



Full Length Research Paper

Mesure des paramètres de la résistance au cisaillement pour l'évaluation de la capacité portante à la rupture des sols argileux saturés.

Renonet Karka BOZABE ^{1*}, Bruno BASSA ², Adoum WAIBAYE ¹, koïna RODOUMTA ¹

¹Laboratoire de Bâtiments et de Travaux Publics (LBTP/ENSTP). Université de N'Djamena – Tchad

²Laboratoire d'Etudes et de Réalisation en Techniques Industrielles (LERTI /FSEA). Université de N'Djamena – Tchad

Received January 2017 – Accepted April 2017



*Corresponding author. E-mail: bozabe_k@live.fr

Author(s) agree that this article remain permanently open access under the terms of the Creative Commons Attribution License 4.0 International License.

Résumé :

L'une des étapes importantes de la conception de fondations superficielles consiste à s'assurer qu'elles ne causeront pas la rupture du sol porteur. Pour évaluer la capacité portante à la rupture des sols de type montmorillonite, la présente étude associe les principes expérimentaux basés sur les essais triaxiaux et la méthode dite de superposition des contraintes de Terzaghi. Les résultats montrent que la capacité portante admissible varie de 195,6 kPa à 214,9 kPa, soit une augmentation de 10 %, du court au long terme. Aussi, il s'avère qu'en compactant un (1) mètre de remblai sous les semelles sur une couche d'argile saturée, cet accroissement est plutôt de 16 %. Ainsi, lorsque le niveau de fondation est décidé et que la capacité portante est inférieure à la contrainte appliquée par une semelle, on peut éviter économiquement cette défaillance des sols argileux saturés.

Mots clés : Fondation, semelle, montmorillonite, remblai, contrainte, triaxial, capacité portante.

Cite this article:

Renonet Karka BOZABE, Bruno BASSA, Adoum WAIBAYE, koïna RODOUMTA (2017). Mesure des paramètres de la résistance au cisaillement pour l'évaluation de la capacité portante à la rupture des sols argileux saturés. Revue Cames – Sci. Appl. & de l'Ing., Vol. 2(1), pp. 22-28. ISSN 2312-8712.

1. Introduction

Dans certaines régions de l'Afrique au sud du Sahara, les sols d'assise des ouvrages de génie civil sont constitués d'argiles de type montmorillonite. Ces sols sont très compressibles et très sensibles aux conditions atmosphériques [1,2]. A la saturation, Ils tassent puis rompent sous les pressions verticales élevées. La réalisation des fondations sur ce type de sols est alors un véritable problème pour les constructeurs. En effet, pendant la saison sèche, apparaissent d'énormes fissures dans les sols au-dessus des semelles. Une inclinaison prononcée de l'ouvrage accompagne son effondrement. Ce sont là les signes de la rupture des sols. Afin d'évaluer la capacité portante admissible σ_{adm} des sols supports et

de prévoir les ruptures lorsque le niveau de fondation est décidé, nous nous intéressons à proposer à ces constructeurs une méthode pratique de mesure des paramètres de résistance au cisaillement C (cohésion) et ϕ (angle de frottement interne). Cette capacité portante admissible est la contrainte maximale qui représente donc la contrainte limite qu'une fondation peut appliquer sans risque de rupture du sol, à l'intérieur de la marge de sécurité offerte par le facteur de sécurité $F_s = 3$. La contrainte appliquée σ_{app} par une fondation doit toujours être maintenue à une valeur inférieure ou égale à la capacité portante admissible du sol ($\sigma_{app} \leq \sigma_{adm}$) [3]. Cependant, lorsque la charge transmise au sol d'assise devient grande, il faut augmenter les dimensions de la semelle pour maintenir cette inégalité [4]. Et si la charge transmise est plus importante, les semelles isolées ou filantes se chevauchent. Pour maintenir l'inégalité et rester

en superficie, on est amené à réaliser un radier généralisé sur la totalité de l'emprise de l'ouvrage. Cela constitue une solution onéreuse à l'instar des fondations profondes. L'usage du remblai stabilisé par compactage sous les semelles permet-il d'accroître la capacité portante admissible du sol d'assise? C'est ce que nous allons voir à travers ce travail. Pour la mesure des paramètres de résistance au cisaillement des sols, nous allons utiliser une cellule triaxiale basée sur l'essai triaxial au laboratoire d'American Society for Testing and Materials [5].

2. Matériel et méthodes

L'essai triaxial permet de déterminer les deux principaux paramètres de la résistance au cisaillement d'un sol qui sont : la *cohésion* C et l'*angle de frottement interne* ϕ . La *résistance au cisaillement à la rupture* τ_{rup} du sol est exprimée par la relation suivante du physicien Charles COULOMB :

$$\tau_{rup} = C + \sigma_{rup} \tan \phi \quad [\text{Eq.1}]$$

2.1 Matériel

2.1.1 La cellule triaxiale

L'essai triaxial est réalisé à l'aide d'une *cellule triaxiale* étanche dans laquelle on enferme un échantillon de sol.

2.1.2 Les essais triaxiaux

L'essai triaxial comprend deux étapes : la *consolidation* et le *cisaillement* de l'échantillon. La consolidation consiste à drainer l'échantillon pendant 24 heures tandis que le cisaillement se fait immédiatement après la consolidation au moyen d'un piston de chargement, on applique progressivement la charge axiale P jusqu'à la rupture du sol. L'essai triaxial peut prendre trois formes :

1. L'essai triaxial non consolidé non drainé, aussi appelé UU, de l'anglais *Unconsolidated-Undrained*, est décrit dans la norme ASTM D 2850.
2. L'essai triaxial consolidé non drainé, ou essai CU (*Consolidated-Undrained*), dans la norme ASTM D 4767.
3. L'essai triaxial consolidé drainé ou essai CD (*Consolidated-Drained*), dans la norme ASTM D 4767.

Les essais triaxiaux ont été spécialement conçus pour les sols cohérents non remaniés à l'instar des argiles. Selon ASTM, on peut également les utiliser avec des échantillons de sols cohérents remaniés ou compactés. Les essais triaxiaux présentent, entre autres, les avantages suivants :

- La possibilité d'appliquer différentes contraintes sur l'échantillon ;
- Des plans de rupture susceptibles de se développer dans n'importe quelle direction.

Le choix de ce type d'essais (développé au milieu des années 1930) est justifié par les faits particuliers d'expérimentations selon lesquels on peut appliquer des contraintes axiale et latérale sur un échantillon de sol. Le plan de cisaillement n'est plus imposé à l'instar de l'essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE et l'on a la

maîtrise parfaite des conditions de drainage et de la vitesse de chargement [6,7].

Les hypothèses de base portent sur les conditions de drainage imposées à l'échantillon de sol et la vitesse de chargement choisie [8]. En outre, nous supposons que les semelles sont suffisamment rigides.

Pour obtenir des résultats fiables des paramètres de la résistance à la rupture, il faut cependant préparer l'échantillon et le placer sur la presse avec précaution. Tout d'abord, le respect des étapes de manipulations primaires qui porte sur la détermination des propriétés et des caractéristiques de l'échantillon est primordial et ensuite vous devez effectuer les calculs suivant l'équipement utilisé et les normes recommandées.

Il faut noter que lorsque le drainage est possible et que le sol est en cours de consolidation (Essai triaxial CD), son volume diminue ; ainsi, les particules se rapprochent et la résistance au cisaillement augmente. On exprime la cohésion C et l'angle ϕ en contraintes effectives. L'équation de COULOMB prend la forme suivante :

$$\tau'_{rupt} = C' + \sigma'_{rupt} \tan \phi' \quad [\text{Eq.2}]$$

On peut estimer ϕ' au moyen de l'indice de plasticité I_p (Normes BNQ 2501-090/092) des sols cohérents d'après Terzaghi et Peck [9]. Quant à la cohésion C' , elle est faible dans les sols cohérents normalement consolidés.

2.2 Méthodes

L'étude porte sur le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture. C'est pourquoi la loi basée sur le critère d'écoulement plastique (représenté par la frontière du domaine élastique) ou le critère de rupture (représenté par la courbe intrinsèque ou enveloppe des cercles de Mohr - Coulomb correspondant à la rupture) est utilisé pour l'évaluation de la capacité portante du sol. Il s'agit de la *méthode de superposition de contraintes* de Terzaghi [10,11,12]. Cette méthode emploie les paramètres de résistance interne C' et ϕ' basés sur les essais triaxiaux en laboratoire. Un bref aperçu de la méthode est rappelé au paragraphe 2.2.1 et une application de la méthode est opérée sur un modèle de fondations superficielles sur un sol argileux saturé au paragraphe 2.2.2.

2.2.1 Aperçu de la méthode de superposition de contraintes

2.2.1.1 Détermination de la capacité portante du sol

Puisque la capacité portante d'un sol, et éventuellement sa rupture, dépend de sa résistance au cisaillement, il paraît logique et intéressant d'associer la capacité portante aux paramètres de résistance interne C' et ϕ' . Cette association prend la forme de l'équation générale (3) de la capacité portante de sol proposée par Terzaghi. Cette équation exprime la *capacité portante admissible* σ_{adm} du sol de fondation sous une semelle de largeur B . Elle représente la contrainte limite (réduite par un facteur de sécurité F_s) au-

delà de laquelle survient la rupture par cisaillement du sol de fondation. Elle se présente comme suit :

$$\sigma_{adm} = 1/\gamma_s [C'.N_c.S_c.i_c + \sigma'_{v0}.N_q.S_q.i_q + 0,5 \gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.i_\gamma] \quad [Eq.3]$$

- F_s : facteur de sécurité généralement égal à 3
- C' : cohésion effective du sol sous la semelle (kPa)
- N_c, N_q, N_γ : coefficients de capacité portante fonction de ϕ , angle de frottement interne (°)(tableau 1)
- S_c, S_q, S_γ : coefficients de géométrie des semelles
- I_c, I_q, I_γ : coefficients d'inclinaison de la charge
- $\sigma'_{v0} = q + D.\gamma_0$: contrainte effective due au poids du sol et de la surcharge q au niveau de la fondation
- D : profondeur d'encastrement de la fondation (m)
- γ_0 : Poids spécifique du sol latéral à la fondation (kN/m³)
- γ : Poids spécifique du sol situé sous la semelle (kN/m³)
- B : largeur de la semelle (m)
- δ : angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (°).

2.2.1.2 Expressions et simplification de l'équation générale de la capacité portante

Sol cohérent, conditions drainées

$$\sigma_{adm} = 1/\gamma_s [C'.N_c.S_c.i_c + \sigma'_{v0}.N_q.S_q.i_q + 0,5 .B.N_\gamma.S_\gamma.i_\gamma] \quad [Eq.4]$$

Sol cohérent, conditions non drainées $\phi' = 0$

$$\sigma_{adm} = 1/\gamma_s (5.1 C_u.S_c.i_c + \sigma'_{v0}.S_q.i_q) \quad [Eq.5]$$

Sol pulvérulent

$$\sigma_{adm} = 1/\gamma_s (\sigma'_{v0}.N_q.S_q.i_q + 0,5 \gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.i_\gamma) \quad [Eq.6]$$

Semelles filantes

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1 \quad [Eq.7]$$

Semelles isolées

$$S_c = S_q = 1 + (B/L).(N_q/N_c) \quad S_\gamma = 1 - 0,4 (B/L) \quad [Eq.8]$$

Charge verticale

$$I_c = I_q = I_\gamma = 1 \quad [Eq.9]$$

Charge incliné

$$I_c = I_q = (1 - \delta/90^\circ)^2 \quad I_\gamma = (1 - \delta/\phi')^2 \quad [Eq.10]$$

Charge excentrée d'une valeur e

$$\text{Remplacer B par } B' = B - 2e \quad [Eq.11]$$

Tableau 1 : Coefficients de capacité portante (Brinch-Hansen et Vesic).

ϕ'	0	20	22	24	25	26	28	30	32	34	35	38	40	42	45
N_c	5,1	14,8	16,9	19,3	20,7	22,3	25,8	30,1	35,5	42,2	46,1	61,4	75,3	93,3	139,9
N_q	1,0	6,4	7,8	9,6	10,7	11,9	14,7	18,4	23,2	29,4	33,3	48,9	64,2	85,4	134,9
N_γ	0,0	2,9	4,1	5,7	6,8	7,9	10,9	15,1	20,8	28,8	33,9	52,6	79,5	114,0	200,8

2.2.2 Application de la méthode de superposition de contraintes

Pour éviter d'une part, la fondation profonde car trop onéreuse et d'autre part, le radier généralisé également onéreux en superficie, la semelle isolée ou filante indiquée, d'après le modèle de la figure 1, est placée à deux (2) mètres en dessous du terrain naturel sur du remblai compacté d'un (1) mètre de hauteur. Cependant, trois (3) mètres de sols argileux sont « emprisonnés » entre le remblai stabilisé par compactage et un autre sol à six (6)

mètre de profondeur formant un socle assez rigide (peu compressible), perméable ou non. Nous supposons que la rupture se produit seulement dans la couche d'argile saturée située sous la semelle. Les deux objectifs recherchés à travers l'usage du remblai compacté sont : *l'accroissement de la portance du sol de fondation et la réduction de tassements excessifs.* (Signalons en passant qu'une étude précédente a montré qu'en compactant un (1) mètre de remblai stabilisé sous une semelle de fondation superficielle, on peut réduire de 65% les tassements excessifs d'une argile saturée).

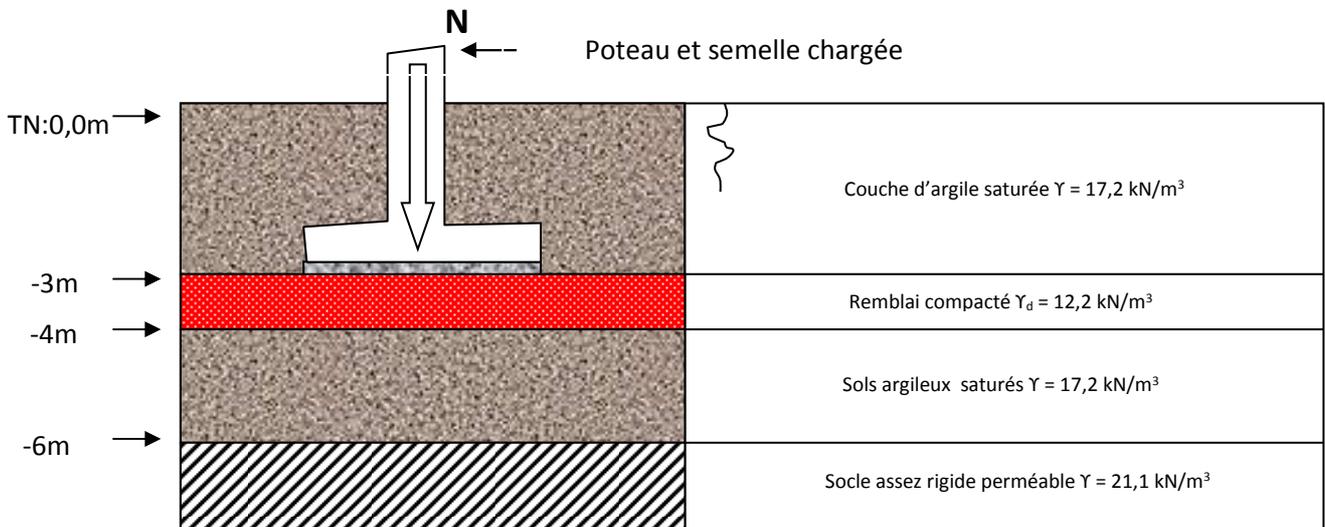


Figure 1 : Principe de la fondation superficielle sur remblai stabilisé par compactage.

3 Résultats et discussions

3.1 Résultats d'un essai UU

Les échantillons de sols argileux de type montmorillonite sont prélevés à N'Djamena au quartier nommé Gassi. Les résultats de l'essai triaxial UU sont présentés dans les tableaux 2 et 3.

Tableau 2 : caractéristiques de l'échantillon

Description de l'échantillon	Argile grise intact non remanié
Teneur en eau moyenne	41,6%
Masse M	135,24 g
Densité d_s	2,720
Masse volumique γ	1,780 g/cm ³
Masse volumique sèche avant rupture γ_d	1,257 g/cm ³
Degré de saturation avant rupture S_r	97,2 %

Tableau 3 : Valeurs des contraintes - déformations

120		Vitesse déformation axiale:		1 % / min	
ΔL x 0,01 mm	L_{an} x 0,002 mm	$\varepsilon = \Delta L/L_0$ (%)	$A = A_0 / (1 - \varepsilon)$ (cm ²)	P (N)	P/A (kPa)
0	0	0,00	9,84	0,0	0,0
10	138	0,13	9,85	39,2	39,8
20	297	0,26	9,87	84,3	85,5
30	414	0,39	9,88	117,6	119,0
40	508	0,52	9,89	144,3	145,9
50	588	0,65	9,90	167,0	168,6
60	651	0,78	9,92	184,9	186,4
70	698	0,91	9,93	198,2	199,6
80	722	1,04	9,94	205,0	206,2
90	755	1,17	9,96	214,4	215,4
100	767	1,30	9,97	217,8	218,5
110	776	1,42	9,98	220,4	220,8
120	780	1,55	10,00	221,5	221,6
130	773	1,68	10,01	219,5	219,3
140	765	1,81	10,02	217,3	216,8
150	740	1,94	10,03	210,2	209,4
160	700	2,07	10,05	198,8	197,8
170	650	2,20	10,06	184,6	183,5
180	600	2,33	10,07	170,4	169,1
190	540	2,46	10,09	153,4	152,0
200	462	2,59	10,10	131,2	129,9

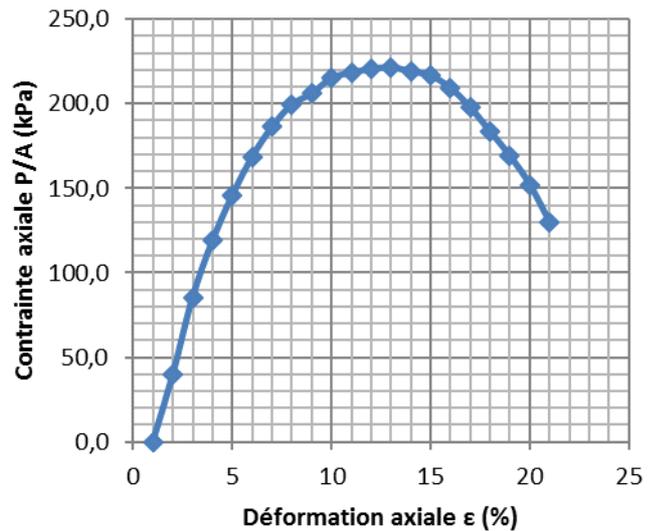


Figure 2 : Courbe contrainte – déformation axiale

3.2 Calcul de la capacité portante d'une argile saturée sous une semelle filante de largeur B

A partir des résultats notés au tableau 3, on trace le graphique de contrainte axiale P/A en fonction de la déformation axiale ε (figure 2). Dans le cas d'un échantillon de sols argileux non remaniés prélevés, on situe la contrainte axiale maximale à :

$$P_{\max} / A = 221,6 \text{ kPa}$$

On vérifie si la résistance de la membrane est suffisamment grande pour être soustraite de la contrainte principale majeure à la rupture, $\sigma_{1\text{rupt}}$.

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = (4 \times 1400 \times 0,02 \times 0,0155) / \sqrt{((4 \times 10) / \pi)}$$

$$= 0,48 \text{ kPa}$$

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / (P_{\max} / A) = 0,48 / 221,6 = 0,22 \% < 5 \%$$

σ_1 : contrainte principale majeure qui augmente en fonction de la charge axiale appliquée

$\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$: Contrainte latérale qui demeure constante tout au long de l'essai

La valeur de la contrainte principale majeure à la rupture est égale à : $\sigma_{1\text{rupt}} = 50 + 221,6 = 271,6 \text{ kPa}$

La résistance au cisaillement non drainé est égale à :

$$C_u = (271,6 - 50) / 2 = 110,8 \text{ kPa}$$

Afin de tenir compte de la vitesse de chargement de la semelle filante de largeur $B = 1,4 \text{ m}$ reposant sur une argile saturée sans remblai suivant le principe de la Figure 1, nous allons calculer la capacité portante admissible de l'argile à court et à long terme, en utilisant un facteur de sécurité égal à 3. Puisqu'il s'agit d'une semelle filante, on a, d'après les relations du paragraphe 2.2.1.2 et les valeurs des coefficients du tableau 1 :

- Les coefficients de forme pour les semelles filantes : $S_c = S_q = S_r = 1$

- Les coefficients d'inclinaison de la charge pour une charge verticale: $I_c = I_q = I_\gamma = 1$
- La valeur de la contrainte effective au niveau de la semelle est : $\sigma'_{v0} = (17,2 - 10) \times 3 = 21,6 \text{ kPa}$

A court terme, l'application des charges sur le sol cohérent se fait plus rapidement que l'évacuation de l'eau contenue dans les vides. On a : $C_u = 110,8 \text{ kPa}$ et $\phi = 0^\circ$ (d'après les résultats de l'essai UU). La capacité portante admissible d'un sol cohérent non drainé est égale à :

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{3} \times [(110,8 \times 5,1) + (21,6 \times 1)] = \mathbf{195,6 \text{ kPa.}}$$

A long terme, l'application des charges sur le sol cohérent est suffisamment lente pour que l'eau puisse s'évacuer des vides du sol. On a $C' = 15,6 \text{ kPa}$ et $\phi' = 26^\circ$ (d'après les résultats de l'essai CD et la valeur de ϕ' confirmée par l'indice de plasticité $I_p = 50 \%$). La capacité portante admissible d'un sol cohérent drainé est égale à :

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{3} \times [(15,6 \times 22,3) + (21,6 \times 11,9) + (0,5 \times 7,2 \times 1,4 \times 7,9)] = \mathbf{214,9 \text{ kPa.}}$$

3.3 Pré-dimensionnement d'une semelle filante dans une argile saturée soumise à une charge P

Une semelle filante de largeur B inconnue repose dans une argile saturée sans remblai (suivant le principe de la figure 1) dont on a évalué en laboratoire la résistance au cisaillement dans les conditions non drainées : $C_u = 110,8 \text{ kPa}$ et $\phi' = 0$. Dans les conditions drainées, $C' = 15,6 \text{ kPa}$ et $\phi' = 26^\circ$. Pour déterminer les dimensions que devrait

avoir cette semelle filante soumise à une charge $P = 200 \text{ kN/m}$, nous appliquons un facteur de sécurité de 3.

Dans les conditions non drainées : A court terme, $\sigma_{adm} = 195,6 \text{ kPa}$ (cf. paragraphe 3.2).

On peut calculer la largeur B de la semelle filante à partir de la formule de pré-dimensionnement (12):

$$B \geq \frac{F}{\sigma_{adm}} \quad [\text{Eq. 12}]$$

$$B \geq \frac{200}{195,6} = 1,02 \text{ m, soit à adopter } B = 1,10 \text{ m}$$

Dans les conditions drainées: A long terme,

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{3} \times [(15,6 \times 22,3) + (21,6 \times 11,9) + (0,5 \times 7,2 \times 7,9 B)] = 201,64 + 9,488 B \text{ (cf. paragraphe 2.2.1.2).}$$

On effectue les substitutions dans la formule de pré-dimensionnement (12) et on obtient l'inéquation de second degré en B suivante : $9,48 B^2 + 201,64 B - 200 \geq 0$

La solution de cette inéquation est $B \geq 0,95 \text{ m}$.

En envisageant toutes les conditions de chargement des fondations dans ces sols argileux, c'est la stabilité à court terme qui détermine le pré-dimensionnement de la semelle, **soit B = 1,10 m pour une charge P = 200 kN/m**. Toutefois, lors du pré-dimensionnement final, une étude du tassement permettra de fixer la valeur définitive de la capacité portante admissible.

3.4 Variation des capacités portantes à la rupture d'une argile saturée du court au long terme

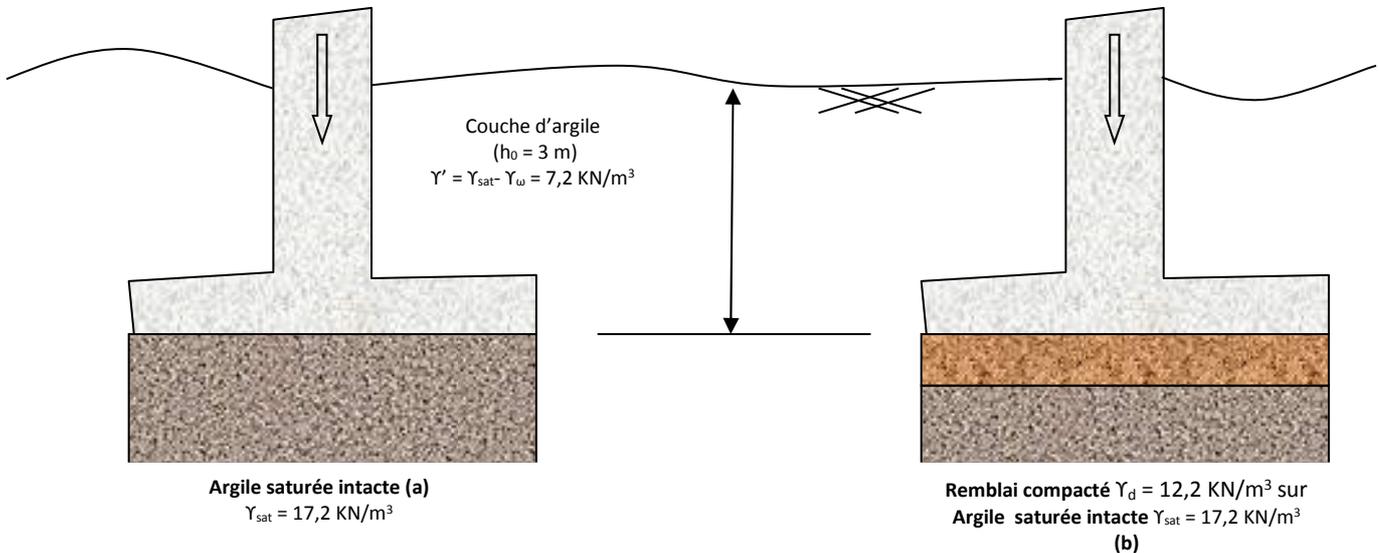


Figure 3: Comparaison de l'évolution de la capacité portante admissible de l'argile saturée intacte et de l'argile saturée avec remblai compacté.

- Pour la figure 3 (a), le sol d'assise est une argile saturée intacte sur une épaisseur relativement importante. Le mécanisme de rupture peut s'y développer car nous sommes dans le cas d'un sol suffisamment homogène. Les valeurs des facteurs de portances indiquées au tableau 1 sont valables et nous pouvons utiliser l'équation 3 pour calculer la capacité portante admissible à court et à long terme.
- Pour la figure 3 (b), la semelle repose sur un sol hétérogène constitué d'un remblai compacté et d'une argile saturée. Nous sommes dans le cas de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre. Il est donc nécessaire de vérifier sur une profondeur

déterminée H, que les contraintes transmises aux couches molles sous-jacentes sont admissibles. Nous devons appliquer la *méthode de la semelle fictive* (figure 4) qui suppose que la fondation est placée sur la surface

supérieure de la couche molle avec une largeur B' égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur H suivant un angle de 30° ($B' = B + 2H \cdot \tan 30^\circ$). B étant la largeur initiale de la semelle.

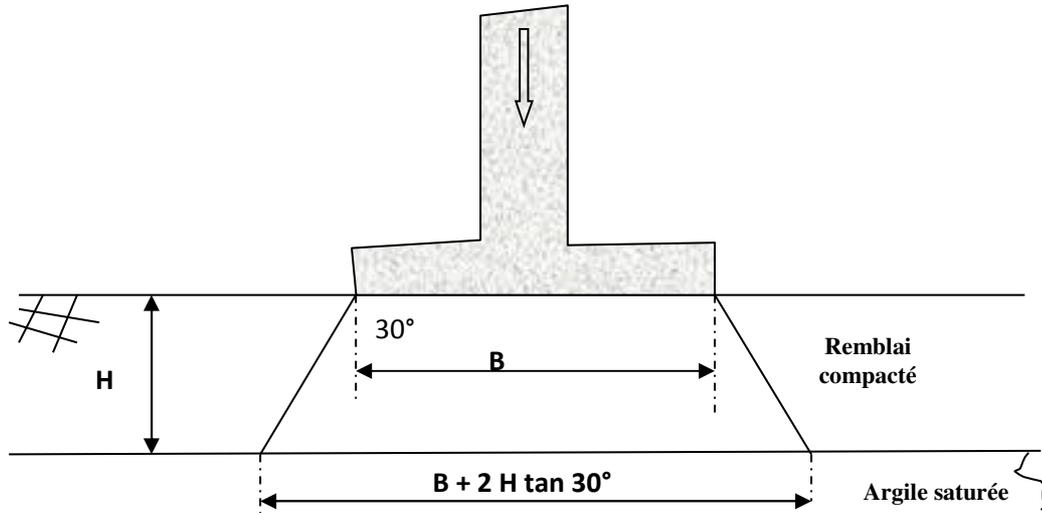


Figure 4: Méthode de la semelle fictive.

A long terme, la capacité portante admissible d'une argile saturée comme sol support d'infrastructures croit de 6 % par mètre de hauteur de remblai compacté sous la semelle (tableau 4 et figure 5).

Tableau 4: Influence du remblai compacté sur la capacité portante admissible.

Hauteur du remblai (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
σ_{adm} (kPa)	214,9	220,6	226,3	232,0	237,7	243,4	249,0	254,7	260,4	266,1	271,8

	Argile saturée intacte		Argile saturée avec 1 m de remblai	
	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme
Paramètres de résistance interne	$C_u = 110,8$ kPa $\phi = 0^\circ$	$C' = 15,6$ kPa $\phi' = 26^\circ$	$C_u = 110,8$ kPa $\phi = 0^\circ$	$C' = 15,6$ kPa $\phi' = 26^\circ$
Valeurs des contraintes admissibles	195,6 kPa	214,9 kPa	195,6 kPa	226,3 kPa

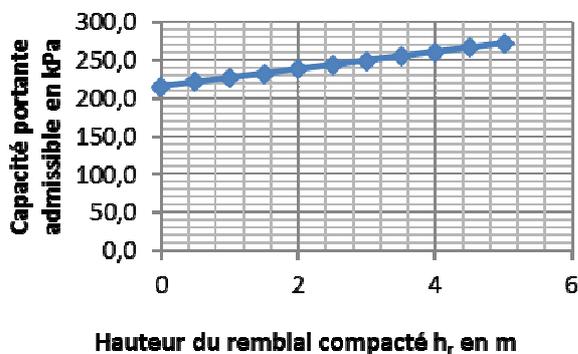


Figure 5: Evolution de la capacité portante du sol d'assise en fonction de la hauteur du remblai compacté sur argile saturée.

3.5 Influence des caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise sur la capacité portante

D'après l'équation 3, la méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner les trois termes de contraintes suivantes :

Le terme de cohésion qui est fonction de la cohésion C et de l'angle ϕ . Il représente la charge limite pour un sol cohérent et frottant.

Le terme de surcharge ou de profondeur qui est fonction de la profondeur D de la semelle et du poids spécifique du sol γ_0 au-dessus du niveau de la base de la semelle. Il représente la charge limite pour un sol frottant chargé latéralement.

Le terme de surface ou de pesanteur qui est fonction de la largeur B de la semelle et du poids spécifique γ du sol situé sous la semelle. Il représente la charge limite pour un massif frottant et pesant.

A partir des qualités des différentes caractéristiques physiques et mécaniques ci-dessus, il appartient aux constructeurs de faire le choix approprié des matériaux constitutifs des sols supports afin de concevoir et de réaliser des fondations stables et économiques.

3.6 Influence de la profondeur de la semelle sur la capacité portante à long terme

Tableau 5 : Variation de la capacité portante σ_{adm} (kPa) en fonction de la profondeur h(m) de la semelle.

h(m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
σ_{adm} (kPa)	129,2	143,5	157,8	172,1	186,4	200,6	214,9	229,2	243,5	257,8	272

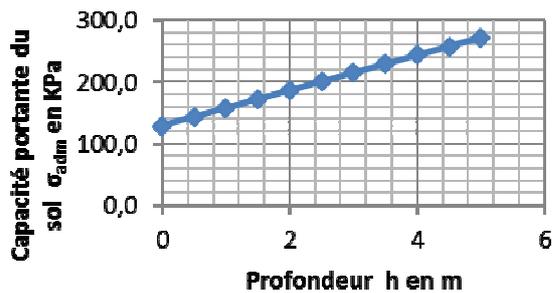


Figure 6: Evolution de la capacité portante du sol d'assise en fonction de la profondeur de la semelle.

A long terme, la capacité portante admissible d'une argile saturée comme sol support d'infrastructures croît de 10 % par mètre de la profondeur d'encastrement de la semelle (tableau 5 et figure 6).

3.7 Analyse et interprétation des résultats

Après discussion des résultats issus de ce travail, il s'avère que :

D'après les résultats du tableau 4 et le principe de la fondation superficielle de la figure 1, avec du remblai stabilisé par compactage en dessous des semelles de fondation, on accroît à long terme, selon l'importance de la hauteur du remblai, la capacité portante à la rupture de l'argile saturée intacte comme sol support. Par contre, à court terme, quel que soit l'importance de la hauteur de ce remblai sous une semelle, la capacité portante à la rupture d'une couche d'argile saturée ne change pas. *Puisque les ouvrages de génie civil sont construits pour une pérennité, il s'avère que la réalisation du remblai compacté sous une semelle isolée ou filante est une solution économique appréciable.*

Par l'équation 3, la méthode de la superposition des contraintes montre que les poids spécifiques au-dessus et en dessous de la semelle et la largeur de la semelle influencent positivement la capacité portante à la rupture des sols d'assise de fondation lorsque leurs paramètres de résistance interne C' et ϕ' sont élevés. *Dès lors, le compactage est une opération impériale qu'il faut effectuer avec beaucoup de soin pour augmenter les valeurs des dits paramètres.*

D'après les résultats du tableau 5 et le principe de la figure 1, plus vous encastrez la semelle dans le terrain argileux avec ou sans remblai compacté, plus la capacité portante à la rupture du

sol d'assise augmente. La capacité portante de l'argile saturée intacte comme sol support croît graduellement en fonction de la profondeur de la fouille.

Conclusion

Bien que les paramètres de la résistance à la rupture C' et ϕ' gouvernent la capacité portante à la rupture des sols d'assise mais, il faut distinguer un comportement à *court terme* d'un comportement à *long terme* d'un sol cohérent (argile) chargé. En effet à court terme, seuls la cohésion non drainée C_u déterminée par l'essai triaxial UU et l'angle de frottement effective $\phi = 0$ sont les facteurs décisifs, alors qu'à long terme, la cohésion effective C' et l'angle de frottement interne effective déterminés par l'essai triaxial CU ou CD sont les facteurs capitaux. Les résultats de ce travail montrent qu'un mélange approprié des sols cohérent et pulvérulent sous forme de *remblai bien compacté* qui permet de rapprocher les grains solides augmente considérablement les valeurs de ces deux paramètres. Par conséquent, en faisant varier en même temps la hauteur (1 m) de ce remblai et la profondeur (1 m) d'encastrement des semelles, on améliore respectivement d'environ 6% et 10% la capacité portante à la rupture de sols supports constitués d'argile saturée. Cela constitue une solution *économique* appréciable. Cependant, si ce remblai se repose sur une couche molle de sol de moindre qualité, on doit appliquer la *méthode de la semelle fictive*.

REFERENCES

- [1] G. A. Borchardt, «Montmorillonite and other smectite minerals» In: Dixon, J. B., Weed, S. B. (Eds.), Minerals in Soil Environments. Soils Science Society of America, Madison, Wisconsin, (1977).
- [2] G. W. Brindley, G. Brown, «Crystal Structures of Clay Minerals and Their X-ray Identification», Mineralogical Society, London, (1980).
- [3] V. Robitaille, et D. Tremblay, «Mécanique des sols : Théorie et Pratique », Mont-Royal (Québec), Modulo Editeur, (1997), 647 pages.
- [4] Société Canadienne de Géotechnique, « Manuel canadien d'ingénierie des fondations », Vancouver, Chapuis et Morin éditeurs, (1989), 378 pages.
- [5] American Society for Testing and Materials, «Annual BOOK of ASTM Standards», Vol. 04.08, (1992), 1182 pages.
- [6] R. F. Craig, «Soils Mechanics», New York, Van Nostrand Reinhold Company, (1978), 318 pages.
- [7] R.D Holtz, et W.D. Kovacs, « Introduction à la géotechnique », Montréal, Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, (1991), 808 pages.
- [8] R.E. Hunt, «Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation», New York, McGraw-Hill, (1986), 729 pages
- [9] K. Terzaghi, et R.B. Peck, «Soils Mechanics in Engineering Practice», 2^e ed., New York, John Wiley & Sons, (1967), 729 pages.
- [10] P. La Rochelle, «Introduction à la mécanique des sols », Tomes 1, Sainte-Foy, Université Laval, (1983), 213 pages.
- [11] P. La Rochelle, « Introduction à la mécanique des sols », Tomes 2, Sainte-Foy, Université Laval, (1983), 163 pages.
- [12] F. S. Merritt, « Standard Handbook for Civil Engineers », 3 ed. New York, McGraw-Hill, (1983).