

Concernant les essais non-drainés, les sols présentent un comportement de type contractant-dilatant que ce soit pour les échantillons érodés ou non érodés (Figure 6). La différence de la valeur du déviateur de contraintes au pic des deux types de sol (érodé et non érodé) est pratiquement négligeable, ce qui semble indiquer que l'érosion n'a pas une forte influence sur l'évolution du déviateur des contraintes jusqu'au pic (en petites et moyennes déformations également) en conditions non drainés. Ce constat semble aller dans le même sens que ce qui a été observé par Ke & Takahashi [15] et Xiao & Shwiyhat [16]. Néanmoins, par la suite, un regain de résistance au-delà d'une certaine déformation axiale (dépendant de la densité relative et de la contrainte de confinement) est observé pour l'échantillon consolidé à 100 kPa. Dans cette phase, l'accroissement de résistance est beaucoup plus marqué pour le sol érodé par rapport à celui non érodé. Ce constat a également été noté pour d'autres densités dont les résultats ne sont pas présentés dans ce papier. Ceci peut être dû à certaines hétérogénéités induites par l'érosion comme l'a montré l'apparition de chemins préférentiels entre la paroi de la cellule d'érosion et l'échantillon. L'effet de ces hétérogénéités semble intervenir en moyennes déformations. Xiao & Shwiyhat [16], qui ont obtenus les mêmes tendances, stipulent que ceci est probablement dû à un fort réarrangement des grains au-delà d'un certain niveau de déformation.

Analyse de l'angle de frottement au pic de résistance

Nous nous sommes intéressées dans cette partie à l'évaluation des caractéristiques mécaniques du matériau en termes de résistance maximale et d'angle de frottement au pic. Ce dernier est caractérisé par le rapport des contraintes au pic, donné par cette expression :

$$M = \frac{q}{p} = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \Leftrightarrow \varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{3M}{6 + M} \right) \quad (1)$$

La Figure 7 et la Figure 8 présentent les points du déviateur de contraintes au pic (q_{pic}) en fonction de la pression moyenne correspondante (p'_{pic}), obtenus pour les échantillons érodés et non érodés (NS : échantillons non érodés ; ES : échantillons érodés). On constate que, aussi bien dans le cas drainé que le cas non drainé, les deux types d'échantillons présentent quasiment le même angle de frottement interne au pic. Le léger écart observé pour les essais non drainés peut être attribué à la difficulté de déterminer avec précision la valeur de résistance au pic, ce dernier n'étant pas très marqué. Par ailleurs, la différence de l'angle de frottement entre les essais drainés et non drainés est liée au fait qu'en non drainé, l'angle de frottement est lié à l'état du sol et n'est donc pas intrinsèque. En effet, il est influencé par la présence de l'eau, la contrainte de consolidation, *etc.* On parle d'angle de frottement apparent.

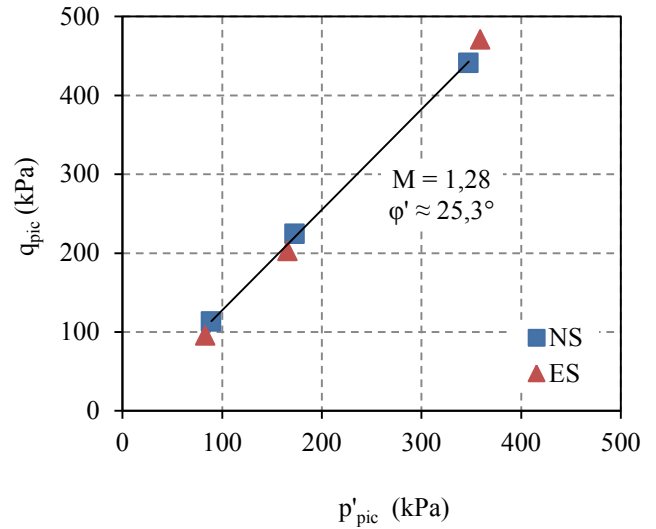


FIGURE 7 : REPRESENTATION DE LA RESISTANCE AU PIC POUR LES SOLS NON ERODES ET ERODES (ESSAIS DRAINES).

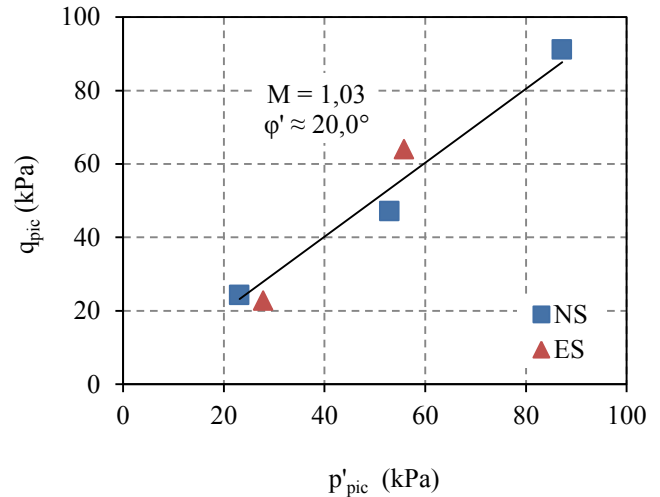


FIGURE 8 : REPRESENTATION DE LA RESISTANCE AU PIC POUR LES SOLS NON ERODES ET ERODES (ESSAIS NON DRAINES).

Approche proposée pour évaluer la résistance du sol érodé

A partir de l'analyse des résultats des essais triaxiaux obtenus sur les échantillons érodés et non érodés, une approche simplifiée pour prédire la réponse mécanique des sols érodés est proposée. La comparaison de la résistance au cisaillement des sols non érodés et érodés est exprimée en termes de différence entre le rapport de contrainte au pic des sols érodés et non érodés, $\Delta\eta_p = \eta_{p-ES} - \eta_{p-NS}$, avec $\eta_p = (q/p')_{pic}$ en fonction d'un paramètre, δ , représentant la variation du volume des vides par rapport au volume de la fraction des grains grossiers résultant du processus d'érosion, tel que présenté sur la Figure 9. Le calcul pour obtenir le paramètre δ est donné ci-dessous :

$$\delta = \frac{V_{v-ES} - V_{v-NS}}{V_g} \quad (2)$$

Où V_{v-ES} et V_{v-NS} sont les volumes des vides des sols érodés et non érodés, respectivement.

Les expressions de l'indice des vides e , l'indice des vides intergrains e_g et la teneur en fines f sont données par :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_g + V_f}; e_g = \frac{V_v + V_f}{V_g}; f = \frac{V_f}{V_g + V_f} \quad (3)$$

Où V_v est le volume des vides, V_g est le volume des gros grains et V_f est le volume des fines.

Par conséquent,

$$\frac{V_f}{V_g} = \frac{f}{1-f} \text{ et } e_g = \frac{e+f}{1-f} \quad (4)$$

Le processus d'érosion est associé au lessivage des particules fines. Comme l'érosion des grains grossiers est empêchée (grille en bas de la cellule), le volume V_g est supposé rester constant. D'où : sont données par :

$$V_v = eV_s = e(V_g + V_f) = \frac{eV_g}{1-f} \quad (5)$$

En divisant enfin V_v par V_g , on obtient l'équation adimensionnée suivante :

$$\frac{V_v}{V_g} = \frac{e}{1-f} \quad (6)$$

Par conséquent :

$$\delta = \left(\frac{e}{1-f} \right)_{ES} - \left(\frac{e}{1-f} \right)_{NS} \quad (7)$$

La conséquence du processus d'érosion est (i) le départ des fines entraînant une augmentation de la porosité de l'échantillon et (ii) le tassement du sol entraînant une diminution des vides.

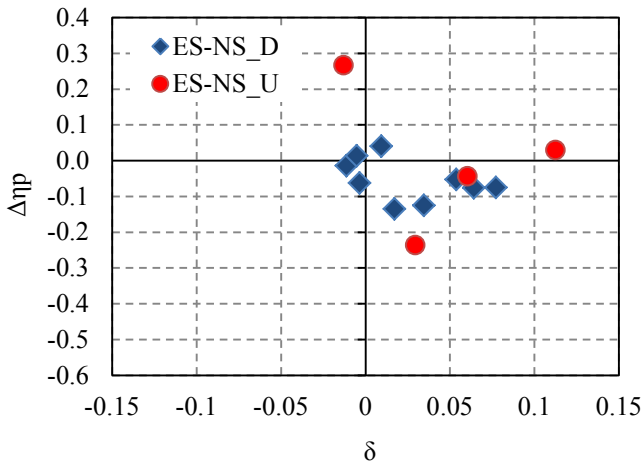


FIGURE 9 : RELATION ENTRE LE RAPPORT DES CONTRAINTES AU PIC ET LA VARIATION DU VOLUME DES VIDES LIEE AU PROCESSUS D'ÉROSION.

Lorsque $\delta > 0$, l'augmentation des vides induit par le départ des fines n'est pas compensée par le tassement. La résistance du sol érodé dans ce cas est diminuée par rapport au sol non érodé tel qu'illustré par la valeur négative de la différence du rapport des contraintes au pic. Lorsque δ avoisine, ou est inférieure à 0, le tassement est prédominant durant le

processus d'érosion, et compense approximativement la perte des fines permettant ainsi de conserver, voire d'améliorer légèrement, la résistance du sol érodé.

Il est important de signaler que l'approche proposée est à prendre avec précaution dans le cas des essais non drainés présentés dans cette étude, le déviateur des contraintes au pic n'ayant pas été évident à déterminer. Par conséquent, plus d'investigations et données sont nécessaires à l'avenir pour valider cette approche pour les deux types de chargements (drainés et non drainés).

Conclusion

Dans ce travail, des échantillons de sol érodés au préalable par un essai de suffusion ont été sollicités mécaniquement à l'aide d'essais triaxiaux drainés et non drainés pour caractériser leur comportement mécanique. Les résultats ont montré que les sols érodés présentent une résistance au cisaillement légèrement plus faible que celle des sols non érodés, et cela en dépit d'une variation de densité relative importante après érosion. Ceci est attribué à un effet combiné de la variation de la teneur en fines et de l'indice des vides inter-grains. Par conséquent, le paramètre « densité » à lui seul, ne semble pas pertinent pour comparer le comportement des sols érodés et non érodés.

Par ailleurs, pour un cisaillement en conditions non drainées, la résistance au pic ne semble pas être influencée de manière significative par l'érosion, en particulier en petites et moyennes déformations.

Cette étude propose également une approche originale pour évaluer la résistance du sol après l'érosion. Celle-ci est basée sur la comparaison des états de sols après érosion en tenant compte de la compétition entre l'augmentation du volume de vide par départ de particules fines et la diminution de vide par tassement/effondrement. Sur ce plan, lorsque le départ des fines n'est pas compensé par le tassement (le sol devient plus lâche), la résistance du sol est diminuée. À l'inverse, lorsque le tassement équilibre le départ des fines, la résistance du sol érodé est conservée ou même améliorée.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier la Région Sud - Provence-Alpes-Côte d'Azur pour son soutien financier ainsi que le partenariat avec la société d'ingénierie SAFEGE.

Références

- [1] Foster, M., R. Fell, and M. Spannagle, *The statistics of embankment dam failures and accidents*. Canadian Geotechnical Journal, 2000. **37**(5): p. 1000-1024.
- [2] Bonelli, S., *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*. 2013: John Wiley & Sons.
- [3] Skempton, A. and J. Brogan, *Experiments on piping in sandy gravels*. Geotechnique, 1994. **44**(3): p. 449-460.

- [4] Moffat, R.A. and R.J. Fannin, *A large permeameter for study of internal stability in cohesionless soils*. Geotechnical Testing Journal, 2006. **29**(4): p. 273-279.
- [5] Wan, C.F. and R. Fell, *Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations*, 2004, University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.
- [6] Li, M. and R.J. Fannin, *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil*. Canadian Geotechnical Journal, 2008. **45**(9): p. 1303-1309.
- [7] Kézdi, A., *Soil physics: selected topics*. Developments in geotechnical engineering, 1979.
- [8] Kenney, T. and D. Lau, *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, 1985. **22**(2): p. 215-225.
- [9] Kenney, T. and D. Lau, *Internal stability of granular filters: Reply*. Canadian Geotechnical Journal, 1986. **23**(3): p. 420-423.
- [10] Bendahmane, F., D. Marot, and A. Alexis, *Experimental parametric study of suffusion and backward erosion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008. **134**(1): p. 57-67.
- [11] Wan, C.F. and R. Fell, *Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2008.
- [12] Wood, D.M. and K. Maeda, *Changing grading of soil: effect on critical states*. Acta Geotechnica, 2008. **3**(1): p. 3.
- [13] Chang, D. and L. Zhang, *A stress-controlled erosion apparatus for studying internal erosion in soils*. Geotechnical Testing Journal, 2011. **34**(6): p. 579-589.
- [14] Ke, L. and A. Takahashi, *Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow*. Soils and Foundations, 2012. **52**(4): p. 698-711.
- [15] Ke, L. and A. Takahashi, *Triaxial erosion test for evaluation of mechanical consequences of internal erosion*. Geotechnical Testing Journal, 2014. **37**(2).
- [16] Xiao, M. and N. Shwiyhat, *Experimental investigation of the effects of suffusion on physical and geomechanic characteristics of sandy soils*. Geotech Testing J, 2012. **35**(6): p. 890-900.
- [17] Istomina, V.S., *Filtration Stability of Soils (in Russian)*. Gostroizdat, Moscow, Leningrad, 1957.
- [18] Kovacs, G., *Seepage hydraulics*. Seepage hydraulics. 1981.
- [19] Burenkova, V., *Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils*, in *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*. Balkema, Rotterdam 1993. p. 357-360.