

## INFLUENCE DE LA SUCCION SUR LES PROPRIETES DE MATERIAUX GRANULAIRES ROUTIERS

Octavio Coronado, Ecole Centrale Paris, Châtenay-Malabry, France & Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

Jean-Marie Fleureau, Ecole Centrale Paris, Châtenay-Malabry, France

António Gomes Correia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal

Bernardo Caicedo, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia

### ABSTRACT

The results of an experimental work on two road granular materials are presented, including small strains precision triaxial tests under cyclic loading, large strains triaxial tests with measurement of the negative pore water pressure (suction) and wetting tests. The influence of different initial conditions of density, water content and fines content was studied. The two materials differ by their fine contents (7 % for MHC and 10% for HFC). The specimens are compacted at different water content and at a density corresponding to 97% of the Modified Proctor maximum density. The interpretation of the results, in the quasi-elastic domain, is based on an effective stress analysis that allows to take into account both the effects of total stresses and negative pressure, in the perspective of a more rational design of pavement layers.

### RÉSUMÉ

Dans ce travail nous présentons les résultats d'un ensemble d'essais sur deux matériaux granulaires routiers, comprenant des essais triaxiaux de précision en petites déformations sous chargement cyclique et des mesures de pression interstitielle négative (succion). Les deux matériaux diffèrent par leur pourcentage de fines (7 % pour MHC et 10% pour HFC). Les échantillons ont été compactés à différentes teneurs en eau et à une densité sèche correspondant à 97% de la densité maximale Proctor Modifié. L'interprétation des résultats dans le domaine quasi-élastique repose sur une analyse en contraintes effectives qui permet de prendre en compte à la fois les variations des contraintes totales et de la pression négative, dans la perspective d'un dimensionnement plus rationnel des couches de chaussée.

### 1. INTRODUCTION

Dans la pratique, pour dimensionner les structures de chaussée, différents guides de dimensionnement proposent une méthode rationnelle utilisant pour les propriétés des matériaux le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson. Ces paramètres sont généralement déterminés en termes de contraintes totales, même si les matériaux granulaires utilisés dans la construction sont à l'état non saturé. Au laboratoire, les pressions interstitielles négatives, ou succions ( $u_c = u_a - u_w$ ), ne sont pas faciles à mesurer dans ce type de matériaux et leur obtention nécessite d'utiliser des essais plus élaborés. Le but de cette communication est de présenter des mesures de pressions négatives et de montrer comment les prendre en compte dans l'analyse du dimensionnement d'une structure de chaussée en termes de contraintes effectives.

Plusieurs auteurs ont étudié l'effet de la pression interstitielle négative sur le comportement en petites déformations de sols partiellement saturés (Brull 1980, Wu et al. 1989, Kheirbek-Saoud 1994, Picornell et Nazarian 1998, Balay et al. 1998). Dans la majorité des cas, l'analyse des résultats est faite en contraintes totales, en considérant séparément le rôle du tenseur contrainte et celui de la pression interstitielle négative de l'eau (succion). En outre, presque toutes les études portent sur des sols fins.

D'autres auteurs (Wu et al. 1989, Biarez et al. 1991, Fleureau et al. 2003) ont montré qu'une approche en contraintes effectives pouvait être utilisée pour prendre en compte l'effet de la pression capillaire dans l'interprétation des données dans le domaine des très petites déformations. Récemment, Coussy & Dangla (2002), en partant de considérations thermodynamiques, ont confirmé la validité de l'approche en contraintes effectives d'un point de vue théorique dans la mesure où le comportement du sol non saturé pouvait être considéré comme élastique.

Dans ce travail, des essais triaxiaux en petites déformations ont été réalisés avec mesure de la pression interstitielle négative sur une grave non traitée (GNT) de référence en France. Les matériaux étudiés ont été recomposés avec deux pourcentages de fines (10% et 7%), et compactés en laboratoire à différentes teneurs en eau et à une densité de 97% de la densité maximale Proctor Modifié correspondante. Des essais d'humidification ont par ailleurs été réalisés pour déterminer l'évolution du matériau soumis à des variations des conditions hydriques.

L'étude permet de mettre en évidence l'influence de la granulométrie et de la teneur en eau de compactage sur les variations de la pression interstitielle négative, du module réversible et du coefficient de Poisson. Les résultats montrent l'importance de prendre en compte ces aspects dans la construction et le dimensionnement des chaussées.

### 2. CARACTERISTIQUES DU MATERIAU

Le matériau utilisé dans cette étude est défini comme une Grave Non Traitée (GNT) formée de gneiss d'une carrière en France. Ce matériau a fait précédemment l'objet de différents programmes d'essais.

Le matériau est composé d'un mélange de cinq matériaux différents : sable 0/4 mm, gravillon 2/6,3 mm, gravillon 4/10 mm, gravillon 10/20 mm et gravillon 14/20 mm. Les granulométries de référence utilisées dans cette étude contiennent respectivement 7% de fines (< 80 µm) pour MGC et 10 % pour HFC. La Figure 1 montre les courbes granulométriques des mélanges, déterminées conformément à la norme AFNOR NFP 98-129.

Le compactage à l'énergie Proctor Modifiée a été réalisé selon la procédure de la norme AFNOR NFP 94-093. L'optimum correspond à une teneur en eau de 5,8% pour MGC et 5,5% pour HFC, une masse volumique sèche de 2,2 Mg/m<sup>3</sup> pour MGC et 2,22 Mg/m<sup>3</sup> pour HFC et un degré de saturation de 70%. La valeur de l'indice d'abrasion Los Angeles est d'environ 20%.

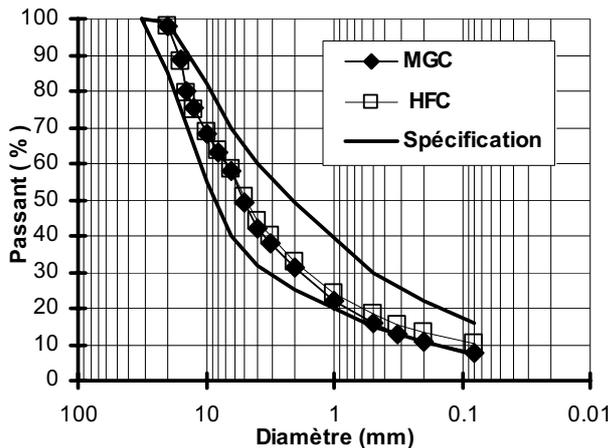


Figure 1. Courbes granulométriques des mélanges

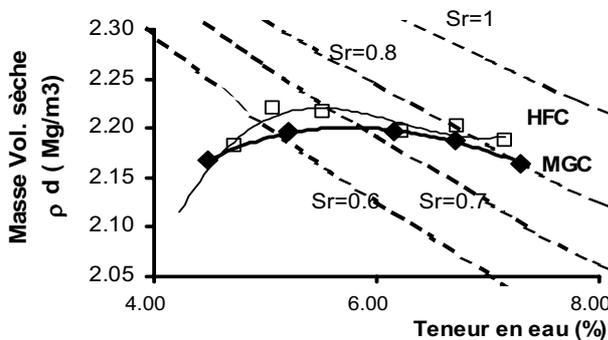


Figure 2. Courbes Proctor Modifié des mélanges

### 3. DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROTOCOLE D'ESSAI

#### 3.1 Appareil triaxial à chargements répétés.

Les essais cycliques sont réalisés dans une cellule triaxiale classique permettant une mesure directe du module de rigidité et du coefficient de Poisson pour des déformations homogènes comprises entre  $10^{-6}$  et  $10^{-2}$ .

Pour pouvoir explorer le domaine des très petites déformations avec beaucoup de précision, les mesures de force et de déformation sont effectuées sur l'échantillon lui-même. Le capteur de force est placé directement sur la tête de l'échantillon, ce qui permet une mesure précise de la force appliquée sur celle-ci et d'éliminer le problème du frottement palier-piston. La mesure des déformations axiales est réalisée au moyen de trois capteurs de déformation de type LDT placés dans la zone centrale de l'échantillon, afin d'éviter l'influence du frottement des embases sur les mesures. Les déformations radiales sont déduites des variations du périmètre de l'échantillon mesurées par une ceinture déformable placée à mi-hauteur et équipée d'un capteur LDT.

Les capteurs LDT, constitués de 4 jauges de déformation, formant un pont de Wheatstone complet collées sur une lame flexible en bronze au béryllium, ont été fabriqués à l'Ecole Centrale Paris sur le modèle des capteurs développés à l'Université de Tokyo dans l'équipe du Professeur Tatsuoka (Goto et al. 1991). Des points de fixation sont mis en place dans l'échantillon pendant le compactage, sur lesquels viennent se positionner les supports des capteurs. La précision de la mesure de déformation est voisine de  $10^{-6}$  avec un convertisseur Agilent A/D 21 bits.

La Figure 3 montre l'échantillon mis en place dans la cellule triaxiale, ainsi que la disposition des capteurs de mesure des déformations axiales et radiales.

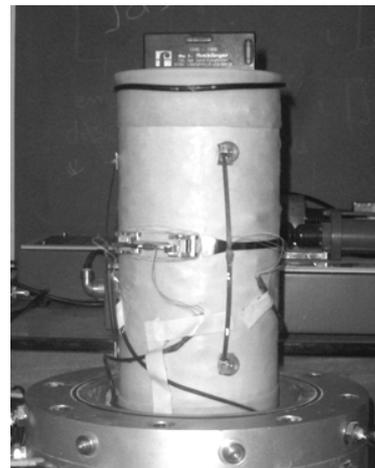


Figure 3. Echantillon pour essai triaxial à chargements répétés avec capteurs de déformation LDT axiaux et radial

### 3.2 Appareil triaxial avec mesure de la pression interstitielle négative de l'eau.

Le dispositif est constitué d'une cellule triaxiale avec une céramique semi-perméable placée dans la base ; la pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air (1,5 MPa, de Soil Moisture) ne permet pas le passage de l'air dans le circuit de l'eau. L'appareil peut être utilisé en tensiomètre (avec  $u_a = 0$  et  $u_w < 0$ ) pour mesurer des pressions interstitielles négatives comprises entre 0 et 50 kPa, ou avec une surpression d'air à la tête de l'échantillon pour les pressions négatives plus élevées. La mesure de pression d'eau est effectuée au moyen d'un capteur de pression absolue de portée 1000 kPa et de sensibilité 0,1 kPa/mV. L'acquisition des données est faite au moyen d'une centrale de mesure GDS 16 bits.

### 3.3 Plaques tensiométriques

Pour imposer des pressions interstitielles négatives comprises entre 0 et 30 kPa, on utilise des plaques tensiométriques constituées d'un filtre de verre fritté de faible porosité, qui joue le rôle de séparation semi-perméable, serti dans un entonnoir de verre. L'échantillon est placé sur le filtre, à la pression atmosphérique, en contact avec un réservoir rempli d'eau désaérée. En imposant une dénivellation entre le filtre et le tube de mesure, on peut contrôler la dépression de l'eau placée dans le réservoir, et donc la pression interstitielle négative de l'échantillon

### 3.4 Préparation des échantillons et procédures d'essai

#### 3.4.1 Essai triaxial à chargements répétés

L'eau est ajoutée au mélange sec de façon homogène. Le compactage par chocs de l'éprouvette, de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur, a été réalisé manuellement au moyen de la dame Proctor Modifié, en 12 couches avec 56 coups de dame par couche. Les caractéristiques initiales des échantillons sont indiquées dans le Tableau 1. Lors de la fabrication de l'échantillon, une attention particulière est portée à la mise en place des six supports de fixation des capteurs verticaux. Ensuite, les capteurs de déformation axiale et radiale sont mis en place, ainsi que le capteur de force.

Les essais pour l'étude du comportement réversible sont réalisés en deux étapes. Dans la première, on applique à l'éprouvette un conditionnement afin de simuler les conditions réelles de mise en place, consistant en 20 000 cycles de chargement sous une contrainte isotrope de 40 kPa et une contrainte déviatoire de 280 kPa. Dans la deuxième étape, l'échantillon est soumis à 20 chemins successifs à des niveaux de contrainte de plus en plus élevés (Figure 4). Tous les essais sont faits à contrainte de confinement  $\sigma_3$  constante. Chaque chargement est appliqué pendant 100 cycles. Les déformations réversibles de l'éprouvette sont mesurées au cours du 100<sup>ème</sup> cycle.

Tableau 1. Conditions Initiales des échantillons pour la détermination des caractéristiques en petites déformations

		Masse volumique sèche (Mg/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau (%)
Essai 2		2.123	2.05
Essai 3	MGC	2.132	3.86
Essai 4		2.167	5.12
Essai 5		2.132	2.00
Essai 8	HFC	2.150	3.50

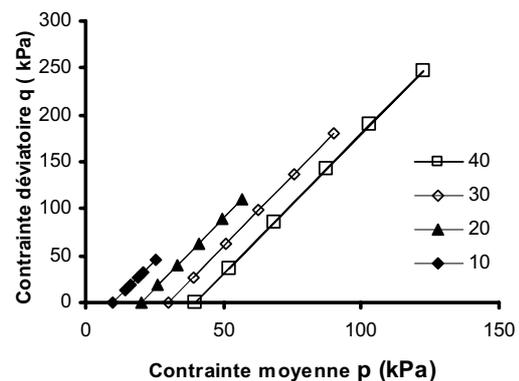


Figure 4 chemins de chargement suivis pour la détermination du module et du coefficient de Poisson sécants

#### 3.4.2 Essai de chargement isotrope avec mesure de la pression interstitielle négative

La taille de l'échantillon est de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur. Le compactage est fait au moyen de la dame Proctor Modifié en 4 couches, avec 56 coups de dame par couche. Une mince couche de kaolinite est placée sur la céramique pour assurer un bon contact avec l'échantillon. Les mesures ont été faites dans les conditions des essais 3 (matériau MGC,  $w = w_{OPM} - 2\%$ ) et 8 (matériau HFC,  $w = w_{OPM} - 2\%$ ).

#### 3.4.3 Essai d'humidification sur la plaque tensiométrique

A la fin de l'essai triaxial à chargements répétés, l'échantillon est découpé en morceaux, qui sont mis en place sur la plaque tensiométrique en essayant d'assurer le meilleur contact possible entre le matériau et le support. Les échanges d'eau entre l'échantillon et le réservoir sont déduits du déplacement du ménisque d'eau dans le tube de mesure horizontal. Une fois l'équilibre atteint, généralement au bout de 5 jours, le volume total de l'échantillon est mesuré par immersion dans du kerdane, ainsi que sa teneur en eau ; on en déduit l'indice des vides et le degré de saturation du matériau.

#### 4. RESULTATS OBTENUS

##### 4.1 Mesure de la pression interstitielle négative dans les essais de compression isotrope

La Figure 5 montre la stabilisation de la pression interstitielle d'eau  $u_w$  en fonction du temps pour différentes valeurs de la contrainte isotrope  $\sigma_3$  (MGC). A l'équilibre, ceci conduit à une augmentation non linéaire de la pression avec la contrainte de confinement. La pression tend vers une valeur proche de 0 pour les contraintes les plus élevées (250 et 300 kPa). On constate aussi sur la Figure 5 que pour la plus grande quantité de fines (HFC), les valeurs de pression interstitielle négative, pour la même contrainte isotrope  $\sigma_3$ , sont plus importantes ; en revanche, aux contraintes les plus élevées les deux courbes se rejoignent..

##### 4.2 Essai d'humidification sur la plaque tensiométrique

La Figure 6 montre les résultats de l'essai d'humidification. La courbe de pression interstitielle négative en fonction de la teneur en eau et du degré de saturation présente l'allure habituelle. L'étalement de la granulométrie des matériaux se traduit par une légère pente de la courbe après le point d'entrée d'air. Ce point, qui correspond à la pression négative pour laquelle se produit la diminution rapide du degré de saturation et de la teneur en eau, peut être situé entre 1 et 5 kPa pour les deux matériaux. On peut noter la bonne concordance entre les valeurs de succion trouvées dans les essais triaxiaux avec mesure de pression interstitielle négative (à  $\sigma_3 = 0$ ) et les essais d'humidification.

##### 4.3 Détermination du module sécant

La Figure 7 montre des exemples de cycles dans lesquels la contrainte déviatoire est représentée en fonction des déformations axiales, radiales et volumiques. Ces cycles illustrent bien la non-linéarité du comportement, c'est-à-dire

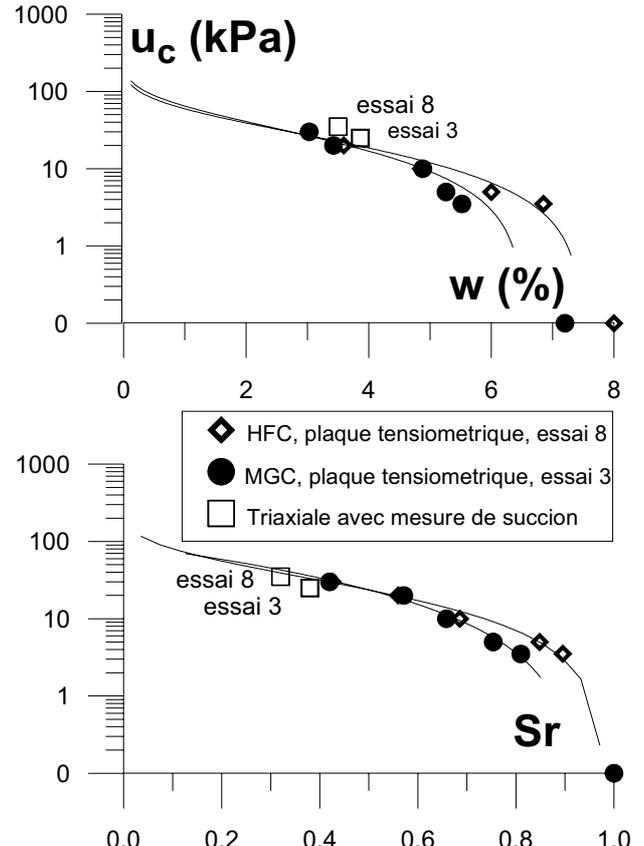
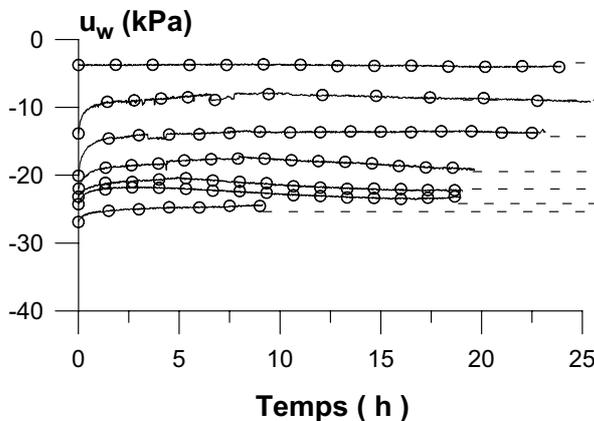


Figure 6. Variation de la pression interstitielle négative en fonction de la teneur en eau et du degré de saturation

l'augmentation du module avec  $q$ , lorsque la déformation axiale dépasse la limite élastique du matériau (de l'ordre de  $10^{-5}$ ). Le module sécant est défini de la façon suivante :

$$E_{\text{sec}} = q / \varepsilon_1^r \quad [1]$$

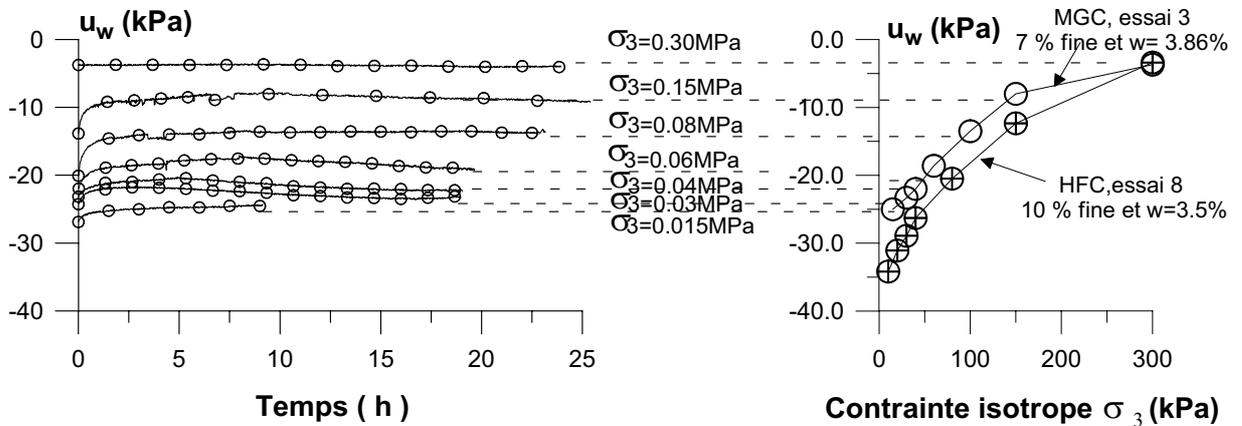


Figure 5. Variations de la pression interstitielle de l'eau en fonction du temps pour les différentes contraintes isotropes (mélange MGC) et en fonction de la contrainte isotrope pour les deux mélanges

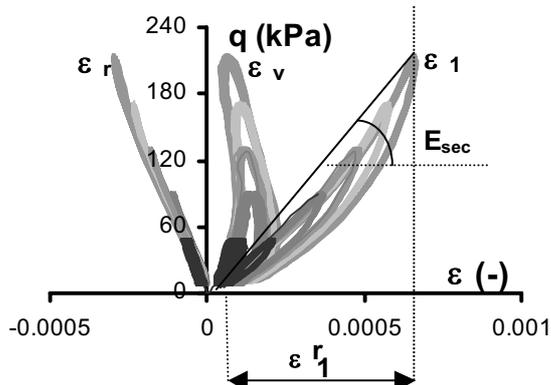


Figure 7. Exemple de cycles contrainte-déformations pour différentes amplitudes du déviateur

#### 4.4 Influence de la teneur en eau.

La Figure 8 présente la variation du module sécant du matériau MGC en fonction de la contrainte verticale, pour différentes valeurs de teneur en eau. On note la sensibilité du matériau à ce paramètre. Le module décroît si la teneur en eau croît à cause des liaisons de type capillaire qui se forment entre les grains.

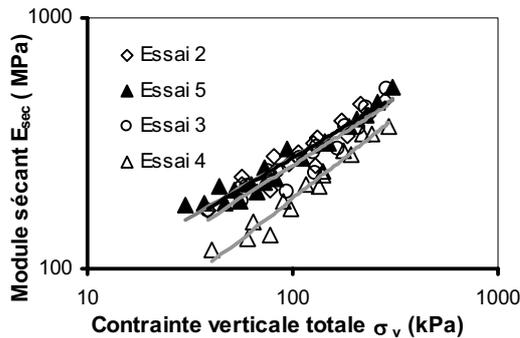


Figure 8. Influence de la teneur en eau sur le module.

#### 4.5 Influence du pourcentage de fines

La figure 9 montre la variation du module sécant avec  $\sigma_v$  pour les deux pourcentages de fines étudiés. Lorsque le pourcentage croît de 7% à 10%, le module augmente de façon non négligeable.

### 5. INTERPRETATION DES RESULTATS EN CONTRAINTES EFFECTIVES

#### 5.1 Modèle microstructural de Taibi (1994) pour le calcul des contraintes effectives en milieu non saturé

Différentes expressions sont utilisées pour déterminer la contrainte effective dans un milieu non saturé. Dans le

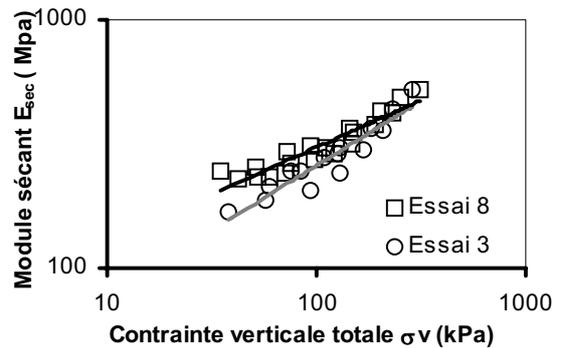


Figure 9. Influence du pourcentage de fines sur le module

cas de pressions interstitielles négatives élevées et de faibles degrés de saturation, l'approche développée à l'Ecole Centrale Paris fait appel à un modèle micromécanique composé d'arrangements réguliers de billes indéformables de même diamètre (Fleureau *et al.* 2003). L'augmentation de pression interstitielle négative liée à la diminution du degré de saturation conduit à une augmentation des forces intergranulaires, ce qui fait croître les modules et la résistance au cisaillement. Pour un arrangement régulier de sphères, un calcul élémentaire basé sur la loi de Laplace conduit à l'expression suivante de la contrainte capillaire  $p'_u$ , qui représente la contribution de la pression interstitielle négative de l'eau à la cohésion du matériau :

$$p'_u = \frac{2 \cdot \pi \cdot \gamma}{\zeta(e) \cdot d^2} \left[ 2d + \frac{3(3\gamma - \sqrt{9\gamma^2 + 4\gamma \cdot d \cdot u_c})}{u_c} \right] \quad [2]$$

dans laquelle  $\gamma$  représente la tension superficielle de l'eau,  $u_c$  la pression interstitielle négative,  $\zeta(e)$  un paramètre lié à la densité du matériau et  $d$ , une dimension caractéristique du réseau poreux.  $\zeta(e)$  peut être déduit des valeurs calculées pour les 4 arrangements de base (Taibi 1994), par une régression parabolique :

$$\zeta(e) = 0.32e^2 + 4.06e + 0.11 \quad [3]$$

La valeur de la dimension caractéristique  $d$  peut être déduite d'un calage sur différents résultats expérimentaux. On peut, par exemple, comparer les courbes de drainage-humidification calculées par le modèle avec la courbe expérimentale et choisir la valeur de  $d$  qui permet d'obtenir le meilleur ajustement. Dans le modèle, la courbe de drainage-humidification est obtenue en établissant la relation entre la courbure et le volume des ménisques pour l'arrangement régulier considéré. La figure 10 présente les courbes de drainage-humidification calculées pour différentes valeurs du paramètre  $d$ , pour un indice

des vides de 0.3 ( $\rho_d = 2.132 \text{ Mg/m}^3$ ). La comparaison avec les essais conduit à choisir  $d = 45 \mu\text{m}$ . Un fois le diamètre choisi, il est possible de calculer la relation entre  $p'_u$  et la pression interstitielle négative (Figure 11). La droite pour laquelle  $p'_u = u_c$  correspond au cas saturé et au principe des contraintes effectives de Terzaghi. Dans le cas général, la contrainte capillaire isotrope  $p'_u$  joue le même rôle que la pression interstitielle négative et on peut

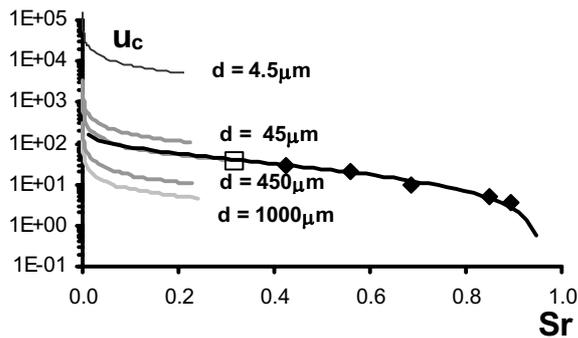


Figure 10. Comparaison entre les courbes d'humidification calculées pour différentes valeurs de  $d$  (pour  $e=0.3$ ) et la courbe expérimentale

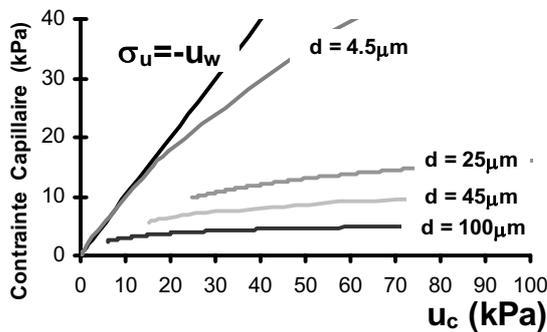


Figure 11. Contrainte capillaire en fonction de la pression interstitielle négative pour les différents arrangements

passer des contraintes totales aux contraintes effectives en utilisant la relation suivante :

$$\sigma'_v = \sigma_v + p'_u \quad [4]$$

### 5.2 Interprétation des résultats à différents teneurs en eau en fonction de la contrainte effective

La Figure 12 représente les variations du module sécant en fonction de la contrainte verticale effective pour les différentes contraintes isotropes. En utilisant le modèle de Taibi avec  $d = 45 \mu\text{m}$  pour calculer les contraintes effectives, tous les points se regroupent bien autour de la droite d'équation :

$$E_{\text{sec}} = 18.1 \cdot (\sigma'_v)^{0.56}$$

[5]

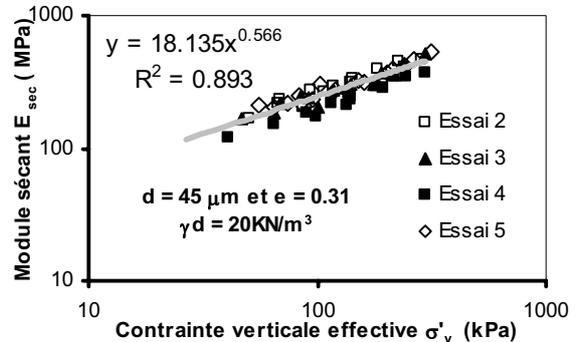


Figure 12. Variation du module sécant avec la contrainte effective verticale déduite de la relation de Taibi (pour  $d=45 \mu\text{m}$ )

A titre de comparaison, l'ajustement des résultats expérimentaux a été effectué en utilisant d'autres valeurs du paramètre  $d$  pour calculer les contraintes effectives : les valeurs du coefficient de régression et de l'exposant de la loi puissance ont été reportées dans le Tableau 2. On constate que le coefficient de régression de l'ajustement ne varie pas beaucoup lorsqu'on change la valeur de  $d$  entre 4.5 et 100  $\mu\text{m}$ . En revanche, l'exposant  $n$  varie beaucoup plus largement, de 0.48 à 0.70. Si l'on reporte ces valeurs de  $n$  sur la corrélation établie par Fayad (2000), on constate que, dans la gamme de déformations étudiées, la valeur de l'exposant  $n$  se situe un peu au dessus de 0.5 (Figure 13). Cette constatation confirme le choix de 45  $\mu\text{m}$  pour le paramètre  $d$ , pour lequel on obtient  $n = 0.56$ .

Tableau 2. Relation entre la dimension caractéristique  $d$ , le coefficient de régression  $R^2$  et l'exposant  $n$  de la loi puissance

$d$ ( $\mu\text{m}$ )	$R^2$	$n$
100	0.78	0.48
45	0.89	0.56
4.5	0.81	0.61
Terzaghi	0.88	0.70

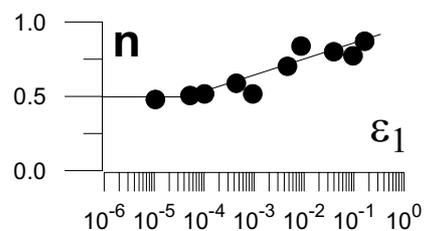


Figure 13. Corrélation entre la déformation axiale et l'exposant  $n$  de la loi puissance (Fayad, 2000).

Par ailleurs, en dépit des faibles valeurs du degré de saturation ( $S_r \approx 0.4$  pour  $w = 4\%$ ), la procédure simplifiée consistant à utiliser la relation de Terzaghi avec les valeurs de pression interstitielle négative mesurées a été testée. En effet, les pressions interstitielles négatives sont en général inférieures aux contraintes moyennes appliquées, ce qui fait que l'erreur commise en utilisant l'approche simplifiée, qui surestime légèrement le rôle de la pression, reste acceptable. La Figure 14 représente les variations du module en fonction de la contrainte effective verticale de Terzaghi pour les différentes contraintes isotropes.

### 5.3 Comparaison des résultats obtenus pour les deux granulométries

Pour comparer les résultats des essais sur les deux matériaux, réalisés à des indices des vides de 0.30 et 0.21, il est nécessaire de normaliser les modules afin de se ramener au même indice des vides. La relation d'Iwasaki et al. (1978) a été utilisée pour se ramener à un indice des vides de 0.3 :

$$E_{v(e=0.3)} = E_{v(e)} \cdot \frac{f(0.3)}{f(e)}, \text{ avec } f(e) = \frac{(1.93-e)^2}{(1+e)}$$

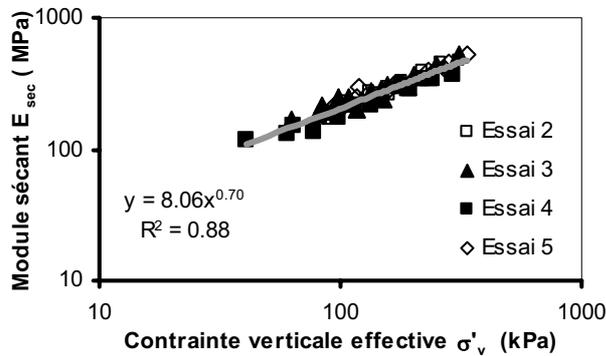


Figure 14. Variation du module en fonction de la contrainte verticale effective déduite de la relation de Terzaghi

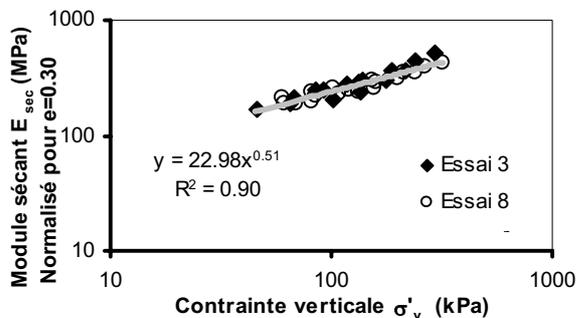


Figure 15. Comparaison des modules normalisés des deux matériaux en fonction de la contrainte verticale effective.

Les valeurs des modules, normalisés pour  $e = 0.3$ , ont été reportées sur la figure 15 en fonction de la contrainte effective déduite du modèle de Taibi pour  $d = 45 \mu\text{m}$ . On constate que les deux courbes sont pratiquement superposées, ce qui montre que la granulométrie ne joue de rôle dans le comportement du matériau qu'à travers les variations de la pression interstitielle négative.

### 5.4 Normalisation empirique des résultats en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation.

Une relation empirique a été proposée par Hadiwardoyo (2002) pour regrouper les valeurs de modules de matériaux granulaires obtenues à différents indices des vides et degrés de saturation :

$$g(e;S_r) = \frac{(0.75+eS_r)}{(1+eS_r)} \quad [7]$$

[6] En normalisant les résultats obtenus aux différents teneurs en eau au moyen de cette relation, de façon à se ramener à un indice de vides de 0.3 et un degré de saturation de 1, on constate que tous les points se regroupent assez bien autour d'une droite unique (Figure 16).

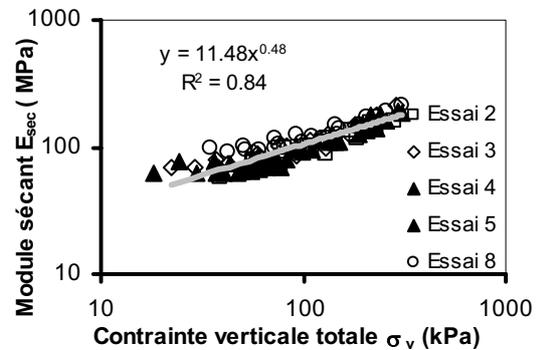


Figure 16. Modules sécants normalisés par la fonction  $g(e=0,3 ; S_r=1)$  pour différentes valeurs de teneurs en eau et indices des vides.

### 5.5 Coefficient de Poisson

Les méthodes de dimensionnement des chaussées font appel, en plus du module, au coefficient de Poisson. Celui-ci est souvent considéré comme constant dans les modèles de matériaux granulaires, ce qui conduit à des différences importantes par rapport aux résultats expérimentaux (Gomes Correia *et al.* 1999). Pour les chargements présentés dans cet article, la Figure 17 montre que le coefficient de Poisson, pour les teneurs en fines de 7% et de 10%, n'est pas constant et dépend du niveau de contrainte, en particulier du rapport  $\sigma_v/\sigma_3$ . La même ana-

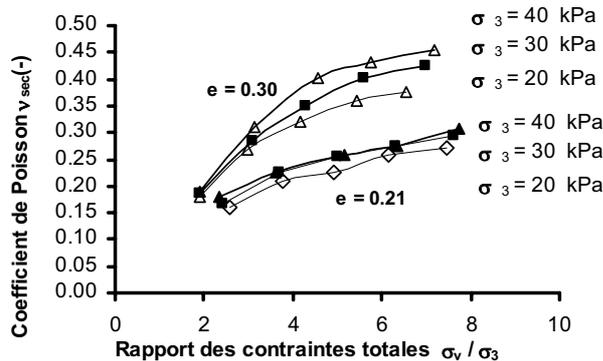


Figure 17. Evolution du coefficient de Poisson avec le rapport  $\sigma_v/\sigma_3$

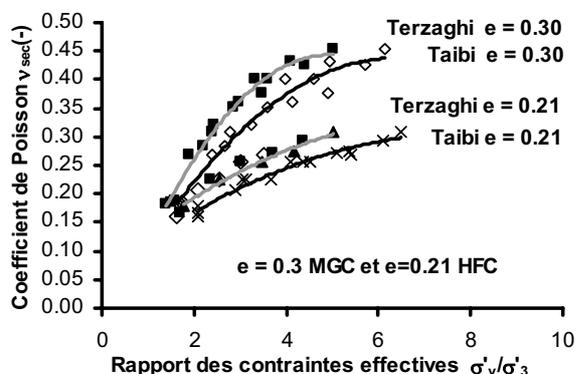


Figure 18. Evolution du coefficient de Poisson avec le rapport  $\sigma'_v/\sigma'_3$ .

lyse en contraintes effectives que précédemment a été appliquée au coefficient de Poisson sur la Figure 18. Cette approche permet de regrouper tous les résultats sur une même ligne pour la teneur en fines de 7% ou pour celle de 10%.

## 6. CONCLUSIONS

Les essais triaxiaux de précision réalisés sur deux graves routières ont mis en évidence le comportement non linéaire des matériaux à la fois pour le module sécant et le coefficient de Poisson, l'effet important de la teneur en eau et de la granulométrie. L'interprétation de ces résultats en termes de contrainte effective à partir de mesures de succion ou au moyen d'un modèle empirique a montré la possibilité de prendre en compte simplement l'effet de la teneur en eau sur les paramètres réversibles et le fait que l'influence de la granulométrie se limitait à un changement de succion.

Ces résultats permettent de généraliser les lois de comportement des graves sèches à des conditions plus larges de teneur en eau représentatives des conditions réelles dans les chaussées.

## 7. REFERENCES

- Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Hornych, P. & Paute, J. 1998 Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves nos traitées et des sols support de chaussées. Bull. Ponts & Ch., 216 : 3-18.
- Biarez, J., Fleureau, J.M. & Kheirbek-Saoud, S., 1991. Validité de  $\sigma' = \sigma - u_w$  dans un sol compacté, 10th E.C.S.M.F.E., Firenze, Vol. 1: 15-18.
- Brull A. 1980. Caractéristiques mécaniques des sols de fondation de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité, Coll. Int. Compactage, Presses Ponts & Chaussées, Paris, Vol. 1: 113-118.
- Coussy, O. & Dangla, P. 2002. Approche énergétique du comportement des sols non saturés, in Mécanique des sols non saturés, Hermès, Paris : 137-174.
- Fayad, T. 2000. PhD Thesis, Ecole Centrale Paris.
- Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim Y.-S. & Sato, T. 1991. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, 31, 1 : 169-180.
- Hornych, P., Paute, J. & Benaben, J. 1994. Comportement mécanique des graves nos traitées. Bull. Ponts et Ch., 190 : 27-38.
- Fleureau, J.-M., Hadiwardoyo, S., Dufour-Laridan, E., Langlois, V. & Gomes Correia, A. 2002. Influence of suction and loading conditions on the dynamic properties of a silty sand, 3rd Int. Conf. on Unsat. Soils, Recife, Balkema, Lisse, Vol. 2 : 463-472.
- Fleureau, J.-M., Hadiwardoyo, S. & Gomes Correia, A. 2003. Generalised effective stress analysis of strength and small strains behaviour of a silty sand, from dry to saturated state, Soils and Foundations, 43, 4 : 21-33.
- Gomes Correia, A., Hornych, P. & Akou, Y. 1999. Review of models and modelling of unbound granular materials, Int. Workshop on Modelling and Adv. Testing for Unbound Granular Materials, Lisboa, Balkema, Rotterdam : 3-15.
- Gomes Correia, A., AnhDan LeQuang, Koseki, J., Tatsuoka, F. 2001. Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials. Adv. Lab. Stress-Strain Testing of Geomaterials, Balkema, Rotterdam : 209-215.
- Gomes Correia, A. 2002. Influence des conditions de compactage sur les déformations réversibles et permanentes de mélanges d'agrégats granitiques, Presses Ponts et Chaussées, Paris : 27-40.
- Hadiwardoyo, S. 2003. PhD Thesis, Ecole Centrale Paris.
- Hameury, O., Hornych, P. & Gidel, G. 2002. Caractéristiques mécaniques des graves non traitées en relation avec leurs paramètres d'état., Presses Ponts et Chaussées, Paris : 41-52.
- Kheirbek-Saoud, S. 1994. PhD Thesis, Ecole Centrale Paris
- Picornell, M. & Nazarian, S. 1998. Effects of soil suction on the low-strain shear modulus of soils, 2nd Int. Conf. on Unsat. Soils, Beijing, 2: 102-107.
- Taibi, S. 1994. PhD Thesis, Ecole Centrale Paris.
- Wu, S., Gray, D.H. & Richart, F.E. 1989. Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts, Geot. Eng. Div. J., ASCE, 110 (9): 1188-1203.

## 8. REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ambassade de France en Colombie, Colciencias et l'université des Andes pour le financement du séjour de O. Coronado à l'Ecole Centrale Paris.