

**Philippe REIFFSTECK\***  
**Phuong-Thao NGUYEN PHAM**

*Université Paris-Est,  
Laboratoire central des ponts et chaussées,  
Paris, France*

**Jocelyn ARBAUT**  
*Centre d'études techniques de l'équipement  
Normandie-Centre,  
Le Grand Quevilly, France*

## Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol

### ■ RÉSUMÉ

La compréhension du comportement des sols hétérogènes impose de connaître l'influence de la distribution granulométrique sur les paramètres mécaniques. Les résultats d'essais effectués sur un sable et des billes de verre de quatre diamètres, mélangés en différentes proportions de manière à recréer une courbe granulométrique, sont présentés. Des mélanges de kaolinite et de sable de Fontainebleau ont été également étudiés afin d'évaluer l'influence des proportions en particules fines et grossières sur la résistance mécanique du mélange. L'analyse des résultats des mesures de résistances au cisaillement conduit à proposer l'interprétation suivante : les matériaux dont la courbe granulométrique est creuse, c'est-à-dire concave vers le haut, présentent un optimum de densité plus élevé et donc un engrenement meilleur des particules. De ce fait, on peut observer pour ces matériaux une résistance au cisaillement supérieure. Il semble qu'il en soit de même pour le comportement en déformation. La validation d'un modèle de type mélange s'inscrivant dans la famille des modèles d'état critique a été ensuite réalisée pour les matériaux modèles, puis pour des matériaux composés de différentes fractions granulométriques d'une grave alluvionnaire de la Seine et d'éboulis des versants naturels de la Maurienne.

### Influence of particle size distribution on the mechanical behavior of a soil

#### ■ ABSTRACT

*Understanding the behavior of heterogeneous soils requires knowledge of the influence from particle size distribution on the mechanical parameters. The results derived from tests conducted on a sand sample and glass beads of four different diameters, mixed in various proportions so as to recreate a particle size distribution curve, will be presented herein. Mixes involving kaolinite and Fontainebleau sand have also been studied in order to evaluate the influence of fine and coarse particle proportions on the mechanical strength of the final mix. An analysis of results from shear strength measurements leads to proposing the following interpretation: materials displaying a hollow particle size distribution curve, i.e. concave towards the top, have a higher optimal density and hence particles fit together more tightly. Consequently, greater shear strength is observed for these materials. It seems plausible that the same reasoning could also apply to deformation behavior. The validation of a mix-type model lying within the family of critical state models was also undertaken, first for a series of model materials then for materials composed of varying particle size fractions with both a Seine River alluvial gravel and rock debris from the natural slopes of the La Maurienne Valley (French Alps).*

**\*AUTEUR À CONTACTER :**  
**Philippe REIFFSTECK**  
philippe.reiffsteck@lcpc.fr

## INTRODUCTION

Les sols sont le produit de la désagrégation et de l'altération des roches par différents facteurs et ont souvent subi des transports. Les sols hétérogènes sont une catégorie particulière de sol. Ils ont une granulométrie complexe car ils sont constitués de gros éléments (supérieurs à 50 mm) placés dans

une matrice de sol fin [1]. Ils se retrouvent fréquemment dans les travaux de génie civil, en particulier dans les infrastructures routières et ferroviaires, soit en tant que sol en place de fondations d'ouvrages ou de travaux de terrassement, soit en tant que sol réutilisé en remblai. Un des problèmes majeurs lié à l'emploi de ces sols est la caractérisation de leur comportement mécanique. En effet, la limitation en taille des matériels d'essai ne permet pas de tester en laboratoire des granulométries généralement supérieures à 25 mm [2]. L'approche utilisant les bases de données et les corrélations n'a pas atteint un état de maturité suffisant pour être utilisable [3]. La possibilité d'appréhender le comportement du matériau en n'en testant qu'une fraction granulométrique réduite reste donc de première importance pour la pratique.

Les recherches montrent que, quand le pourcentage de particules fines d'un matériau quelconque atteint une valeur de 70 à 80 %, le comportement du mélange est dominé par la fraction fine. Au-dessous de cette valeur, son comportement est mixte et, sous un seuil compris entre 20 et 30 % de fines, le comportement du mélange est gouverné par la fraction grossière.

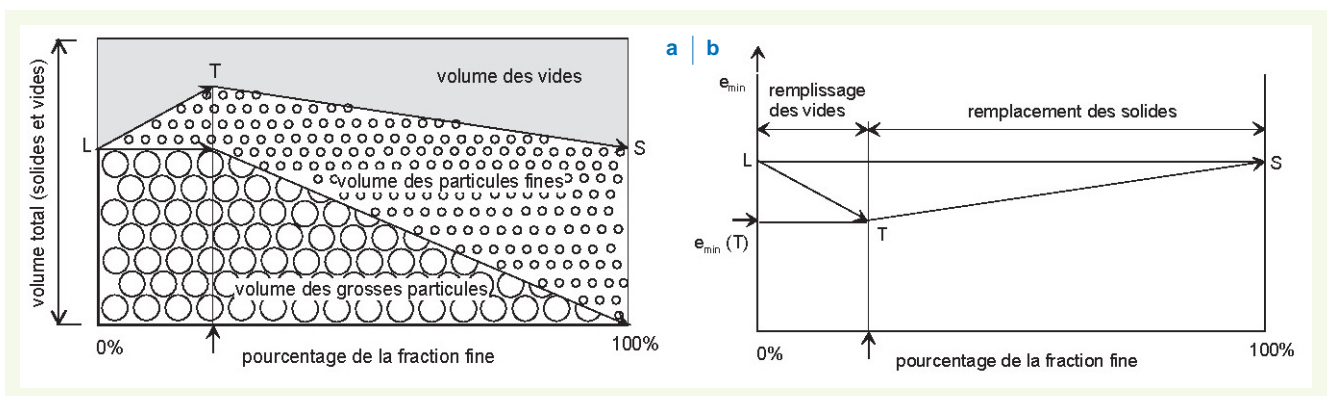
Ce phénomène a été observé de manière plus précise lors de mélanges de particules sphériques de deux tailles différentes. Dans ce cas particulier, l'arrangement est affecté par les proportions des sphères de grand diamètre et des sphères de petit diamètre ainsi que par le rapport du diamètre des grandes sphères sur celui des petites [4-7].

On examine d'abord la variation de l'état le plus dense ( $e_{\min}$  : indice des vides minimums) avec la proportion de la fraction fine.

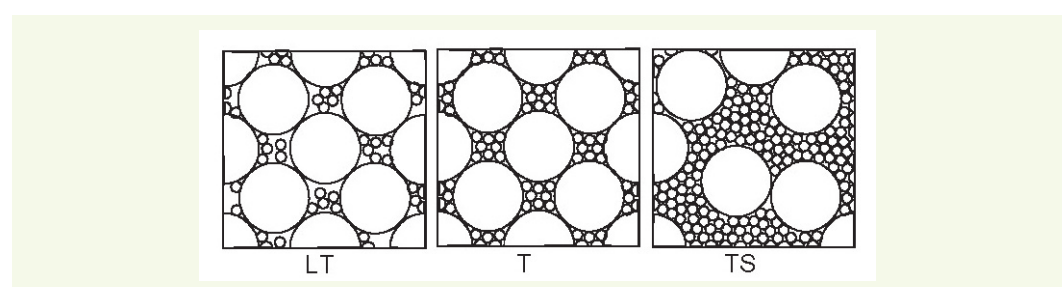
La **figure 1a** représente schématiquement comment évoluent les volumes des vides et des solides avec le pourcentage de fines. Le point L représente l'assemblage le plus dense de grosses particules. Au début, l'ajout de fines dans cet état dense des grosses particules entraîne une diminution du volume des vides jusqu'à ce que les fines remplissent les vides. Il s'agit de la phase LT (**figure 2**). L'ajout de fines au-delà du point T entraîne la tendance inverse : le volume des vides s'accroît avec le pourcentage de fines. Dans cette phase TS, les grosses particules ne se touchent plus, s'éloignent les unes des autres et se noient dans la matrice fine jusqu'à disparaître au point S (**figure 1b**).

L'évolution de l'indice des vides minimums  $e_{\min}$  correspondant à ce processus est représentée sur la **figure 1b**. La valeur minimale de l'indice des vides minimums est obtenue pour une teneur en

**figure 1**  
Effet des fines sur un assemblage de sphères :  
– a : évolution des proportions des différentes fractions ;  
– b : évolution de l'indice des vides du mélange (d'après [5]).



**figure 2**  
Effet des fines sur un assemblage de sphères (d'après [5]).



fines bien inférieure à 50 % et estimée à environ 30 %. Cet indice des vides varie entre une valeur minimale et une valeur maximale, définies par les matériaux constitutifs.

Comme indiqué plus haut, la taille relative des grosses et des petites sphères est un autre facteur influençant le mélange de ces deux populations. Il apparaît que les petites sphères peuvent être incluses entre les plus grosses si le diamètre des grosses est au moins 6,5 fois plus grand que celui des petites, c'est-à-dire si  $d_{\text{gros}} > d_{\text{petit}} \cdot 6,5$ , comme illustré sur la **figure 3b**.

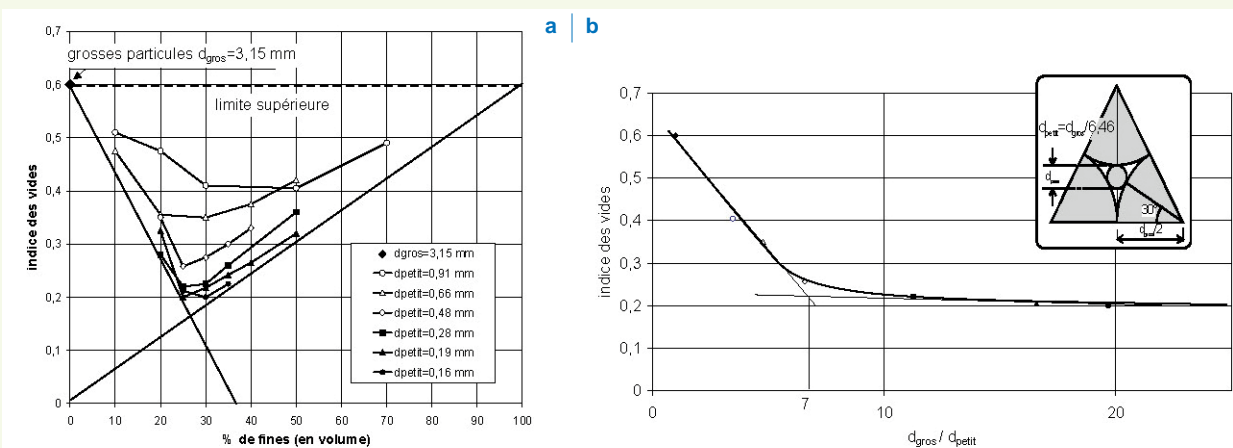
$$d_{\text{petit}} = 2 \cdot \left( \frac{d}{2} \cdot \frac{1}{\cos 30} - \frac{d}{2} \right) = \left( \frac{2}{\sqrt{3}} - 1 \right) \cdot d = \frac{1}{6,464} \cdot d_{\text{gros}} \tag{1}$$

Le comportement illustré sur la **figure 3b** peut être comparé aux évolutions de l'indice des vides minimum et maximum en fonction de  $d_{60}/d_{10}$  déjà proposées [8]. Le seuil suggéré par ces auteurs est situé à une valeur égale à 10.

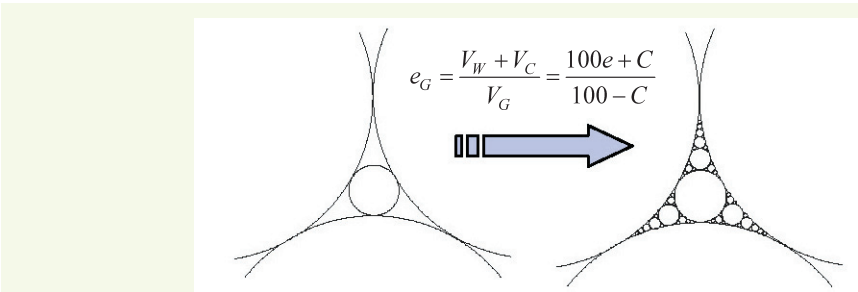
On rappelle, à ce propos, que cette évolution de l'indice des vides en fonction des fractions granulométriques d'un mélange peut être abordée par l'observation de la forme de la courbe granulométrique. En effet, si on imagine que chaque classe granulométrique éloignée d'un rapport égal à 6,5 ne constitue que 30 % en volume de la classe immédiatement supérieure, alors on obtiendra une polygline très similaire à celle proposée par Fuller et Thompson pour le même objectif. Ces auteurs avaient proposé sur une base expérimentale une courbe granulométrique, appelée depuis lors courbe de Fuller, donnant l'arrangement des grains maximums [9] (**figures 4 et 5**).

Des réflexions similaires ont été menées dans le domaine de la formulation des bétons et ont abouti à des outils sophistiqués de prédiction de la compacité de mélanges granulaires : le modèle d'empilement compressible [10]. Toutefois, ce qui a justifié cette recherche est la proposition par différents auteurs d'une évolution similaire pour le module de déformation, l'angle de frottement interne et pour les paramètres de caractérisation physique comme les limites d'Atterberg [4,11-19] (**figures 6a et 6b**).

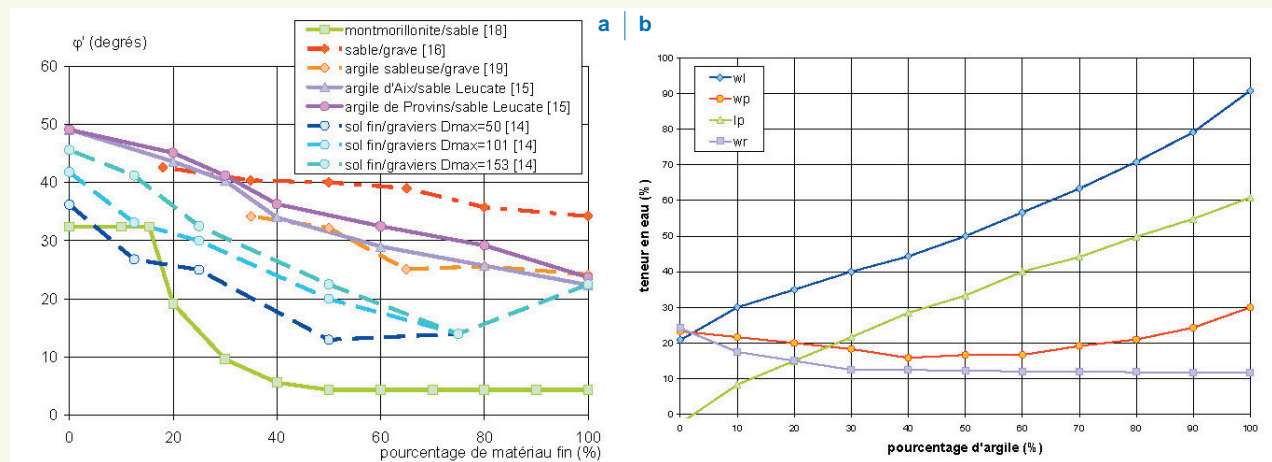
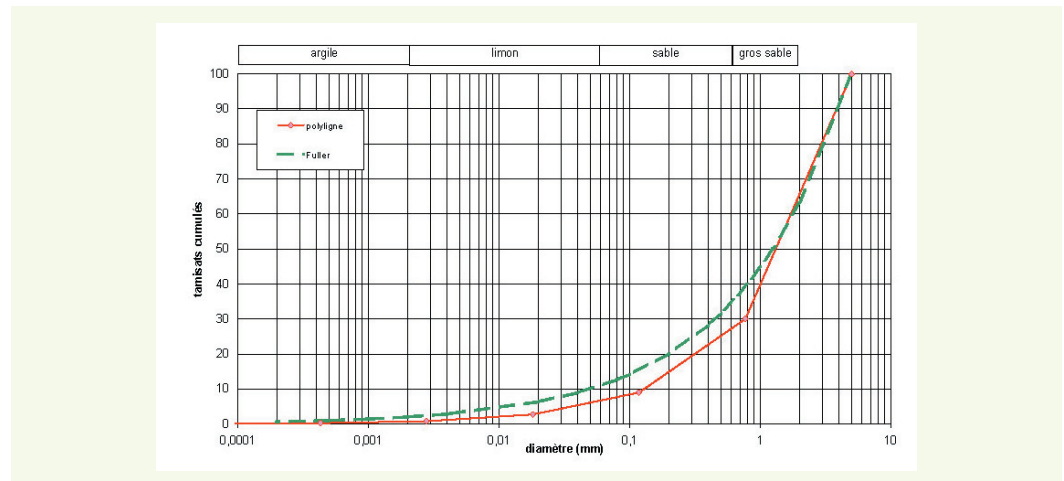
**figure 3**  
Effet du pourcentage de fines et du rapport des diamètres des particules grosses et fines sur l'indice des vides [5].



**figure 4**  
Arrangement idéalisé de Fuller et équation de la courbe granulométrique correspondante.



**figure 5**  
Courbe dite de Fuller et  
polyligne.



**figure 6**  
- a : Variations de l'angle  
de frottement avec le  
pourcentage des particules  
fines.  
- b : Paramètres de  
plasticité avec la teneur  
d'un sable en argile de  
type montmorillonite  
(d'après [18]).

Si les mélanges de sols fins et de matériaux granulaires grossiers voient leur indice des vides secs passer par un maximum pour un pourcentage de gros grains d'environ 60 %, cela semble dû au fait que, plus le pourcentage de gros grains est élevé, moins le mortier lui-même est bien compacté [20]. Le moins bon engrènement des particules expliquerait la baisse de résistance au cisaillement constatée sur la **figure 6**. Par la suite, ce comportement a été confirmé théoriquement [21].

L'évolution de l'angle de frottement avec l'augmentation de la fraction fine, observée sur la **figure 6a**, est très similaire aux relations déjà proposées [22, 23] qui décrivent une chute de l'angle de frottement avec l'indice de plasticité qui, d'une certaine manière, représente l'influence de la fraction fine (**figure 6b**).

La recherche avait donc pour objectif d'étudier l'influence de la proportion des fractions granulaires sur les paramètres mécaniques en effectuant des essais triaxiaux consolidés non drainés. La procédure de fabrication des éprouvettes utilisée est classique mais une grande attention a été donnée à la connaissance de la densité relative des échantillons.

L'emploi d'un appareillage permettant la mesure locale des déformations axiales et radiales a permis d'obtenir le module de déformation à partir de mesures effectuées dans la partie centrale de l'éprouvette, zone où les déformations sont les plus homogènes, ainsi que la variation de volume.

Le plan d'expérience a été conçu de manière à pouvoir différencier les paramètres régissant le comportement de ces sols hétérogènes au cisaillement et en déformation. Le rôle de plusieurs paramètres a été examiné :

- le rapport entre les diamètres minimum et maximum,
- les pourcentages respectifs des fractions granulométriques,
- la forme de la courbe granulométrique.

Une analyse critique de ces essais est présentée. Les résultats sont complétés par d'autres mesures de comportement disponibles dans la bibliographie [11, 12]. Finalement, les prévisions d'un modèle de mélange à deux composants fondé sur le modèle de l'université de Cambridge et issu des travaux de Cola et d'Omine [11, 12] sont comparées aux résultats expérimentaux.

## PRÉSENTATION DES EXPÉRIENCES

### ■ Essais non drainés sur des mélanges de billes de verre et de sable de Fontainebleau

Six mélanges ont été préparés à 30 % d'éléments fins et 70 % d'éléments grossiers. Une première série est composée de billes de diamètre 8 mm mélangées avec du sable, des billes de 1,5 mm et de 3 mm. Une deuxième série est constituée de billes de 1,5 mm avec des billes de 3 mm, 6 mm et 10 mm, afin de vérifier le rapport optimal entre la taille des grains [24] (figure 7a).

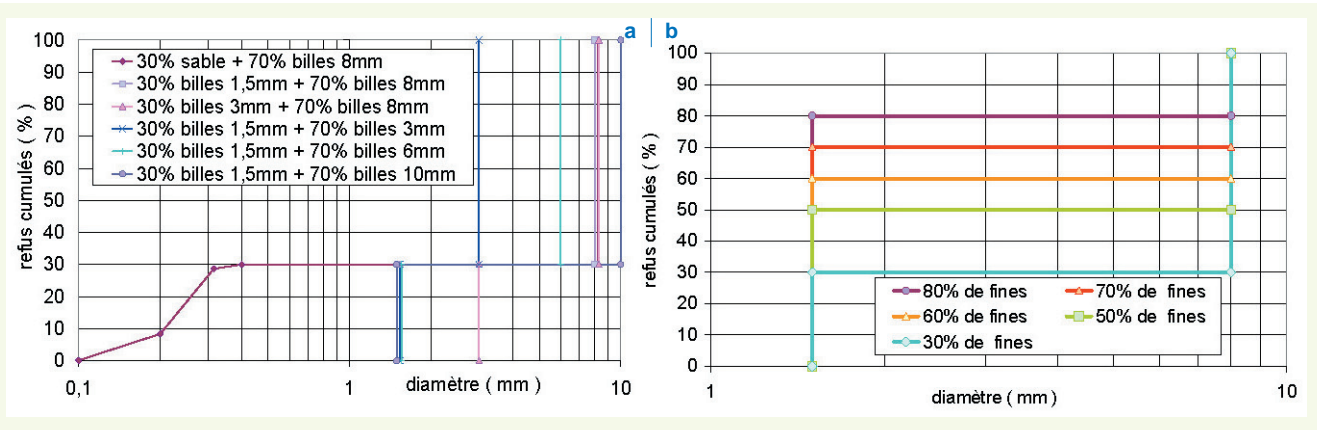
Cinq mélanges à deux composants (billes de 8 mm et 1,5 mm (rapport  $\approx 6,5$ )) avec différents pourcentages de billes de 1,5 mm (20 %, 30 %, 40 %, 50 % et 70 %) ont été réalisés pour trouver la proportion correspondant à un meilleur arrangement (figure 7b).

Les éprouvettes sont confectionnées directement dans l'appareil triaxial avec une dimension de 70 mm de hauteur, de 38 mm de diamètre, puis cisailées à trois pressions effectives de confinement  $\sigma'_3$  : 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa, respectivement, sans contre-pression.

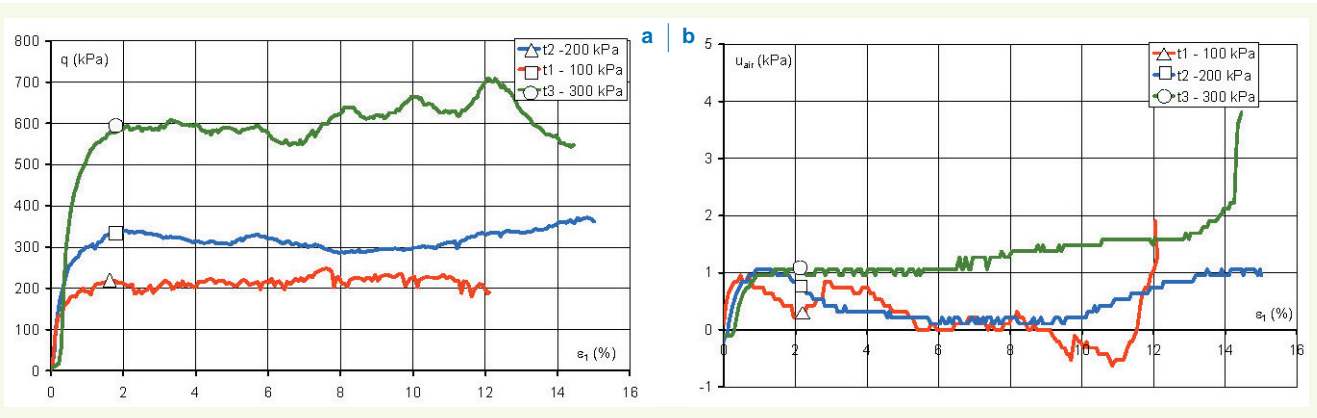
La mesure de la pression d'air interstitiel a permis une interprétation qualitative des essais. On observe bien sur les figures 8a et 8b la variation simultanée du déviateur et de la pression interstitielle correspondant aux réarrangements des particules.

figure 7  
Courbes granulométriques  
des mélanges.

figure 8  
Mélange de 70 % de billes  
de 8 mm et 30 % de sable  
de Fontainebleau :  
- a : relations  $q - \epsilon_p$ ,  
- b : relations  $u_{air} - \epsilon_p$ .



7  
8





## ■ Essais non drainés sur des mélanges de sable de Leucate et de kaolinite

Cinq mélanges à deux composants de sable et kaolinite, avec des pourcentages de kaolinite (C) de 0 %, 30 %, 50 %, 70 % et 100 % ont été préparés (figure 9). Chaque mélange a été confectionné à une teneur en eau optimale, déterminée par l'essai Proctor normal, pour obtenir une densité maximale [25].

Avec chaque mélange, trois éprouvettes de 76 mm de hauteur et 38 mm de diamètre ont été fabriquées, puis cisailées à trois pressions effectives de confinement  $\sigma'_3$  : 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa, respectivement, avec une contre-pression de 400 kPa.

Pour le mélange de sable pur (0 % kaolinite), on observe que le déviateur passe par un pic, puis chute de manière plus ou moins brutale vers une valeur asymptotique faible, et la pression interstitielle passe par un maximum puis décroît rapidement. Dans le cas des essais non drainés sur le sable, la densité a une influence considérable sur le comportement. L'indice des vides obtenu pour le sable est relativement faible (0,58), ce qui entraîne une surconsolidation apparente [26] ; il se contracte donc peu au début et se dilate ensuite (figures 10a et 10b). On observe également que la pression interstitielle d'air obtenue est beaucoup plus élevée que celle mesurée lors des essais sur billes de verre du fait de la perméabilité bien plus faible (figures 8b et 10b).

Pour les autres mélanges, au cours du cisaillement, on observe une croissance de la pression interstitielle  $u_{\text{air}}$  puis une décroissance régulière lors de l'atteinte de la rupture. Le déviateur des contraintes augmente continûment avec la déformation, même à la rupture. De plus, le déviateur et la pression interstitielle du mélange décroissent avec l'augmentation du pourcentage (C) de kaolinite (figures 10a et 10b). Le mélange est donc plus résistant à un pourcentage de sable plus élevé.

Les courbes obtenues s'intègrent très clairement dans la typologie déjà proposée [27], ce qui permet de qualifier ces essais comme étant de bonne qualité.

figure 9  
Courbes granulométriques  
des mélanges.

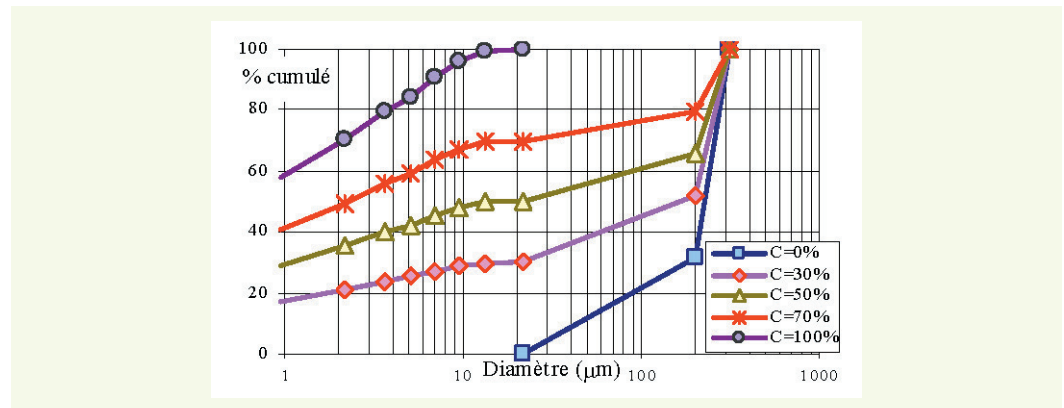
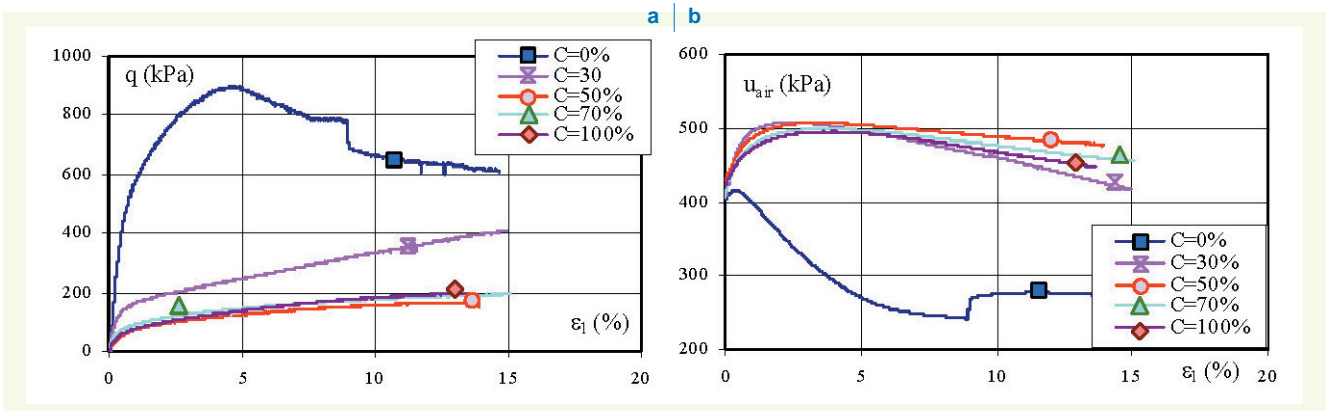


figure 10  
- a : Relations  $q - \varepsilon_1$  des  
mélanges à  $\sigma'_3 = 200$  kPa.  
- b : Relations  $u_{\text{air}} - \varepsilon_1$  des  
mélanges à  $\sigma'_3 = 200$  kPa.



## INFLUENCE DU RAPPORT $d_{\text{gros}} / d_{\text{petit}}$

La taille relative des particules grosses et fines est un facteur influençant le mélange de deux composants par l'engrènement des petites particules dans les vides entre les plus grosses. Les essais réalisés permettent de constater la même évolution avec un seuil aux environs de  $d_{\text{gros}} / d_{\text{petit}} \approx 6,5$  (**figure 11a**).

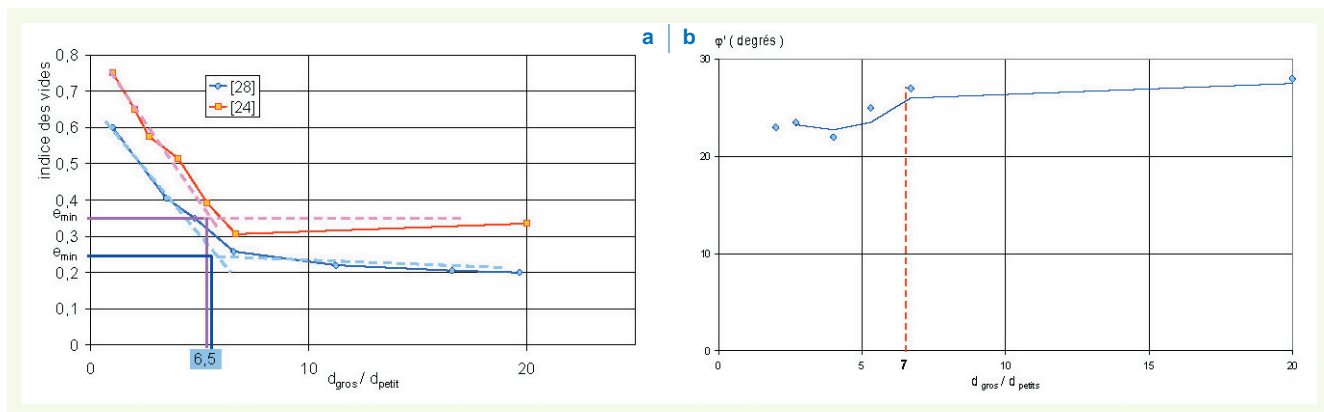
Il semble aussi que l'angle de frottement interne d'un mélange formé à 30 % de particules fines croisse rapidement lorsque l'on augmente le rapport du diamètre des gros grains à celui des petits, jusqu'à une valeur d'environ 7. Une fois cette valeur dépassée, l'angle de frottement interne entre les éléments croît toujours, mais nettement moins rapidement (**figure 11b**).

On peut toutefois noter que l'allure des courbes n'est pas très marquée, ce qui peut être causé par l'utilisation de billes limitant l'effet de l'engrènement dû généralement aux facettes des grains.

**figure 11**

Variation de :

- a : l'indice des vides avec le rapport des diamètres ;
- b : l'angle de frottement avec le rapport des diamètres.



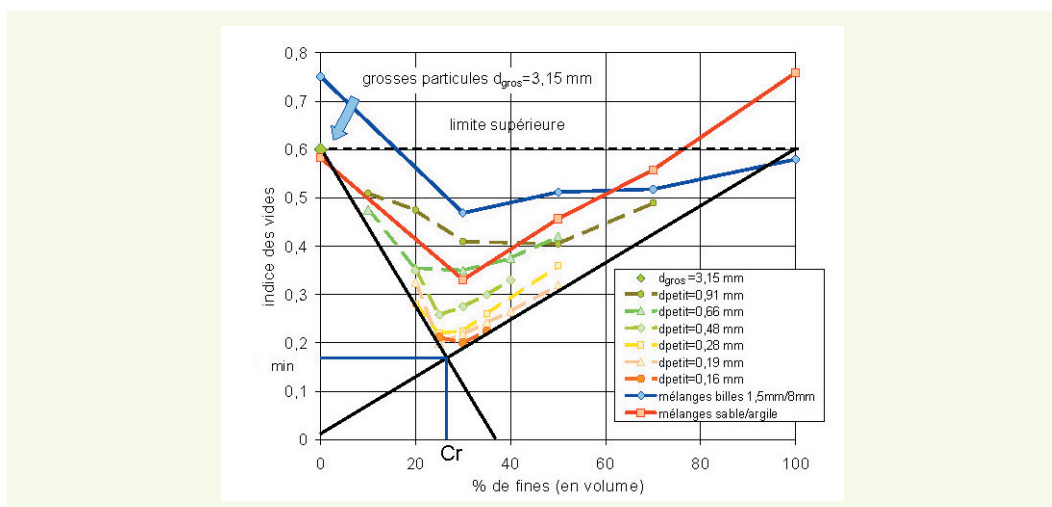
## INFLUENCE DU POURCENTAGE DES GROS ET DES PETITS GRAINS

Pour un mélange à deux composants, lorsque le pourcentage de particules fines (C) est de 0 %, l'indice des vides du mélange est celui des grosses particules. Quand on augmente un peu le pourcentage des particules fines, celles-ci s'insèrent dans les vides entre les gros grains, l'indice des vides diminue, passe par un minimum puis augmente (**figure 12**). L'indice des vides minimums ( $e_{\text{min}}$ ) est atteint quand les vides entre les gros grains sont remplis des particules fines [5]. Le pourcentage à ce seuil est noté Cr (**figure 12**).

Lorsque  $C < Cr$ , la fraction fine a peu d'effet sur le comportement du mélange, qui est dominé par la fraction grossière. Par contre, quand le pourcentage C atteint une valeur de 70 % à 80 %, il n'y a

**figure 12**

Variation de l'indice des vides avec le rapport des diamètres et avec le pourcentage des particules fines.

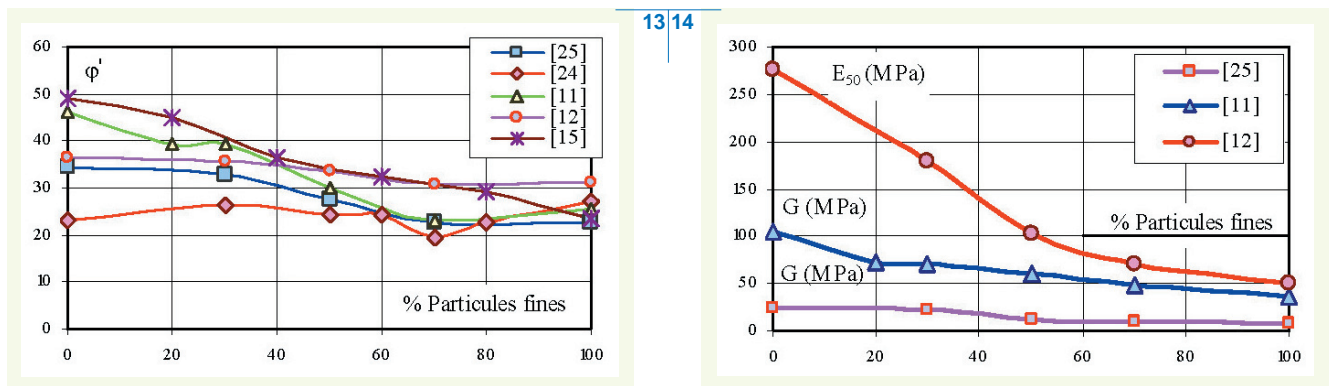


pratiquement pas d'interactions entre les grosses particules qui sont dispersées dans une matrice de particules fines. Le comportement du mélange est alors celui des particules fines. On trouve souvent que ce seuil  $C_r$  est de l'ordre de 20 % à 30 % (figure 12). À ce seuil, la densité est maximale, ce qui entraîne une meilleure résistance du matériau.

Les angles de frottement mesurés ne changent pas beaucoup jusqu'à l'atteinte du seuil (20 - 30 %), puis ils diminuent avec l'accroissement du pourcentage des particules fines (figure 13).

**figure 13**  
Variations de l'angle de frottement avec le pourcentage des particules fines obtenues par différents auteurs.

**figure 14**  
Variations du module de cisaillement  $G$  et du module sécant  $E_{50}$  avec le pourcentage de particules fines.



## INFLUENCE DE LA FORME DE LA COURBE GRANULOMÉTRIQUE

Les résultats obtenus permettent de mieux comprendre le comportement des sols naturels grossiers observés lors de précédentes expérimentations [29, 30].

Comme les paramètres tels que  $d_{10}$  (diamètre des grains pour un passant à 10 %) et  $C_u = d_{60}/d_{10}$  ne peuvent pas fournir d'informations sur la forme de la courbe granulométrique des matériaux, Burminster [31] a proposé de classer les courbes granulométriques en cinq types qui peuvent ensuite être déclinés en sous-type par combinaison des cinq lettres D, S, L, C, E (figure 15). Le coefficient  $C_b$  correspond à la pente moyenne de la courbe granulométrique ( $d_{max}$  et  $d_{min}$  sont les valeurs minimum et maximum de la régression linéaire). Burminster [31] et Holtz [17] par la suite ont établi une relation claire entre le paramètre  $C_b$  et la forme de la courbe. Les mélanges de sols fins et de matériaux granulaires grossiers (cas de la courbe D) sont une exception à cette règle. Cette forme en escalier de la courbe D est due aux mélanges : cas des graves alluvionnaires présentant « une bosse des sables ».

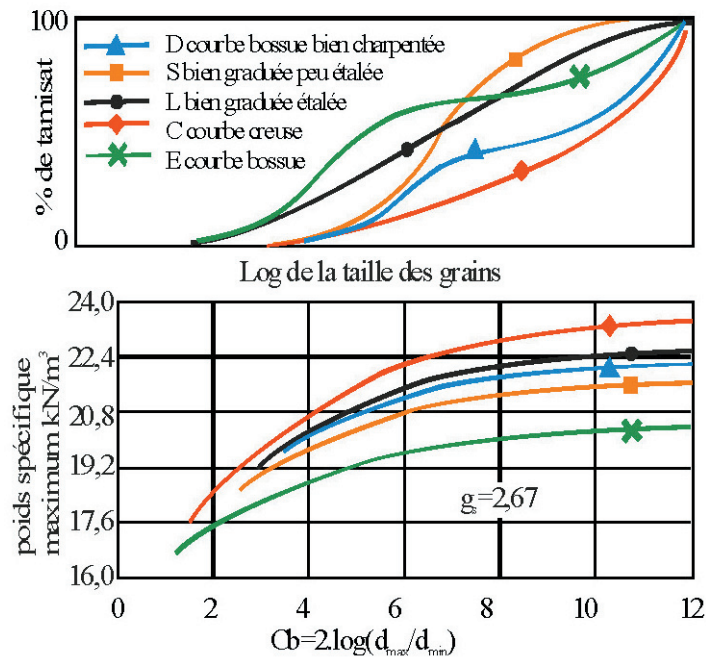
L'analyse des résultats des résistances au cisaillement conduit à proposer l'interprétation suivante : les matériaux dont la courbe granulométrique est creuse, c'est-à-dire concave vers le haut, présentent un optimum de densité plus élevé et donc un engrènement meilleur des particules (figure 15). De ce fait, on peut observer pour ces matériaux une résistance au cisaillement supérieure (figures 16 et 6a).

La figure 17 montre que les paramètres  $C_u$  et  $C_c = d_{30}^2/d_{10} \cdot d_{60}$ , adoptés classiquement pour caractériser les courbes granulométriques, ne fournissent pas d'informations utilisables pour la pratique. On observe cependant une croissance de ces paramètres lorsque l'on approche de l'optimum de remplissage des vides.



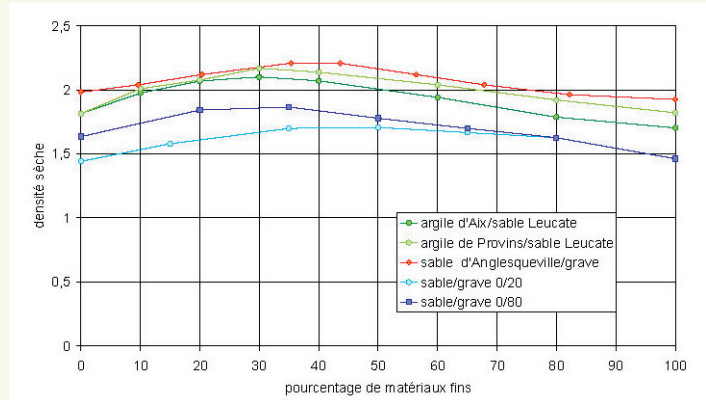
**figure 15**

Variation de la densité avec la forme des courbes granulométriques (d'après [31]).



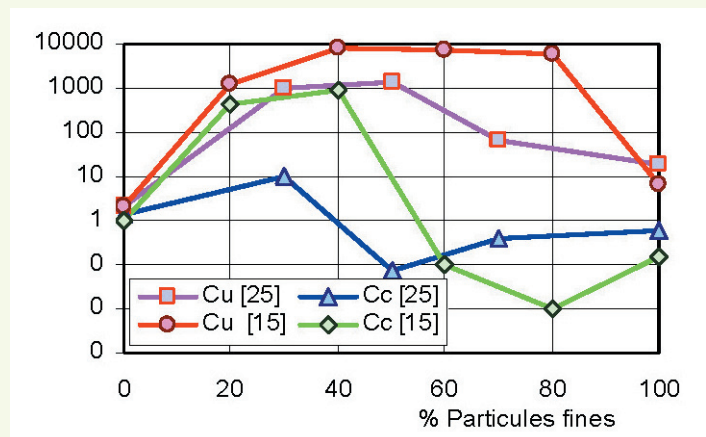
**figure 16**

Variation de la densité avec la forme des courbes granulométriques.



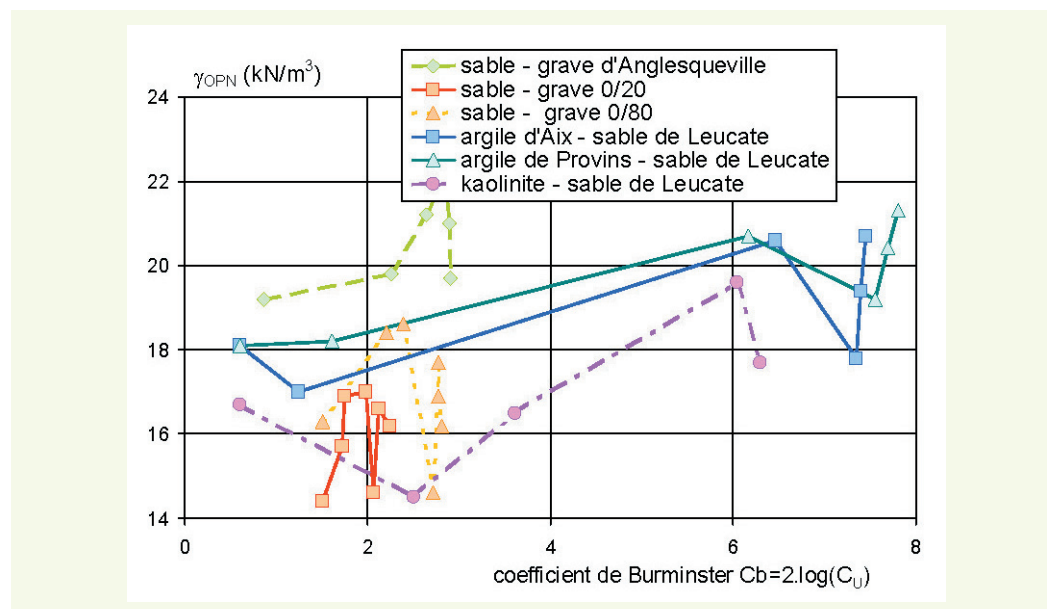
**figure 17**

Variation des paramètres CC et CU avec le pourcentage des particules fines.



Le coefficient  $C_b$ , calculé pour les sols étudiés, évolue conformément à ce qu'avait proposé Burminster : la densité sèche croît avec le coefficient  $C_b$  (figures 15 et 18). Toutefois, on remarque, là aussi, une évolution moins franche pour les matériaux naturels granulaires que pour les mélanges artificiels. Les mélanges ont des valeurs de  $C_b$  supérieures aux matériaux originels.

**figure 18**  
Variation de la densité  
avec la forme des courbes  
granulométriques.



## MODÉLISATION DE LA RHÉOLOGIE DES MÉLANGES

On s'intéresse principalement à l'approche connue sous le nom de « théorie des mélanges », qui aboutit à des modèles de type milieu continu et à des applications par la méthode des éléments finis. Le modèle de mélange à deux composants décrit ci-dessous est extrait des travaux de Cola et d'Omine [11,12]. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique ne nécessitant la détermination que d'un faible nombre de paramètres. Le modèle est construit sur la base du concept d'état critique et la rupture obéit à un critère de Mohr-Coulomb. Ce type de modèle a l'avantage de nécessiter seulement le test d'une fraction du matériau, contrairement à d'autres modèles plus sophistiqués [32]. Ceci constitue un avantage important lorsque la granulométrie n'est pas compatible avec le matériel disponible dans le cadre de l'étude.

Les sols ou mélanges hétérogènes peuvent être schématisés comme des mélanges de deux composants, dans lesquels une fraction grossière (GF), composée de matériaux granulaires, interagit avec une fraction fine ou matrice (FF), cette dernière étant imprégnée par des phases liquides et/ou gazeuses [33]. Leurs propriétés globales dépendent de la granulométrie et de la forme des grosses particules, de la minéralogie de la fraction fine, de la teneur en eau et particulièrement des pourcentages de GF et de FF.

### ■ Définition des variables

Dans les mélanges saturés de deux composants, c'est-à-dire GF et FF, la proportion de matériaux fins  $C$  est définie comme le rapport de la masse de FF par rapport à la masse de solide total. Comme les densités des constituants sont habituellement très voisines, la quantité  $C$  peut être également exprimée comme un rapport de volume.

Si  $V_w$ ,  $V_c$ , et  $V_g$  représentent respectivement le volume de l'eau, de FF et de GF, et  $e$  l'indice des vides du mélange, les deux autres indices des vides, à savoir les indices des vides de la fraction grossière et de la matrice  $e_g$  et  $e_c$ , peuvent être définis d'après Mitchell [33] :

$$e_g = \frac{V_w + V_c}{V_g} = \frac{100e + C}{100 - C} ; e_c = \frac{V_w}{V_c} = \frac{100e}{C} \quad (3)$$

Les deux valeurs de  $e$  (l'une fonction de  $e_g$  et l'autre de  $e_c$ ) correspondent aux lignes LT et TS de la figure 1 ; il est donc nécessaire de prendre le maximum de ces deux valeurs pour avoir la courbe enveloppe.

À une grande valeur de  $C$ , les grains de GF ne sont pas en contact et les efforts se divisent entre les deux fractions selon la rigidité relative des composants. Lorsque  $C$  diminue, la possibilité que deux grains ou plus entrent en contact augmente rapidement : quand ceci se produit, les grains forment un squelette plus raide et, à l'intérieur, FF emprisonné ne peut pas se déformer ou soutenir des incréments d'effort, devenant ainsi une pièce du squelette. Quand  $C = C_r$ , tous les grains sont en contact et le sol se comporte comme un matériau granulaire. Comme suggéré par Omine *et al.* [12], il est commode de distinguer deux parties de FF et de GF : une constituant le squelette ( $V'_w$ ,  $V'_c$ , et  $V'_g$ ) et l'autre la matrice ( $V''_w$ ,  $V''_c$ , et  $V''_g$ ). On note que  $V''_g$  est le volume de grains complètement immergés dans la matrice. Conformément à cette hypothèse, les fractions de volume de la matrice  $f_c$  et du squelette  $R$  sont définies comme :

$$f_c = \frac{V''_w + V''_c}{V} ; R = \frac{V'_w + V'_c + V'_g}{V} \quad (4)$$

Omine [12] propose une relation exprimant la fraction de volume  $f_c$  :

$$f_c = 1 - \left[ 1 + (1 + e_{co}) \left( \frac{C}{100 - C} - \frac{C_r}{100 - C_r} \right) \right]^{-1} \quad (5)$$

où  $e_{co}$  est l'indice des vides de la matrice à  $C = 100$  %. Sur la base d'une analyse de probabilité des assemblages des grains en contact, Omine [12] a suggéré que  $R$  pourrait être lié au paramètre  $f_c$  par une relation simple :

$$R = (1 - f_c)^2 \quad (6)$$

On note qu'à  $C = 100$  %, les fractions de volume deviennent  $f_c = 1$  et  $R = 0$  mais que, quand  $C = C_r$ , la présence de la matrice disparaît et on a  $f_c = 0$  et  $R = 1$ .

## ■ Écriture du modèle

Afin d'évaluer la répartition des efforts dans les deux composants de sol et les propriétés d'un mélange, Omine *et al.* [12] ont introduit un paramètre  $b$  de distribution d'effort, défini par :

$$dq_c = b dq_G ; dp'_c = b dp'_G \quad (7)$$

où  $dq$  et  $dp'$  sont les incréments des contraintes effectives déviatorique et moyenne avec des indices  $G$  et  $C$  se rapportant au squelette et à la matrice respectivement.

Le paramètre  $b$  est le rapport entre les incréments de contrainte. Si les deux fractions sont isotropes et élastiques,  $b$  est une constante et les quantités  $q$  et  $p'$  peuvent se substituer aux incréments  $dq$  et  $dp'$  dans (7). Dans toutes les autres situations,  $b$  dépend des conditions de charge et du volume spécifique singulier.

Pour déterminer  $b$ , on suppose, dans ce contexte, que des incréments de contrainte sont absorbés avec une distribution égale de travail interne entre les deux fractions. Par ailleurs, un modèle élastoplastique de type Cam-Clay modifié [34, 35] est utilisé comme modèle constitutif pour les deux fractions.

## ■ Conditions élastiques

Dans une compression élastique isotrope, le volume spécifique (ou l'indice des vides)  $v = 1 + e$  est linéairement lié au logarithme népérien de la contrainte moyenne  $p'$ . Si  $\kappa$  est la pente de la courbe  $e - \ln p'$ , en combinant les relations entre la déformation élastique volumique et le travail interne du squelette et de la matrice, on obtient :

$$\frac{\kappa}{v} = R \frac{\kappa_G}{v_G} + f_c \frac{\kappa_C}{v_C} \quad (8)$$

En cisaillement simple dans la zone élastique, l'expression des incréments de la contrainte de cisaillement et du travail interne pour les deux fractions permet d'écrire le module de cisaillement global  $G$  et le paramètre  $b$  :

$$b = (G_G/G_C)^{0,5} \text{ et } G = (R.b + 1 - R) \left/ \left( \frac{R.b}{G_G} + \frac{f_C}{G_C} \right) \right. \quad (9)$$

où  $G_G$  et  $G_C$  sont des modules de cisaillement respectivement du squelette et de la matrice.

## ■ Conditions plastiques

Dans le modèle Cam-Clay modifié, la surface de charge et les déformations plastiques  $\varepsilon_p^p$  et  $\varepsilon_q^p$  pour un incrément général de contrainte excédant la zone élastique sont :

$$p' = \frac{M^2}{M^2 - \eta^2} p'_o ; d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \frac{dp'_o}{p'_o} ; d\varepsilon_q^p = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} d\varepsilon_p^p \quad (10)$$

où  $M$ ,  $\lambda$  et  $\kappa$  sont des paramètres du modèle, et  $\eta = \frac{q}{p}$  et  $p'_o$  décrivent la taille courante de l'ellipse surface de charge. On suppose que les deux composants et le mélange sont dans un état équivalent par rapport à l'état critique. Il en résulte que, pour un incrément de charge hydrostatique, la quantité  $\lambda/v$  s'écrit :

$$\frac{\lambda}{v} = R \frac{\lambda_G}{v_G} + f_C \frac{\lambda_C}{v_C} \quad (11)$$

En écrivant la contrainte de cisaillement du mélange à l'état critique, la pente  $M$  de la frontière d'état critique peut être exprimée par :

$$M = (R.b + f_C) \left/ \left( \frac{R.b}{M_G} + \frac{f_C}{M_C} \right) \right. \quad (12)$$

Les paramètres déterminés précédemment sont introduits dans le modèle Cam-Clay modifié pour modéliser le comportement non drainé des mélanges.

## ■ Validation expérimentale

Deux études expérimentales ont été menées, la première au Japon par Omine, pour valider la partie « mélange » du modèle et l'autre en Italie pour valider la partie « Cam Clay », sans toutefois s'intéresser aux relations efforts-déformations et aux chemins de contrainte [11, 12]. Une étude identique a été entreprise en 2004 au LCPC avec l'objectif de valider ces derniers aspects.

Le mélange est réalisé à partir de sable de Toyoura ( $d_{50} = 0,17$  mm,  $C_U = d_{100}/d_0 = 5,86$  [11],  $e_{\max} = 0,988$ ,  $e_{\min} = 0,616$  et  $\gamma_{sG} = 26,5$  kN/m<sup>3</sup>) et d'une kaolinite qui ont été mélangés à une teneur en eau comprise entre 1,5 et 1,8 fois la limite de liquidité, avec des pourcentages  $C$  de kaolinite de 0, 30, 50, 70 et 100 %.

Les éprouvettes des essais triaxiaux non drainés ont été taillées dans des blocs consolidés au préalable dans un moule. Les sols granulaires ont été mis en place par pluviométrie ou à la cuillère. Les éprouvettes triaxiales ont été consolidées à une pression de 98 kPa. Finalement, le cisaillement non drainé a été réalisé à une vitesse de déformation de 0,07 %/min.

Pour les essais réalisés par Cola [11], le mélange était réalisé à partir de graviers calcaires ( $d_{50} = 4,87$  mm,  $C_U = d_{60}/d_{10} = 1,48$  et  $\gamma_{sG} = 27,0$  kN/m<sup>3</sup>) et d'une kaolinite ( $d_{50} = 1,3$  mm ;  $CF = 58$  ;  $w_L = 59$  % ;  $w_p = 39$  % et  $\gamma_{sF} = 26,3$  kN/m<sup>3</sup>) qui ont été mélangés à une teneur en eau de 1,5 à 1,8 fois la limite de liquidité et consolidés, avec des pourcentages  $C$  de kaolinite de 0, 20, 30, 50, 70 et 100 %.

Les figures 19a à 19e comparent les résultats théoriques aux valeurs des variables mesurées ou déduites de l'exploitation des résultats expérimentaux. La figure 19a présente les résultats en

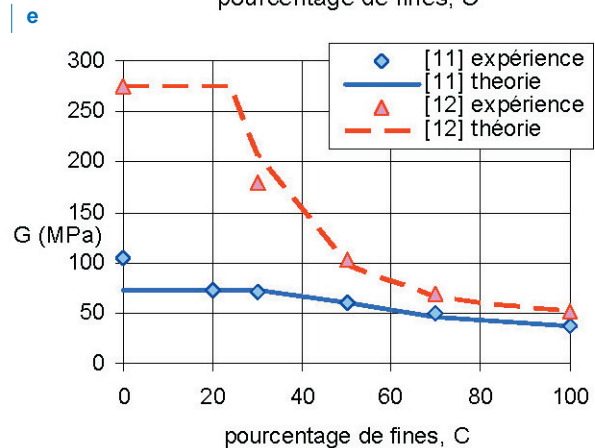
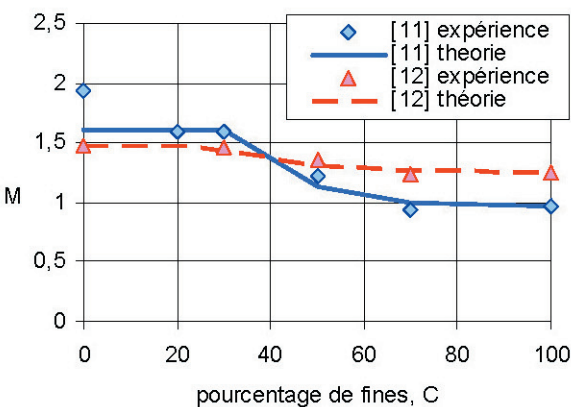
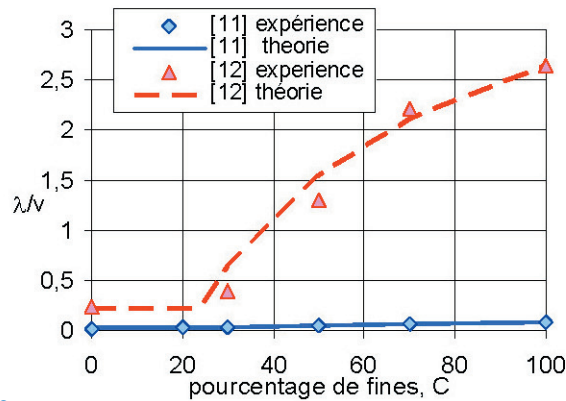
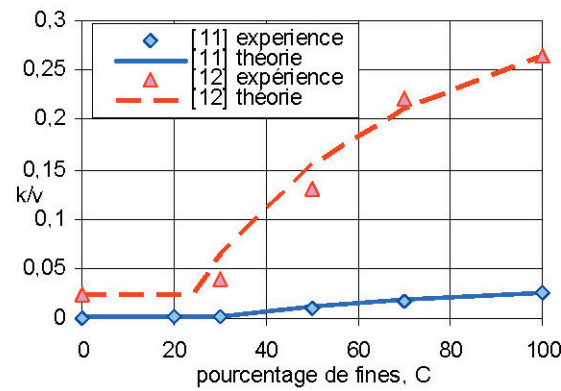
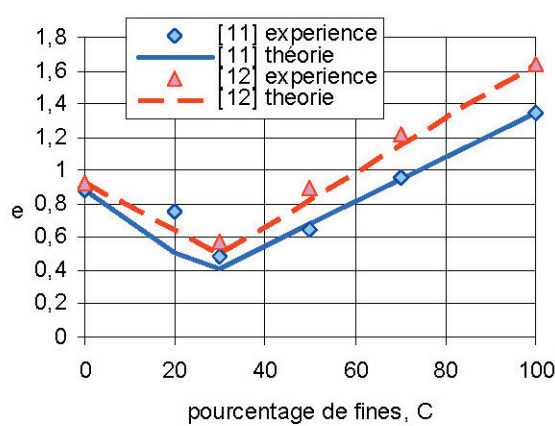
terme d'indice des vides. Des essais œdométriques sur des éprouvettes de 8 cm de diamètre et 5 cm d'épaisseur ont conduit aux comparaisons des **figures 19b** et **19c** (variation des paramètres  $\kappa/v$  et  $\lambda/v$ ). Les paramètres de déformation  $G$  et de rupture  $M$  représentés sur les **figures 19d** et **19e** ont été déduits des essais triaxiaux.

Le comportement théorique calculé avec le modèle de mélange (**figures 19**) est en bon accord avec les observations faites lors des expérimentations sur les variations de  $e$ ,  $M$ ,  $E_{oed}$  de Omine *et al.* [12] et Cola [11]. Un comportement identique a été partiellement observé par Dupla *et al.* [36] sur des mélanges de billes de verre et de sable de Fontainebleau.

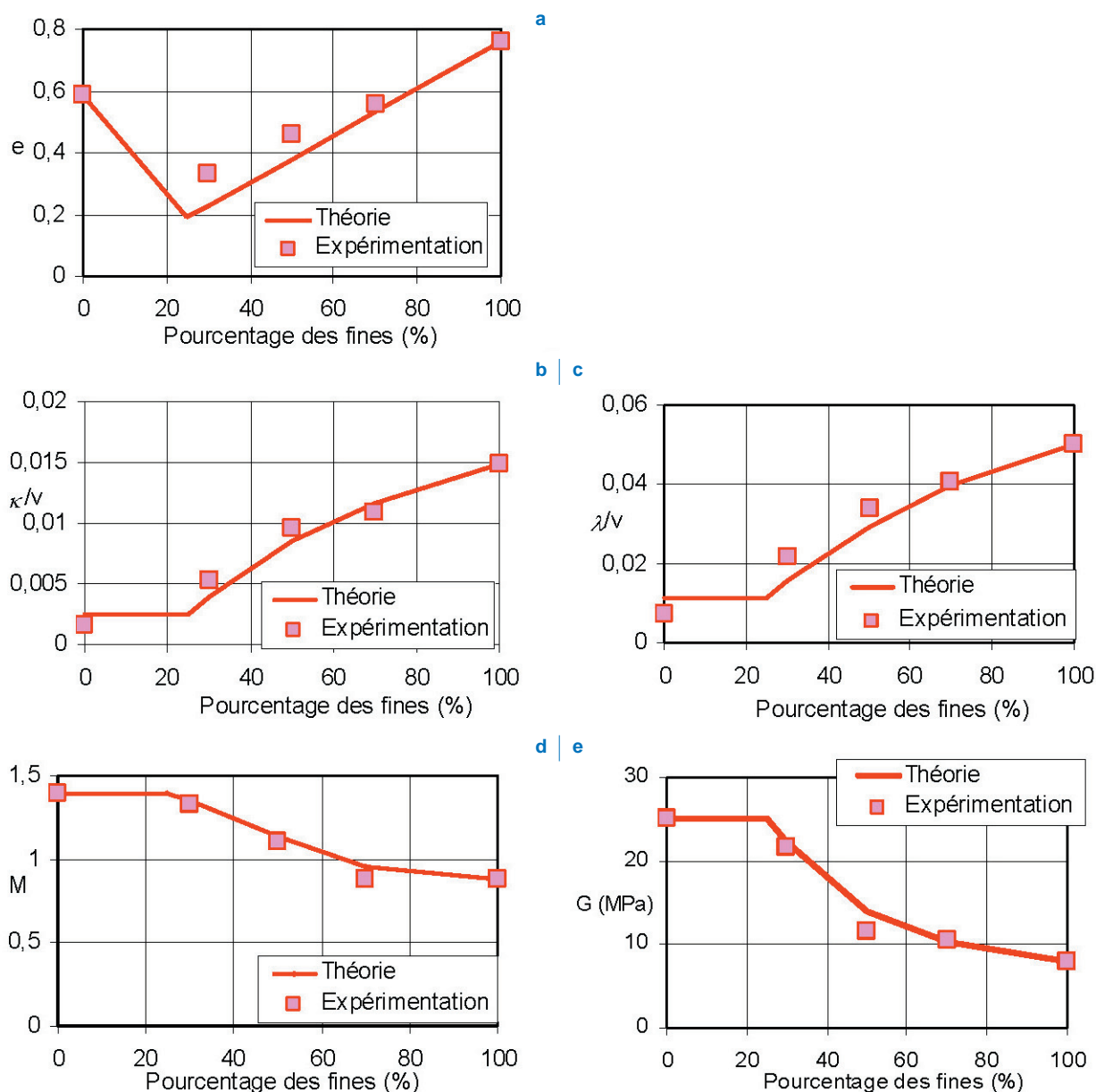
**figure 19**

Validation du modèle de mélange par les essais d'Omine et Cola [11-12] :

- $a$  : indice des vides,
- $b$  :  $\kappa/v$ ,
- $c$  :  $\lambda/v$ ,
- $d$  :  $M$ ,
- $e$  :  $G$ .







**figure 20**

Comparaison des paramètres du mélange entre théorie et expérimentation :

- a : indice des vides.
- b :  $\kappa$ ,
- c :  $\lambda$ ,
- d :  $M$ ,
- e :  $G$ .

à utiliser les valeurs obtenues pour  $C = 20\%$  comme limites du comportement. À partir des essais réalisés au laboratoire de mécanique des sols du LCPC, on a trouvé également qu'il y avait une bonne adéquation entre la simulation théorique et l'expérimentation (figure 20).

### ■ Comportement du mélange dans le plan $u - \varepsilon_1, q - \varepsilon_1$

On observe dans les plans  $(q - \varepsilon_1)$  et  $(u - \varepsilon_1)$  (figures 21 à 24) une bonne concordance entre les courbes théoriques et des courbes expérimentales. Cette concordance est meilleure pour les mélanges argileux que pour les mélanges sableux. Les valeurs de  $u$  et de  $q$ , mesurées en laboratoire, sont toujours inférieures à celles trouvées théoriquement. Cela peut être expliqué en partie si on observe le diagramme de l'indice des vides obtenu avec le modèle théorique et l'expérimentation (figure 20a). Comme pour les essais de Cola, le sable a un indice des vides trop faible [11]. Si, dans de futures expérimentations, on arrive à préparer les éprouvettes avec un indice des vides conforme à celui proposé par le modèle théorique, il sera possible d'obtenir une bonne adéquation.

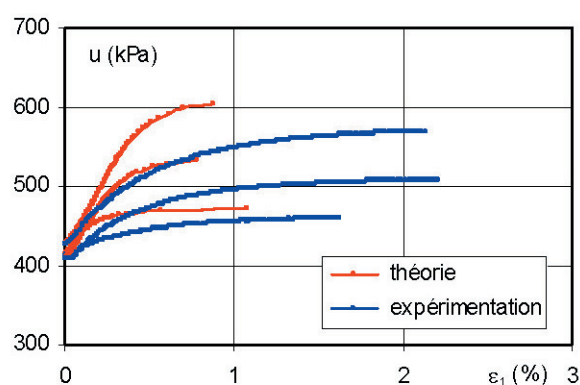
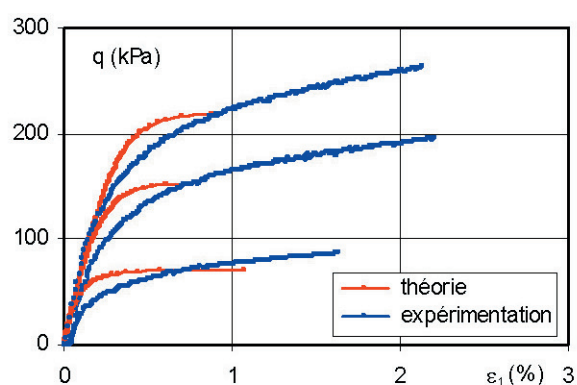


figure 21

Relations  $(q - \varepsilon_1)$  et  $(u - \varepsilon_1)$  du mélange pour 30 % de kaolinite.

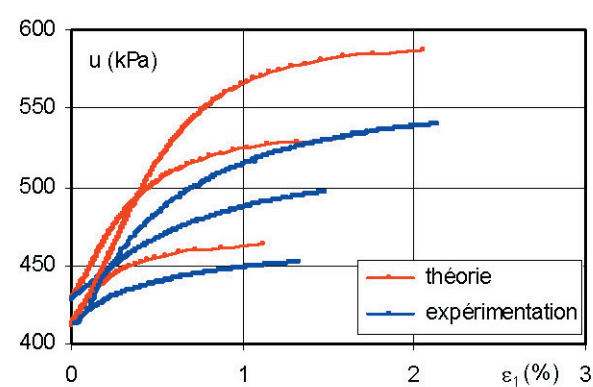
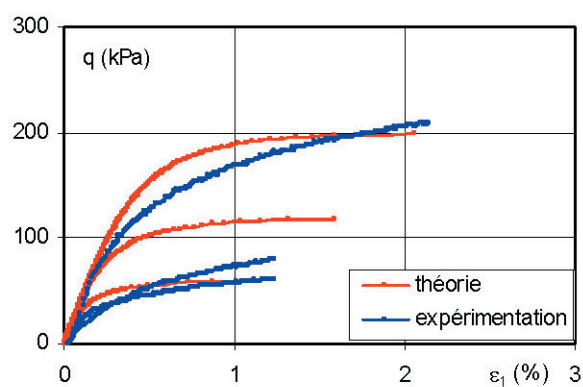


figure 22

Relations  $(q - \varepsilon_1)$  et  $(u - \varepsilon_1)$  du mélange pour 50 % de kaolinite.

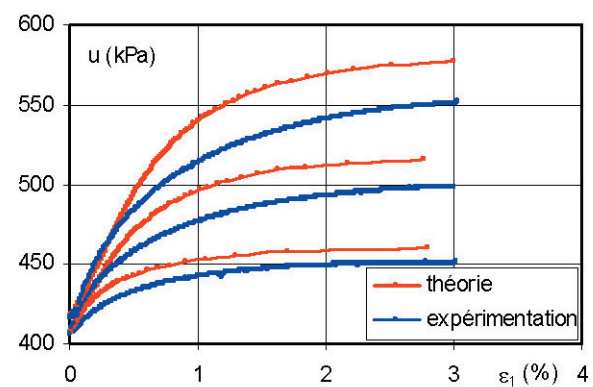
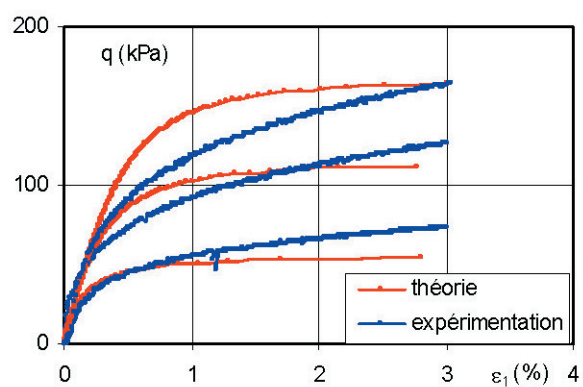


figure 23

Relations  $(q - \varepsilon_1)$  et  $(u - \varepsilon_1)$  du mélange pour 70 % de kaolinite.

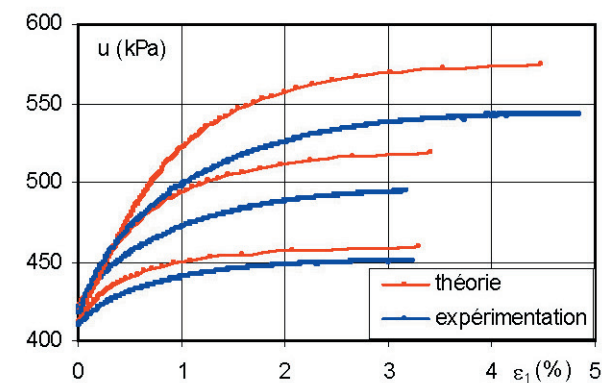
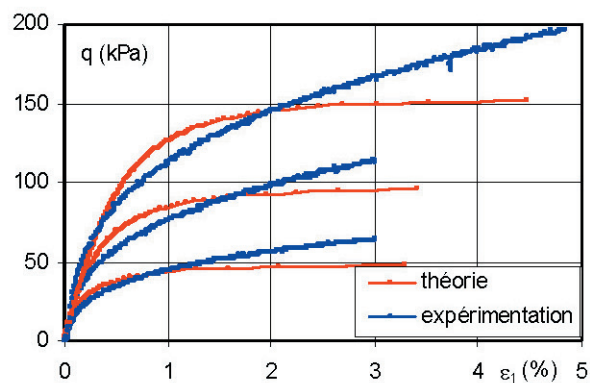


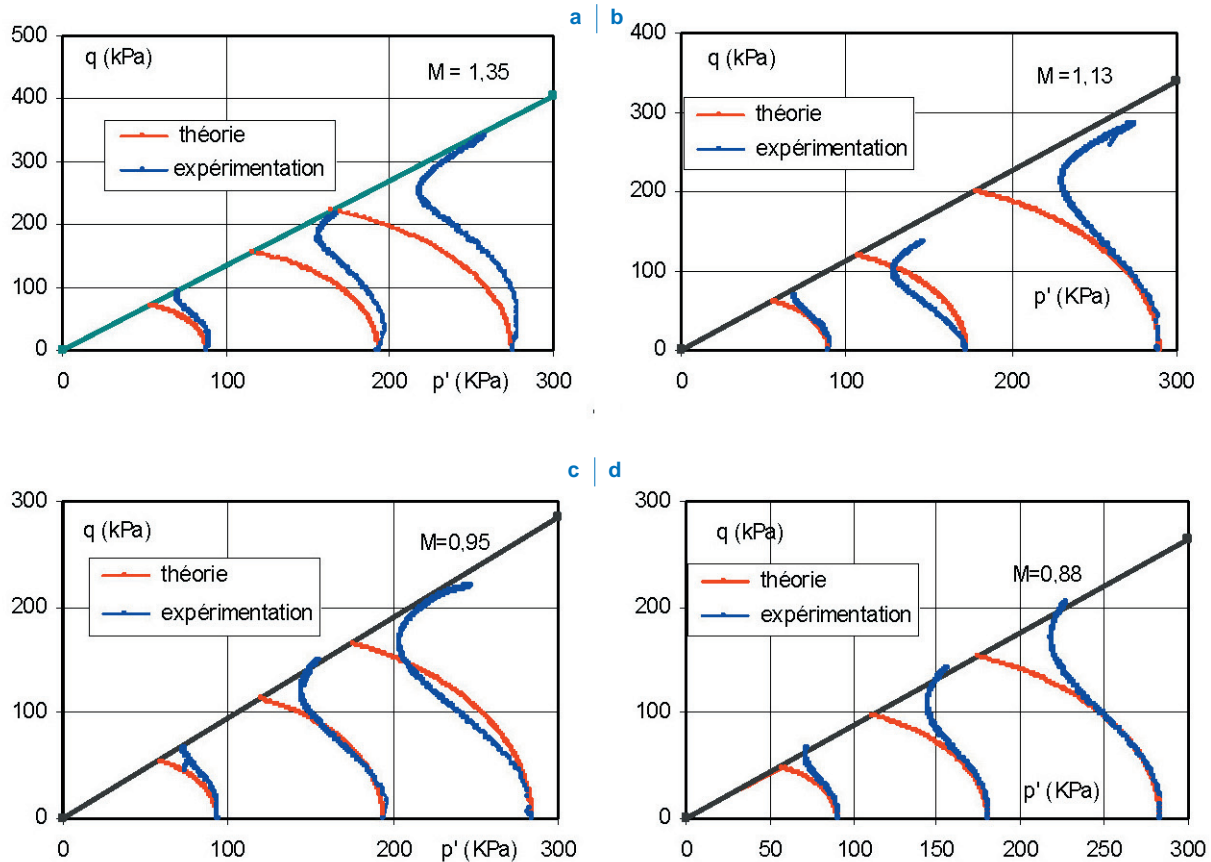
figure 24

Relations  $(q - \varepsilon_1)$  et  $(u - \varepsilon_1)$  du mélange pour 100 % de kaolinite.

## ■ Comportement du mélange dans le plan $p'$ - $q$

**figure 25**  
Comparaison dans le plan  
( $p'$  -  $q$ ) entre la théorie et  
l'expérimentation pour  
différents pourcentages de  
kaolinite :  
- a : 30 %,  
- b : 50 %,  
- c : 70 %,   
- d : 100 %.

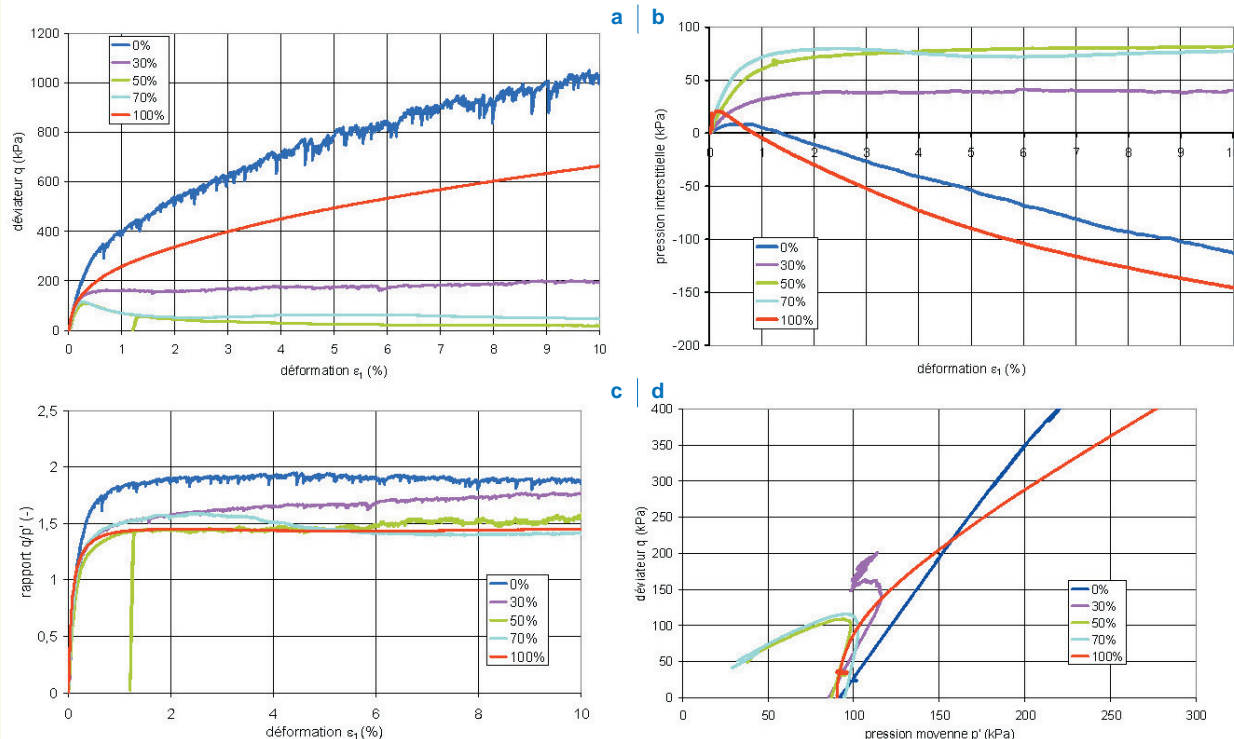
On a comparé sur la **figure 25** les chemins de contraintes dans le plan ( $p'$  -  $q$ ) proposés par le modèle et ceux suivis par les éprouvettes au cours d'essais. Pour les mélanges à 50 %, 70 %, 100 %, il y a une assez bonne correspondance entre théorie et expérimentation ; en effet, sur la **figure 25**, les courbes se superposent presque. Pour le mélange à 30 %, on trouve que les contraintes effectives moyennes de l'expérimentation sont supérieures à celles prévues par le modèle théorique, peut-être à cause du décalage un peu élevé de l'indice des vides par rapport à ceux des autres mélanges (cf. **figure 20a**).



## VALIDATION SUR LE SOL DE CRIQUEBEUF-SUR-SEINE

Afin de valider le modèle de mélange sur un sol naturel, un programme expérimental a été réalisé au centre d'expérimentation routière de Rouen à l'aide d'un appareil triaxial de grandes dimensions permettant d'effectuer des essais sur des éprouvettes de sol reconstitué de 30 cm de diamètre et 60 cm de hauteur [2, 37]. Le programme expérimental est constitué d'essais sur le sol de référence, qui est la grave alluvionnaire de Criquebeuf de granulométrie 0/80 mm [2]. Cette grave a été séparée en une fraction 0/25 mm qui constitue la fraction fine pouvant être testée par un appareil triaxial classique de 150 mm de diamètre et une fraction 25/50 représentant les particules grossières.

Le programme expérimental a consisté à réaliser des essais CU + u aux pressions de 100, 200 et 300 kPa sur des éprouvettes reconstituées à 95 % de l'OPN en faisant varier la proportion de la fraction grossière par rapport à la fraction fine. Ces essais ont été réalisés avec différents pourcentages C de fraction fine 0/25 mm (0, 30, 50, 70 et 100 %). Les éprouvettes des essais triaxiaux non drainés ont été reconstituées par vibrocompression [2]. Les éprouvettes triaxiales ont été consolidées à une pression de 100 kPa. Finalement, le cisaillement non drainé a été réalisé à une vitesse de déformation de  $7.10^{-2}$  %/min (**figure 26**).



**figure 26**

Résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sol de Criquebeuf à un confinement de 100 kPa :

- a : déviateur-déformation,
- b : pression interstitielle-déformation,
- c : rapport des contraintes principales-déformation,
- d : déviateur-pression moyenne (d'après [37]).

Les résultats obtenus sur la grave de Criquebeuf sont superposés sur les graphiques de la **figure 27** avec les variations de  $e$ ,  $M$  et  $G$  prédites par le modèle de mélange. On a fait figurer les modules de cisaillement tangent et sécant déterminés respectivement à 0,05 % et à 0,3 % de déformation. Les caractéristiques œdométriques ont été déduites de la phase de consolidation d'une série d'essais à la boîte de cisaillement directe carrée de 500 mm, réalisée en parallèle.

On observe bien que, pour un pourcentage de fines inférieur à 30 %, le comportement du matériau est piloté par le squelette granulaire. Toutefois, les granulométries étant moins contrastées que pour les matériaux « modèles », les évolutions constatées sur la **figure 27** ne sont pas aussi franches que sur les **figures 19** et **20**. Cet aspect avait déjà été mis en évidence sur la **figure 6a**. Les différences observées peuvent être dues à la faible différence existant entre le diamètre moyen des deux fractions 0/25 mm et 25/50 mm.

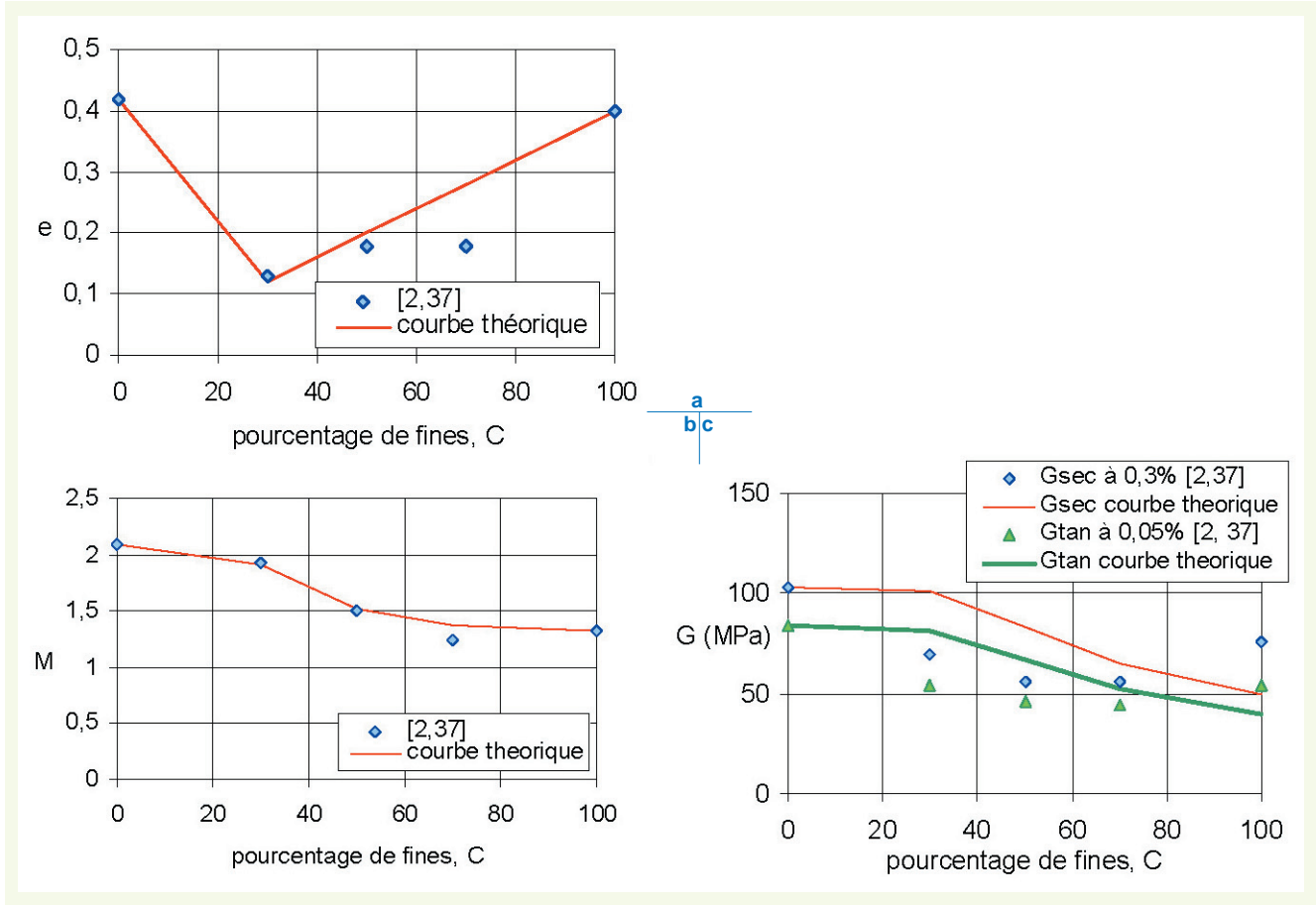
Du fait de la nature plus frottante de la fraction fine, les modules sont surestimés pour les mélanges à 30 et 50 %. Le module fort obtenu pour la fraction fine 0/25 mm (100 % de fraction fine sur la **figure 27c**) est sans doute dû à un surcompactage. Cette série a en effet servi à la mise au point du protocole de compactage. Cela n'a toutefois pas de répercussion sur la pente de la droite d'état critique.

Il semble donc possible de prédire le comportement d'un sol naturel grossier dont on ne pourrait tester en laboratoire qu'une fraction fine obtenue par écrêtement. C'est ce que l'on se propose de faire dans le paragraphe suivant sur une expérimentation tirée des travaux du réseau technique du ministère de l'Équipement.

## DISCUSSION

L'exemple d'application concerne les éboulis de l'A43 qui ont été étudiés en laboratoire par Shirdam [38]. Selon l'analyse granulométrique en place et au laboratoire, ces matériaux 0/250 possèdent 35 % de fines de diamètre inférieur à 40 mm qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire détaillés par le laboratoire régional des ponts et chaussées de Lyon. De plus, ces éboulis ont





**figure 27**

Comparaison des paramètres du mélange entre théorie et expérimentation :

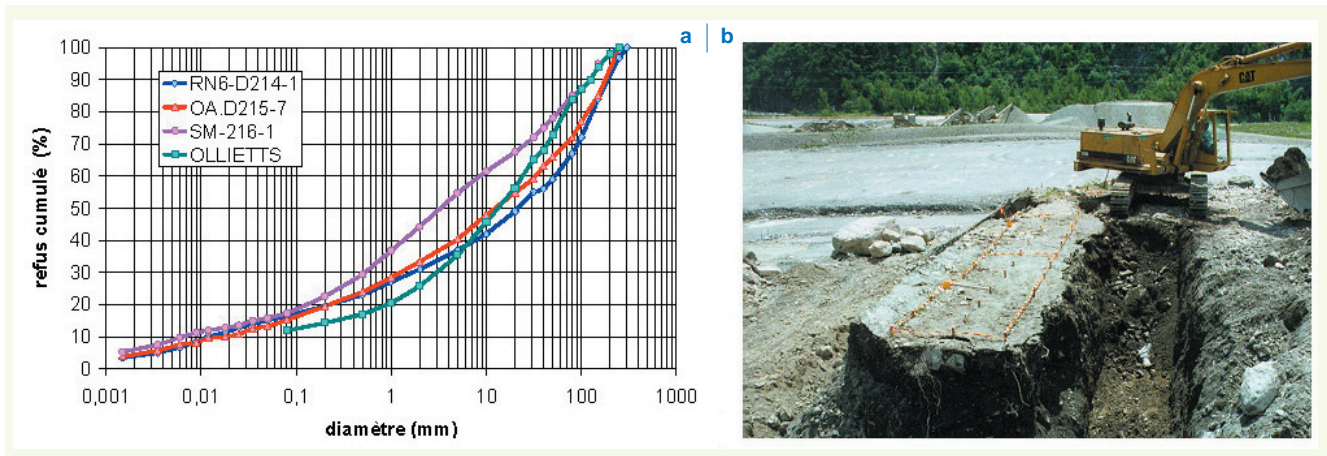
- a : indice des vides,
- b : M,
- c : G.

**figure 28**

- a : Courbe granulométrique des éboulis de l'A43.  
- b : Expérimentation de rupture d'un talus (d'après [38]).

une courbe granulométrique avec une concavité exempte de bosse proche d'une courbe C selon Burminster ou d'une courbe de Fuller ( $C_U = 1000$  à  $678$  et  $C_C = 0,3$  à  $2,7$ ,  $\gamma_h = 23,4$  et  $\gamma_d = 22,5$  kN/m<sup>3</sup>) (**figure 28a**). La fraction fine 0/40 composée de grains anguleux de nature calcaire a été créée par écrêtement. Elle a fait l'objet d'essais à la boîte de cisaillement ronde de 600 mm de diamètre. L'angle de frottement déterminé est de 39 degrés et la cohésion mesurée de 68 kPa. L'angle de frottement du matériau naturel 0/250 est déduit de l'analyse de la rupture du talus expérimental décrite par Shirdam, ce qui donne une valeur moyenne de 39-41 degrés, et la cohésion en place est estimée à 25 kPa [38] (**figure 28b**). L'estimation de l'angle de frottement *in situ* par corrélation aboutit à une valeur moyenne de 45 degrés.

À partir de la phase de consolidation des essais de cisaillement, on peut estimer les paramètres de compressibilité  $C_s = 0,0066$  et  $C_c = 0,13$  pour obtenir les paramètres  $\kappa = 0,003$  et  $\lambda = 0,056$  nécessaires au modèle. Le module pressiométrique varie de 50 à 175 MPa entre 6 et 10 m de profondeur.





Si on élimine les valeurs excessivement élevées probablement dues à des essais réalisés sur des blocs, on obtient un module pressiométrique proche de 50 MPa, ce qui est en accord avec le module œdométrique évalué à 16 MPa. Le module de cisaillement pourrait donc être égal à 25 MPa.

Finalement, dans le **tableau 1**, on compare les paramètres mécaniques pour :

- la fraction 40/250 qui n’a été testée que partiellement, et pour laquelle les paramètres sont estimés à l’aide de corrélations ;
- la fraction 0/40 qui a fait l’objet d’essais en laboratoire détaillés ;
- le matériau naturel 0/250 dont les paramètres sont estimés par le modèle de mélange et par les essais *in situ* et l’analyse inverse de la rupture d’un talus.

Les prévisions du modèle semblent en première approche donner des estimations raisonnables des paramètres nécessaires au calcul d’un ouvrage (**figure 29**).

**tableau 1**  
Paramètres mesurés et  
prédits pour les éboulis de  
l’A43.

Paramètre		e	$\lambda$	$\kappa$	G (MPa)	$\varphi$ (degrés)/M
Fraction 40/250		0,65	0,012	0,0028	75	47-49/1,93-2
		Abaque [8]	Cs = Cc/4	Corrélations [8]	Corrélations [3]	Corrélations [38]
Fraction 0/40 mm		0,325	0,056	0,003	3,92	39/1,59
		Boîte [38]	Boîte [38]	Boîte [38]	Boîte [38]	Boîte [38]
Sol naturel 30 % de 0/40 et 70 % de 40/250	Prévision du modèle mélange	0,15	0,01	0,0028	75	47/1,97
	Mesure sur le sol naturel [38]	0,24	-	-	25 à 87	42-45/1,78
		Calculée à partir des densités mesurées <i>in situ</i>	-	-	pressio- mètre	Pressiomètre et rupture de talus

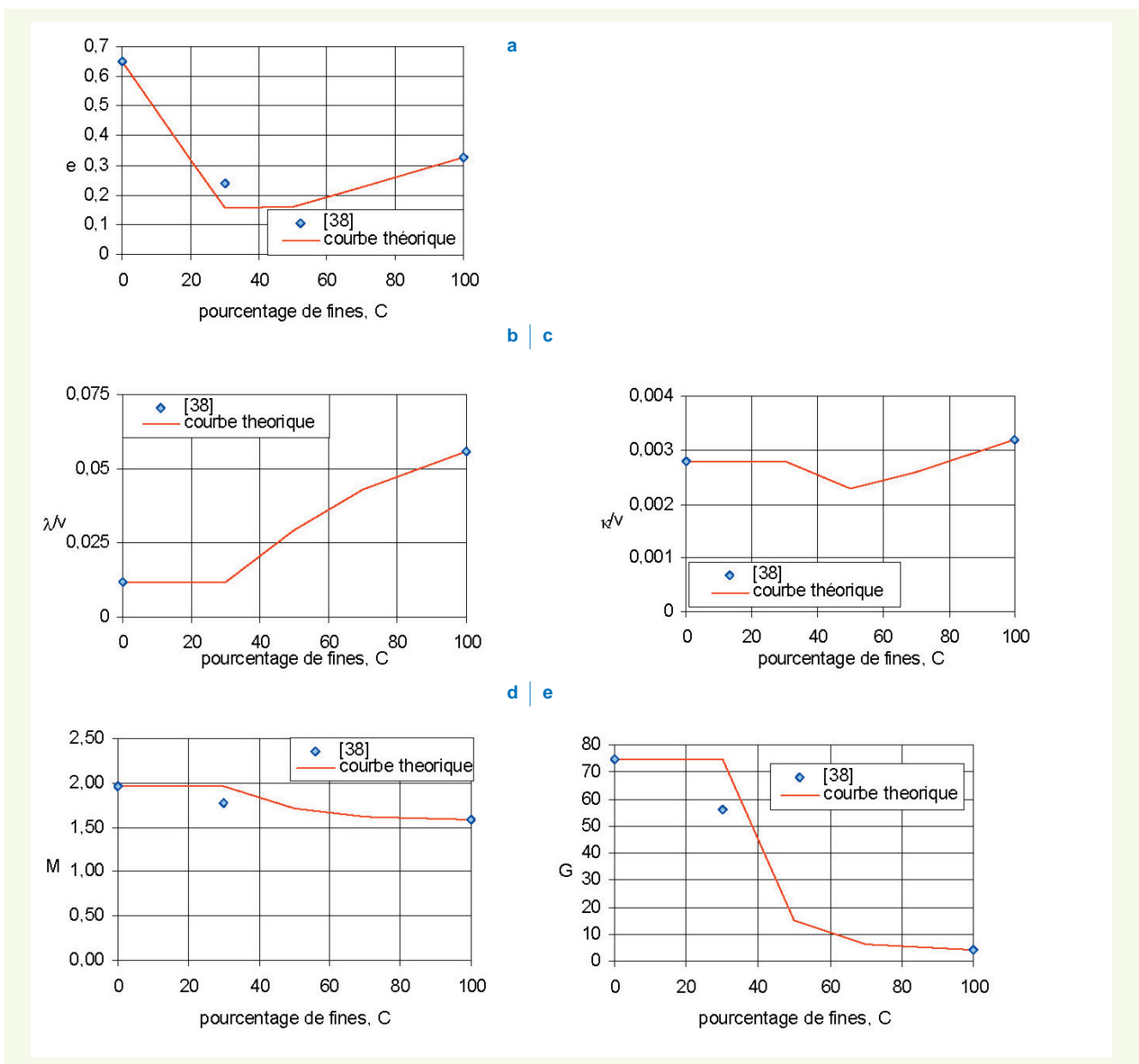
### CONCLUSIONS

Après un rappel des facteurs d’influence du comportement d’un sol hétérogène et grossier, on a présenté une approche fondée sur le comportement de mélanges. Cette approche a conduit à un modèle élasto-plastique construit sur la base du concept d’état critique où la rupture obéit à un critère de Mohr-Coulomb.

Afin de valider l’application pratique de ce modèle, une étude expérimentale a été entreprise. Celle-ci comporte une série d’essais triaxiaux sur des éprouvettes reconstituées avec des billes, du sable et de la kaolinite.

Pour les mélanges à deux tailles de particules, un ratio supérieur ou égal à 6,5, entre le diamètre le plus grand et le plus petit, permet de minimiser le volume des vides et d’atteindre un angle de frottement interne quasiment maximal. Il est confirmé qu’un mélange à 30 % de particules fines et 70 % de grosses particules garantit un arrangement optimal, et il est constaté que la résistance au cisaillement est conservée maximale, ce qui n’est pas le cas pour les autres proportions.

Il semble donc que, plus l’indice des vides au sein de l’éprouvette est petit, meilleurs sont le comportement mécanique et la résistance au cisaillement du mélange. Toutefois, la quantité de particules fines, donc la forme de la courbe granulométrique, régule l’apport de résistance au cisaillement.



**figure 29**  
 Comparaison des  
 paramètres du mélange  
 entre théorie et  
 expérimentation pour  
 différents pourcentages de  
 fines :  
 - a : indice des vides,  
 - b :  $\kappa$ ,  
 - c :  $\lambda$ ,  
 - d : M,  
 - e : G.

Une première validation du modèle proposé par Omine [12] et Cola [11] a été effectuée sur les mélanges sable de Fontainebleau-kaolinite, puis des expérimentations sur la grave alluvionnaire de Criquebeuf-sur-Seine ont permis de confirmer la possibilité d'application à des matériaux réels.

La validation sur sol réel a permis de mettre en évidence le potentiel d'emploi de ce modèle dans la pratique. L'outil proposé par Omine [12] et Cola [11] semble donc apporter une manière pertinente de prévoir le comportement des matériaux grossiers à des fins de modélisation.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier Jean-Louis Tacita (LCPC) ainsi que Myriam Nahum (université Paris VI) pour leur aide précieuse lors de la réalisation des expérimentations.

#### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 LCPC-SÉTRA, *Guide pour les terrassements routiers*, 1992, volumes 1 et 2, 98 pages.
- 2 REIFFSTECK PH., ARBAUT J., SAGNARD N., KHAY M., SUBRIN D., CHAPEAU C., LEVACHER D., Mesure en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 2007, 268-269, pp. 59-82.
- 3 NEDJAT N., FRY J.-J., *Une banque de donnée pour le calcul de barrage*, 1992, RFG 60, pp. 71-81.

- 4 KÉZDI Á., RÉTHÁTI L., *Handbook of soil mechanics*, Elsevier, 1986.
- 5 LADE P.V., LIGGIO C.D., YAMAMURO J.A., *Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand*, 1998, GTJODJ 21 (4), pp. 336-347.
- 6 VALLEJO L.E., Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures, *Canadian geotechnical journal*, 2001, 38, pp. 1097-1104.
- 7 CUBRINOVSKI M., ISHIHARA K., Maximum and minimum void ratio characteristics of sands, *Soils and Foundations*, 2002, 42(6), pp. 65-78.
- 8 BIAREZ J., HICHER P.-Y., *Elementary mechanics of soil behaviour, saturated remoulded soils*, Balkema, Rotterdam, 1994, 207 pages.
- 9 FULLER W.B., THOMPSON S.E., *The laws of proportioning concrete*, Trans. american society of civil engineers (ASCE), 1907, 59, pp. 64-143.
- 10 DE LARRARD F., *Structure granulaire et formulation des bétons*, 2000, ERLPC, OA34, 414 pages
- 11 COLA S., *On modelling the behaviour of melanges*, Numerical methods in geotechnical engineering, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2002, pp. 134-138.
- 12 OMINE K., OCHAI H., YOSHIDA N., Deformation-strength properties of intermediate soils under triaxial conditions, *Proceedings of the international symposium on pre-failure deformation of geomaterials*, (2) Shibuya et al. (eds.), Balkema, 1994, pp. 407-413.
- 13 KÉZDI Á., Problems in soil physics, conférence prononcée devant l'université autonome de Mexico, *Sociedad mexicana de mecanica de suelos*, 1976, 69 pages.
- 14 HUSSAIN B., KATTI R.K., Behaviour of soil rock mixtures in shear and compression, *International symposium on landslides*, New Delhi, 1980, volume 1, pp. 113-117.
- 15 MIVONDO-ONDOA J., *Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compactabilité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles*, Thèse de doctorat de l'École nationale supérieure des mines de Paris et Paris VI, 1979, 150 pages.
- 16 HOLTZ W.G., GIBBS H.J., Triaxial shear tests on pervious gravelly soils, *Journal of soil mechanics and foundations division*, ASCE, 1956, 82(SM1), pp. 867.1-867.22.
- 17 HOLTZ W.G., Some thoughts about index properties for evaluating the mechanical properties of rockfill and gravel materials, Contribution and discussion on mechanical properties of rockfills and gravel materials, *Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico, 1969, pp. 127-132.
- 18 VERDEYEN J., ROISIN V., *Stabilité des terres, sols routiers, soutènements, talus*, Édition Eyrolles, 1956, 420 pages.
- 19 HOLTZ W.G., ELLIS W., Triaxial shear characteristics of clayey gravel soils, *Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Montréal, 1965, volume 1, pp. 143-149.
- 20 Road Research Laboratory, *Soil Mechanics for road engineers*, Her Majesty's stationery office, 1952, 541 pages.
- 21 FRAGASZY R.J., SU J., SIDDIQI F.H., HO C.L., Modelling strength of sandy gravel, *Journal of geotechnical engineering*, ASCE, 1992, 118(6), pp. 920-935.
- 22 GIBSON R.E., Experimental determination of true cohesion and true angle of internal friction in clays, *Proceedings of the 3rd international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Zurich, 1953, vol. 1, pp. 126-130.
- 23 TERZAGHI K., PECK R.B., *Soil mechanics in engineering practice*, a Wiley International Edition, 1967, 729 pages.
- 24 NAHUM M., *Étude des sols hétérogènes*, rapport interne LCPC, 2003, 37 pages.
- 25 NGUYEN PHAM P.T., *Étude analytique de l'essai triaxial avec des mélanges de plusieurs composantes, comparaison avec les résultats expérimentaux*, rapport interne LCPC, 2004, 45 pages.
- 26 FAVRE J.-L., BIAREZ J., MEKKAOU S., 2002, Modèles de comportement en grandes déformations des sables et argiles remaniées à l'oedomètre et au triaxial, *Symposium international sur l'identification et la détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, Paris, 2002, Magnan (ed.) Presses de l'ENPC/LCPC, pp. 369-384.
- 27 SERRATRICE J.-F., REIFFSTECK PH., Typologie de la forme des chemins non drainés à l'appareil triaxial, *Symposium international ELU-ULS géotechnique*, Paris, 2006, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.) Édition LCPC.
- 28 McGEARY R.K., Mechanical packing of spherical particles, *Journal of american ceramic society*, 1961, vol. 44, n° 10, pp. 513-522.
- 29 REIFFSTECK PH., BLIVET J.-C., VALLÉ N., KHAY M., Écueils de la mesure en laboratoire du comportement mécanique des sols grossiers, *15th International conference on soil mechanics and foundation engineering*, Istanbul, Balkema, 2001, pp. 255-259.
- 30 VALLÉ N., *Propriétés mécaniques d'un sol grossier d'une vallée alluvionnaire de la Seine*, Thèse de doctorat de l'Université de Caen, 2001, 297 pages.
- 31 BURMINSTER D.M., Principles of permeability testing of soils, *Symposium on permeability of soils*, Chicago, 1954, ASTM STP163, pp. 3-20.
- 32 NGUYEN T.-D., FLEUREAU J.-M., MODARESSI A., Identification of parameters and validation of Hujeux model for a coarse soil, *International association of computer methods and advances in geomechanics (IACMAG)*, Turin, 2005, pp. 433-440.
- 33 MITCHELL J.K., *Fundamental of soil behavior*, Series in soils engineering, John Wiley & Sons Inc., 1976, 422 pages.
- 34 ROSCOE K.H., BURLAND J.B., *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*, in J. Heyman and F.A. Leckie (eds.), *Engineering plasticity*, Cambridge Univer. Press, 1968, pp. 535-609.
- 35 MESTAT PH., *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*, 1993, ERLPC, GT52, 193 pages.
- 36 DUPLA J.-C., PEDRO L.-S., CANOU J., DORMIEUX L., Comportement mécanique des sols grossiers de référence, *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 2007, 268-269, pp. 31-58.
- 37 ARBAUT J., *Caractérisation mécanique des sols hétérogènes*, Mémoire de MASTER CNAM, 2007.
- 38 SHIRDAM R., *Comportement mécanique des matériaux superficiels des versants naturels*, Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, 1998.

