

Contribution de la tension superficielle à la résistance des matériaux poreux saturés

P. HABIB

Laboratoire de mécanique
des solides
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

P. DUFFAUT

Ingénieur conseil
130, rue de Rennes
75006 Paris

Résumé

Lorsque des roches ou des sols saturés se dessèchent, des ménisques de plus en plus concaves se forment à leurs surfaces avant la désaturation. Ils induisent une dépression capillaire qui agit sur le squelette solide comme une pression extérieure. De ce confinement, il résulte une augmentation de la résistance qu'on peut évaluer à partir des dimensions des pores, et que l'on peut mesurer en comparant les résultats d'essais de compression simple ou de poinçonnement dans l'air ou dans l'eau. Des exemples sont donnés pour divers matériaux. Quelques importantes conséquences pratiques qui en découlent sont commentées.

Mots-clés : tension superficielle, sables, roches, résistance.

Surface tension effect on saturated porous materials strength

Abstract

When saturated rocks or soils are drying more and more concave menisci appear on their surfaces. This induces a capillary negative pore pressure that applies on the soil skeleton and that induces an increase of the strength. It is possible to estimate it provided we know the pores sizes and by comparing the results of tests (simple compression or punching) on specimens at the same water content tested either in the air or after soaking. Examples are given with different materials. Some practical consequences are commented.

Key words : capillarity, sand, rock, strength.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} août 2008.

Introduction

D'une façon générale, dans les travaux de génie civil ou de génie minier, les effets de la gravité sont beaucoup plus importants que ceux de la capillarité. Cependant, le magistral traité de D'Arcy Thomson (1961) a ouvert des perspectives intéressantes dans le domaine du minuscule, en particulier dans les sciences du vivant, en montrant que certains développements étaient guidés par les effets de la tension superficielle. Or, dans les sols, il existe des particules très petites et des interstices plus petits encore dont les dimensions sont de l'ordre du nanomètre. On peut donc penser à une influence de la tension superficielle du fluide interstitiel. Il en est de même dans les roches, mais c'est un peu moins simple car alors il faut distinguer la porosité de fissures et celle des pores. Ces aspects ont été négligés en géotechnique et le but de cet article est de tenter d'examiner plus à fond quelques-uns des effets de la capillarité sur la résistance des sols et des roches.

On examinera d'abord les problèmes liés à l'augmentation de la résistance pendant le séchage des matériaux saturés par différentes voies expérimentales sur plusieurs matériaux, puis on tentera de généraliser les effets correspondant à divers problèmes de géotechnique.

Première partie : études expérimentales

Principe

Lorsqu'un matériau poreux saturé est soumis à un essai dans une ambiance atmosphérique sèche, l'évaporation d'une quantité minime d'eau fait apparaître des ménisques concaves à sa surface. L'eau interstitielle est alors en dépression et cette dépression est équilibrée par une contrainte uniforme égale et de signe contraire sur le squelette minéral, ce qui accroît sa résistance, un peu comme du café sous vide dans un emballage étanche qui paraît dur comme une brique alors que ce n'est qu'un ensemble de grains sans cohésion.

Pour un matériau de Coulomb d'angle de frottement interne ϕ' la résistance apparente est donc composée de deux termes : sa résistance propre et l'augmentation de résistance due à ce confinement superficiel.

Si l'on supprime ce confinement, par exemple en immergeant les éprouvettes d'essai dans de l'eau, ce qui efface tous les ménisques, on fait disparaître le deuxième terme et il ne reste que le premier, d'où une apparente diminution de résistance. Des essais ayant pour but de mettre en évidence cette diminution de résistance ont été faits sur différents matériaux qui ont été examinés au moyen d'essais de compression simple et d'essais de poinçonnement.

Modèles et modes de calcul

La figure 1 représente le modèle de corps poreux saturé retenu pour cette étude. C'est une image simple mais qui doit être conçue en trois dimensions. Le réseau des vides est constitué de nombreux chemins et n'est pas un simple assemblage de tubes capillaires. En surface il apparaît des ménisques de plus en plus creux lorsque l'évaporation se produit. Le plus gros trou est « fermé » par un ménisque de rayon de courbure R auquel est associée une dépression capillaire ($-s$) dont la valeur est $|s| = 2T \cos \theta / R$ (T étant la tension superficielle du liquide interstitiel, généralement de l'eau pour laquelle $T = 75 \text{ mN/m}$, et $\cos \theta = 1$ pour l'interface eau/air).

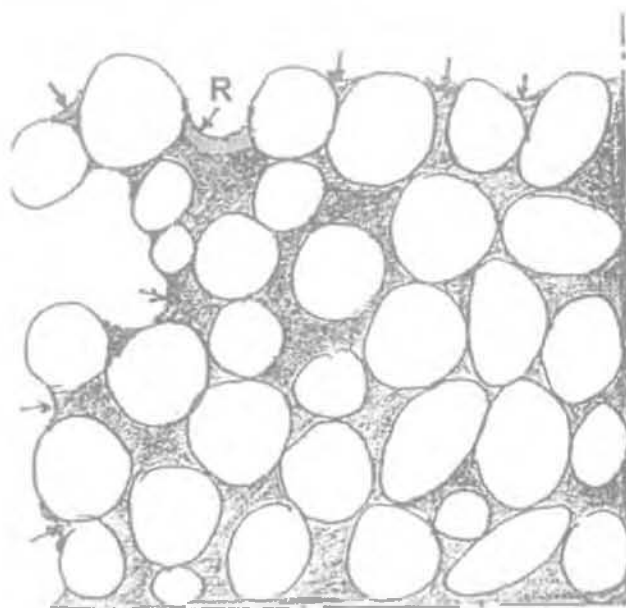


FIG. 1 Modèle du milieu poreux.
Porous materials model.

Comme tous les vides sont interconnectés la dépression est la même dans tout le corps. Les ménisques à la surface du matériau ont donc tous le même rayon de courbure R ; mais comme les trous sont petits, ils ont des surfaces plus petites que celle du plus gros trou qui définit R . La dépression se traduit donc par une contrainte de compression ($+s$) appliquée sur le squelette solide.

Si le matériau n'a pas de cohésion (comme un sable), l'apparition d'une cohésion, comme celle d'un pâte de sable humide, peut se calculer à partir du cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque, passant par le point d'abscisse s et dont la contrainte majeure est σ_1 (Fig. 2a). On a $\sigma_1 = s \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$.

Si le corps possède une cohésion c avec $H = c/\tan\phi$ la résistance à la compression simple R_c est donnée par $H + R_c = H \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ ou $R_c = [\tan^2(\pi/4 + \phi/2) - 1] \cdot H$. Si une étroite capillaire s existe, la contrainte maximale σ_1 augmente et l'on a (Fig. 2b) :

$\sigma_1 = (H + s) \tan^2(\pi/4 + \phi/2) - H = R_c + s \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$
d'où $d\sigma_1/ds = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$. Un observateur non averti peut croire que σ_1 représente la résistance apparente à la compression simple du matériau. Mais ce n'est pas exact car la contrainte principale contient s puisque la

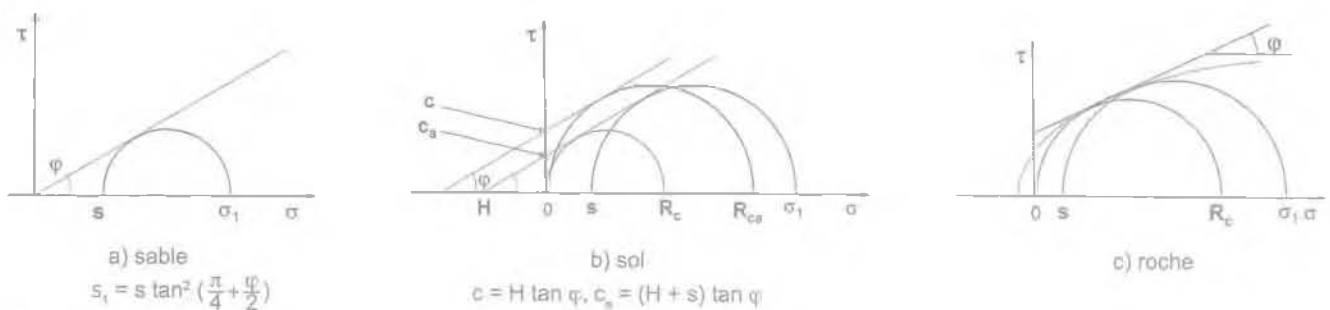


FIG. 2 Comportement de divers matériaux.
 Strength test on various materials.

dépression capillaire s'exerce aussi sur les bases des éprouvettes. Il faut donc faire simplement une translation du cercle de Mohr de rupture de s vers la gauche. La résistance apparente à la compression simple est alors :

$$R_{ca} = \sigma_1 - s = (H + s) [\tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) - 1] \quad (1)$$

et la cohésion apparente c_a est :

$$c_a = (H + s) \tan \varphi. \quad (2)$$

Si la courbe intrinsèque n'est pas une droite mais une courbe parabolique (Fig. 2c), il suffit de remplacer la droite de Coulomb par la tangente aux deux cercles de Mohr ultime de la résistance à la compression simple et de la résistance triaxiale sous la pression de confinements.

Dans certains cas, les essais de compression simple ne sont pas très intéressants : par exemple, si la cohésion est très petite ou s'il existe une dispersion expérimentale forte. Il peut alors être utile d'étudier la variation de résistance des matériaux au moyen d'essais de poinçonnement. Pour les roches, on simplifie le plus souvent la formule générale classique de Terzaghi pour la portance, qu'on trouve par exemple dans Habib (1997a) :

$$q = 0,7 \gamma B N_\gamma / 2 + \gamma D N_q + 1,25 c N_c \quad (3)$$

(γ poids volumique ; B diamètre du poinçon circulaire ; D profondeur d'enfoncement du poinçon ; c cohésion ; N_γ terme de surface ; N_q terme de profondeur ; N_c terme de cohésion. N_γ, N_q, N_c résultant du mécanisme plastique de Prandtl sont des fonctions tabulées de φ). Pour des roches un peu dures et des poinçons petits, on peut négliger les deux premiers termes et conserver simplement $q = 1,25 c N_c$.

Le principe du calcul est le même que pour la compression simple. La résistance au poinçonnement q peut se décomposer en deux termes : la résistance propre du matériau notée $q_p = 1,25 c N_c$ et l'effet de la pression de confinement s . Celle-ci agit comme une étreinte générale (Fig. 3), et d'après le théorème des états correspondants (Caquot, 1934) elle est équivalente à une cohésion $c_s = s \tan \varphi$.

La contrainte de poinçonnement associée à cette cohésion est donc :

$$q_s = 1,25 c_s N_c = 1,25 s \tan \varphi N_c \quad (4)$$

$$\text{Or } N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \quad (\text{Caquot et Kerisel, 1966}) \text{ et}$$

comme le terme de profondeur $\gamma D N_q$ n'est pas majoré par un coefficient et vaut $N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ il vient :

$$q_s = 1,25 s \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \quad (5)$$

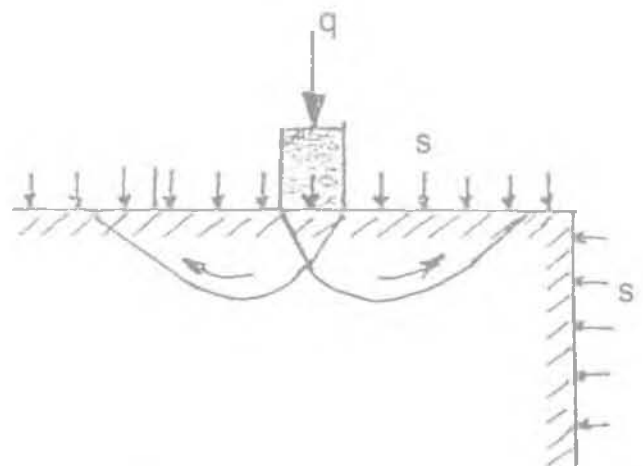


FIG. 3 Poinçonnement.
 Punching test.

C'est l'augmentation de la résistance due à la dépression d'origine capillaire.

La résistance au poinçonnement lors de l'essai de poinçonnement en condition atmosphérique sèche est donc :

$$q = q_p + q_s = 1,25 c N_c + s \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} - 1 \right] \quad (6)$$

Pour simplifier on suppose que q_p et q_s sont suffisamment voisins pour que l'on puisse admettre que φ et c ont les mêmes valeurs pour le choix de N_c et pour le calcul de q_p .

2.3

Étude expérimentale

Des essais ont été effectués sur deux sables sans cohésion : le premier était un sable bien calibré de grain moyen 0,5 mm, le second un sable de grain moyen environ 10 fois plus petit. Ensuite des essais ont été faits sur de la craie blanche qui est un matériau poreux à grains très fins remarquablement homogène. Enfin, des essais ont été faits sur un calcaire poreux à grains plus grossiers et contenant des oolithes. En compression simple ou pour le poinçonnement des sables, on peut admettre pour tous ces matériaux un angle de frottement interne de l'ordre de 30 à 35 degrés.

Les sables

Sable bien calibré

Il s'agit d'un sable de grain moyen 0,5 mm, de grains extrêmes 0,3 et 0,8 mm. La distribution granulométrique est donnée sur la figure 4. Comme il est très difficile de réaliser des éprouvettes de sable saturé, on a procédé à des essais de poinçonnement en mesurant la portance q pour évaluer la cohésion c . D'après l'équation (3) on a :

$$q = 0,7 \gamma B N_{\gamma} / 2 + \gamma D N_q + 1,25 c N_c$$

La densité du sable étant prise comme étant égale à 1 pour le sable immergé et à 2 pour le sable à l'air libre.

Les fonctions de ϕ , N_{γ} , N_q et N_c valent pour $\phi = 30$ degrés : $N_{\gamma} = 20$; $N_q = 23$; $N_c = 37$ et pour $\phi = 35$ degrés : $N_{\gamma} = 44$; $N_q = 44$; $N_c = 60$.

La portance d'une petite surface sur un sable pur est toujours très faible, aussi ne peut-on pas négliger le terme de surface $\gamma B N_{\gamma} / 2$ lorsque B est supérieur à 1 cm, ni le terme de profondeur $\gamma D N_q$ lorsque D est supérieur à 1 cm.

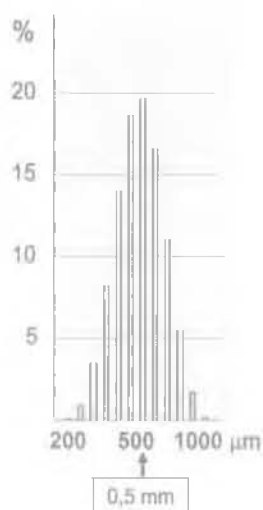


FIG. 4 Sable bien calibré.
Uniformly graded sand.

Sable bien calibré immergé

Poinçon : $B = 3,5$ cm ; $S = 9,6$ cm² ; $D = 0,5$ cm ; $F = 8$ N ; $q = 8,33$ kPa.

La formule (3) donne

$$\text{(si } \phi = 30 \text{ degrés : } c = 102 \text{ Pa}$$

$$\text{(si } \phi = 35^\circ \text{ degrés : } c = 10 \text{ Pa}$$

(Ces très faibles valeurs de la cohésion sont parfois appelées « cohésion d'enchevêtrement ». Mais il faut bien admettre que la cohésion du sable est nulle et, d'ailleurs, on sait bien que le pâté de sable immergé dans l'eau s'effondre.)

Sable bien calibré saturé et hors d'eau

Poinçon $B = 1,12$ cm ; $S = 1$ cm² ; $D = 1$ cm ; $F = 10$ N ; $q = 100$ kPa.

La formule (3) donne

$$\text{(si } \phi = 30 \text{ degrés : } c = 2,0 \text{ kPa}$$

$$\text{(si } \phi = 35 \text{ degrés : } c = 1,2 \text{ kPa}$$

La cohésion apparente moyenne du sable bien calibré hors d'eau est donc de l'ordre de 1,6 kPa.

Sable très fin

Ce sable très fin est en fait une farine minérale de grain moyen 0,04 mm mais de granulométrie étalée, aux extrêmes 0,004 mm et 0,09 mm. La distribution granulométrique est donnée sur la figure 5.

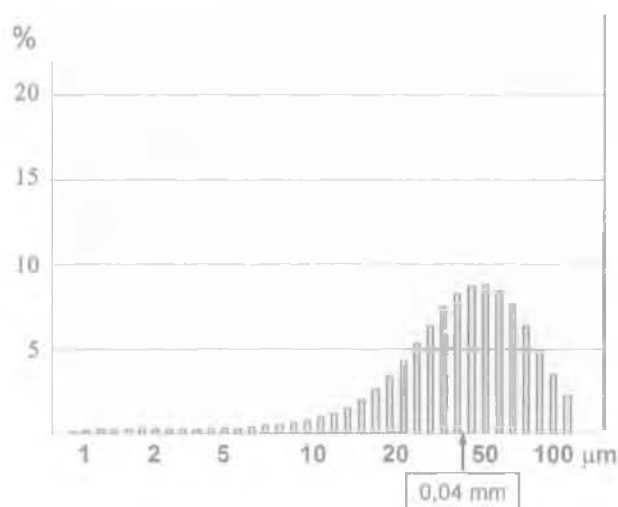


FIG. 5 Sable très fin.
Very fine-grained sand.

Sable très fin immergé

Poinçon : $B = 1,12$ cm ; $S = 1$ cm² ; $D = 1$ cm ; $F = 1$ N ; $q = 10$ kPa.

(En chargement statique d'une certaine durée le poinçon s'enfonce lentement sous $F_v = 1$ N. En chargement rapide, la force ultime dépend de la vitesse de poinçonnement à cause de la dilatance du sable et de la dissipation lente de la dépression interstitielle liée à la très faible perméabilité du sable.)

La formule (3) donne

$$\text{(si } \phi = 30 \text{ degrés : } c = 149 \text{ Pa}$$

$$\text{(si } \phi = 35 \text{ degrés : } c = 52 \text{ Pa}$$

(Même remarque que pour le sable précédent : il faut admettre que la cohésion de ce sable très fin sec ou immergé est nulle.)

2.3.1.6

Sable très fin saturé et hors d'eau

Le sable très fin saturé et hors d'eau paraît très résistant. Aussi est-il nécessaire de prendre un poinçon de plus petit diamètre.

Poinçon : $B = 0,45 \text{ cm}$; $S = 0,16 \text{ cm}^2$; $D = 2 \text{ cm}$; $F = 110 \text{ N}$; $q = 6,9 \text{ MPa}$.

La formule (3) donne

$$\text{si } \varphi = 30^\circ : c = 148 \text{ kPa}$$

$$\text{si } \varphi = 35^\circ : c = 91 \text{ kPa}$$

La cohésion « apparente » moyenne du sable très fin hors d'eau est donc de l'ordre de 120 kPa. Elle est 75 fois plus forte que celle du sable bien calibré précédent saturé et hors d'eau.

2.3.1.7

Retour sur la dépression capillaire

Pour un sable bien calibré, on admet que le diamètre des « trous » entre les grains a pour « rayon » le cinquième du rayon des grains soit pour le premier exemple $R = 0,005 \text{ cm}$. La dépression capillaire correspondant à un tel ménisque, d'après la formule de Jurin, est :

$$s = \frac{2\gamma}{R} = \frac{150 \text{ mN/m}}{5 \cdot 10^{-5} \text{ cm}} = 3 \text{ kPa}$$

Pour un sable à granulométrie continue, la valeur précédente pour R est évidemment beaucoup plus petite, peut-être le vingtième du rayon du grain moyen (ou, par exemple, le cinquième du rayon maximal des grains représentant le décile inférieur de la granulométrie). La dépression capillaire serait alors $s = 150 \text{ kPa}$ c'est-à-dire 50 fois plus grande que la précédente : c'est bien l'ordre de grandeur du rapport des cohésions apparentes des deux sables saturés lorsqu'ils sont poinçonnés à l'air libre.

2.3.2

La craie

2.3.2.1

Compression simple

Il s'agit d'une craie blanche de l'étage géologique du Sénonien. C'est un matériau remarquablement homogène dont le grain est très fin et dont la résistance à la compression présente, en général, très peu de dispersion. Deux essais de compression simple ont été effectués à vitesse de déplacement constante sur deux éprouvettes de 36 mm de diamètre et de 8 cm de hauteur, immergées sous vide pendant 48 h.

La première a été écrasée dans l'eau ; la seconde a été séchée en surface avec du papier buvard puis écrasée à l'air libre. La résistance de la première a été de 4,22 MPa et celle de la seconde de 4,62 MPa soit 9 % de plus que la première. Le module d'élasticité correspondant à la partie linéaire au cours du chargement avant la rupture était $E = 1\,140 \text{ MPa}$ pour la craie immergée et $E = 1\,580 \text{ MPa}$ pour la craie à l'air libre.

La résistance à la compression simple de la craie immergée est directement proportionnelle à la cohésion : $R_c \tan \varphi [\tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) - 1] = c$; d'où $c = 1,22 \text{ MPa}$ pour $\varphi = 30$ degrés et $c = 1,10 \text{ MPa}$ pour $\varphi = 35$ degrés.

La cohésion est de l'ordre de 1,16 MPa.

2.3.2.2

Poinçonnement

Des essais de poinçonnement à vitesse constante d'enfoncement avec une bille de Brinell de 6 mm de diamètre ont ensuite été faits sur deux génératrices d'une troisième éprouvette saturée identique, d'abord en situation immergée puis en situation séchée en surface avec du papier buvard et à l'air libre. Dans de telles conditions la formule de la portance se réduit au seul terme de cohésion $q_u = 1,25 c N_c$, les deux autres termes étant insignifiants. A la rupture le diamètre de l'empreinte de la bille était de 3,45 mm. Les essais ont été réalisés à une vitesse constante relativement lente, ce qui permet de supposer que les conditions étaient drainées, compte tenu du petit volume du domaine sollicité.

Les forces de poinçonnement ont été les suivantes :

– éprouvette immergée (deux essais) :

$F = 170 \text{ N}$ et 250 N (moyenne 210 N) ; ($q = 22,5 \text{ MPa}$) (Fig. 6) d'où $c = q_u / (1,25 N_c) = 0,48 \text{ MPa}$ si $\varphi = 30$ degrés et $c = 0,3 \text{ MPa}$ si $\varphi = 35$ degrés ;

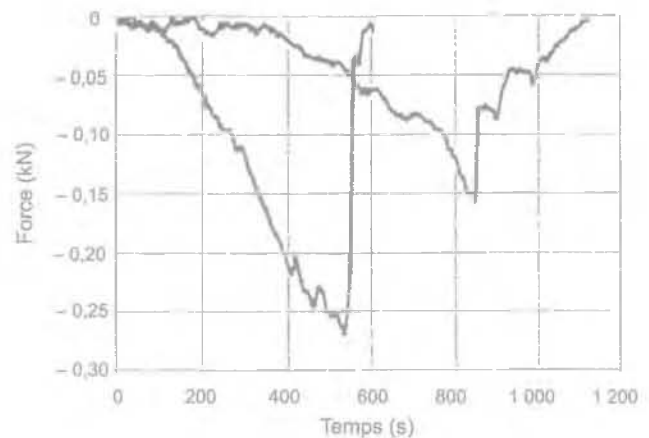


FIG. 6 Poinçonnement immergé sur de la craie saturée (deux essais).
Punching test on a saturated chalk (in water).

– éprouvettes saturées et essayées hors d'eau (Fig. 7) :

$F = 280 \text{ N}$ et 320 N (moyenne 300 N) ; ($q = 32 \text{ MPa}$).

Cet essai permet de calculer s :

$$q = q_s + q_c, \text{ d'où } q_s = q - q_c = (32 - 22,5) \text{ MPa} = 9,5 \text{ MPa}$$

$$= s [\tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) e^{5 \tan \varphi} - 1]$$

$$s = 9,5 / [\tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) e^{5 \tan \varphi} - 1]$$

Mais quelle est la valeur de φ ? Il faut admettre une valeur plus petite qu'en compression simple pour une courbe intrinsèque d'allure parabolique comme celle de la craie ; en adoptant $\varphi = 16$ degrés (soit $N_c = 15$), il vient : $s = 3,19 \text{ MPa}$ d'où, enfin, $c = s \tan \varphi = 3,19 \cdot 0,29 = 0,93 \text{ MPa}$

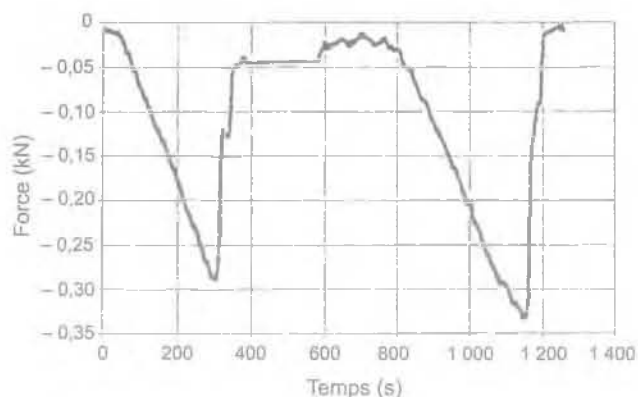


FIG. 7 Poinçonnement sur de la craie saturée et hors d'eau (deux essais).
Punching test on a saturated chalk (In dry air).

valeur voisine de celles évaluées ci-dessus à partir d'un essai en compression simple sur une éprouvette immergée.

2.3.3

Un calcaire poreux à oolites

N'ayant qu'un petit nombre d'échantillons et dont les lieux de prélèvement n'étaient certainement pas les mêmes, il n'a pas été possible de comparer des résistances à la compression simple par crainte de la dispersion des résultats. On a donc utilisé seulement la méthode indirecte en effectuant des essais de poinçonnement à vitesse constante sur les génératrices d'une seule et même éprouvette ($\varnothing = 70$ mm) saturée sous vide pendant 4 jours et en utilisant le même protocole expérimental que pour la craie.

Les essais ont été faits dans l'ordre chronologique suivant : essais 1 et 2 sur l'éprouvette immergée ; essais 3 et 4 sur l'éprouvette, sèche en surface et à l'air libre. Après la rupture le diamètre de l'empreinte était de 3,3 mm pour les essais immergés. Voici les résultats :

Essais 1 : $F = 2,093$ kN $q = 24$ MPa
2 : $F = 1,500$ kN $q = 17$ MPa

Il s'est produit un certain endommagement de l'éprouvette malgré sa dimension et la qualité de son appui sur une gouttière en V, avec formation de fissures autour de l'écaïlle près du point de contact avec le poinçon. En particulier l'essai 2 peut être éliminé, à notre avis, car la figure de rupture était assez proche des fissures engendrées par le premier essai.

Pour les essais hors d'eau :

Essais 3 : $F = 2,624$ kN $q = 31$ MPa
4 : $F = 2,417$ kN $q = 28$ MPa

soit en moyenne 2,5 kN et $q = 29,5$ MPa (Fig. 8).

Les essais à l'air libre donnent à nouveau des résultats plus élevés de 19 % que ceux en condition d'immersion. Ces valeurs de poinçonnement sont du même ordre de grandeur que celles obtenues pour la craie, alors que la résistance à la compression simple du calcaire est de l'ordre de 10 MPa (qui n'a pas été mesurée ici) était à l'évidence beaucoup plus grande que celle de la craie.

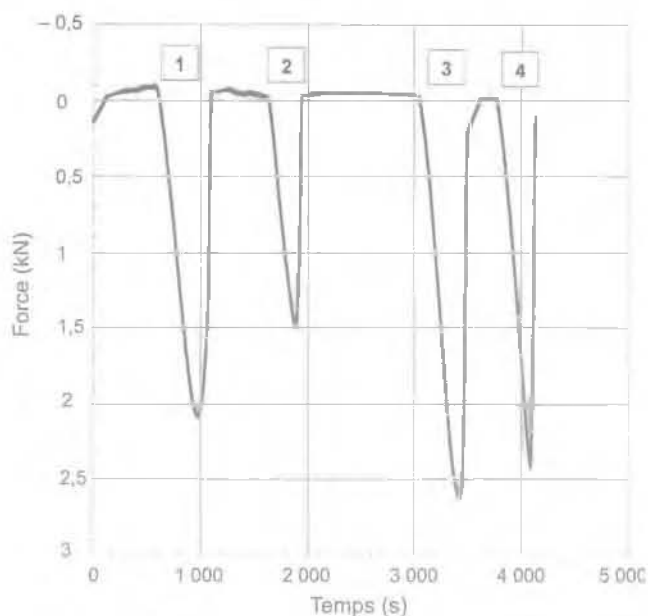


FIG. 8 Poinçonnements sur un calcaire poreux : 1 et 2 : éprouvettes immergées ; 3 et 4 : éprouvettes saturées et hors d'eau.
Punching test on a saturated porous limestone : 1 & 2 in water ; 3 & 4 in dry air.

3

Deuxième partie

3.1

Discussion

Il est difficile de rapprocher les cohésions d'après poinçonnement des cohésions d'après compression simple du fait des différences entre les conditions d'essais. Il y a d'une part un effet d'échelle : le volume affecté par le poinçon est inférieur au cm^3 , celui de l'éprouvette de craie est de 80 cm^3 ; d'autre part, le niveau de contrainte moyenne est très différent (on n'est pas du tout dans les mêmes domaines de contraintes moyennes sur la courbe intrinsèque). Enfin la mesure du diamètre de l'empreinte sous la bille n'est pas très précise ce qui altère la précision sur q_u .

Les diagrammes présentant les distributions des dimensions des pores mesurées par la méthode du porosimètre à mercure sur différents échantillons de calcaire indiquent que les rayons R des plus gros pores sont compris entre 0,2 et 0,5 μm d'où :

$$s = 0,75 \text{ MPa, si } R = 0,2 \mu\text{m}$$

$$\text{et } s = 0,3 \text{ MPa, si } R = 0,5 \mu\text{m}.$$

On montre facilement (Fig. 2) que la diminution du confinement $s = \Delta\sigma_3$ entraîne une diminution du diamètre du cercle de Mohr représentant la résistance :

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) = s \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

Mais à nouveau quelle est la valeur de φ ? Les mesures faites à l'appareil triaxial et sous pression de confinement modérée donnent des valeurs de 45 à 50 degrés qui sont vraiment très élevées et qui sont évidemment dues au choix d'une loi de Coulomb linéaire $\tau = c + \sigma \tan\varphi$. En réalité la relation entre τ et σ est certainement parabolique et comme la résistance à la compression

simple du calcaire est plus élevée que celle de la craie il serait normal de choisir un angle φ plus petit, par exemple de l'ordre de 12 degrés.

On peut tenter d'évaluer la perte de résistance à la compression simple en cas de mouillage de la surface d'une éprouvette. Pour $\varphi = 12$ degrés, on a :

$$\Delta\sigma_1 = s \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) - s = 0,52 s$$

Ceci revient pour l'équilibre général à retirer 0,52 s de la contrainte σ_1 . La diminution de résistance à la compression simple est donc comprise entre 0,4 et 0,16 MPa (à cause de l'imprécision sur le rayon maximal des pores du calcaire) soit une diminution de l'ordre de 3 % par rapport à la valeur estimée de 10 MPa. Cet ordre de grandeur paraît vraisemblable mais il paraît à la limite de ce que l'on peut déceler par des mesures de résistance.

Mais peut-on utiliser directement ces résultats dans un contexte de Mécanique des Roches ?

On est évidemment loin d'une certitude complète pour plusieurs raisons :

- il y a d'abord le faible nombre d'essais réalisés pour des expériences dont on connaît par ailleurs la grande dispersion expérimentale. On a vu aussi l'influence de l'angle de frottement interne φ , angle qui a été estimé d'une façon raisonnable, mais qui n'a pas été mesuré dans la présente étude ni pour la craie, ni pour le calcaire ;

- ensuite les essais n'ont été faits que sur deux sables et sur deux matériaux rocheux. Ce n'est pas un nombre suffisant de roches pour préciser le rôle de la fissuration et celui de la porosité : il paraît évident que l'effet du mouillage serait nul sur une éprouvette de verre. Il faut préciser aussi le rôle de la dilatance et de la perméabilité ;

- il y a l'effet d'échelle, déjà signalé entre un essai de compression simple sur une petite éprouvette et un essai de poinçonnement, mais aussi entre la résistance à long terme d'une éprouvette, même de 0,5 dm³, et celle d'une grande masse rocheuse. En effet la dilatance, qui provoque un appel d'eau, donc une dépression de l'eau interstitielle, et la perméabilité, qui ralentit le transfert d'eau, peuvent avoir une grande importance pour soutenir les ménisques à la surface de volume aussi différents.

Par contre, comme on le verra plus loin, en mécanique des sols il y a des développements importants.

L'effet de la dépression capillaire engendrant une contrainte de compression sur un squelette minéral a été cité au moins une fois à propos d'un autre phénomène, celui du retrait du béton pendant la prise (Acker, 2001). Les contraintes agissant sur les contacts entre les grains de ciment en cours de cristallisation engendrent une petite contraction pendant la prise du béton et ce retrait peut provoquer une fissuration du béton. Ultérieurement lorsque la prise du béton est terminée, lorsque les grains de ciment sont soudés, le squelette solide ne peut plus se déformer et le retrait cesse. Pour éviter ce phénomène désagréable, le remède classique est d'arroser le béton en cours de prise, c'est-à-dire de supprimer le film de tension superficielle.

Dans un domaine un peu différent, C. Schroeder (communication personnelle) à l'université de Liège a examiné et modélisé les effets capillaires et la succion provoquant la compaction des réservoirs d'huile ou de gaz dans les gisements d'hydrocarbures et qui peuvent provoquer le phénomène de subsidence.

Il est certain d'après nos premiers essais que ce

phénomène existe pour les sols et pour les roches. Il est évident pour les sables et la justification physique qu'on en a donné ici s'applique aussi pour des matériaux cohérents comme des roches poreuses.

3.2

Applications

A notre connaissance, le phénomène de la diminution de résistance d'une roche saturée immergée par rapport à la même roche saturée mais essayée dans l'air n'a jamais été signalé. Dans les mêmes conditions pour les sols, il y a peu de références, principalement sur les argiles (Skempton *et al.*, 1954; Bishop *et al.*, 1975). Il faut dire que les conditions expérimentales de l'immersion n'ont aucune raison d'être pratiquées en laboratoire car elles ne correspondent pas à des problèmes habituels. D'autre part, la dispersion naturelle de la résistance des sols et des roches est suffisante pour masquer l'influence de la tension superficielle. Et puis il n'est pas toujours prudent de compter sur l'amélioration de la résistance apportée par la cohésion engendrée par des effets de tension superficielle. Par exemple, un mouillage accidentel comme celui provoqué par un robinet mal fermé est suffisant pour faire disparaître ces effets bénéfiques. D'ailleurs, cela s'est sans doute produit au cours d'inondations naturelles où l'on a vu parfois des défaillances de fondation se produire (comme, par exemple, en 2001, dans la Somme).

Réciproquement des essais dits de chargement à la plaque, qui sont effectués *in situ* à la surface du sol pour tester un site, ne sont-ils pas dangereusement optimistes ? En général ces essais sont réalisés sur une surface décapée horizontalement et à peu près sèche, la nappe phréatique étant à une certaine distance en profondeur. Si les phénomènes capillaires sont en situation de créer un confinement, donc une augmentation de raideur ou de résistance, il y aura un effet dans la détermination de la déformabilité ou de la résistance au poinçonnement du sol sous la plaque, et ces informations peuvent être dangereuses en cas de submersion (en plus de la classique diminution du poids volumique du sol déjaugé par la poussée d'Archimède).

De même, pour les essais de pénétration ou de dilatométrie en forage, ou pour des essais au fond d'un puits, il faut être prudent au-dessus de la nappe ou près de la surface du sol où des effets capillaires peuvent exister, par exemple en augmentant fictivement la profondeur de l'endroit où l'essai a été fait, pour interpréter l'essai en tenant compte de la dépression capillaire agissant comme une surcharge. Cette situation est évidemment complexe. La figure 9, par exemple, représente une couche de sable grossier recouvrant une couche de silt, dont les grains sont beaucoup plus petits que ceux du sable. Si le toit de la nappe se trouve dans le sable grossier, l'augmentation de cohésion est insignifiante. Si le silt est saturé et si le toit de la nappe se trouve à la profondeur H sous les sables grossiers, il y a un confinement H des silts : deux situations mécaniquement très différentes.

Évidemment, même dans un sol homogène, dans la frange capillaire, au-dessus du niveau de la nappe, la situation est mécaniquement beaucoup moins simple (cf. Fredlund *et al.*, 1993).

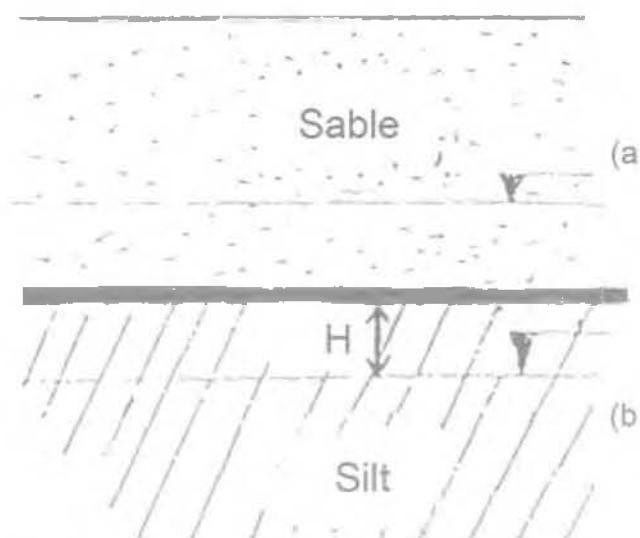


FIG. 9 Une couche de sable sur une couche de silt: a) la nappe est dans le sable; b) la nappe est dans le silt.
A sand layer above a silt layer: a) the water level is in the sand; b) the water level is in the silt.

Ainsi, dans le milieu non saturé, la phase liquide peut être continue depuis la nappe : c'est ce qui se produit, par exemple, dans un siphon capillaire ou au cours de l'ascension de l'eau dans un milieu sec. De même, la phase gazeuse peut être continue et communiquer avec l'atmosphère : c'est ce qui se produit dans un milieu initialement saturé lorsqu'on lui permet de s'égoutter gravitairement par sa base : l'eau qui sort par le bas est remplacée depuis la surface sous la forme de filets d'air plus ou moins maillés. Mais rien n'empêche d'ailleurs l'existence simultanée de phases liquides et gazeuses continues et enchevêtrées.

Réciproquement, il peut y avoir des phases liquides ou gazeuses discontinues : ainsi la goutte d'eau entre deux grains solides formant un col qui les attire (Fig. 10a) ou la bulle d'air coincée dans l'interstice entre 4 ou 5 grains (Fig. 10b). Mais, on peut aussi trouver des domaines limités où de l'air continu est emprisonné entre les grains et d'autres où de l'eau continue est accrochée au squelette solide, en somme des « superbules » ou des « supergouttes ».

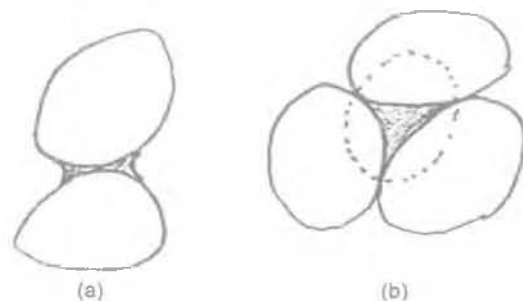


FIG. 10 a) Une goutte isolée entre deux grains; b) Une bulle isolée entre trois grains.
a) an isolated drop between two grains; b) an isolated bubble between four or five grains.

Mais dans la nature de telles structures ne sont pas permanentes, car il existe des mécanismes thermodynamiques lents, comme la dissolution des gaz de la bulle, ou des bulles, dans l'eau interstitielle (mais peut-être pas de tous les gaz ni de toutes les bulles et encore à des concentrations différentes). Il existe aussi des circulations d'eau en phase vapeur. Par exemple, en hiver, et depuis une profondeur d'une dizaine de mètres de la surface du sol, l'eau migre en phase vapeur vers la paroi froide pour se condenser vers la surface (et même pour former des lentilles de glace si le froid est suffisant). En été, un mouvement inverse se produit avec en plus une évaporation qui augmente la dessiccation proche de la surface. Et sans oublier le rôle de la pluie ni celui des activités biologiques.

Lorsque des gouttes ou des bulles, petites ou grandes, se sont formées les ménisques accrochés sur les grains engendrent des forces différentes. Par exemple, la surface de la goutte formant un col entre deux grains présente deux rayons de courbure de signes opposés; par contre, la surface liquide du ménisque qui ferme l'extrémité d'un canalicule présente des rayons de courbure de même signe, ce qui augmente la dépression capillaire interstitielle correspondante.

Dans l'air la pression dans une bulle de rayon R est $p_0 = 4T/R$ car il y a deux interfaces eau-air. La pression dans une bulle dans l'eau est $p_1 = 2T/R$. Si on force dans l'eau une bulle à entrer dans un tube capillaire horizontal de rayon r plus petit que R , elle sera soumise à une pression beaucoup plus grande $p_2 = 2T/r$. Si r était très petit, cette pression pourrait écraser la bulle et la dissoudre dans l'eau du capillaire (ou même pourrait l'empêcher d'apparaître!). Si le tube horizontal est placé dans l'eau à la distance h de la surface de l'eau, il faut évidemment ajouter à p_2 la pression $\rho g h$.

Dans le sol c'est beaucoup moins simple car la porosité a des formes géométriques bien différentes de la simplicité des tubes capillaires. Ainsi, une bulle dont la forme est imposée dans un amas de grains sera cependant soumise à une certaine pression p_2 et si elle est située à l'altitude z au-dessus du niveau de la nappe, et s'il existe une pression interstitielle $-\rho g z$ elle viendra en diminution de p_2 . Tout cela signifie que des bulles d'air incluses dans la frange capillaire sont sous pression (ce qui diminue la contrainte effective, donc la résistance au cisaillement). Cette pression diminue lorsqu'on s'élève au-dessus de la nappe, mais auprès de la nappe, les bulles sont suffisamment petites pour n'avoir qu'une très faible influence sur les contraintes effectives. C'est évidemment différent pour les gouttes d'eau séparées de la nappe : comme pour les pâtes de sable, elles sont simplement sous des dépressions capillaires fonction de la granulométrie et de la compacité du sol, ce qui augmente les contraintes intergranulaires, donc aussi la résistance au cisaillement dans les seuls domaines des « gouttes » d'eau.

En résumé, les « bulles » au-dessus de la nappe ne semblent pas avoir un grand effet sur la résistance des sols. Par contre, les « gouttes » au-dessus de la nappe augmentent d'autant plus la cohérence du sol qu'elles occupent de grands volumes, mais il ne faut pas oublier que cette cohésion nouvelle craint... l'augmentation de la teneur en eau.

La figure 11 représente la teneur en eau au-dessus de la nappe dans deux cas, soit lorsqu'un sol initialement saturé s'est égoutté par drainage (courbes de droite), soit lorsque le même sol initialement

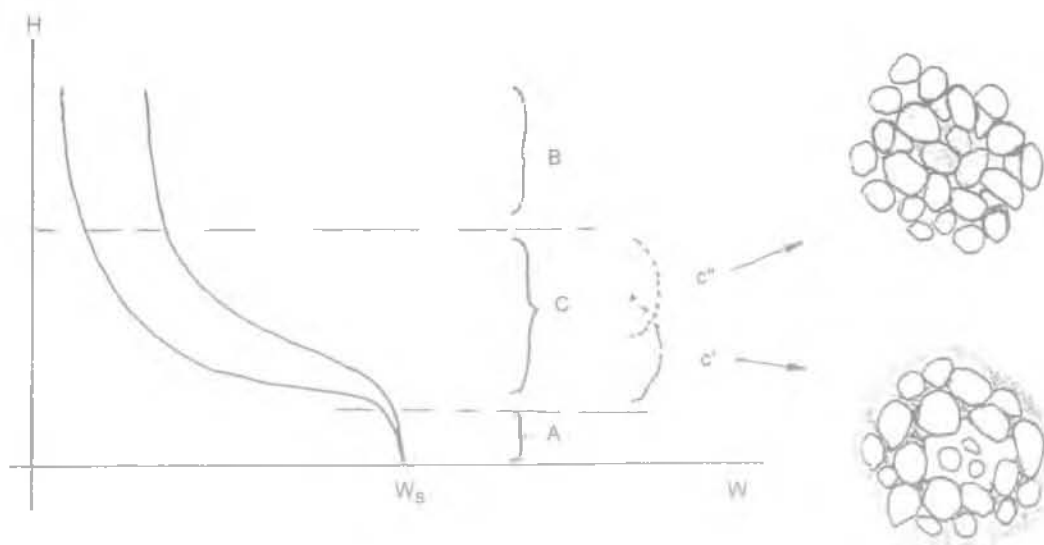


FIG. 11 « Bulles » et « gouttes » dans la frange non saturée.
« Bubbles » and « drops » in the unsaturated fringe.

sec s'est humidifié par ascension capillaire (courbe de gauche). L'intervalle entre ces deux courbes représente l'hystérésis entre ces types d'écoulement.

D'une façon générale, si les deux courbes de la figure 11 représentent les valeurs extrêmes de teneur en eau dans le sol en équilibre au-dessus de la nappe, bornées à gauche par la courbe des teneurs en eau en humidification (remontée capillaire), à droite par les teneurs en eau en drainage gravitaire, on peut diviser les altitudes en trois domaines. Dans le domaine (A) immédiatement au-dessus de la nappe, le sol est à peu près totalement saturé, la phase gazeuse est presque inexistante, constituée par de toutes petites bulles isolées. La phase liquide est continue. Dans le domaine (B), loin au-dessus de la nappe (à une hauteur d'autant plus grande que la granulométrie du sol contient des éléments fins), la phase gazeuse est continue et la phase liquide ne l'est pas. Les teneurs en eau y sont faibles et correspondent à des ménisques en anneaux autour des points de contact entre grains. On peut facilement évaluer un ordre de grandeur des forces entre deux grains (Habib, 1997b ; Habib, 1998).

Dans le domaine (C) les deux phases peuvent être continues ensemble mais avec des sous-domaines (C') et (C''), où l'on peut trouver soit en (C') des « bulles » de gaz continues dans la bulle, mais ne communiquant pas avec l'atmosphère, soit en (C'') des « gouttes » d'eau continue dans l'air mais ne communiquant pas avec la nappe. Ces formations dans les domaines (C') et (C'') dépendent de l'histoire des battements de la nappe et de l'hétérogénéité de la granulométrie des sols. Ce modèle est simpliste, mais il mérite d'être exploité. Comme les ménisques présentent une concavité orientée vers le liquide (C'' Fig. 11), le sol à l'intérieur des gouttes aura tendance à être comprimé et, par conséquent, à augmenter de résistance au cisaillement. Par contre, dans les bulles il y aura peut-être un certain relâchement entre les grains, les ménisques ayant tendance à s'infiltrer dans la bulle donc à faire pénétrer de l'eau dans les interstices entre les grains et cet envahissement augmentera la pression de l'air, ce qui d'une part, favorise la lente dissolution de

certain gaz de l'air dans l'eau, mais pas de tous les gaz, et d'autre part, diminue les contraintes intergranulaires dans la bulle donc aussi la résistance au cisaillement.

Il faut répéter que ce modèle est tout à fait sommaire, en particulier parce qu'il ne tient pas compte de la dilatance et aussi parce qu'il ne souligne pas la différence entre les sols et les roches. Pour ces dernières, il est bien connu que la résistance à la compression simple est une fonction fortement décroissante pour les très faibles valeurs de la teneur en eau puis presque constante lorsqu'on approche de la saturation. Et, d'autre part, la porosité de fissure y joue un rôle plus important que la porosité de pores.

A la surface du sol un film d'eau, par exemple apporté par la pluie, correspond bien à l'arrosage des bétons frais. Il peut faire disparaître les ménisques donc la tension capillaire, ce qui fait perdre une partie de la résistance du sol. Il est probable que ce phénomène participe à la tenue verticale des parois d'une tranchée dans le sol, puis au risque d'affaissement si de l'eau apparaît au fond (par effondrement localisé aux pieds mouillés des deux parois de la tranchée). De même, certains glissements de terrains sont probablement liés aux mêmes mécanismes : augmentation du poids des terres et perte de la cohésion d'origine capillaire, donc diminution de la résistance près de la surface. Il en est de même pour l'apparition des fontis.

Il faut envisager le même phénomène en souterrain : une galerie dans un sable très fin, ou *a fortiori* dans un sol silteux ou dans une argillite, ou encore dans une marne dont la teneur en eau est inférieure à la limite de plasticité, peut présenter un excellent comportement en étant soutenu par une pression interstitielle négative s s'exerçant à sa surface et étant équivalente à une pression hydrostatique $s = c/\tan \phi$.

Or, l'ordre de grandeur de s est 0,15 MPa pour un sable fin (c'est-à-dire l'équivalent de la contrainte normale apporté par un boulonnage !) et 3,2 MPa pour une craie. Négliger un tel « soutènement » au cours d'une inspection de la qualité apparente de l'équilibre de la galerie peut conduire à un optimisme déplacé pour

le calcul du revêtement définitif, ou pour l'équilibre d'une cavité de forme différente, ou homothétique mais plus grande, ou encore pour des équilibres à long terme dans des configurations pouvant entraîner la disparition des ménisques.

4

Conclusion

Quelques essais relativement simples sur des sables et sur des calcaires poreux ont montré que la résistance d'éprouvettes saturées immergées dans de l'eau était moindre que celle d'éprouvettes essayées dans l'air. Il est raisonnable d'attribuer ce phénomène au confinement exercé par la tension capillaire des ménisques concaves situés à la surface des éprouvettes dans l'air

(confinement qui évidemment disparaît lorsque les éprouvettes sont mises dans l'eau).

Les essais ont été réalisés avec des matériaux très perméables (des sables) ou avec des matériaux peu compressibles (des roches). De sorte que les équilibres de pressions interstitielles s'établissaient assez rapidement.

Il n'en serait probablement pas de même avec des volumes très grands ni avec des argiles qui mises dans l'eau auraient tendance à gonfler et où les équilibres seraient plus longs à atteindre. Le fait que le séchage de l'argile, qui provoque des retraites dont la compacité est plus grande avec de l'eau pure qu'avec de l'eau contenant un mouillant, montre que cette question mérite d'être étudiée ainsi que les conséquences pratiques qui peuvent en découler.

Bibliographie

- Acker P. – *Université de tous les savoirs*. Tome V. « Qu'est-ce que la technologie ? ». Yves Michaud (sous la dir. de), Paris, Odile Jacob, 2001.
- Arcy Thomson (d') – *Forme et croissance*, 1961. Traduction française, Seuil-CNRS, 1994.
- Bishop A.W., Kumapley N.K., El Ruwayih A. – The influence of pore-water tension on the strength of clay. *Ph. Tr. Royal Society London*, vol. 278, n° 1286, 1975, p. 511-554.
- Caquot A. – *Équilibre des massifs à frottement interne*. Paris, Gauthier-Villars, 1934.
- Caquot A., Kerisel J. – *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, 4^e édition, 1966, p. 214 et 358.
- Fredlung, Rahardjo – *Mechanics of unsaturated soils*, 1993.
- Habib P. – *Génie géotechnique*. « Force portante des fondations », Paris, Ellipses, 1997a, p. 96-99.
- Habib P. – *Génie géotechnique*. « Sols non saturés », Paris, Ellipses, 1997b, p. 40-44.
- Habib P. – Rhéologie des assemblages de particules mouillées. *33^e Colloque du Groupe français de rhéologie*, Biarritz, 1998.
- Skempton A.W., Sowa V.A. – The behaviour of saturated clays during sampling and testing. *Géotechnique*, 13, n° 4, 1954, p. 269-290.