

Prise en compte des effets de la surconsolidation dans la stabilité des talus

Consideration of Overconsolidation in slopes stability

Guerpillon Y., Virollet M.

Egis Structures et Environnement, Seyssins, France

RÉSUMÉ : Les études de stabilité des talus de déblai dans des sols très surconsolidés posent des problèmes à savoir : le choix des caractéristiques mécaniques de cisaillement et les méthodes de calcul de stabilité. Les essais triaxiaux basse pression montrent que les courbes contrainte-déformation présentent des pics très prononcés, le pic correspondant à la surface d'état critique. Les sols surconsolidés gardent en mémoire des contraintes horizontales importantes qui ne sont pas prises en compte dans les calculs de stabilité. Dans cet article nous développons le comportement des sols surconsolidés tant au niveau des contraintes horizontales, que du comportement géomécanique. Enfin à l'aide d'un modèle de calcul simple nous montrons l'influence des contraintes horizontales sur la stabilité.

ABSTRACT: Stability studies of highly overconsolidated cutting slopes shows such as: the choice of shearing mechanic characteristics, stability calculation methods. Low-pressure triaxial tests show that stress-strain curves contain very pronounced peaks, the peak corresponding to the critical state. Overconsolidated soils retain significant horizontal stresses that are not taken into account by stability calculations. In this article, we develop the behaviour of overconsolidated soils by consideration of both horizontal stresses and geomechanical behaviour. Finally, using a simple calculation model we show the influence of horizontal stresses on the stability.

MOTS-CLÉS : surface d'état limite, surface d'état critique, stabilité

KEYWORDS : horizontal stresses, failure criterion, stability

1 INTRODUCTION

Nous allons tout d'abord analyser l'influence du déchargement généralisé d'un sol en montrant tour à tour les effets sur les contraintes horizontales et sur les caractéristiques mécaniques. Enfin, nous montrerons, à l'aide d'un modèle de calcul, l'effet des contraintes horizontales sur le coefficient de sécurité général.

2 CONTRAINTES HORIZONTALES DANS LES SOLS SURCONSOLIDÉS

Ce sont des sols qui ont subi au cours de leur histoire des contraintes beaucoup plus importantes que celles qui existent actuellement.

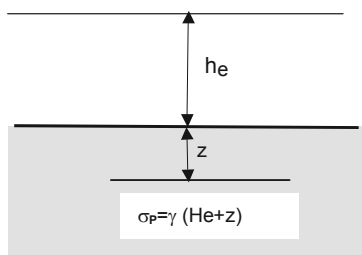


Fig. 1 Représentation d'un déchargement par érosion

Le terrain naturel a subi une érosion d'épaisseur h_e , à la profondeur z la pression de consolidation est $\sigma_p = \gamma [h_e + z]$

2.1 Effet du déchargement sur les contraintes horizontales

Nous prendrons un trièdre de référence $[\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3]$ avec σ_1 contrainte verticale et σ_2, σ_3 les contraintes horizontales.

L'érosion se produisant sur une surface semi infinie, les déformations horizontales sont nulles. Comme de plus $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$, nous obtenons la relation :

$$\Delta\sigma_1 = \frac{\nu}{1-\nu} \Delta\sigma_3 \quad (1)$$

2.2 Représentation des chemins suivis dans l'espace s, t

Nous rappelons que dans cet espace nous avons :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3)$$

Dans l'article (ref. 1), JP. Magnan et JF. Serratrice montrent que dans le domaine des essais d'extension obtenus au triaxial sur des sols très surconsolidés, la surface d'état limite est analogue à celle qui est utilisée pour les argiles dans ce même domaine.

L'équation de la droite de décharge s'écrit :

$$t = (1-2\nu)s + t_0 - (1-2\nu)s_0 \quad (4)$$

s_0 et t_0 étant les coordonnées du point I qui représente l'intersection de l'ellipse avec la droite k_0 (pression des terres au repos).

Dans cet espace les droites de Mohr-Coulomb sont symétriques par rapport à l'axe Os.

Quand C touche la surface d'état limite (ellipse), il y a rupture et le point G vient sur la surface de rupture avec $\sigma_1 = cst$.

Comme sur les falaises de marne très surconsolidée de la région toulousaine, il n'est pas observé de surface de rupture, il est alors possible de déterminer le coefficient de Poisson, en confondant G avec l'origine. Nous avons trouvé $\nu = 0,275$.

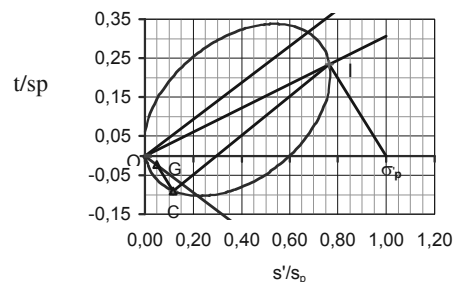


Fig. 2 Représentation du trajet de déchargement IC en surface du sol

Les coordonnées du point C sont obtenues en calculant l'intersection de la droite de décharge avec la surface d'état limite qui est une ellipse d'équation :

$$A^2 \left[s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_p}{AC} \right]^2 + B^2 \left[t \cos \theta - s'_p \sin \theta \right]^2 - \frac{s'_p{}^2}{C^2} = 0$$

avec

$$A = 2(\sin \theta + \cos \theta)$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta \left[\frac{2}{A} - C \cos \theta \right]}{C \sin^2 \theta}$$

$$C = 0,6$$

Les notations suivantes sont utilisées :

θ - angle entre l'axe O_s et l'axe principal de l'ellipse $[tg \theta = (1+k_0)/(1-k_0)]$, k_0 désignant le coefficient de pression des terres au repos ;

s'_p - pression de préconsolidation (contrainte moyenne dans un essai œdométrique)

La contrainte σ_3 régnant dans le massif peut être obtenue en combinant les équations (1) à (4). Nous obtenons alors :

$$\sigma_3 = -3s_0 + k_0 \Delta \sigma_1 - \sigma_{p0} \left[\frac{\nu(1+k_0) - k_0}{1-\nu} \right] \quad (5)$$

σ_{p0} pression de consolidation au niveau de la surface du sol

$$\Delta \sigma_1 = \sigma_{p1} - \sigma_p$$

L'expression (5) montre qu'il subsiste des contraintes horizontales importantes dans les sols.

3 CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Dans les sols surconsolidés se pose toujours le choix des caractéristiques de cisaillement à prendre en compte.

3.1 Aspect théorique

Lors de la réalisation des déblais, le chemin de contrainte suivi, fait qu'en premier lieu la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à la résistance correspondant à l'état critique (droite de Mohr - Coulomb), mais il est clair que dès que la surface d'état limite est atteinte, la résistance au cisaillement chute brutalement en revenant sur la surface d'état critique.

Il faut donc caractériser la courbe d'état limite pour des sols très surconsolidés

JF Serratrice (ref. 2) a étudié ces surfaces dans les domaines des très fortes surconsolidations.

3.1.1 Rappel de la méthode

La surface d'état limite à basse pression est tirée du modèle Camclay avec une représentation par une spirale logarithmique d'équation :

$$q = -a p' \ln(p' / p_0) + b p' \quad (6)$$

avec :

$$p' = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} \quad (7)$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r$$

a et b sont des coefficients positifs

La relation (6) n'est valable que pour des basses pressions.

La courbe d'état critique (droite de Mohr-Coulomb) est représentée par la droite :

$$q = M_c p$$

$$M_c = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} = \frac{\varphi' \text{ (degrés)}}{25^\circ} \quad (8)$$

Le point d'intersection N a pour coordonnées :

$$p'_0 \approx 1 \text{ kPa} \quad (9)$$

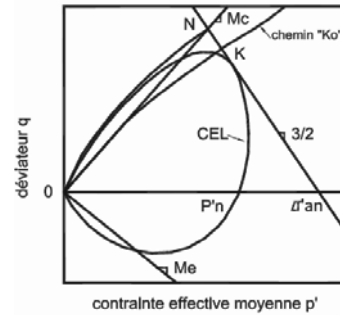


Fig. 3 Représentation de la courbe d'état limite. Document JF Serratrice

3.1.2 Détermination des paramètres a et b

Dans son article JF Serratrice fournit un tableau donnant les principaux paramètres des marnes étudiées tableau 1.

Tableau 1 : Données Serratrice

Marne	W %	e	Mc	φ'	a	b	a/Mc	p_n MPa
3	10,8	0,39	1,18	29,5	0,53	5,68	0,45	5,07
4	24,8	0,68	1,15	28,9	0,43	4,30	0,37	1,51
5	18,0	0,48	1,28	31,8	0,53	5,45	0,41	2,73
6	11,3	0,35	1,30	32,3	0,60	7,25	0,46	19,53
7	14,7	0,40	1,15	28,9	0,45	5,32	0,39	11,06
8	12,0	0,34	1,00	25,4	0,51	5,30	0,51	4,92
9	17,4	0,47	0,86	22,1	0,45	4,43	0,52	2,87

En utilisant les équations (6) à (9) nous obtenons : (10)

$$\frac{M_c}{a} = \ln \frac{\sigma_{an}}{M_c + \frac{3}{2} a} - \frac{b}{a}$$

En effectuant une régression linéaire entre b/a et $\log \sigma_{an}$, nous avons établi la relation suivante.

$$b/a = 2,17 \log \sigma_{an} + 2,207 \quad (11)$$

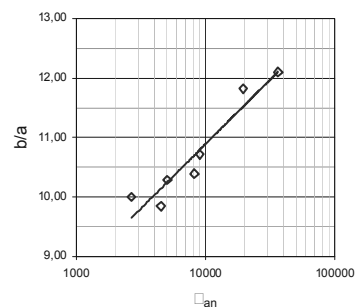


Fig 4 Droite de régression

En reportant l'équation (11) dans l'équation (10), il est alors possible de calculer a puis b.

Nous avons appliqué cette méthode à un sol ayant subi 300m d'érosion
 Les caractéristiques géotechniques sont reportées dans le tableau 2

Tableau 2 : Données du sol étudié

h_e (m)	300,00	300,00
z (m)	0,00	40,00
σ_{an} (kPa)	6300	7140
p_n (kPa)	2405	2725
lnp_n	8,1906	8,3158
b/a	10,45	10,57
M_c	1,12	1,12
M_c/a	2,26	2,26
a	0,49	0,50
b	5,17	5,25

A partir des données du tableau 2 nous avons déterminé la courbe d'état limite en surface et à une profondeur de 40m dans l'espace $[p; q]$

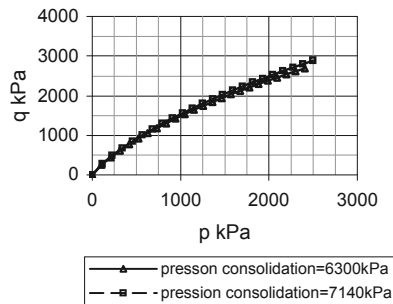


Fig 5 Courbe d'état limite

Du fait de la forte surconsolidation la courbe d'état limite varie peu avec la profondeur.

3.2 Détermination des caractéristiques mécaniques

Les modèles décrits dans les paragraphes précédents montrent que la stabilité d'un talus dépend :

- de la surface d'état limite en premier lieu ;
- de la courbe de rupture de Mohr- Coulomb étant, bien entendu, que dès que l'état de contrainte touche la surface, il y a rupture.

Pour ce qui concerne les caractéristiques mécaniques de Mohr-Coulomb, elles sont caractérisées par un angle de frottement φ' et une cohésion qui est telle que $c' \approx 0$.

Nous allons étudier plus avant la surface d'état limite pour la modéliser simplement.

3.2.1 Représentation de la SEL dans l'espace s, t

A partir de l'espace p, q , nous avons calculé la surface d'état limite dans l'espace s, t , qui représente le lieu des sommets des cercles de Mohr.

Nous constatons que dans le domaine des basses pressions la surface d'état limite Fig 6 peut être représentée par deux droites.

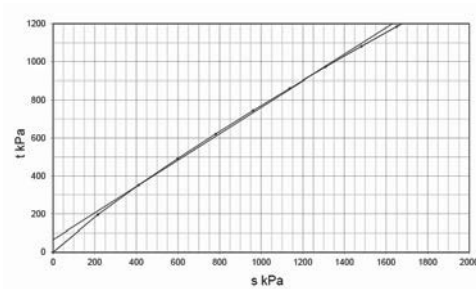


Fig 6 : Courbe d'état limite espace s, t

Les notations utilisées sont les suivantes :

- l'angle de frottement est noté θ'
- la cohésion t_0

Ces droites ont été obtenues par régression linéaire.

La première droite passant par l'origine a pour caractéristiques :

$$tg\theta' = 0,86 \quad t_0 = 3,68kPa$$

Pour la seconde nous obtenons :

$$tg\theta' \approx 0,70 \quad t_0 = 65kPa$$

3.2.2 Caractéristiques mécaniques de cisaillement

- o État critique

D'après le Tableau 2, $M_c = 1,12$, il en résulte $\varphi' = 28^\circ$, la cohésion quant à elle, est quasiment nulle $c' \approx 0$

- o Surface d'état limite

Nous avons vu qu'elle pouvait être décomposée en deux droites. Le passage des caractéristiques déterminées dans l'espace (s, t) à l'espace (σ, τ) dans lequel la droite de Mohr- Coulomb est définie par φ' et c' , s'effectue avec les relations de passage suivantes :

$$\sin\varphi' = tg\theta$$

$$c' = \frac{t_0'}{\cos\varphi'}$$

Nous obtenons donc :

- Première droite passant par l'origine

$$\varphi' = 59^\circ$$

$$c' \approx 8kPa$$

- Deuxième droite

$$\varphi' = 44^\circ$$

$$c' = 91kPa$$

Ces deux droites se coupent pour une contrainte :

$$\sigma = 122kPa \text{ soit une hauteur de sol } h = 5,80m$$

4 MÉTHODE DE CALCUL

4.1 Choix de la méthode

Pour montrer l'influence des contraintes, nous avons choisi une méthode de calcul par bloc pour pouvoir prendre en compte les efforts horizontaux dus à la surconsolidation, ce qui n'est pas possible dans les autres méthodes.

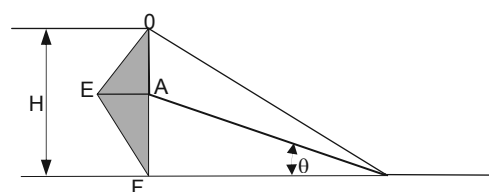


Fig 7 : schéma de calcul de stabilité

La surface de rupture considérée est OAB.
Les triangles OAE et EAF représentent respectivement les contraintes horizontales appliquées respectivement sur OA et AB.

4.2 Hypothèses de calcul

Nous avons admis :

- que sur la partie verticale OA les contraintes sont peu modifiées, ce qui signifie que les contraintes liées à la surconsolidation restent horizontales.
- que sur la surface AB les contraintes décroissent de $k\gamma Z$ (contrainte en A) à 0 (contrainte en B) en restant horizontales.

4.3 Détermination du coefficient de sécurité Γ

Le principe consiste à déterminer la projection des efforts le long de la surface AB.

Nous prendrons l'angle θ comme variable.

Si $OA=Z$ il vient :

$$Z = \frac{H(\text{tg}\beta - \text{tg}\theta)}{\text{tg}\beta} \quad (12)$$

avec : $\text{tg}\beta$ pente du talus.

4.3.1 Efforts horizontaux dus à la surconsolidation

- OEA $F_{H1} = \frac{1}{2}k\gamma Z^2$
 - EAF $F_{H2} = \frac{1}{2}k\gamma Z(H-Z)$
- $$F_H = \frac{H^2}{2}k\gamma \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}\beta}$$

4.3.2 Poids du sol glissé

$$W = \gamma \frac{H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}^2 \beta}$$

4.3.3 Calcul des forces normales et tangentielles

- Forces normales :

$$F_N = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}^2 \beta} \cos \theta - \frac{k\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}\beta} \sin \theta$$

Le calcul implique que $F_N \geq 0$:

$$\text{soit } k < \frac{1}{\text{tg}^2 \beta}$$

Dans la réalité, il se produit des déformations qui modifient l'état de contrainte.

- Forces tangentielles motrices :

$$F_T = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}^2 \beta} \sin \theta + \frac{k\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}\beta} \cos \theta$$

- Force tangentielle résistante

Il s'agit de la résistance qu'engendre la cohésion :

$$F_C = \frac{cH}{\text{tg}\beta \cos \theta}$$

4.3.4 Détermination du coefficient de sécurité Γ

$$\Gamma = \frac{\left[\frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}^2 \beta} \cos \theta - \frac{k\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}\beta} \sin \theta \right] \text{tg}\varphi + \frac{cH}{\text{tg}\beta \cos \theta}}{\frac{\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}^2 \beta} \sin \theta + \frac{k\gamma H^2}{2} \frac{\text{tg}\beta - \text{tg}\theta}{\text{tg}\beta} \cos \theta}$$

$$\text{avec } k < \frac{1}{\text{tg}^2 \beta} \quad (13)$$

5 APPLICATION

Nous allons étudier un talus de hauteur $H=10m$ avec une pente $\text{tg}\beta = \frac{2}{3}$.

Les caractéristiques mécaniques retenues résultent du § 3, 2, 1 à savoir :

$$\varphi' = 59^\circ$$

$$c' \approx 8kPa$$

D'après l'équation (13) il en résulte $k < 2,25$

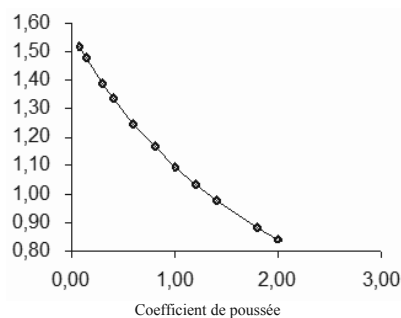


Fig. 8 : Variation du coefficient de sécurité avec la poussée horizontale

La Figure 8 montre que pour des sols très surconsolidés, l'état de contrainte peut atteindre la surface d'état limite et donc que dans ce cas il faudrait prendre les caractéristiques de l'état critique.

6 CONCLUSION

Lors d'un déchargement généralisé, phénomène d'érosion par exemple, nous avons montré que les sols conservaient des contraintes horizontales élevées. Tant que la surface d'état limite n'est pas atteinte c'est cette dernière qui conditionne la stabilité. A partir des essais réalisés par JF Serratrice sur des marnes, nous avons développé une méthode pour déterminer cette surface à partir de la seule pression de consolidation mesurée ou estimée dans ces matériaux. Cette surface peut être décomposée avec des segments de droites. Enfin à partir d'une méthode de calcul simple nous avons montré l'influence des contraintes horizontales qui peuvent conduire à atteindre la surface d'état limite et donc à une rupture. Si les contraintes en place sont mal connues il est donc dangereux de dimensionner avec les caractéristiques de pic.

7 REFERENCES

1. Détermination de la courbe d'état limite d'une marne- JP Magnan, JF Serratrice Séminaire; de la géologie au calcul des ouvrages-Reconnaissance des propriétés mécaniques des terrains Grenoble 6-10 novembre 1995.
2. Essais de laboratoire à haute pressions sur des marnes- JF Serratrice- Craies et schistes Bruxelles, 20-22 mars 1995.
3. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis- P. Mestat-études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées Série géotechnique GT 52.