente la surface latérale totale de la fondation profonde et τf le frottement unitaire ou adhérence à rupture, dont la valeur est constante le long du fût.

L'effort de frottement latéral admissible $\overline{Qf}$ est alors donné par :

$$\overline{Qf} = \overline{\tau f} \times S_{lat} \text{ ou } \overline{Qf} = \frac{\tau f}{2} \times S_{lat}$$

avec $\overline{\tau f} = \frac{\tau f}{2}$

Le frottement latéral unitaire à rupture τf est évalué à partir de la cohésion non drainée cu.

$$\tau f = \beta \cdot cu$$

Si théoriquement on arrive à une valeur de β égale à 1 pour les argiles sans frottement interne, l'expérience montre que cette valeur est optimiste pour ces sols, principalement lors du battage d'un pieu qui crée des surpressions interstitielles. Le coefficient β dépend principalement de cu, mais également d'autres facteurs tels que la nature du fût du pieu, le mode de mise en oeuvre et le délai de repos. La figure 37 page 63 donne les valeurs de τf en fonction du cu, proposées par différents auteurs.

https://www.GCAlgerie.com/

On remarquera que les divergences apparaissent suivant les auteurs surtout pour les valeurs élevées de la cohésion ($cu > 0,5$ bar), et que l'adhérence diffère également suivant la nature du matériau constitutif du pieu ; en particulier d'adhérence reste très faible pour des pieux d'acier lorsque la cohésion dépasse 0,5 bar.

Pour les pieux en bois ou en béton armé (pieux façonnés à l'avance ou exécutés en place avec ou sans bentonite) les valeurs données par THOMLISON pourront être utilisées. Pour les pieux d'acier ou les pieux exécutés en place avec gaine perdue, fichés dans des sols dont la cohésion dépasse 0,5 bar, on pourra utiliser les valeurs préconisées par BROMS (cf. figure 37 page 63).

Si l'application de cette dernière règle a une incidence importante sur l'économie et la sécurité du projet (cas des pieux flottants par exemple) l'essai statique de chargement pourra être recommandé.

c_2 - Sols pulvérulents

Le frottement latéral unitaire à rupture à une profondeur z donnée est obtenu à partir de la formule de base :

$$\tau_f = \sigma'_h \cdot \operatorname{tg} \varphi a$$

où $\sigma'h$ est la contrainte horizontale effective sur le fût du pieu et φa l'angle de frottement "sol - matériau du pieu".

$\sigma'h$ peut s'écrire

$$\sigma'_h = K. \Sigma \gamma'_i \cdot h_i$$

γ'_i étant le poids spécifique du sol de la couche i (déjaugé lorsque le point considéré est situé sous la nappe).

Si le problème qui consiste à déterminer φa (qui dépend donc du pieu et du sol) peut être relativement bien résolu expérimentalement, il n'en est pas de même pour celui relatif au coefficient K. Des valeurs théoriques ont été proposées pour ce coefficient ; en admettant même que l'on puisse utiliser des formules relatives à un problème d'équilibre plan à deux dimensions, dans le cas d'un équilibre de révolution, l'introduction du coefficient de butée entraîne nécessairement une grande incertitude puisqu'on ne sait pas dans quelle mesure cette butée est mobilisée. En effet, la plupart des valeurs théoriques proposées ne tiennent pas compte du mode de mise en oeuvre du pieu.

L'expression du frottement latéral admissible unitaire à une profondeur Σh_i devient :

$$\bar{\tau}_f = \frac{\tau f}{2} = \frac{1}{2} \; K \Sigma \gamma'_i h_i \; \times \operatorname{tg} \varphi a$$

BROMS propose les valeurs suivantes pour les pieux battus :

https://www.GCAlgerie.com/

Nature du pieu	φa	K (faible densité relative)	K (densité relative élevée
Pieu acier	20°	0,5	1,0
Pieu béton rugueux	3/4 φ	1,0	2,0
Pieu béton lisse	3/4 φ	0,5	1,0
Pieu bois conique	2/3 φ	1,5	4,0

Ces valeurs fournissent un ordre de grandeur qui sera si possible recoupé par d'autres méthodes (essais en place et éventuellement essais statiques de chargement).

d - Tassement du pieu isolé.

Les essais de laboratoire ne permettent pas d'accéder avec une bonne approximation au tassement d'un pieu isolé. En revanche, le tassement d'un groupe de pieux pourra être calculé par des méthodes exposées en 3.6 et qui sont basées sur une assimilation du groupe à une fondation monolithe.

https://www.GCAlgerie.com/

5.2.5 - EXEMPLES DE CALCUL

.1. - Exemple de vérification d'une semelle part l'interprétation des essais pressiométriques

On se propose de vérifier la semelle de fondation d'un appui d'ouvrage. Cette semelle de 2 x 10 m est à la cote - 4,5 m soit 191,20 NGF (voir schéma p. 69), elle est sollicitée par 1 600 tf de charge totale. (900 tf de charge permanente et 700 tf de charges routières).

On se reportera au § 5.2.1 - Calcul des fondations par l'interprétation des essais pressiométriques.

a - Vérification au poinçonnement

. Calcul de ple la pression limite équivalente (cf. p. 5)

$$ple = \sqrt[6]{12,9 \times 13,65 \times 14,4 \times 16,4 \times 19,4 \times 9,4}$$

ple # 14 bars soit 140 tf/m2

. Calcul de he hauteur d'encastrement (cf. p. 7)

On ne tiendra pas compte du remblai dans l'évaluation de la hauteur d'encastrement.

$he = \frac{1}{ple} \times 2,5 \times \frac{12,9 + 14,4}{2} = \frac{34}{14} = 2,43$ m. On remarquera qu'en raison de la bonne portance de l'argile, he est très supérieur à l'enfoncement dans le banc de sables et graviers.

. Détermination du facteur de portance K

Nous savons que le sol porteur est de catégorie III ($10 < pl < 20$ b) (voir tableau § 5.2.1. page 10).

et que $\frac{L}{2R} = \frac{10}{2} =$

avec $\frac{he}{R} = 2,4$

Les abaques de la page 8 § 5.2.1 donnent K = 1,8 après interpolation pour $\frac{L}{2R} = 5$ entre $\frac{L}{2R} = 1$ et $\frac{L}{2R} \longrightarrow \infty$

. qo pression verticale totale sur un plan horizontal

qo = 8,4 tf/m2

. po pression horizontale:niveau de fondation à 1,5m sous la nappe.

$po = u + (\sigma_{vo} - u)\ Ko = 1,5 + (8,4 - 1,5) \times 0,5$

po = 5 tf/m2

Nous avons considéré ici que le niveau du terrain après travaux restait à la cote 195,7 NGF.

https://www.GCAlgerie.com/

. Calcul de la contrainte admissible :

$\bar{q} = qo + \frac{K}{3} (pl_e - po)$

$\bar{q} = 8,4 + \frac{1,8}{3} (140 - 5,2)$

$\bar{q} \# 90$ tf/m2 soit 9 bars.

. Vérification

Sous charge permanente + charges routières soit 1 600 T, la semelle est convenablement dimensionnée

En effet : $q = \frac{1\ 600}{2 \times 10} = 80$ tf/m2 soit 8 bars $< \bar{q}$

b - Calcul du tassement

La charge permanente seule impose une contrainte de

$q = \frac{900}{2 \times 10} = 45$ tf/m2 sous la semelle ; par rapport à l'état naturel, la fondation sollicite le sol de $45 - 4,5 \times 2 = 36$ tf/m2 ; il convient de vérifier que le tassement des couches sous-jacentes sous cette sollicitation reste acceptable.

. Les modules pressiométriques équivalents ont été évalués (cf. p.15) à :

$E_A = 90$ bars

$E_B = 66$ bars.

. $\alpha = \frac{1}{4}$ voir tableau § 5.2.1. p. 17.

. $\lambda_2 = 2,14$

. $\lambda_3 = 1,40$ voir abaques page 14.

Pour $\frac{L}{2R} = 5$.

. $w = w_1 + w_2 + w_3$

w_1 tassement instantané non calculé

$w_2 = \frac{1,33}{3 \times 66} \times 3,6 \times (30) \left(2,14 \times \frac{100}{30}\right)^{1/4}$

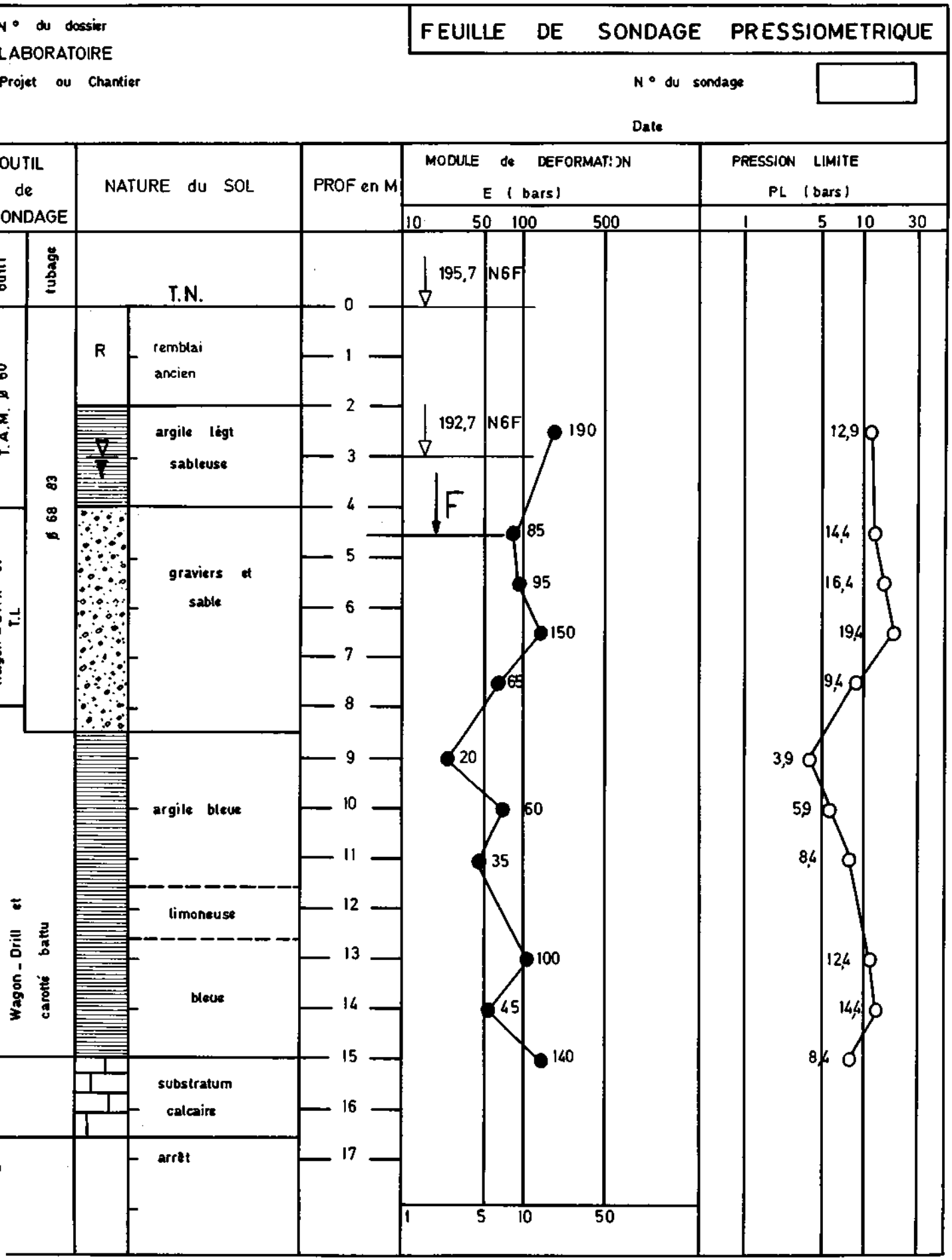
$w_2 = 1,2$ cm.

$w_3 = \frac{1/4}{4,5 \times 90} \times 3,6 \times 1,4 \times 100$

$w_3 = 0,3$ cm.

soit un tassement total estimé à 1,5 cm. Ce tassement est parfaitement admissible.

https://www.GCAlgerie.com/



https://www.GCAlgerie.com/

.2. - Calcul de fiche d'un pieu par l'interprétation des essais pressiométriques

On envisage de déterminer la fiche optimum d'un pieu Ø 80 foré et coulé en place dans le terrain dont on donne la coupe p.71.

Il s'agit donc de calculer une fiche telle que la charge nominale soit égale à la charge intrinsèque :

$$Q_N = \frac{Q_{pr}}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

$$Q_I = \Omega \times \overline{\sigma'_{bo}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma'_{bo}} = 50 \text{ bars.}$$

Q_{pr} effort de pointe à rupture

Q_f effort de frottement latéral à rupture

Q_N charge nominale

Q_I charge intrinsèque

Ω section du pieu

$\overline{\sigma'_{bo}}$ contrainte admissible du béton de pieu en compression simple. On se reportera au § 5.2.1.

a. Ω = 0,5024 m2

Q_I = 0,5024 x 500 = 251,2 tf

Périmètre du pieu : 2,512 m.

b. Prédimensionnement (calcul approché)

Le pieu devra avoir un certain encastrement dans les sables et graviers ; prenons 3 m avec pl # 19 bars (soit à la cote - 13,5 m).

La hauteur d'encastrement équivalente dans le sol est d'environ 4 m soit $\frac{he}{0,4}$ = 10, les abaques de la page 9 § 5.2.1 donnent pour un sol de catégorie III (sables et graviers $10 < pl < 20$ tableau p. 10) K # 4,6

soit $\bar{q}_{pointe} \# \frac{K \times pl}{3} = \frac{4,6}{3} \times 190 = 291$ tf/m2

Le frottement latéral admissible sur 10,5 est pris égal à 1,5 t/m2 et 4 t/m2 sur les 3 derniers mètres (abaques p. 12 et indications page 11)

soit $Q_f = 2,512 \left[1,5 \times 10,5 + 4 \times 3 \right] = 70$ tf

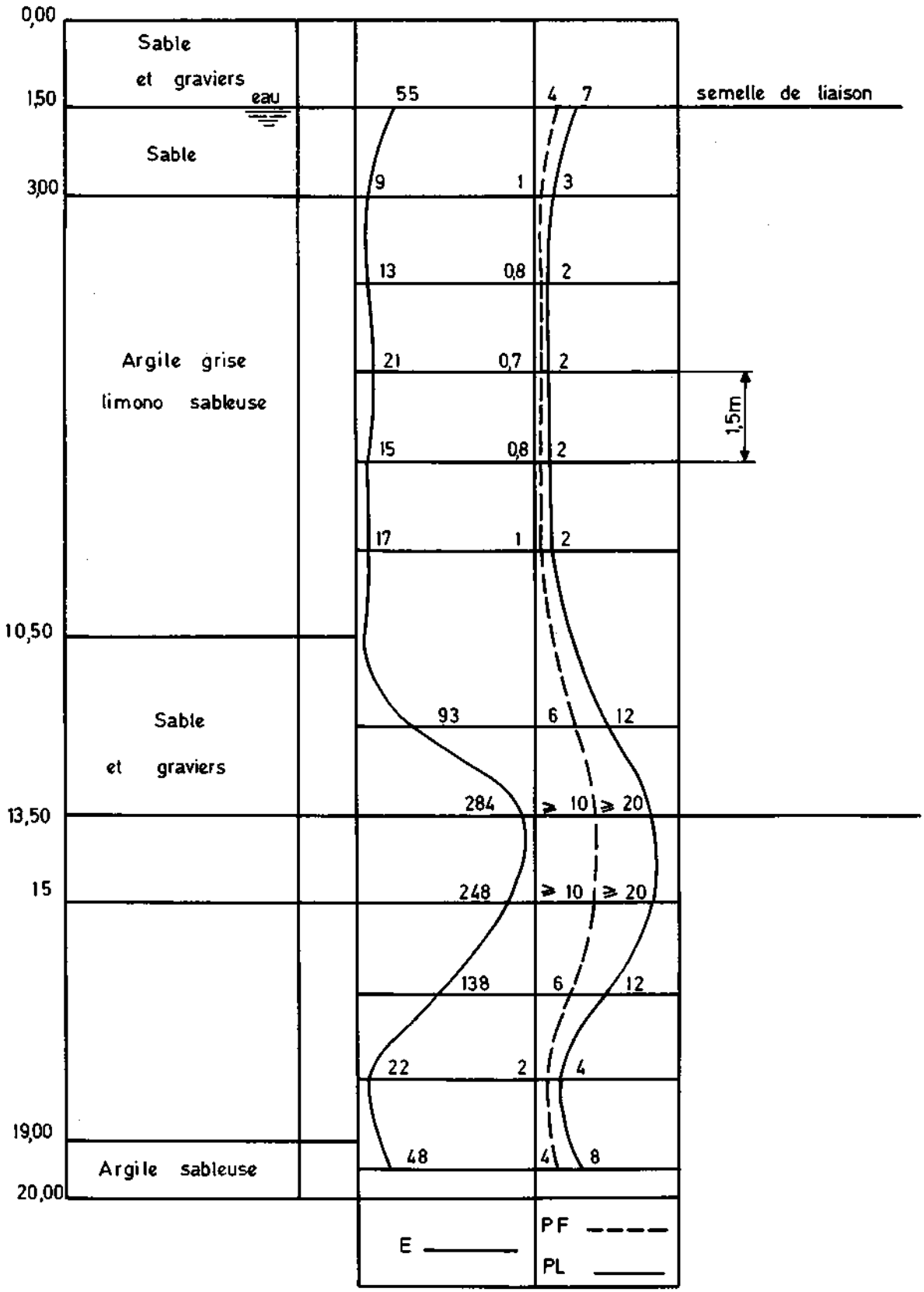
et $q_f = \frac{70}{0,5024} \# 140$ tf/m2

Le pieu ainsi fiché pourrait donc supporter du point de vue géotechnique 431 tf/m2 en tête.

Nous ne pourrons donc pas, avec une telle fiche, le faire travailler à sa charge intrinsèque calculée avec 500 tf/m2.

https://www.GCAlgerie.com/

FEUILLE DE SONDAGE PRESSIOMETRIQUE



https://www.GCAlgerie.com/

Il est tentant dans le cas présent d'augmenter sa fiche afin de le faire travailler dans des conditions optimum.

Cependant, la coupe géotechnique indique sous la couche porteuse et de bonne caractéristique (pl $>$ 20 bars), la présence d'une couche de sable et graviers aux caractéristiques qui deviennent médiocres.

Dans ces conditions, augmenter la fiche du pieu revient à augmenter le risque de poinçonnement de la couche porteuse.

c. Vérification

. terme de pointe

- $ple = \sqrt{20 \times 20 \times 16} \# 18,6$ bars
- $he = \frac{1}{18,6}\left[1,5\ (5 + 3,5 + 2 + 2 + 2) + 3\ x(7) + 1,5\ x(16)\right] = 3,58$ m
- $\frac{he}{R} = 8,95$
- sol de catégorie III (sable et graviers $10 < pl < 20$)
- K = 4,5 (abaque § 5.2.1 p. 9)
- qo = 25 tf/m2
- po = 17 tf/m2
- $\bar{q} = 25 + \frac{4,5}{3}(186 - 17)$
- $\bar{q} = 278$ tf/m2

soit $\overline{Q_p} = 278 \times 0,5024 = 140$ tf

. frottement latéral

On utilise pour ce type de pieu la courbe A (P. 12 § 5.2.1)

$$\overline{Q_f} = \frac{1}{2}\left[1 \times 6 + 1,5\ (4,5 + 3 + 3 + 3) + 3(8,0) + 1,5\ x(8,1)\right] x\ 2,512$$

$$\overline{Q_f} = 78 \text{ tf.}$$

Du point de vue géotechnique, le pieu pourra reprendre 140 + 78 = 218 tf ce qui correspond à une contrainte en tête de 434 tf/m2.

On aurait donc ici intérêt à prendre pour cette fondation, un système de pieux plus petits (Ø 0,60 p ex.) ; en procédant ainsi, on ferait travailler le pieu à une contrainte supérieure.

A titre indicatif, un pieu Ø0,60 fiché jusqu'à la cote - 13,5 pourrait supporter du point de vue géotechnique 483 tf/m2 au lieu de 434 pour le Ø0,80.

https://www.GCAlgerie.com/

.3. - Calcul de la charge nominale d'un pieu isolé par l'interprétation de l'essai au pénétromètre statique

On se propose de calculer la charge admissible d'un pieu foré de 41 cm de diamètre et de 12,60 m de longueur, à partir des résultats d'un essai au pénétromètre statique PAREZ (on se reportera au § 5.2.2) (voir coupe du sol p. 74).

a - Calcul de l'effort de pointe Qp

On utilise la méthode de VAN DER WEEN pour déterminer le Rp moyen à prendre en compte :(cf. p. 26)

Rp moyen = 130 bars entre 11,20 et 13 m de profondeur

La résistance de pointe à rupture du pieu qp_r = K.Rp moyen

avec K = 0,8 pour les sables moyennement compacts (cf. p. 28) est égale à qp_r = 104 bars

Effort de pointe à la rupture

$Qp_r = qp_r$ x Section du pieu = 1040 x 0,132 = 137 tonnes

b - Calcul de l'effort latéral Qf (on se réfère à la p. 29)

. On peut considérer ici 4 tranches de sol différentes par rapport à Rp. On prend les Rp moyens de la courbe enveloppe du minima

. de 0 à 3,50 m de profondeur : alluvions (argileuses ici)

Rp moyen 10 bars $\tau_f = \frac{Rp}{30}$ = 0,33 bars

. de 3,50 m à 6,50 m de profondeur : limons sableux

Rp moyen 35 bars $\tau_f = \frac{Rp}{60}$ = 0,58 bars

. de 6,50 m à 11,50 m de profondeur : sable

Rp moyen 50 bars $\tau_f = \frac{Rp}{100}$ = 0,5 bars

. de 11,50 m à 12,60 m de profondeur : sable

Rp moyen 120 bars $\tau_f = \frac{Rp}{100}$ = 1,2 bars

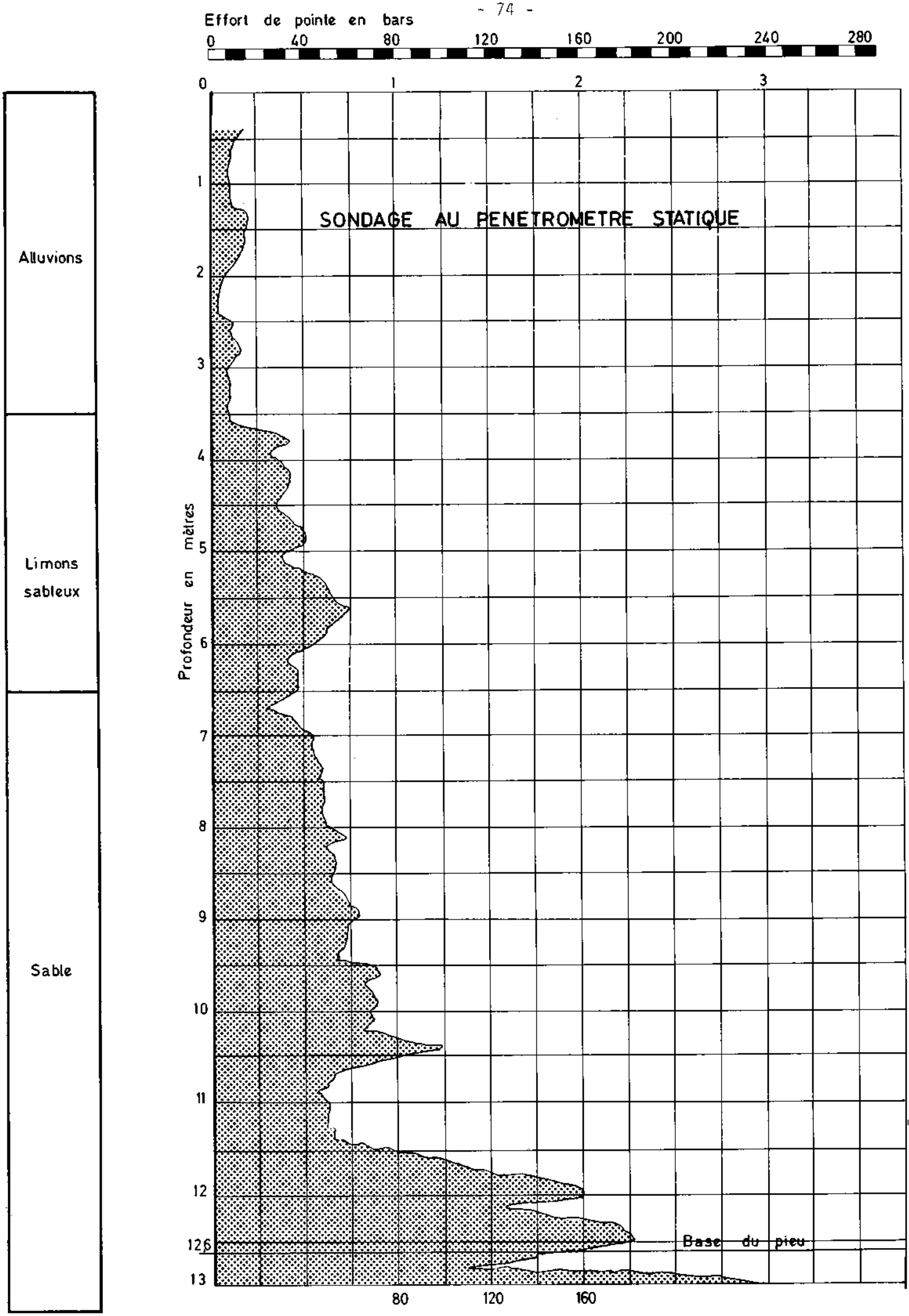
$$Qf = \sum_{i=1}^{4} \tau_{f_i} \cdot h_i \times P$$

avec P périmètre du pieu

$$Qf = \left[3,3 \times 3,5 + 5,8 \times 3,0 + 5 \times 5,0 + 12 \times 1,1\right] \times 1,287$$

Qf = 86,4 tf

https://www.GCAlgerie.com/



https://www.GCAlgerie.com/

c - Calcul de la charge nominale Q_N

On obtient Q_N en appliquant un coefficient de sécurité de 3 sur l'effort de pointe Qp et un coefficient de sécurité de 2 à l'effort latéral Qf.

$$Q_N = \frac{Qp}{3} + \frac{Qf}{2}$$

$$Q_N = 98 \text{ tonnes}$$

d - Vérification de la contrainte dans le béton du pieu

$$\sigma_b' = \frac{98\ 000}{1320} = 74 \text{ bars}$$

On doit donc faire travailler le pieu à sa charge intrinsèque Q_I, soit dans le cas d'espèce (CPC - F68 § 3.6.2 2.1 renvoyant au 2.1.1 b)

$$Q_I = 500 \times 0{,}132 = 66 \text{ tonnes.}$$

https://www.GCAlgerie.com/

.4. - Calcul de la force portante d'un pieu battu (genre West) par l'interprétation d'essais au pénétromètre dynamique

On se reportera au § 5.2.3. Voir coupe du sol p. 77.

. Le pénétromètre dynamique utilisé a les caractéristiques suivantes :

Ø pointe conique : 60 mm poids 6,6 kg.
train de tiges 4,6 kg/ml ; tête battage du tube 5 kg
train de tubes 8,5 kg/ml ; tête battage de la tige 5,2 kg
section du pénétromètre 28,27 cm2 W = 30 kg.m M = 100 kg.

On se propose d'évaluer la force portante d'un pieu Ø50 battu fiché à la cote - 13,50 m dans le sol dont on donne les courbes d'essai. Le refus pour le pénétromètre dynamique a lieu à la cote - 13 m (N = 100 coups pour 10 cm d'enfoncement). A la cote correspondant à l'assise du pieu, on admettra le même refus soit e = 1 mm par coup. On rappelle que dans ces chiffres le frottement latéral n'est pas dissocié de la résistance de pointe.

. Evaluation de la force portante par la formule des Hollandais. (voir § 5.2.3 p. 35 et les réserves mentionnées page 37) : unité(s) kg et cm.

$$qr = \frac{W.M}{e.(M+P)} = \frac{300\ 000}{28,27 \times 0,1 + (100+200)} = 354 \text{ bars}$$

$$\text{soit } \bar{q}_n = \frac{354}{6} = 59 \text{ bars}$$

et pour un pieu Ø50 la force portante admissible sera égale à

$$\bar{Q} = 590 \times 0,1960 = 115 \text{ tf}$$

. Calcul de la force portante du pieu par la formule Delmag

La formule des Hollandais est trop optimiste quand la résistance dynamique atteint des valeurs élevées (au voisinage du refus par exemple). Nous calculerons la force portante du pieu à partir de la formule Delmag soit :

$$Q_N = \frac{1}{3} \frac{W.M}{(e+CL)\ (M+P)} \times \frac{\Omega}{\omega}$$

(voir § 5.2.3 p. 36)

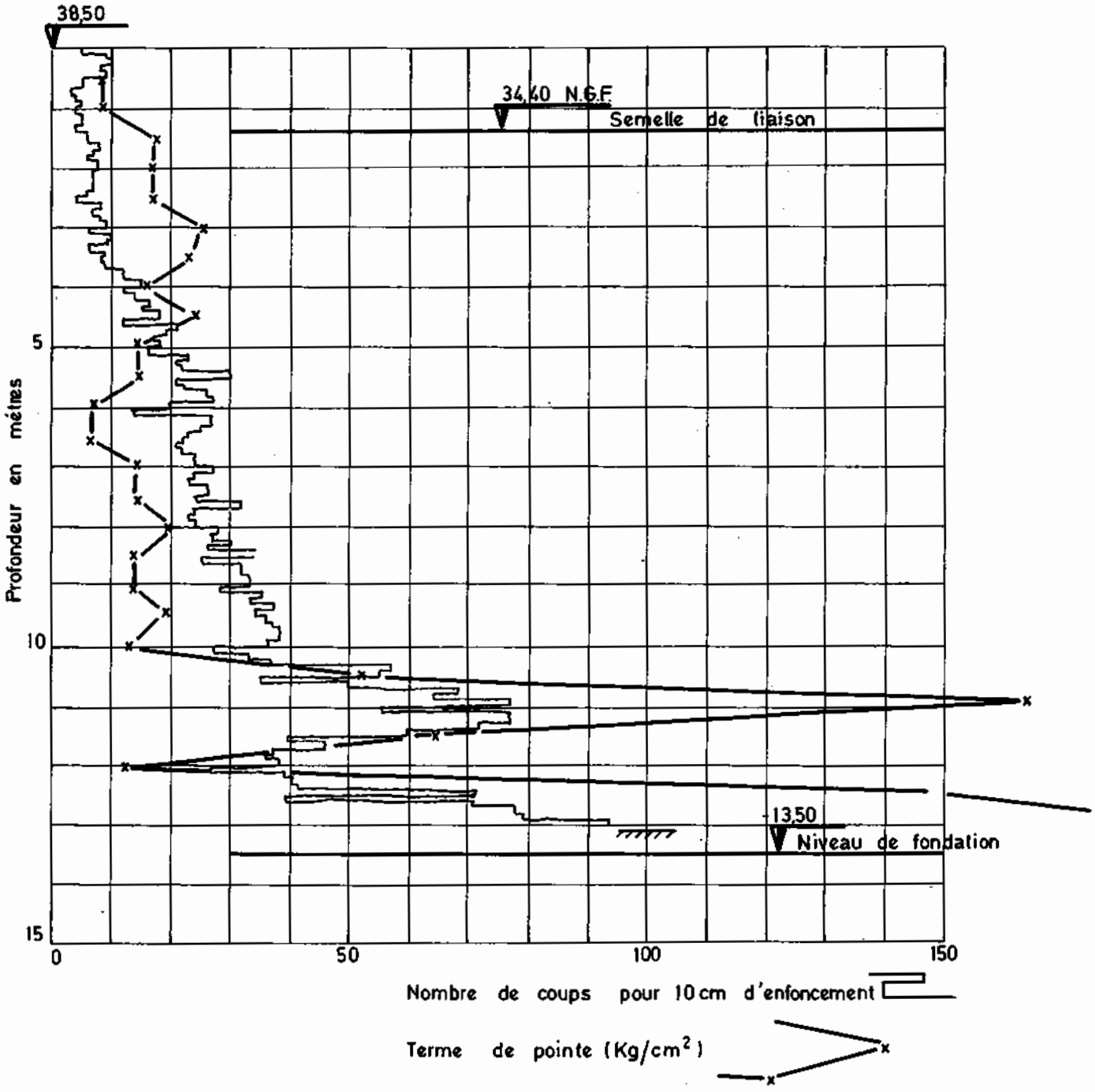
$$Q_N = \frac{1}{3} \times \frac{300\ 000}{(0,1+0,015 \times 13)\ (100+200)} \times \frac{1960}{28,27} \text{ en kg}$$

soit $Q_N = 78,4$ tf.

Cette force portante est probablement un minimum : le pénétromètre a été pratiquement bloqué par refus 0,50 m plus haut que le niveau de fondation prévu. Un taux plus élevé aurait sans doute pu être justifié moyennant l'emploi d'un pénétromètre plus robuste. Mais ce serait une erreur que de croire que la formule des Hollandais faussée par ce manque de robustesse, puisse constituer une telle justification.

https://www.GCAlgerie.com/

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE



https://www.GCAlgerie.com/

.5. - Exemple de vérification d'une semelle superficielle par l'interprétation des essais de laboratoire

On se reportera au § 5.2.4.

On se propose d'étudier la stabilité et le tassement d'une pile d'ouvrage fondée sur semelle filante à - 1 m et transmettant au sol de fondation 45 T/ml d'appui.

L'épaisseur des couches et leurs caractéristiques géotechniques sont portées sur le schéma ci-joint p. 80.

a - Calcul des contraintes admissibles, vérification au poinçonnement

$$\bar{q} = \frac{1}{\Gamma}\left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 \ (Nq - 1) + cNc\right] + q_0$$

(voir § 5.2.4 p. 42)

- Contrainte admissible à - 1 m pour B = 2 m.

$$\bar{q} = \frac{1}{3}\left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + q'_0 \ (Nq - 1)\right] + q'_0$$

Pour $\varphi = 35°$, les abaques de Mrs CAQUOT - KERISEL (fig 24 page 41) § 5.2.4)

donnent $N_\gamma = 48$

$Nq = 33$

D'autre part

$q'o = 1,8 \times 0,5 + 1,1 \ (1,0 - 0,5)$

$q'o = 1,45$ tf/m2

donc

$$\bar{q} = \frac{1}{3}\left[1,1 \times \frac{2}{2} \times 48 + 1,45 \ (33 - 1)\right] + 1,45$$

$\bar{q} = 34$ tf/m2 soit 3,4 bars

- Contrainte admissible à - 2 m ; B = 2 m.

$$\bar{q} = q_0 + \frac{1}{3} c_u Nc$$

$$q_0 = \gamma_1 \cdot (h_1 + h_2) = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ T/m2}$$

$Nc = 5,14.$

https://www.GCAlgerie.com/

et

$\bar{q} = 3,6 + \frac{1}{3} \times 7 \times 5,14$

$\bar{q} = 15,6$ tf/m2 soit 1,56 bars

- Contrainte admissible à - 4 m ; B = 2 m.

$\bar{q} = q_o + \frac{1}{3}$ Cu Nc

$q_o = \gamma_1 \cdot (h_1 + h_2) + \gamma_2 \cdot h_3$

$q_o = 1,8 \times 2 + 1,8 \times 2 = 7,2$ tf/m2

Nc = 5,14

et

$\bar{q} = 7,2 + \frac{1}{3} \times 3 \times 5,14$

$\bar{q} = 12,3$ tf/m2 soit 1,23 bars

- Vérification

. à - 1 m, la contrainte appliquée par la semelle au sol de fondation est de $\frac{45}{2} = 22,5$ tf/m2 soit 2,25 bars $< \bar{q} = 3,4$ bars à ce niveau.

. compte tenu d'un épanouissement à Arctg $\frac{1}{2}$, la semelle fictive à - 2 m est de 3 m de longueur, la contrainte appliquée à ce niveau est de $\frac{45}{3} = 15$ tf/m2 soit 1,5 bars $< \bar{q} = 1,56$ bars.

. à - 4 m, la semelle fictive est de 5 m de largeur, la contrainte appliquée à ce niveau $\frac{45}{5} = 9$ tf/m2 soit 0,9 bars est inférieure à la contrainte admissible $\bar{q} = 1,2$ bars.

Du point de vue stabilité à la rupture, la semelle est correctement dimensionnée.

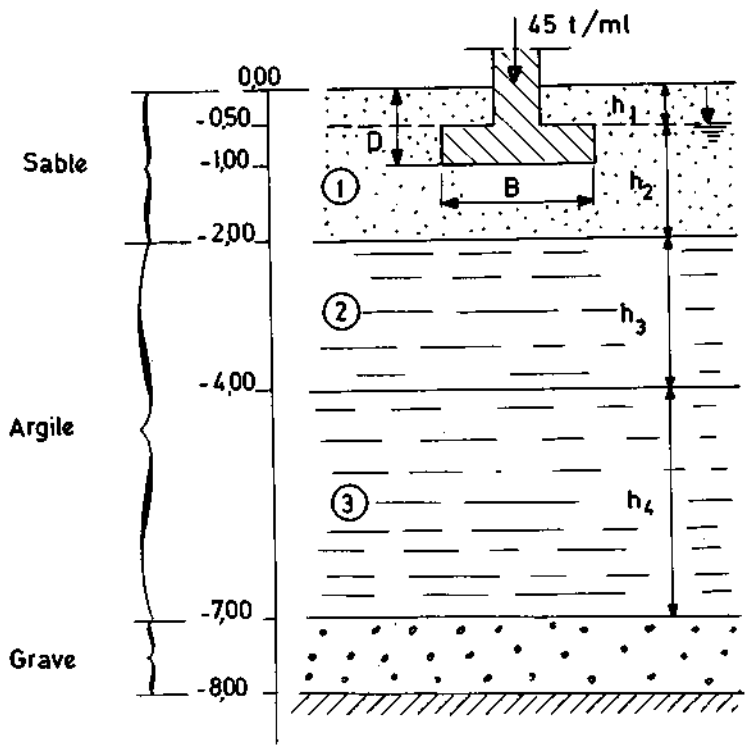
b - Calcul du tassement

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1+e_o} \text{ Log } \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_c}$$

voir § 5.2.4 .1. c. page 59

https://www.GCAlgerie.com/

Vérification d'une semelle par l'interprétation des essais de laboratoire



$\varphi = 35°$ $C_u = 0$

$\gamma = 1,8$ t/m3

$\varphi_u = 0°$ $e_o = 1,1$

$C_u = 0,7$ bar $\sigma'_o = 0,29$ bar

$\gamma = 1,8$ t/m3 $C_C = 0,1$

$\varphi_u = 0°$ $e_o = 1,8$

$C_u = 0,3$ bar $\sigma'_o = 0,49$ bar

$\gamma = 1,8$ t/m3 $C_C = 0,2$

La nappe se situe à -0,50 m par rapport au terrain naturel.

https://www.GCAlgerie.com/

- Calcul du tassement de la couche 2. (cf. p. 59).

$\Delta\sigma' = q \times I$

I coefficient d'influance pris égal à 0,56*, il peut être déterminé à l'aide
des abaques de BOUSSINESQ § 5.2.4 fig. 28 p. 48
des abaques de NEWMARK § 5.1.4 fig. 29 p. 49.

$\Delta\sigma' = 2,25 \times 0,56 = 1,26$ bar

$$\Delta h_1 = 200 \times \frac{0,1}{1 + 1,1} \log \frac{0,29 + 1,26}{0,29}$$

$\Delta h_1 = 7$ cm

- Calcul du tassement de la couche 3.

$\Delta\sigma' = 2,25 \times 0,3$

$\Delta\sigma' = 0,67$ bars

$$\Delta h_2 = 300 \times \frac{0,2}{1 + 1,8} \times \log \frac{0,67 + 0,49}{0,49}$$

$\Delta h_2 = 8$ cm.

- Le tassement total sera de l'ordre de $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 15$ cm.

Ce tassement absolu est important, il faut s'orienter vers des fondations profondes ou effectuer un préchargement.

* soit 0,14 (valeur lue sur l'abaque) multiplié par 4 pour avoir la valeur due à la semelle entière.

https://www.GCAlgerie.com/