

Caractérisation expérimentale du comportement mécanique des sols pulvérulents érodés par suffusion

Experimental characterization of the mechanical behavior in graded cohesionless soils eroded by suffusion

C.D. Nguyen¹, N. Benahmed², P. Philippe³

^{1,2,3} IRSTEA, Unité de Recherche RECOVER, Aix-en-Provence
doan.nguyen@irstea.fr, nadia.benahmed@irstea.fr, pierre.philippe@irstea.fr

Résumé

L'érosion interne est un mécanisme qui apparaît dans les ouvrages hydrauliques en terre. Elle est définie comme l'arrachement et le transport de particules sous l'action d'un écoulement hydraulique souterrain au sein d'un massif de sol. C'est un processus interne au sol et invisible de l'extérieur jusqu'à ce que les dégradations deviennent suffisantes pour générer des signes discernables en surface comme des tassements ou une augmentation du débit des fuites dans le cas d'une digue. Cette érosion interne est alors susceptible de s'accélérer et de mener l'ouvrage à la rupture. Le phénomène spécifique d'une érosion par suffusion correspond au cas où seules les particules fines sont arrachées et transportées à travers le squelette formé majoritairement par les grains les plus grossiers. L'apparition de la suffusion entraîne souvent une modification de la microstructure initiale, et par conséquent, des caractéristiques physiques et hydrauliques des sols concernés. Ces modifications entraînent à leur tour des conséquences sur le comportement mécanique. Cependant, la prédiction de la réponse mécanique d'un sol érodé par suffusion reste une question ouverte du fait d'une microstructure complexe et difficile à modéliser de par le changement des propriétés physiques du sol (quantification et variation de la distribution spatiale) et de l'apparition de nombreuses hétérogénéités.

Dans cet article, le travail expérimental présenté s'articule autour d'essais de suffusion et d'essais de compression triaxiale en conditions drainées et non drainées sur des échantillons non érodés et érodés afin de mettre en évidence l'effet de la suffusion sur les propriétés de résistance au cisaillement du matériau. Une approche originale permettant de prédire la réponse des sols érodés par suffusion du point de vue mécanique est proposée.

Mots Clés

Erosion interne, suffusion, essai triaxial, comportement mécanique, angle de frottement interne.

Abstract

Internal erosion is a mechanism that appears in earthen hydraulic structures. It is defined as the detachment and transport of soil particles under an underground hydraulic flow within a soil. It is an internal process which is undetectable from the outside until the degradations become sufficient to generate discernable signs like settlements or an increase in the leakage flow such in the case of a dike for example. This internal erosion is then likely to accelerate and to lead to the hydraulic works failure. The specific phenomenon of suffusion corresponds to the case where the fine particles are detached and transported by seepage through the skeleton formed mainly by the coarser grains. The appearance of suffusion often results in a modification of the initial microstructure of soil, and consequently, of its physical and hydraulic characteristics. These modifications, in turn, lead to consequences on the soil mechanical behavior. Nevertheless, the prediction of the mechanical response of an eroded soil by suffusion remains an open question because of a resulted microstructure that is not easy to model owing to the difficulty in assessing the change of the soil physical properties (quantification and the spatial distribution) and of the appearance of heterogeneities.

In this paper, the presented experimental work is based on suffusion tests and triaxial compression tests under drained and undrained conditions on un-eroded and eroded samples to highlight the effect of suffusion on shear strength properties of the material. An original approach to predict the mechanical response of eroded soils is proposed.

Key Words

Internal erosion, suffusion, triaxial test, mechanical behavior, internal friction angle.

Introduction

Conceptuellement, la rupture d'un ouvrage hydraulique est définie comme la perte de sa fonction principale : retenir

l'eau. Parmi les causes de rupture dans les ouvrages hydrauliques en terre, on peut distinguer trois phénomènes principaux : le glissement par perte de stabilité mécanique, l'érosion externe et l'érosion interne. Ces deux dernières sont très largement majoritaires [1]. L'érosion interne se décompose en 4 mécanismes différents qui sont la suffusion, l'érosion de contact (entre deux sols de granulométries contrastées), l'érosion régressive et l'érosion de conduit par écoulement localisé [2]. Cette étude se concentre sur le comportement du sol vis-à-vis du phénomène de suffusion. Le phénomène de suffusion correspond au détachement et au transport de particules fines au travers du squelette formé par les gros grains sous l'action d'un écoulement. Elle est un phénomène interne au sol et donc indiscernable depuis l'extérieur de l'ouvrage à moins que les dégradations induites ne deviennent suffisantes pour une observation directe en surface (tassements, augmentation du débit des fuites, etc.). Si jamais le phénomène est amené à s'accélérer, lors d'une crue par exemple, il peut conduire à la rupture de l'ouvrage en un temps très court sans réelle possibilité d'intervention. Néanmoins, lorsqu'une telle rupture se produit, il est difficile de retrouver a posteriori les raisons à l'origine de l'initiation de l'érosion. Les études expérimentales sur la migration de particules fines dans un sol ont été entreprises afin de répondre aux problématiques d'optimisation des choix de filtres vis-à-vis d'un sol de base. A partir de ces recherches, des critères ont été proposés pour évaluer la vulnérabilité d'un sol à l'érosion interne par suffusion. Ces approches sont essentiellement basées sur la distribution granulométrique des sols ou sur l'évaluation d'un gradient hydraulique critique d'érosion [3-6]. Les sols sensibles à l'érosion interne sont dits instables. La "stabilité" ou "l'instabilité" d'un sol vis-à-vis de la suffusion est ainsi gouvernée par plusieurs paramètres qui sont fonction de la forme de la courbe granulométrique, de la forme et la taille des grains, de la densité du sol, ainsi que des conditions hydrauliques et des contraintes in situ [7-10].

L'apparition du phénomène de suffusion a souvent pour conséquence une modification de la microstructure initiale avec un impact sur les propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques du sol érodé. En effet, le départ de petites particules change la courbe granulométrique, la perméabilité et la densité du sol par perte de masse solide et augmentation de l'indice des vides [8, 11, 12].

Sur le plan mécanique, l'augmentation de la porosité confère au sol un état plus lâche qu'à l'origine, sous réserve qu'il n'y a pas de tassements induits. Lorsqu'il est soumis à des contraintes externes, le sol tendra à être contractant. Ceci pourrait induire des tassements assez importants pouvant être très préjudiciables aux ouvrages. Les résultats expérimentaux issus d'essais de compression drainés sur des échantillons érodés réalisés par Chang & Zhang [13] et d'essais au pénétromètre à cône et au triaxial réalisés par Ke & Takahashi [14, 15] ont montré que la résistance au cisaillement d'un sol érodé baisse avec la diminution en

particules fines. Les mêmes conclusions ont été rapportées par Xiao & Shwiyhat [16] pour qui la diminution de la résistance non drainée du sol érodé peut être attribuée à l'altération de la structure du sol par la suffusion.

Cet article présente une étude de l'impact d'une érosion interne par suffusion sur la réponse mécanique des sols granulaires. Les échantillons de sol sont tout d'abord érodés sous conditions contrôlées puis récupérés après chaque essai de suffusion, pour ensuite être soumis à des essais mécaniques triaxiaux. Ces derniers sont également réalisés sur des échantillons de sol non érodés à des fins de comparaison. Les résultats obtenus sont analysés dans le but de proposer une approche originale permettant de prédire la réponse des sols érodés du point de vue mécanique.

Procédure expérimentale

Matériaux étudiés

Les matériaux granulaires utilisés dans cette étude pour la fabrication des échantillons sont des mélanges de deux types de sables d'Hostun, HN34 pour les particules fines (25% en masse) et HN 1/2,5 pour les particules grossières (75% en masse). Les distributions granulométriques utilisées classent ces échantillons comme potentiellement instables vis-à-vis de la suffusion selon les critères d'évaluation de la vulnérabilité à l'érosion interne donnés par les différentes méthodes présentées dans la littérature [6-8, 11, 17-19]. La courbe granulométrique de chaque type de sable et du mélange FC25 (masse de fines égale à 25% de la masse des particules grossières) est présentée dans la Figure 1. Les caractéristiques des mélanges ayant servi pour l'évaluation de la vulnérabilité à l'érosion sont résumées dans le Tableau 1.

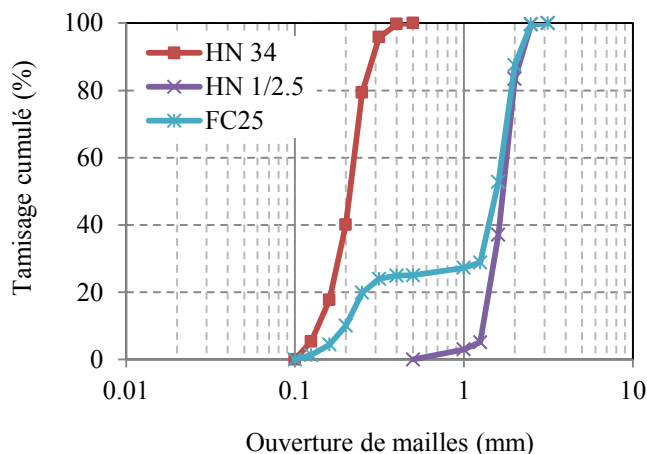


FIGURE 1 : COURBE GRANULOMETRIQUE DU MELANGE ETUDIE.

Reconstitution des échantillons

Les techniques de préparation des échantillons au laboratoire diffèrent selon les matériaux et les objectifs visés tout en répondant à l'exigence d'obtention d'échantillons suffisamment homogènes. Pour fabriquer nos échantillons de

sable à la granulométrie discontinue, la technique de damage humide est la plus utilisée afin d'éviter la ségrégation entre petits et gros grains et d'obtenir ainsi des échantillons homogènes. Cette méthode consiste à humidifier le mélange avec une teneur en eau de 1 à 5% qui permet de créer une cohésion capillaire entre les grains avant la mise en place du sol. Celui-ci est déposé ensuite par couches dans la cellule d'érosion (7 couches). Chaque couche, d'épaisseur 20 mm, est légèrement compactée à l'aide d'une dame munie d'une tige verticale graduée et d'une petite cale horizontale amovible afin de contrôler la hauteur désirée en venant buter contre les bords de la cellule. La hauteur finale de l'échantillon est de 140 mm et son diamètre de 70 mm.

TABLEAU 1 : CARACTERISTIQUES DES SOLS ETUDIES.

Propriétés	HN 34	HN 1/2.5	FC25
Poids spécifique, ρ_s	2,65	2,65	2,65
D_0 (mm)	0,1	0,63	0,1
D_{100} (mm)	0,5	2,5	2,5
D_{50} (mm)	0,21	1,7	1,6
D'_{15}/d'_{85}	-	-	5
$(H/F)_{\min}$	-	-	0,12
$h' = D_{90}/D_{60}$	-	-	1,24
$h'' = D_{90}/D_{15}$	-	-	9,13

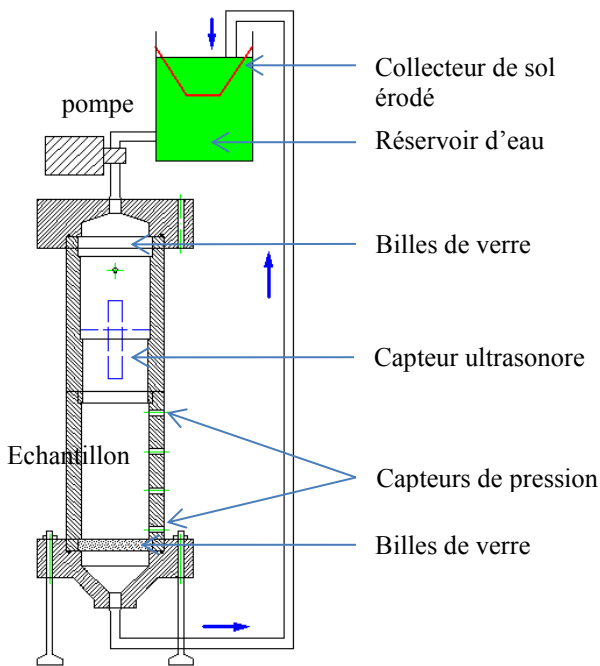


FIGURE 2 : SCHEMA DE PRINCIPE DU PERMEAMETRE.

Dispositif d'essai d'érosion par suffusion

Préalablement aux essais de caractérisation du comportement mécanique, un échantillon de sol est d'abord soumis à un processus de suffusion à l'intérieur d'un dispositif d'essai développé à cet effet et appelé perméamètre de suffusion. Le schéma de principe est présenté sur la Figure 2. Le dispositif

se compose d'une cellule cylindrique en plexiglas dans laquelle l'échantillon de sol sera reconstitué. Elle est formée de 2 demi-coques assemblées, et fixée entre 2 embases, supérieure et inférieure. Afin d'homogénéiser l'écoulement d'eau et de laisser passer les fines érodées tout en retenant les grains grossiers, deux couches de billes de verre mono taille ($d = 4$ mm), de hauteur $h = 12$ mm, sont déposées entre 2 grilles métalliques et sont insérées, l'une dans l'embase inférieure de la cellule et l'autre dans l'embase supérieure.

L'essai d'érosion consiste à solliciter hydrauliquement par paliers de vitesse constants (vitesse de Darcy, Figure 3) les échantillons de sol reconstitués. Durant l'essai, la variation de la pression d'eau dans l'échantillon est mesurée par des capteurs de pression installés sur la paroi latérale de la cellule du perméamètre à deux hauteurs différentes. Le tassement induit durant l'essai est également mesuré en continu par un capteur ultrasonore submersible. Les particules de sols érodées sont récupérées périodiquement dans un collecteur à la base du perméamètre et pesées après séchage à l'étuve. A partir de ces mesures, les caractéristiques physiques (indice des vides, indice des vides inter-grains et teneur en fines) de l'échantillon post-érosion sont calculées et utilisées pour interpréter le comportement mécanique du sol érodé.

La conception de la cellule du perméamètre, ensemble avec une technique de congélation/décongélation, permet de récupérer l'échantillon érodé sans perturber sa microstructure qui résulte du processus d'érosion. Concernant la technique de congélation/décongélation, après l'essai d'érosion, l'échantillon est désaturé à une teneur en eau d'environ 6%. Il est ensuite congelé dans la cellule d'érosion pendant plusieurs heures afin de le « solidifier ». Après la phase de congélation, l'échantillon est récupéré puis transféré rapidement dans la cellule triaxiale. Une contrainte de confinement de 50 kPa est appliquée immédiatement, et est maintenue pendant 4 heures le temps que l'échantillon se décongèle sans qu'il s'effondre. Une fois cette étape terminée, l'essai triaxial est réalisé selon la procédure classique.

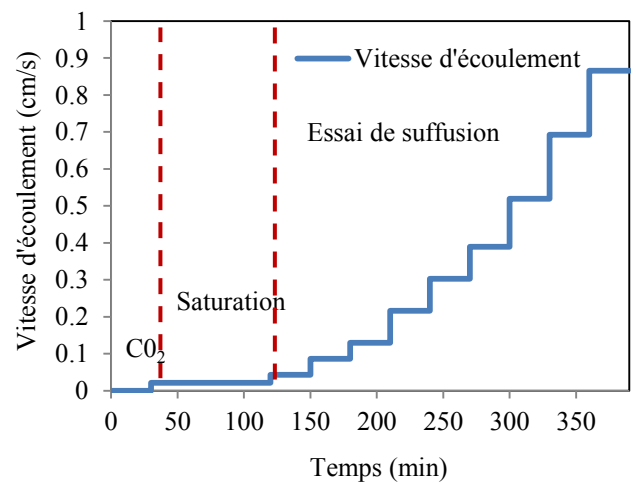


FIGURE 3 : CHARGEMENT HYDRAULIQUE APPLIQUE PAR PALIERS CONSTANTS PENDANT L'ESSAI DE SUFFUSION.

Le comportement de nos échantillons de sol au cours de la suffusion n'étant pas le sujet de cette communication, on ne donnera ici qu'un exemple type des mesures obtenues pendant un essai de suffusion tel que présenté sur la Figure 4. Les courbes reportées montrent globalement une augmentation instantanée et rapide du gradient hydraulique ainsi qu'un tassement lui aussi instantané à chaque palier de débit. Concernant la perte de fines due à l'érosion, l'augmentation du débit provoque certainement un lavage des fines de plus en plus marqué mais toutefois sensiblement en deçà d'une proportionnalité directe avec la vitesse d'écoulement.

Caractérisation du comportement mécanique des sols non érodés et érodés

Le dispositif d'essai utilisé pour caractériser le comportement mécanique est un système triaxial automatisé (Wykeham Farrance). Il consiste en un bâti triaxial dynamique à commandes électroniques avec un ensemble de systèmes d'asservissement. Ce dispositif permet de réaliser les essais triaxiaux automatisés (phases de saturation, de consolidation et de cisaillement) soit à déformation soit à contrainte contrôlée, et suivant différents chemins de contraintes. Dans cette étude, des essais de compression, en conditions drainées et non drainées, et à déformation contrôlée avec une vitesse de déformation axiale égale à 1% par minute ont été réalisés. Les échantillons non érodés ont été préparés directement dans la cellule triaxiale avec une teneur en fines de 25% et une densité relative de 40% puis consolidés à des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. Pour les échantillons érodés, après leur récupération et leur décongélation dans la cellule triaxiale sous 50 kPa de confinement, ils ont également été consolidés à 50, 100 et 200 kPa avant d'être cisailés. Leurs propriétés en termes de densité relative, et de teneur en fines sont celles obtenues après érosion et avant consolidation et cisaillement.

TABLEAU 2 : CARACTERISTIQUES DES SOLS POUR LES ESSAIS MECANIQUES.

		P_c (kPa)	FC (%)	D_r (%)	e	e_g	η
Essai drainé	FC25.Dr40.Pc50	50	25	40,2	0,529	1,038	1,27
	FC25.Dr40.Pc100	100	25	40,9	0,527	1,036	1,29
	FC25.Dr40.Pc200	200	25	49,6	0,506	1,008	1,27
	FC25.Dr40.Pc50.er	50	17,9	16,4	0,607	0,959	1,14
	FC25.Dr40.Pc100.er	100	16,9	7,2	0,632	0,966	1,23
	FC25.Dr40.Pc200.er	200	19,3	38,2	0,552	0,959	1,31
Essai non drainé	FC25.Dr40.Pc50	50	25	39,3	0,531	1,041	1,05
	FC25.Dr40.Pc100	100	25	42,0	0,524	1,032	1,30
	FC25.Dr40.Pc200	200	25	47,2	0,512	1,015	1,05
	FC25.Dr40.Pc50.er	50	17,0	15,7	0,612	0,942	0,82
	FC25.Dr40.Pc100.er	100	14,8	1,6	0,652	0,940	1,15

P_c : pression de confinement ; FC : teneur en fines ; D_r : densité relative ; e : indice des vides ; e_g : indice des vides inter-granulaire ; $\eta = q/p'$: rapport des contraintes, « er » pour échantillons érodés ;

Résultats et discussion

Comportement mécanique : sol non érodé et sol érodé

Comme mentionné précédemment, après érosion, 3 principaux paramètres du sol sont modifiés : la teneur en fines, l'indice des vides et l'indice des vides inter-granulaires. Le Tableau 2 ci-dessous présente un résumé des propriétés du sol non érodé ainsi que celles du sol érodé, déterminées après l'essai de suffusion. Ces paramètres sont utilisés pour la comparaison et l'interprétation du comportement mécanique. La détermination de la densité du sol après érosion montre que l'état du sol est plus lâche. Ceci a pour conséquence d'induire une diminution de la résistance au cisaillement tel que montré sur la Figure 5 pour les essais drainés et confinés à 50 et 100 kPa. Cependant, cette diminution semble être légère comparée à la variation de la densité relative. L'examen de l'indice des vides inter-grains montre que le squelette granulaire des échantillons érodés s'est densifié. C'est donc l'effet de ce dernier, en combinaison avec la teneur en fines, qui paraît jouer un rôle important dans la réponse mécanique. Il est également intéressant de noter qu'une contrainte de consolidation plus importante ($P_c=200$ kPa) semble conférer à l'échantillon érodé plus de résistance comparé au non érodé. L'évolution de la déformation volumique est cohérente avec celle de la résistance au cisaillement. En effet, on observe une contractance plus prononcée pour les échantillons présentant une résistance au cisaillement moindre que celle des échantillons non érodés. Par conséquent, l'effet combiné de la teneur en fines restante et de l'indice des vides inter-granulaires après érosion intervient aussi bien sur la résistance au cisaillement que sur la déformation volumique pour les échantillons testés.

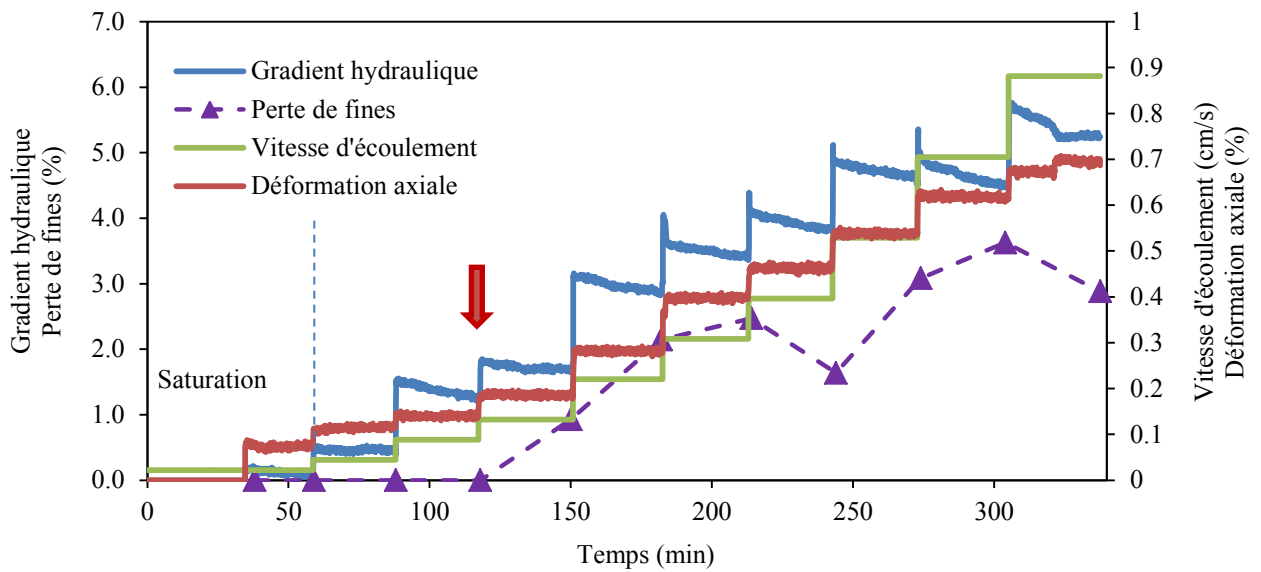


FIGURE 4 : COMPORTEMENT TYPE DU SOL LORS D'UN ESSAI DE SUFFUSION. LA FLECHE ROUGE INDIQUE LE MOMENT OU DES PARTICULES FINES COMMENCENT A ETRE RECOLTEES.

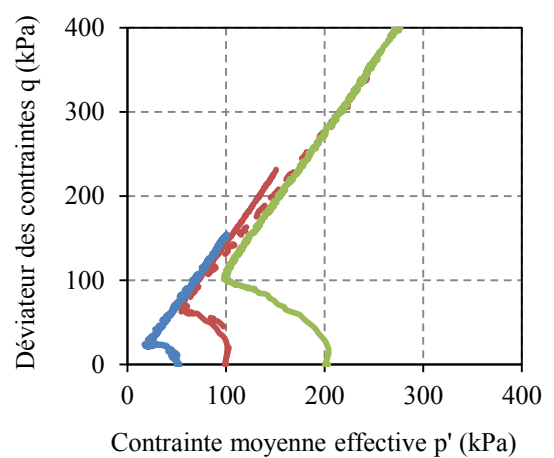
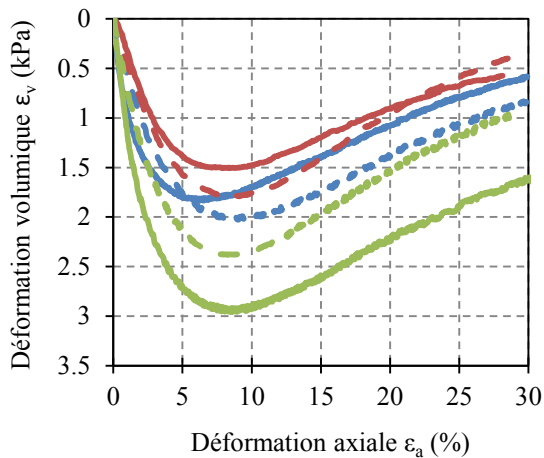
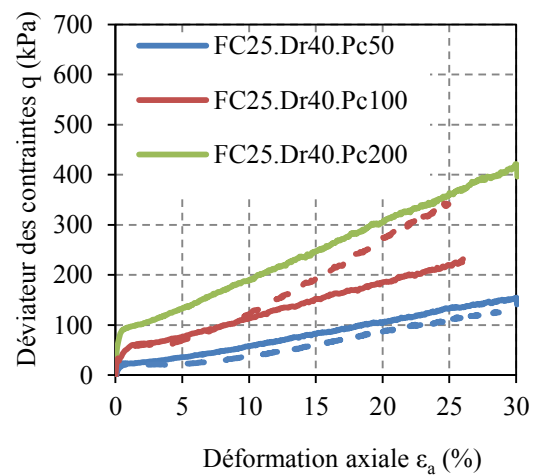
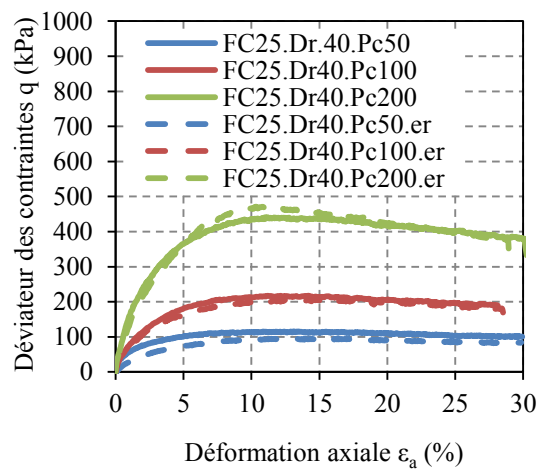


FIGURE 5 : RELATION CONTRAINTE – DEFORMATION DANS LE CAS DRAINÉ DES ÉCHANTILLONS DE SOLS ÉRODÉ ET NON ÉRODÉ.

FIGURE 6 : RELATION CONTRAINTE – DEFORMATION EN CONDITION NON DRAINÉE DES ÉCHANTILLONS DE SOLS ÉRODÉ ET NON ÉRODÉ.

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.

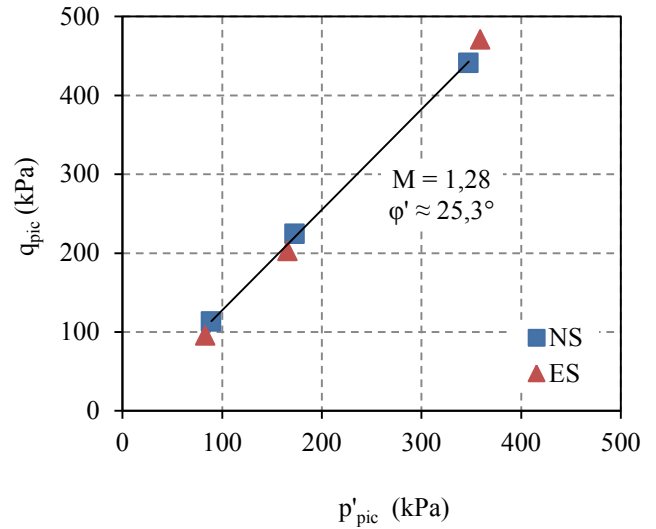


FIGURE 7 : REPRESENTATION DE LA RESISTANCE AU PIC POUR LES SOLS NON ERODES ET ERODES (ESSAIS DRAINES).

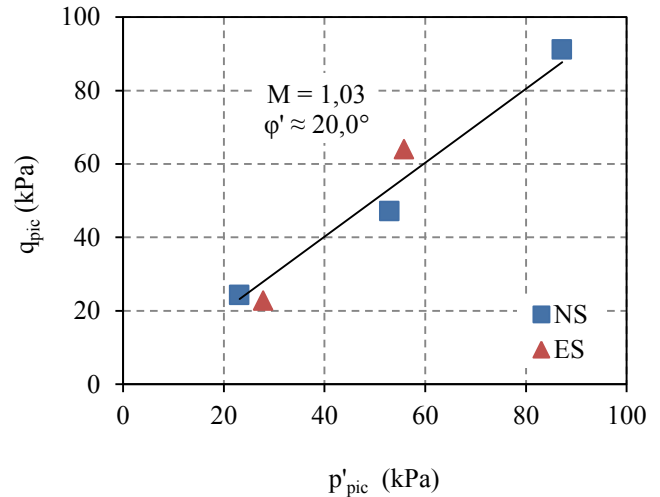


FIGURE 8 : REPRESENTATION DE LA RESISTANCE AU PIC POUR LES SOLS NON ERODES ET ERODES (ESSAIS NON DRAINES).

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.

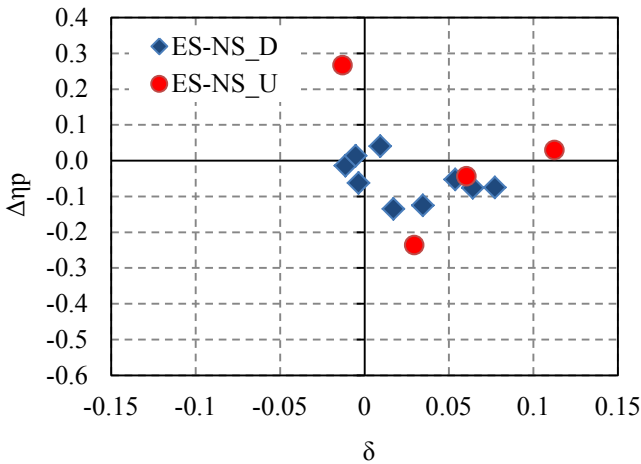


FIGURE 9 : RELATION ENTRE LE RAPPORT DES CONTRAINTES AU PIC ET LA VARIATION DU VOLUME DES VIDES LIEE AU PROCESSUS D'ÉROSION.

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.