

Comportement mécanique des sols non saturés

par **Pierre DELAGE**

Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées (ENPC)

Directeur de recherche au Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols (CERMES)

et **Yu-Jun CUI**

Directeur de recherche au Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols (CERMES)

1. Techniques et méthodes d'essai	C 302 - 3
1.1 Généralités	— 3
1.2 Essais à pression d'air contrôlée (« translation d'axes »)	— 3
1.2.1 Appareil triaxial.....	— 3
1.2.2 Œdomètre.....	— 3
1.2.3 Boîte de cisaillement	— 4
1.3 Essais à succion contrôlée par la technique osmotique	— 4
1.3.1 Œdomètre.....	— 4
1.3.2 Appareil triaxial.....	— 5
1.4 Choix des vitesses de chargement lors d'essais à succion contrôlée.....	— 6
2. Comportement mécanique	— 7
2.1 Généralités	— 7
2.2 Contraintes effectives ou variables indépendantes.....	— 7
2.2.1 Hypothèse des contraintes effectives en sol non saturé	— 7
2.2.2 Analyse en variables indépendantes	— 8
2.3 Déformations volumiques	— 9
2.4 Résistance au cisaillement.....	— 10
2.4.1 Résultats expérimentaux à la rupture.....	— 11
2.4.2 Critères de résistance au cisaillement	— 11
2.4.3 Comportement avant rupture.....	— 12
3. Modèles de comportement	— 13
3.1 Généralités	— 13
3.2 Choix des variables de contraintes	— 14
3.3 Modèles élastiques.....	— 14
3.4 Modèles élastoplastiques	— 15
4. Conclusion	— 18
Pour en savoir plus	Doc. C 304

Les déformations et la résistance d'un sol non saturé dépendent, d'une part, de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol et, d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pressions de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures). La description du comportement mécanique sous forme d'une relation entre les charges (contraintes, pressions d'eau et de gaz) et la déformation du sol s'appuie sur des essais où l'on peut contrôler séparément les contraintes et la succion (voir article [C 301] « L'eau dans les sols non saturés »). Ces

techniques d'essais, dérivées des appareils utilisés pour les études classiques de comportement des sols (articles [C 214] « Compressibilité. Consolidation. Tassement » et [C 216] « Résistance au cisaillement »), sont traitées dans la première partie de cet article. Les caractéristiques principales du comportement des sols non saturés (aspects volumiques et résistance au cisaillement) sont ensuite décrites à la lumière des résultats des essais, après une analyse du cadre d'interprétation des résultats (contraintes effectives ou variables indépendantes). La troisième partie présente la formulation analytique de lois de comportement adaptées aux connaissances actuelles sur le comportement des sols non saturés.

Notations et symboles	
Symbole	Définition
C_c	coefficient de compression
e	indice des vides
e_i	indice des vides initial
E	module de Young
e_a	indice des vides d'air
F	force ou fonction, suivant le contexte
G	module de cisaillement élastique
I_P	indice de plasticité
k	coefficient de perméabilité
LC	Loading-Collapse
p	contrainte moyenne $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$
p_0^*	pression de préconsolidation à succion nulle
P_{atm}	pression atmosphérique
p^c	pression de référence
q	déviateur : $q = \sigma_1 - \sigma_3$
s	succion : $s = u_a - u_w$
SI	Succion Increase
S_r	degré de saturation
S_{r_b}	degré de saturation en eau libre
S_{r_m}	degré de saturation en eau capillaire
S_{r_0}	degré de saturation en eau adsorbée
u	pression interstitielle
u_a	pression d'air
u_w	pression d'eau
v	volume spécifique
v_w	volume spécifique d'eau
Se reporter également aux définitions des dix paramètres du modèle de Barcelone (§ 3.4)	

Notations et symboles	
Symbole	Définition
V	volume total
V_s	volume des solides
V_w	volume d'eau
w	teneur en eau
w_L	limite de liquidité
w_{opt}	optimum Proctor
ε_s	déformation de cisaillement
ε_v	déformation volumique
ε_1	déformation axiale
φ'	angle de frottement à l'état saturé
φ^b	angle de frottement lié à la succion
ν	coefficient de Poisson
ρ_s	masse volumique des particules solides
ρ_w	masse volumique de l'eau
σ	contrainte totale
σ'	contrainte effective
$\sigma - u_a$	contrainte nette
σ_m	contrainte moyenne
σ_v ou σ_{v0}	contrainte verticale
σ_1	contrainte axiale
σ_3	contrainte de confinement
σ_c	contrainte de compactage
τ_{max}	contrainte de cisaillement
τ_{oct}	contrainte de cisaillement octaédrique
τ_{ref}	contrainte de cisaillement octaédrique de référence
Se reporter également aux définitions des dix paramètres du modèle de Barcelone (§ 3.4)	

1. Techniques et méthodes d'essai

1.1 Généralités

Deux techniques de contrôle de la succion ont été présentées dans l'article [C 301] *L'eau dans les sols non saturés* :

- dans la technique de « translation d'axes » ([C 301] § 2.3), on applique une pression d'air contrôlée au sein de l'échantillon, dont on maintient la pression d'eau nulle ;
- dans la technique osmotique ([C 301] § 2.4), on utilise une membrane semi-perméable et une solution de molécules de grandes dimensions incapables de traverser cette membrane.

Ces deux techniques ont été appliquées aux divers types d'essais de laboratoire de mécanique des sols.

Nota : on mentionne pour mémoire la technique de contrôle de fortes suctions par phase vapeur ([C 301] § 2.5), qui a fait également l'objet d'adaptation à l'œdomètre [107] et, plus récemment, au triaxial [69].

1.2 Essais à pression d'air contrôlée (« translation d'axes »)

1.2.1 Appareil triaxial

La figure 1 montre un des premiers appareils de mécanique des sols à succion contrôlée, qui est la cellule triaxiale mise au point par Bishop et Donald [67], basée sur la technique de translation d'axes.

L'éprouvette repose sur un disque céramique à haute pression d'entrée d'air et la succion est imposée en appliquant en haut de l'échantillon une surpression d'air u_a . Par l'intermédiaire de ce disque, l'eau de l'échantillon est maintenue à la pression atmosphérique et on a $u_w = 0$. Comme les membranes en latex usuelles ne sont pas à long terme étanches à l'air, un dispositif permet d'immerger l'échantillon dans un bain de mercure, qui sert également pour la mesure des variations de volume, par suivi du déplacement d'une bille flottante par un cathétomètre ; cette mesure de volume n'est en effet pas possible par le biais des échanges d'eau interstitielle, puisque le sol n'est pas saturé. Le suivi en parallèle des volumes d'eau et d'air échangés est délicat car, d'une part, les volumes d'eau sont faibles et, d'autre part, l'air est compressible et son volume sensible aux variations de température.

Les possibilités d'un tel appareil sont larges, puisque l'on peut, en plus des essais à succion contrôlée, réaliser des essais à teneur en eau constante, en ajustant la pression d'eau pour qu'il n'y ait pas d'échange d'eau au cours de l'essai. La figure 2 montre un tel essai réalisé sur un limon lâche à un taux de cisaillement de $2,15 \mu\text{m}/\text{min}$; cet essai permet en particulier de connaître les variations de la **succion** s au cours du cisaillement :

$$s = u_a - u_w$$

On observe une allure classique de la courbe efforts-déformations, avec une rupture autour de 10 %. Les variations de volume mettent en évidence une contractance (diminution de volume) avant rupture, normale pour un sol lâche. Il est intéressant de remarquer le couplage entre les variations de succion et ces deux grandeurs : la phase contractante avant rupture se traduit par une baisse de la succion depuis une valeur initiale $s = 69 \text{ kPa}$, jusqu'à un palier de stabilisation à 32 kPa , atteint à la rupture, pour un déviateur maximal de 108 kPa . Une telle diminution est qualitative-

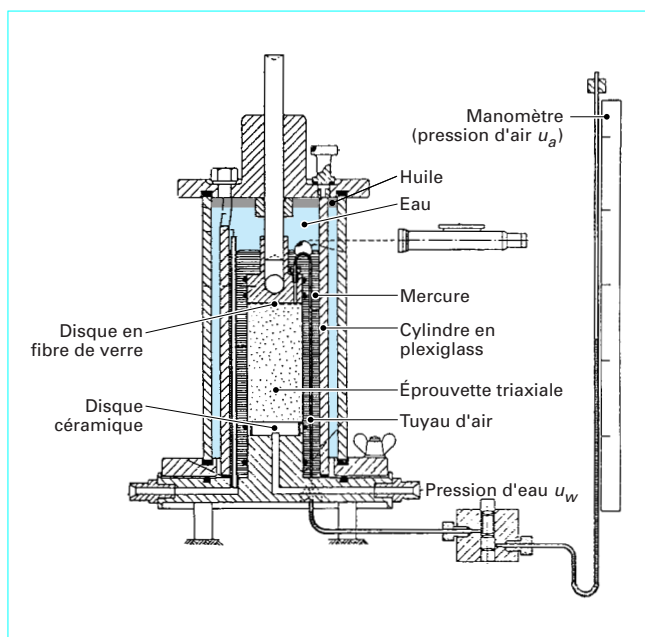


Figure 1 – Triaxial à succion contrôlée [67]

ment cohérente avec la diminution du volume de l'échantillon ; on note également, dès l'application de la charge, une chute de succion. Le degré de saturation a une évolution compatible avec les variations volumiques.

Ce système triaxial, qui s'adapte assez facilement sur une cellule classique, a été utilisé par différents auteurs [93] [96] [101] [114] [90], avec diverses variantes pour les mesures de volume. Le principe du contrôle de succion par surpression d'air impose, lors de l'application de la succion, d'augmenter simultanément et d'une valeur égale la contrainte de confinement, afin de se trouver dans une condition de **contrainte nette** ($\sigma_3 - u_a$) constante. Il s'ensuit que l'on se retrouve limité en termes de succion maximale par la contrainte de confinement maximale disponible, qui est souvent de l'ordre de 2 MPa . Ainsi, la plupart des essais à succion contrôlée actuellement disponibles correspondent à des suctions de quelques centaines de kilopascals.

Des cellules de compression isotrope à succion contrôlée par surpression d'air, analogues dans le principe au système triaxial décrit ici, ont été utilisées par Matyas et Radhakhrisna [104] et Fredlund et Morgenstern [85]. Parallèlement aux cellules triaxiales à succion contrôlées, des cellules avec mesure de succion lors du cisaillement ont été développées, basées sur l'emploi d'un psychromètre [23] [55] [60] [127], ou d'un tensiomètre [103].

1.2.2 Œdomètre

La méthode de translation d'axes a été adaptée assez tôt sur des œdomètres pour l'étude du gonflement à succion contrôlée [80] et pour les premiers travaux sur les effets de la succion sur les propriétés de changement de volume des sols non saturés [64]. La nécessité d'appliquer une contre-pression d'air à l'éprouvette fait que les cellules œdométriques classiques ne sont pas adaptées et il est nécessaire d'inclure l'anneau œdométrique dans une chambre supportant les pressions d'air. La figure 3 montre la cellule développée par Escario et Saez [119]. L'application de la contrainte se fait à l'aide d'un piston, ce qui exige des précautions particulières au niveau de l'étanchéité entre la tige du piston et la cel-

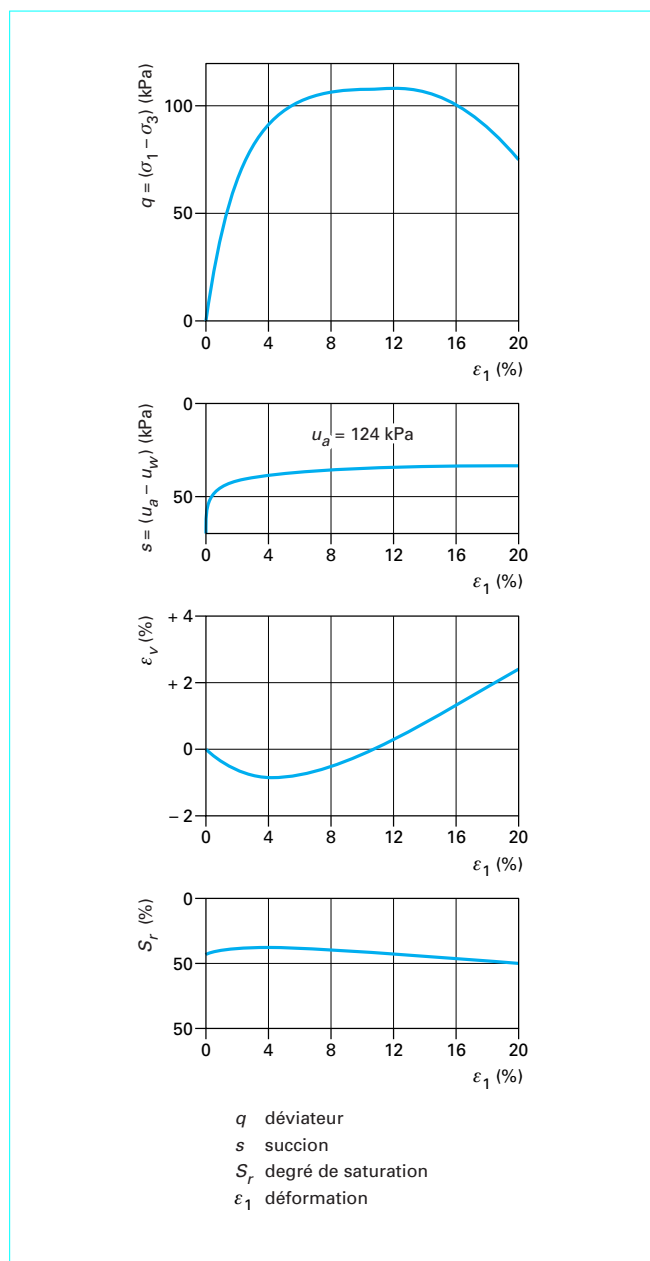


Figure 2 – Essai à teneur en eau constante [67]

lule de confinement de l'air ; pour cela, Escario place une quantité importante de graisse dans une cavité spéciale située à la base du contact cellule-tige (figure 3). Une membrane semi-perméable placée sur une pierre poreuse joue ici le rôle de pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air. Les variations de hauteur de l'échantillon sont déduites des mouvements de la tige, qui permet également d'appliquer la force axiale.

Parmi les améliorations apportées à ce type d'œdomètre, on peut citer la mise en œuvre de la mesure des contraintes horizontales [92] et le contrôle simultané de la succion et de la température [109].

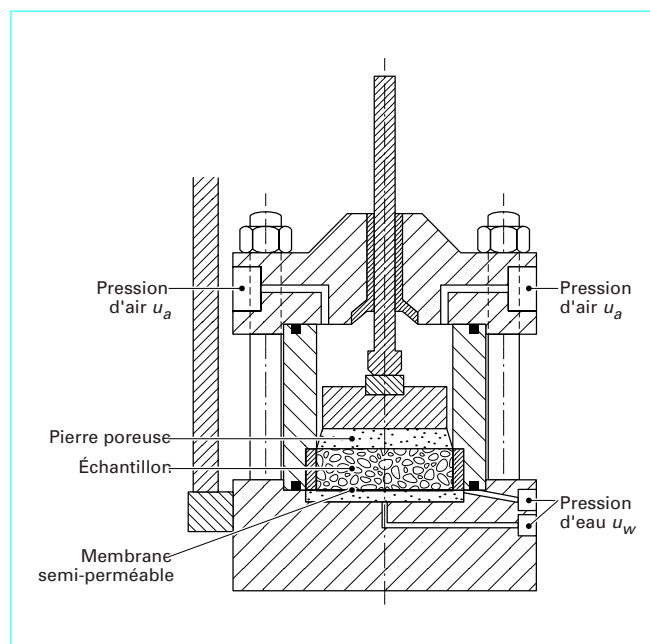


Figure 3 – Œdomètre à succion contrôlée [119]

1.2.3 Boîte de cisaillement

La première boîte de cisaillement à succion contrôlée a été proposée par Escario [81], selon un principe qui découlait de la première version de l'œdomètre [80]. Le système est présenté sur la figure 4. La chambre de confinement d'air de l'œdomètre initial s'est révélée assez vaste pour contenir une boîte de cisaillement de 50×50 mm. Une tige de 10 mm de diamètre transmet au piston l'effort normal ; le piston se décompose en deux parties horizontales, reliées entre elles par un roulement à billes, ce qui permet le déplacement horizontal sous contrainte normale de la demi-boîte supérieure. L'effort tangentiel est appliqué par une tige horizontale qui donne, comme dans les boîtes de cisaillement classiques, la mesure de l'effort tangentiel. L'échantillon est placé sur une pierre poreuse à haute entrée d'air. L'étanchéité du système est assurée entre les tiges verticale et horizontale et la cellule et autour de la pierre poreuse fine, qui est collée à un anneau fixé à l'embase de la cellule par des joints toriques. Gan *et al.* [88] ont proposé un système analogue, avec des roulements à billes placés sous la boîte, qui est mobile et se déplace lors du cisaillement sur le fond de la chambre de confinement d'air (voir aussi [65] [73]).

1.3 Essais à succion contrôlée par la technique osmotique

1.3.1 Œdomètre

La figure 5 (voir p. 6) montre l'adaptation du principe osmotique, décrit dans l'article [C 301], sur une cellule œdométrique, initialement développée par Kassif et Benshalom [98] ; il s'agit d'une cellule classique, dans laquelle les pierres poreuses inférieure et supérieure ont été remplacées par des membranes semi-perméables, posées sur des tamis ; dans le système initial, la solution de polyéthylène glycol (PEG) était mise en circulation dans les mailles

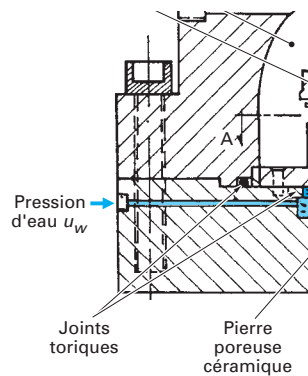


Figure 4 – Boîte de cisaillement à succion contrôlée [81]

du tamis, entre le métal de la cellule et la membrane, par un système de burettes. Une solution d'une concentration supérieure à celle qui serait en équilibre avec la succion initiale du sol a tendance à aspirer l'eau de l'échantillon au travers de la membrane et à le sécher.

L'adjonction d'un circuit fermé activé par une pompe péristaltique contenant la solution, la cellule osmotique et un réservoir de volume suffisamment important pour maintenir une concentration constante malgré les échanges avec le sol, a été proposée par Delage et al. [76] ; le tube capillaire placé sur le réservoir obturé permet de suivre les variations d'eau échangée et de garantir que l'état d'équilibre est bien atteint, ce qui se produit au bout de 1 à 3 jours, selon l'ampleur de l'incrément de succion appliqué, pour une épaisseur d'échantillon de 10 mm. Ce système requiert des conduits et un réservoir thermostatés, pour que la mesure ne soit pas affectée par la dilatation thermique de la solution. Dineen et Burland [77] ont retenu le même principe, avec un contrôle des échanges d'eau par pesée continue du flacon de solution.

1.3.2 Appareil triaxial

La première application du principe osmotique au triaxial a été réalisée par Komornik et al. [99] pour l'étude du gonflement des sols, avec une éprouvette cylindrique creuse, la solution étant mise en circulation sous une pression égale à la pression de confinement dans le vide cylindrique central. Ce système n'est

cependant pas satisfaisant dans la mesure où il ne permet pas d'appliquer une condition de contrainte homogène, car il n'est pas possible d'appliquer l'intégralité de la contrainte de confinement au travers d'une membrane semi-perméable.

Une adaptation plus simple au triaxial (figure 6) a été réalisée par Delage et al. [75] et Cui et Delage [72]. L'échantillon de sol est mis en contact en haut et en bas avec la membrane semi-perméable par le biais d'embases concentriques rainurées assurant la circulation de la solution de PEG. Un tamis fin est placé entre la membrane semi-perméable et les rainures, afin de protéger la membrane. Un orifice d'air est usiné sur l'embase inférieure afin d'assurer la pression atmosphérique dans le sol. Les variations de volume sont suivies à l'aide d'un système similaire à celui de Bishop et Donald [67] (figure 2), dans lequel le mercure est remplacé par de l'eau colorée recouverte d'une mince couche d'huile, le confinement dans la cellule se faisant à l'air. La variation de volume est mesurée de façon optique en suivant le déplacement du niveau de l'interface eau-huile à l'aide d'un cathétomètre.

La cellule triaxiale osmotique présente l'avantage de contrôler la succion par les deux côtés, donc d'avoir une longueur de drainage égale à la moitié de la hauteur de l'échantillon, ce qui est favorable à l'homogénéisation de la succion au cours du cisaillement. De plus, la méthode osmotique permet d'atteindre sans problème particulier des valeurs de succion plus fortes (12 MPa) que la méthode de surpression d'air, qui pose des problèmes de sécurité à fortes pressions.

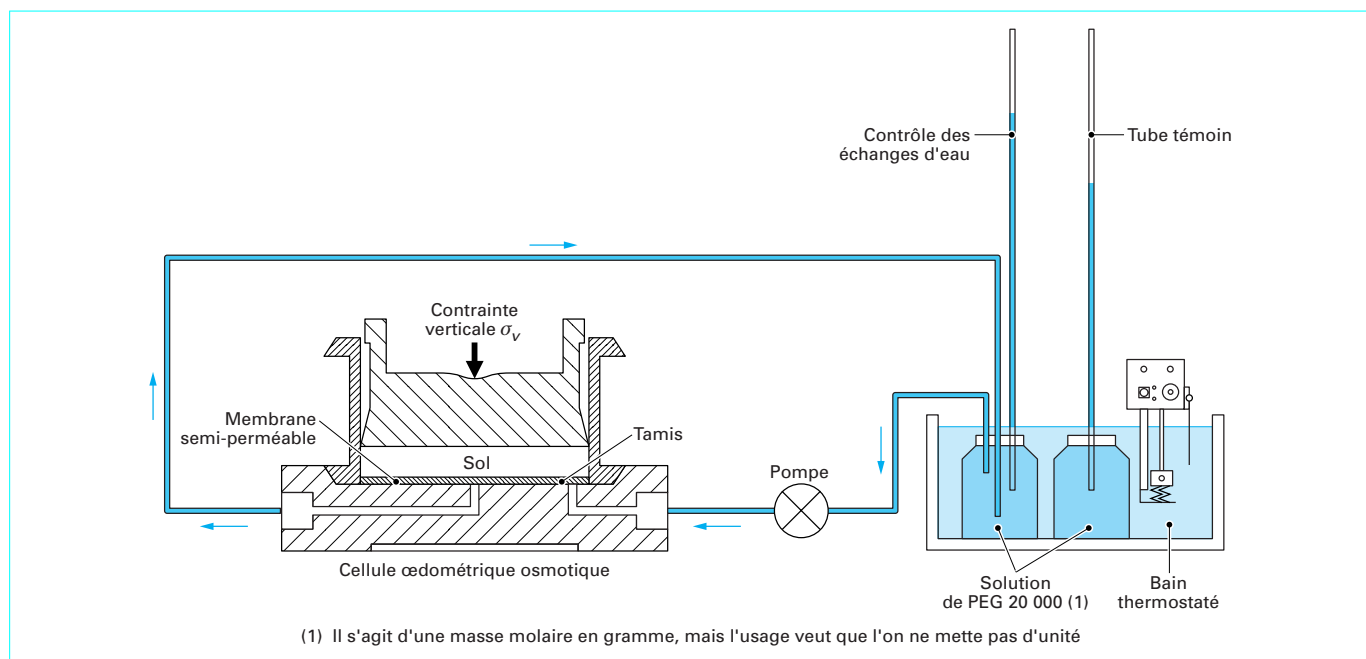


Figure 5 – Œdomètre à succion contrôlée [76] [98]

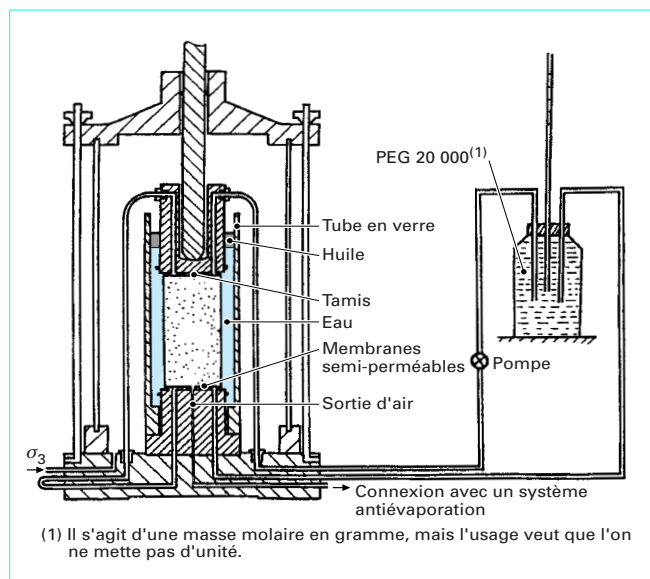


Figure 6 – Cellule triaxiale osmotique [72]

1.4 Choix des vitesses de chargement lors d'essais à succion contrôlée

Un point essentiel pour la qualité du contrôle de la succion, lors d'un cisaillement ou d'une compression volumique œdométrique ou triaxiale, est lié à la nécessité d'adopter une vitesse de cisaillement suffisamment lente, pour que, à tout instant, le système de contrôle puisse extraire ou laisser s'infiltrer de l'eau et maintenir la

suction constante. Ces échanges d'eau sont essentiellement liés à la partie volumique des déformations ; il est nécessaire d'extraire de l'eau lors des diminutions de volume (phase contractante) et d'en injecter lors des augmentations de volume (phase dilatante). Le problème est analogue à celui des essais triaxiaux saturés en conditions drainées, à ceci près qu'il est également nécessaire de tenir compte des effets de la faible perméabilité des pierres poreuses céramiques (ou des membranes semi-perméables), qui s'exprime par le biais de l'impédance (produit de la perméabilité k par l'épaisseur).

Ce problème a été traité pour la première fois par Ho et Fredlund [93], qui se sont basés sur l'analyse faite par Gibson et Henkel [91] pour les essais triaxiaux drainés saturés. L'application de cette approche au triaxial osmotique a été faite par Delage et al. [75]. La conclusion est que les vitesses de cisaillement lentes courantes (de l'ordre de $1 \mu\text{m}/\text{min}$) semblent satisfaisantes. Ce point mériterait cependant d'être approfondi, l'incertitude expérimentale principale résidant actuellement dans l'estimation de la vitesse de génération des variations de succion lors d'un cisaillement, ou d'une compression volumique.

L'habitude a fait que nombre d'essais œdométriques ont été réalisés sur des bâtis œdométriques, selon la procédure de chargement incrémental habituelle, avec doublement de la charge à intervalles de temps réguliers. Cui et Delage [72] ont montré, avec des essais de chargement isotropes, que ce type de chargement n'était pas adapté, dans la mesure où le tassement instantané engendré par un chargement instantané provoque une chute immédiate de la succion, qui nécessite au moins une journée pour revenir à la valeur souhaitée. L'échantillon est donc soumis à des cycles de succion qui dépendent de l'ampleur de chargement et l'essai identifie en fait un comportement moyen correspondant à une succion plus faible que la valeur souhaitée. Il est donc nécessaire de réaliser les essais de compression à succion contrôlée à une vitesse de compression lente et constante, en plaçant la cellule œdométrique sur une presse triaxiale. Avec une épaisseur d'échantillon de 1 à 2 cm, une vitesse de $1 \mu\text{m}/\text{min}$ semble satisfaisante.

2. Comportement mécanique

2.1 Généralités

Les premiers auteurs abordant la mécanique des sols non saturés ont tenté d'adapter aux sols non saturés le concept de contrainte effective. Ce point a fait l'objet d'intenses discussions dans les années 1960, au cours desquelles a été également développée une approche basée sur l'utilisation de deux variables de contraintes indépendantes.

2.2 Contraintes effectives ou variables indépendantes

2.2.1 Hypothèse des contraintes effectives en sol non saturé

Bishop et Blight [68] reprennent la définition de Terzaghi en exprimant que « la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle de l'eau, qui contrôle les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol ». Les effets d'une telle modification peuvent se mesurer par le biais des variations de volume ou de la résistance au cisaillement du sol. On a donc :

$$\sigma' = F(\sigma, u)$$

2.2.1.1 Sol saturé

Dans le cas des sols saturés, l'expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la figure 7, où l'on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire.

Dans ce cas, la grandeur physique u est une **contrainte neutre**, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. La figure 7 illustre l'additivité de la contrainte intergranulaire et de la pression interstitielle. On a :

$$\sigma' = F(\sigma, u) = \sigma - u$$

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement u est positive ou nulle. En fait, il existe des cas où u est négative sans qu'il y ait désaturation et où cette relation est également valable. La validité de cette relation dépend également d'hypothèses de compressibilité négligeable de la phase solide et de l'eau, et de contact ponctuel sans cimentation entre les grains (cf. figure 7). La figure 7 concerne des **sols granulaires** où la limite solide-liquide est franche et où les interactions solide-solide ou solide-liquide sont uniquement de nature mécanique. Dans le cas des **sols fins**, ces deux points ne sont pas vérifiés. Les interactions physico-chimiques entre les phases solides et liquides rendent le problème plus complexe (voir [38] [100]) et il n'existe plus de limite franche entre elles : les premières couches de molécules d'eau absorbées sont solidement liées à la phase solide et dotées d'une certaine rigidité et les couches suivantes ont une viscosité décroissante avec la distance de la molécule d'eau à la phase solide, pour atteindre enfin la valeur de la viscosité de l'eau « libre » à partir d'une certaine distance. L'observation expérimentale et la pratique ont néanmoins établi la validité du concept de contrainte effective pour les sols fins saturés.

2.2.1.2 Sol non saturé

Dans les **sols grenus** non saturés, les ménisques capillaires correspondant à la succion engendrent, contrairement aux pressions interstitielles positives, une attraction entre les grains. Cette succion ne s'applique que sur la surface mouillée des grains, qui

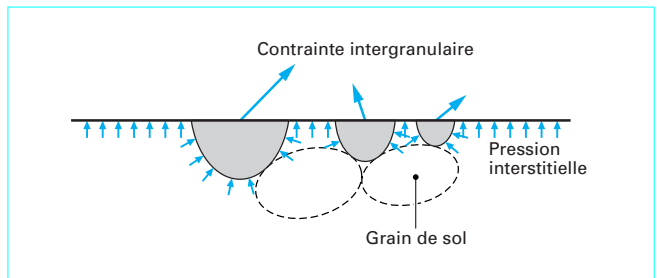


Figure 7 – Principe de contrainte effective en sol saturé

est d'autant plus faible que la succion est grande (cf. [C 301], figure 3). Comme le soulignent Jennings et Burland [95], c'est une contrainte locale et perpendiculaire aux contacts, fonction de la géométrie des contacts intergranulaires ; elle se distingue des effets locaux d'une contrainte isotrope appliquée à l'assemblage de grains, retransmise le long de chaînons de contrainte, qui engendre à la fois une composante normale et une composante tangentielle au contact. Ainsi, il existe des cas où une augmentation de contrainte isotrope crée une diminution de volume par l'effet de ces composantes tangentielles et des modifications induites dans l'assemblage par glissements de contact, alors qu'une augmentation de succion du même ordre de grandeur ne le peut pas.

Dans les **sols fins**, en plus de la capillarité, la désaturation mobilise progressivement les actions d'adsorption sur la phase argileuse. Elle entraîne généralement une rétraction importante, signe de grandes modifications de la structure. À l'état sec, les attractions physico-chimiques confèrent au sol fin un état solide, avec une importante cohésion, alors qu'un sable sec a un comportement analogue à celui d'un sable saturé. On constate donc que l'effet d'une « pression négative » d'eau dans un sol non saturé est différent, d'un point de vue phénoménologique, de l'effet d'une pression positive dans un sol saturé. On verra (§ 2.2.1.3) que, au niveau mécanique, il est également difficile, voire impossible, d'assimiler la succion à une contrainte effective.

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées dans les années 1950. Nombre d'auteurs [12] [61] [66] [94] ont proposé des réflexions basées sur la capillarité dans un sol granulaire, afin de tenter de relier de façon simple la contrainte totale, la pression interstitielle négative et la contrainte effective.

Ainsi, la fonction F a rapidement pris la forme suivante :

$$\sigma' = F(\sigma - u_a, u_a - u_w) = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w)$$

Des travaux mentionnés ci-dessus, dont les conclusions étaient convergentes, il est resté l'expression de Bishop [66] qui revient à estimer que σ est une fonction linéaire de la succion ($u_a - u_w$), soit :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

On introduit ainsi un paramètre χ , compris entre 0 et 1, nul pour les sols secs et égal à 1 pour les sols saturés. Bishop et Donald [67] ont tenté une vérification expérimentale de cette expression à l'aide d'un essai triaxial où les pressions u_a et u_w étaient contrôlées. En admettant ensuite la validité de cette équation, ils ont pu calculer des valeurs de χ , en comparant à la rupture des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de σ' , à ceux d'essais non saturés avec u_a et u_w connus. Ils proposent ainsi une relation :

$$\chi = g(S_r)$$

Par la suite, et dans un but de simplification, nombre d'auteurs ont pris directement, par commodité, $\chi = S_r$.

2.2.1.3 Limites de la notion de contrainte effective

Très rapidement, des vérifications expérimentales complémentaires [95] font apparaître un certain nombre de limitations au concept de contrainte effective élargi aux sols non saturés. Une des anomalies observée correspond à l'essai d'effondrement présenté sur la figure 8.

Un échantillon de loess de Picardie est comprimé à l'œdomètre à teneur en eau constante (suction non nulle), jusqu'à une contrainte $\sigma_{v0} - u_a = 200$ kPa. Il est alors remouillé sous contrainte constante, ce qui entraîne un effondrement traduit par une diminution de l'indice des vides de $e_1 = 0,65$ à $e_2 = 0,62$. La contrainte est ensuite augmentée et on suit alors une courbe œdométrique classique de sol saturé.

Lors de l'effondrement, $u_a - u_w$ décroît vers zéro. Il s'ensuit que la **contrainte effective** diminue :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

Ce relâchement de la contrainte effective devrait, par définition, entraîner une légère augmentation de l'indice des vides. Il n'en est rien, puisque celui-ci diminue de façon non négligeable.

Jennings et Burland mettent en évidence un autre contre-exemple où $\chi = -2$ et montrent également que la valeur de χ dépend du chemin suivi dans l'espace $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$, ce qui est cohérent avec l'hystérésis des courbes de rétention d'eau ; ils montrent aussi que la valeur de χ dépend de l'essai pratiqué, œdométrique ou triaxial. Ils explicitent ces problèmes en termes de structure, en considérant que les modifications de l'arrangement des particules dues au retrait des ménisques en désaturation sont différentes de celles créées par des variations de contrainte extérieure.

En réponse à Jennings et Burland, Bishop et Blight [68] réexaminent le concept de contrainte effective, en sol saturé et non saturé. Ils admettent en particulier que χ dépende d'autres paramètres que S_r . En fait, observant que χ semble varier également en fonction de la suction ($u_a - u_w$), ils proposent de revenir à une définition plus large de la contrainte effective, en réutilisant l'expression :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w)$$

Bishop et Blight estiment cependant que l'expression $\chi(u_a - u_w)$ est une bonne approximation de f pour les sollicitations de cisaillement.

Les résultats d'essais triaxiaux à suction contrôlée obtenus par Cui et Delage [72] ne vont cependant pas dans ce sens : lors du cisaillement, l'effet de la suction s'est révélé opposé à celui de la contrainte de confinement, avec une déformation volumique d'autant plus importante que la suction est faible. Wheeler & Sivakumar [114] ont montré la non-validité du concept de contrainte effective en examinant la valeur du volume spécifique à l'état critique. Considérons deux points A et B situés sur les courbes d'état critique de 0 et 200 kPa de suction respectivement (figure 9). D'après le concept d'état critique, A et B correspondent à une même valeur de déviateur à la rupture, ils doivent correspondre à la même contrainte effective et au même volume spécifique. La réponse en variation de volume indique que ce n'est pas le cas : le point B se trouve à une valeur de volume spécifique beaucoup plus petite que le point A. Un raisonnement inverse est également valable : les deux points A et C ont le même volume spécifique, mais une résistance au cisaillement à l'état critique très différente.

2.2.2 Analyse en variables indépendantes

Dans l'impossibilité de décrire complètement le comportement des sols non saturés à l'aide d'une contrainte effective unique, il a été nécessaire d'utiliser deux variables de contraintes, dans le cadre de l'approche dite des variables indépendantes. Coleman [71]

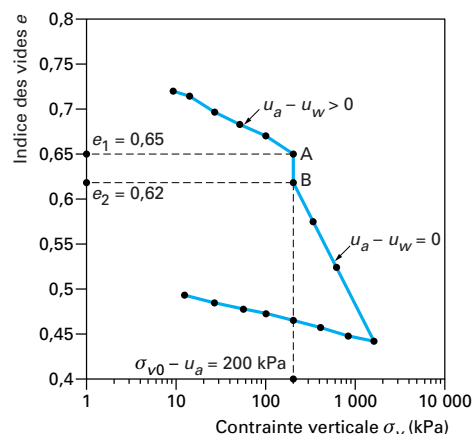


Figure 8 – Essai d'effondrement à l'œdomètre sur le loess de Picardie [118]

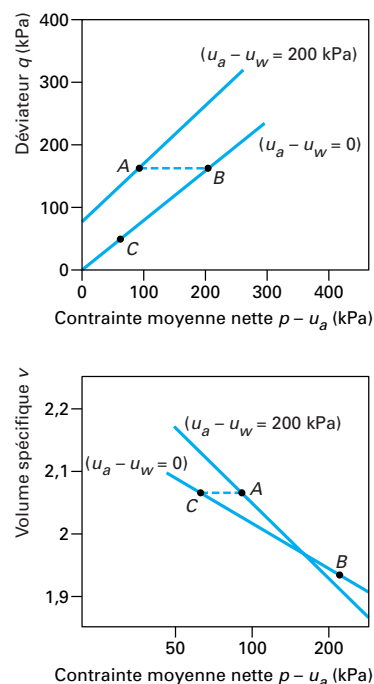


Figure 9 – État critique d'une kaolinite compactée [114]

a suggéré le premier de considérer indépendamment les variables **contrainte nette** $(\sigma - u_a)$ et **suction** $(u_a - u_w)$ et d'observer expérimentalement, en variations de volume et en mesure de résistance au cisaillement, les effets de ces deux variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides e , ou le déviateur à la rupture. Cette approche a été ensuite largement développée [64] [85] [104] [106].

Fredlund et Morgenstern [85] ont montré qu'il existe trois choix possibles pour des variables, correspondant aux trois combinaisons possibles entre σ , u_a et u_w :

$$\begin{aligned} &(\sigma - u_a) \text{ et } (u_a - u_w) \\ &(\sigma - u_a) \text{ et } (\sigma - u_w) \\ &(\sigma - u_w) \text{ et } (u_a - u_w) \end{aligned}$$

Pour le couple $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$ par exemple, des augmentations $\Delta\sigma$, Δu_a et Δu_w égales et simultanées ne provoquent aucune déformation volumique. Cette observation a été confirmée par Mongiovi et Tarantino [106] avec des mesures de succion : en maintenant le volume d'échantillon de sol constant, ils ont observé qu'une augmentation de la variable $(\sigma - u_a)$ a engendré la même variation de la succion $(u_a - u_w)$.

Les variables les plus utilisées sont le couple $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, pour deux raisons :

- la variable scalaire $(u_a - u_w)$, qui correspond à la succion, a une signification physique bien définie ;
- la pression u_a étant dans la plupart des cas prise égale à 0 (pression atmosphérique), l'expression de la contrainte totale nette est simplifiée et la succion devient une **pression d'eau négative**, appellation souvent utilisée pour les sols non saturés. Ce couple de variables est également bien adapté à l'analyse d'essais réalisés selon la méthode de translation d'axes, où une pression d'air positive u_a est appliquée (cf. § 1.2 et [C 301] § 2.3).

2.3 Déformations volumiques

La figure 10 [104], obtenue par mesures de variations volumiques d'échantillons compactés au laboratoire et soumis à des contraintes isotropes dans une cellule triaxiale, montre les résultats obtenus quand les chemins $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ sont tels que le **degré de saturation** S_r est toujours croissant.

Elle fournit une bonne synthèse sur l'influence des variations de contraintes totales nettes et de succion sur l'indice des vides d'un sol non saturé, qui est défini dans ces conditions par une **surface d'état** :

$$e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$$

Ces points se résument de la façon suivante :

- l'allure de la surface montre, en comparant le chemin de consolidation du sol saturé ① à celui à succion non nulle constante ②, dont la pente $e/(\sigma - u_a)$ est moins forte, que la compressibilité diminue quand la valeur de la succion augmente, c'est-à-dire quand le sol est plus sec ;
- le chemin ③ à contrainte constante avec diminution de la succion correspond à un remouillage sous charge constante et la figure présente un cas d'effondrement (cf. figure 8) ;
- le chemin ④ est caractéristique d'un remouillage sous contrainte nulle, qui se produit avec augmentation de l'indice des vides et représente un léger gonflement, que l'on peut relier au desserrement produit par le relâchement de l'attraction exercée entre les particules du sol du fait de la diminution de la succion. Ce léger gonflement se produit également pour des contraintes faibles ;
- le chemin ⑤ est obtenu quand le relâchement de la succion se fait à volume constant et son intersection avec le plan $(\sigma - u_a, e)$ donne la valeur de la contrainte de gonflement dans ces conditions. En dessous de cette valeur, le remouillage sous charge constante engendre un gonflement (cf. chemin ④) : au-dessus, il engendre une diminution de volume d'effondrement (cf. chemin ③) ;
- un essai de compressibilité classique de sol compacté (chemin ⑥) suffisamment sec se fait pour une valeur de la succion $(u_a - u_w)$ qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion ;
- si cet essai est prolongé, il est possible d'atteindre la saturation, le passage de l'état de succion à celui de pression positive avec

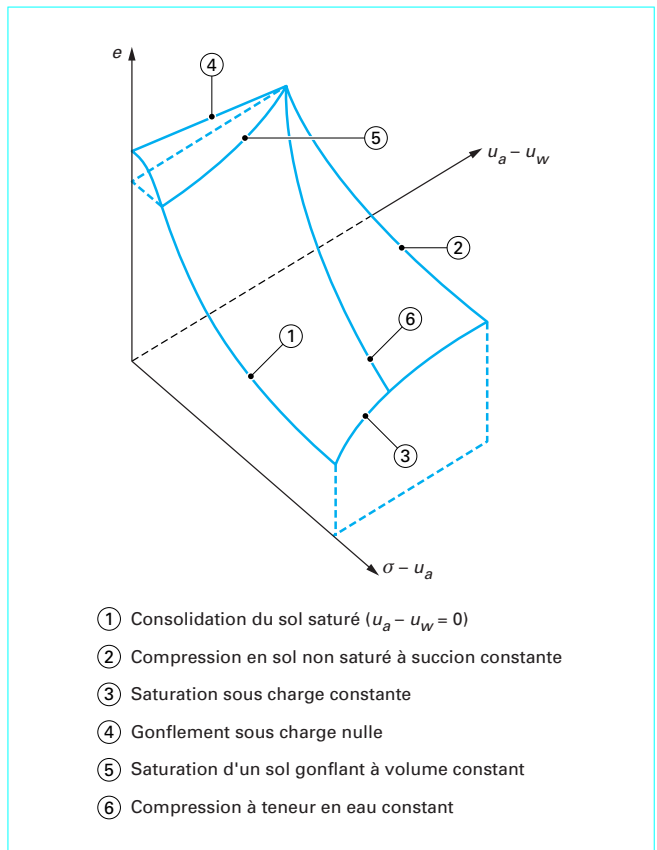


Figure 10 – Surface d'état $e = F(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ [104]

expulsion ou mise en pression de l'eau, dans des conditions de drainage imparfait.

Matyas et Radhakrishna [104] établissent également l'existence d'une surface caractéristique du degré de saturation :

$$S_r = G(\sigma - u_a, u_a - u_w)$$

L'existence de la surface d'état est cependant liée à des conditions restrictives de variations décroissantes de la succion s (ou croissantes du degré de saturation S_r), ce qui limite les chemins $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ possibles. L'influence de ces chemins est illustrée sur la figure 11 par les résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée [64].

En joignant de deux façons différentes deux points de l'espace $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$, on obtient des variations volumiques différentes. Le chemin ①, qui consiste à désaturer sous une contrainte de 34,5 kPa jusqu'à une succion de 124 kPa puis à charger jusqu'à 207 kPa, entraîne des variations volumiques plus faibles que le chemin ②, où la compression en sol saturé se fait avant la désaturation à une succion de 124 kPa qui a lieu sous une contrainte de 207 kPa.

La figure 11 montre que l'augmentation de la succion, en rigidifiant l'échantillon, diminue sa compressibilité, conformément à ce qui était observé sur la surface d'état. Elle met en évidence l'effet du chemin suivi et le fait qu'on puisse avoir, pour des mêmes valeurs de $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$, des volumes finals différents en partant du même volume initial.

Sur les sols compactés, l'application de la contrainte de compactage confère au sol un caractère surconsolidé, comme le

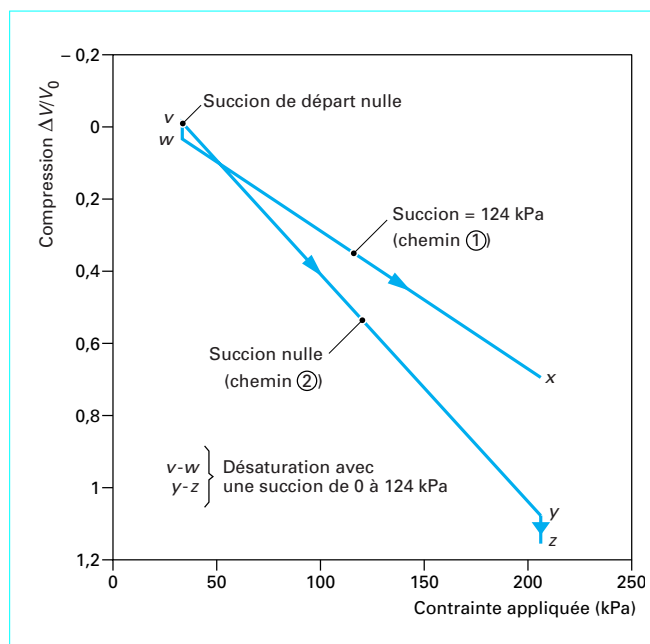


Figure 11 – Influence du chemin de contrainte sur les variations volumiques [64]

montre la figure 12 [59]. Cette figure présente les résultats d'essais de compression œdométrique à teneur en eau constante effectués sur un échantillon compacté statiquement au laboratoire, en relevant la contrainte maximale exercée lors du compactage (ici égale à 630 kPa). On observe, classiquement, de faibles déformations volumiques de compression en dessous de cette contrainte, et des déformations plus fortes et de nature irréversible au-dessus.

Les résultats de compression isotrope à succion contrôlée ($s = 200, 400, 800$ et 1500 kPa) obtenus par Cui et Delage [72] sur un limon de Jossigny compacté, et présentés sur la figure 13, permettent de compléter la description du comportement : à côté du raidissement observé avec les plus fortes succions dans la **zone normalement consolidée** et qui confirme la diminution du coefficient de compression plastique avec l'augmentation de succion, on observe une augmentation de la contrainte à partir de laquelle la compression plastique se produit, contrainte que l'on pourrait comparer à la pression de préconsolidation des sols saturés. Ainsi, le comportement volumique des sols compactés est marqué par deux caractéristiques principales :

- un **comportement de type surconsolidé**, avec une contrainte limite (analogue à la pression de préconsolidation) séparant un comportement pseudoélastique raisonnablement réversible d'un comportement plastique, dont la valeur augmente avec la succion. Cette contrainte limite est fonction de la contrainte de compactage et de la succion appliquée ensuite ;

- un **raidissement avec l'augmentation de la succion**, particulièrement dans la zone où le comportement est plastique, qui engendre une diminution des coefficients de compression avec l'augmentation de la succion.

2.4 Résistance au cisaillement

Les données sur la résistance au cisaillement des sols non saturés concernent essentiellement les propriétés à la rupture, obtenues à l'aide de boîte de cisaillement ou de cellules triaxiales à succion contrôlée par surpression d'air. Peu de données sur le

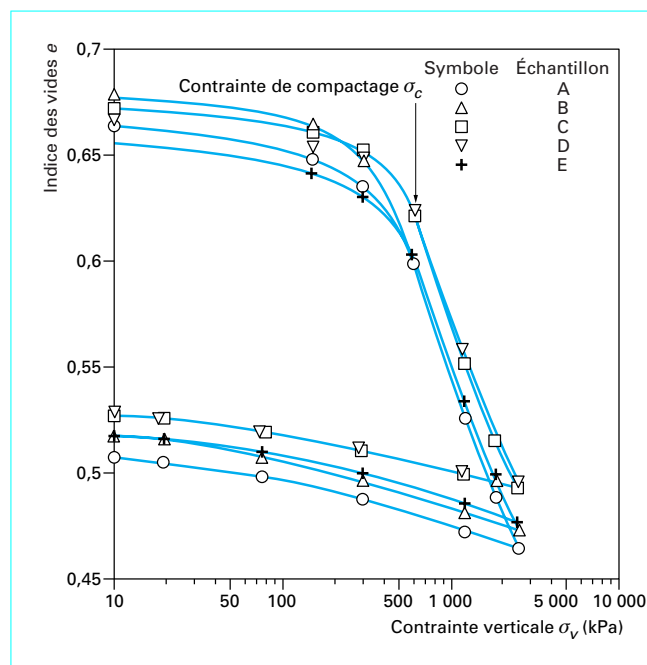


Figure 12 – Comportement surconsolidé d'un sol compacté : effet de la contrainte de compactage $\sigma_c = 630$ kPa [59]

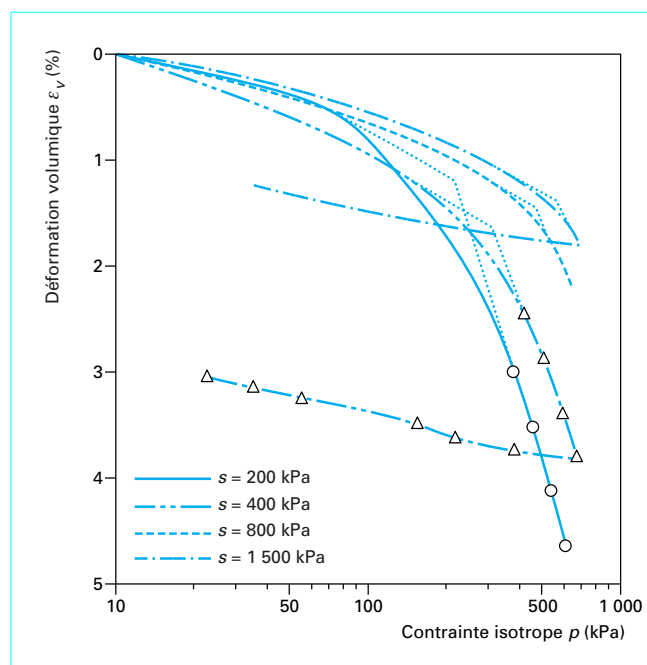


Figure 13 – Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté [72]

comportement avant rupture sont actuellement disponibles et peu de courbes effort-déformations ont été publiées. Ce manque est à combler pour l'élaboration de modèles de comportement performants.

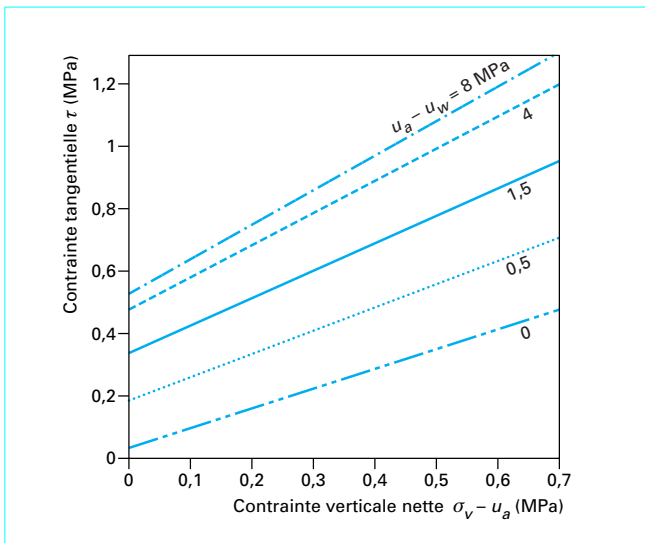


Figure 14 – Résistance au cisaillement d'une argile rouge de Guadalix de la Sierra [82]

2.4.1 Résultats expérimentaux à la rupture

Les résultats des essais sont présentés en termes d'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la succion, dans un diagramme de Mohr, comme le montre la figure 14 [82].

On observe sur cette argile que l'augmentation de succion de 0 à 500 kPa renforce le sol, avec augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement. L'augmentation de cohésion a toujours été observée par tous les auteurs ; elle correspond à l'action de cimentation intergranulaire ou interagrégats de la succion, illustrée par les schémas simplifiés des ménisques intergranulaires présentés dans l'article [C 301], figure 3.

En revanche, l'angle de frottement n'augmente pas toujours avec la succion, comme le montre le diagramme de la figure 15 [74], qui regroupe les résultats obtenus par différents auteurs sur divers sols :

- argile de Guadalix ($w_L = 33\%$, $I_P = 13,6$) [82] ;
- sable argileux de Madrid ($w_L = 32$, $I_P = 15$) [82] ;
- limon de Jossigny compacté à $w = 15,5\%$ ($w_L = 37$, $I_P = 18$) [75] ;
- limon faiblement compacté de Trois-Rivières ($I_P = 7$, $e_i \approx 1$) [101].

Ces observations ont été confirmées par Tuffour [111] (dans [97]) et Drumright et Nelson [79], qui ont observé des angles de frottement constants (respectivement sur deux argiles israéliennes compactées — $I_P = 20\%$ et 38% — et sur un sol non plastique à une densité sèche proche de l'optimum — $1,84$). Bastos et al. [65] ont observé une diminution de l'angle de frottement pour un sol très lâche ($e_i = 0,97$) et Juca et al. [124] ont observé une augmentation de l'angle de frottement sur des argiles gonflantes. Globalement, la tendance semble être à l'augmentation de l'angle de frottement pour les sols plutôt plastiques et denses et à la diminution pour les sols peu plastiques et lâches.

La figure 16 [83] présente les contraintes de cisaillement τ_{max} obtenues à la rupture sur l'argile de Guadalix en fonction de la succion $u_a - u_w$, chaque ensemble de points correspondant à une contrainte normale nette $\sigma_v - u_a$ donnée. On observe que les enveloppes de rupture sont non linéaires, et qu'il y a une décroissance progressive de la pente des courbes jusqu'à une valeur stable, atteinte aux fortes valeurs de succion (> 8 MPa). L'angle des

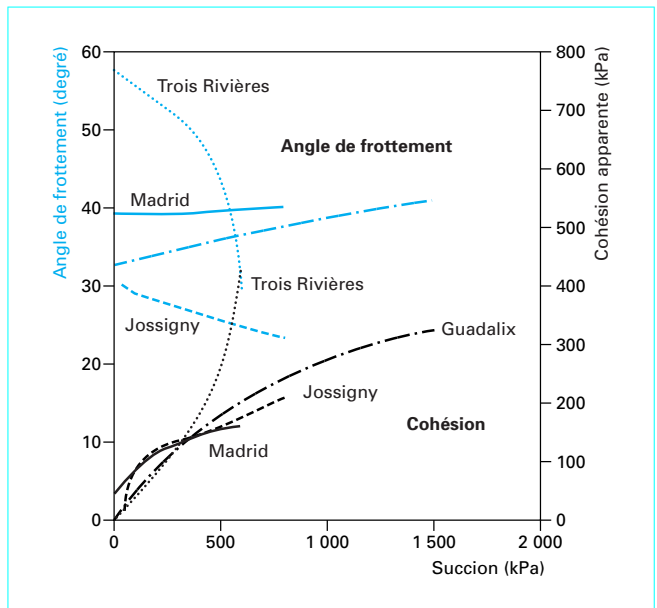


Figure 15 – Variations de la cohésion apparente et de l'angle de frottement avec la succion pour différents sols [74]

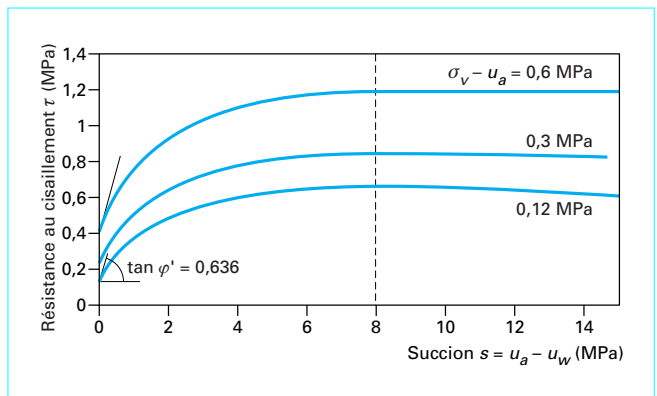


Figure 16 – Non-linéarité de l'ensemble des points de rupture dans un diagramme $\tau_{max}/u_a - u_w$ sur l'argile rouge de Guadalix [83]

courbes avec l'axe vertical, à succion nulle est égal à l'angle de frottement à l'état saturé ϕ' . En effet, dans cette zone de succion croissante depuis zéro, le sol part d'un état saturé et reste saturé jusqu'à une certaine valeur de la succion (comprise entre 0,5 et 1 MPa pour l'argile de Guadalix) ; dans cette zone, la notion de contrainte effective reste valable ; la succion ayant le même effet qu'une contrainte de même valeur, on retrouve le même angle ϕ' . Plus la succion augmente, moins l'assimilation entre la succion et une contrainte est valable, et l'angle décroît pour atteindre une valeur constante à fortes suctions.

2.4.2 Critères de résistance au cisaillement

Les données expérimentales précédentes permettent d'examiner les critères existant actuellement pour décrire la résistance au cisaillement des sols. En se basant sur l'hypothèse de contrainte

effective de Bishop, un premier critère de type Mohr-Coulomb prenant en compte la succion a été proposé :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \chi \tan \varphi'$$

la valeur de χ devant être prise à la rupture. La pertinence de ce critère est à considérer à l'aide de la discussion sur la validité du concept de contrainte effective, abordée au paragraphe 2.2. Comme on l'a vu, le paramètre χ n'est pas une constante, il dépend du degré de saturation S_r et de la microstructure du sol. Le plus souvent, on considère pour simplifier que $\chi = S_r$. Khalili et Khabbaz [125] ont réexploité des données publiées dans la littérature, en considérant la succion au point d'entrée d'air $(u_a - u_w)_b$ et ils ont proposé :

$$\chi = \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^{-0,55}$$

Fredlund et al. [128] ont proposé le critère de rupture suivant, encore assez souvent évoqué dans la littérature et basé sur l'hypothèse d'une enveloppe de rupture plane dans l'espace τ , $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b$$

Ils introduisent un deuxième angle de frottement φ^b , correspondant à l'intersection de la surface plane caractérisant la rupture avec le plan $(\sigma - u_a) = 0$. Ce paramètre quantifie l'augmentation de résistance avec la succion, qui est linéaire si φ^b est constant. Ceci revient à considérer que l'angle de frottement φ' identifié dans un plan τ , $(\sigma - u_a)$ est constant et indépendant de la succion, ce qui n'est pas toujours vrai (figure 14) ; ceci impliquerait aussi que les lieux des points de rupture dans les diagrammes τ , $(u_a - u_w)$ pour différentes contraintes nettes $(\sigma - u_a)$ soient des droites parallèles ; ceci n'est pas non plus conforme à la réalité (figure 16). En fait, on peut assimiler ce critère avec celui basé sur la contrainte effective en prenant :

$$\tan \varphi^b = \chi \tan \varphi$$

ce qui montre la ressemblance entre les deux critères.

Un critère de rupture réaliste doit impérativement remplir la condition de non-linéarité mise en évidence sur la figure 16. Fredlund et al. [120] proposent un critère bilinéaire, avec $\varphi^b = \varphi'$ aux faibles valeurs de succion, inférieures à la pression d'entrée d'air et φ^b constant au-dessus. Une fois cette enveloppe dans le plan τ , $(u_a - u_w)$ définie, il est également nécessaire d'identifier le sens de variation de l'angle de frottement avec l'augmentation de succion, ce qui exige un programme expérimental spécifique. Le critère global résulte de la combinaison des formulations des variations de l'angle φ avec la succion et de l'enveloppe des points de rupture dans le plan τ , $(u_a - u_w)$.

2.4.3 Comportement avant rupture

Un certain nombre de courbes efforts-déformations publiées résultent d'une technique dite de cisaillement multiétapes (*multi-stage shearing*) à la boîte de cisaillement, qui consiste à réaliser plusieurs cisaillements sur le même échantillon [88] : celui-ci est d'abord cisailé jusqu'à un déplacement permettant la mise en évidence du plan de cisaillement, puis soumis à une contrainte normale plus forte pour être encore cisailé et ainsi de suite. Cette procédure pose le problème de la nature de la structure cisailée puis reconsolidée au niveau du plan de cisaillement et de son impact sur la représentativité des données expérimentales obtenues.

On présente sur la figure 17 les résultats obtenus au triaxial à succion contrôlée sur le limon de Jossigny compacté à l'optimum ($w_{opt} = 18\%$) pour quatre suctions différentes (200, 400, 800 et 1500 kPa) et sous 50 kPa de contrainte de confinement [72]. On observe clairement sur la figure 17a que l'augmentation de succion accroît à la fois le module initial et le déviateur maximal à la

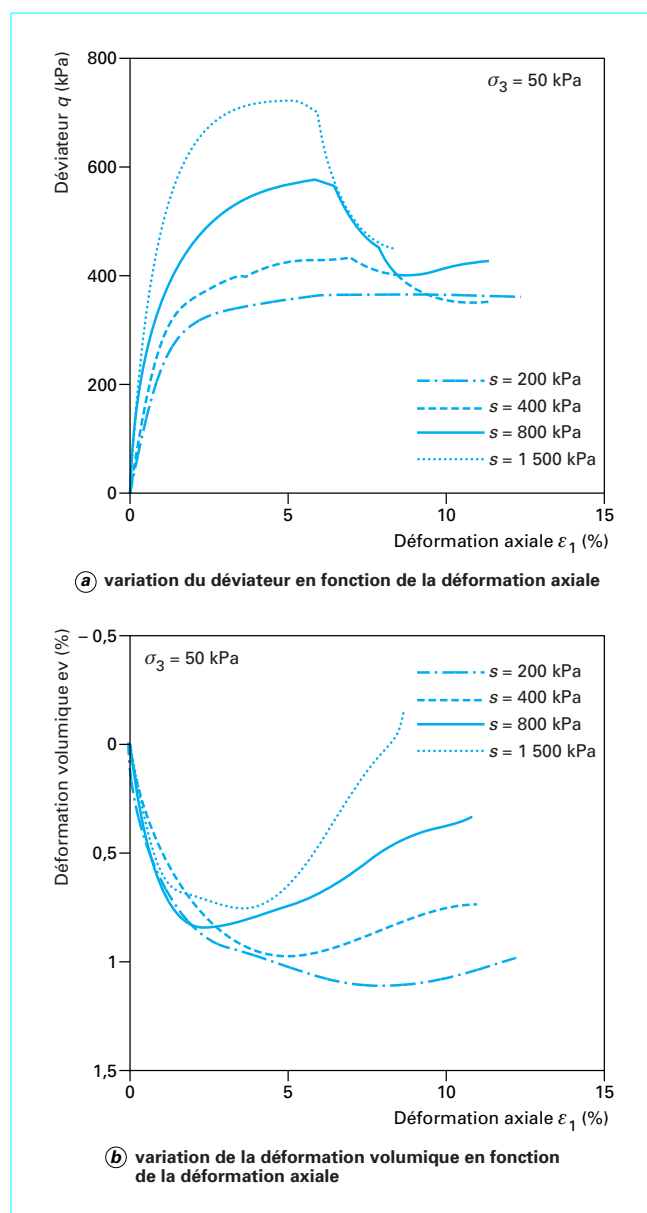


Figure 17 – Cisaillement triaxial sous $\sigma_3 = 50$ kPa pour quatre suctions différentes [72]

rupture. Pour des suctions supérieures à 400 kPa, des pics de plus en plus prononcés sont observés, illustrant l'augmentation de la fragilité du matériau avec la succion. Le comportement volumique est initialement contractant, puis d'autant plus dilatant que la succion est élevée (figure 17b). Comme il a été évoqué au paragraphe 2.2.1.3, ce trait de comportement met en défaut le concept de contraintes effectives, car l'effet de la succion, dont l'augmentation engendre une diminution de l'ampleur de la compression, est opposé à celui de la contrainte de confinement.

On observe également sur la figure 17a que le module initial, dans un diagramme déviateur/déformation axiale, augmente avec la succion. Cette tendance a une portée générale, elle exprime le

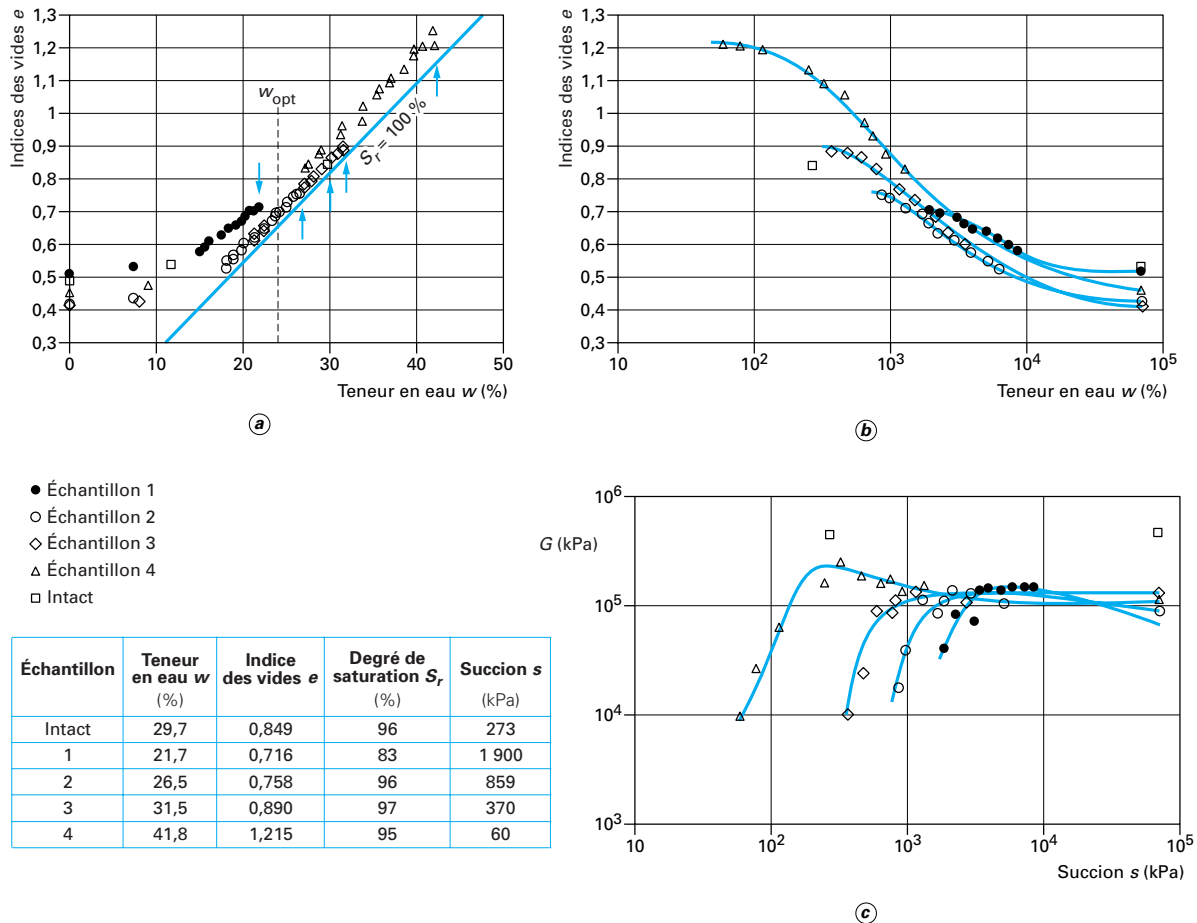


Figure 18 – Variation du module de cisaillement élastique avec la succion [102]

raidissement de la structure avec l'augmentation de succion et la désaturation. Elle est compatible avec l'augmentation de la cohésion avec la succion décrite plus haut au paragraphe 2.4.1.

À l'aide de la technique expérimentale des excitateurs piézo-électrique (*bender elements*), Marinho et al. [102] ont étudié le module de cisaillement de l'argile de Londres brune ($w = 29,7\%$, $e = 0,849$, $w_L = 88\%$, $I_P = 63\%$) intacte et compactée à quatre teneurs en eau — et donc à quatre suctions — initiales différentes. La figure 18 montre que le module de cisaillement G élastique augmente avec la succion, pour ensuite se stabiliser ou décroître légèrement.

Gehling et al. [121] ont appliqué des cycles de chargement-déchargement pour déterminer les modules élastiques de quatre sols compactés de plasticités très différentes ($I_P = 4, 13, 18$ et 21) et leurs résultats sont en accord avec ceux de Marinho. Sur des argiles gonflantes ($I_P = 26 - 55$), la phase de la stabilisation des modules n'a en revanche pas été observée par Phillip et Cameron [108]. Ceci provient probablement des faibles valeurs de succion appliquées (de 158 kPa à 3 236 kPa) par rapport à la succion de désaturation de ces argiles.

3. Modèles de comportement

3.1 Généralités

La complexité du comportement des sols non saturés et, en particulier, les difficultés à rendre compte de façon intégrée du mécanisme de diminution de volume irréversible lors d'un remouillage sous contrainte constante (effondrement), a longtemps différé la mise au point de modèles de comportement. Ceci rappelle qu'il est important, dans une modélisation, d'assurer une bonne adéquation entre la complexité du modèle choisi et le problème à régler, afin d'éviter, quand cela est possible, d'être confronté à l'utilisation de modèles très complexes pour des problèmes relativement simples. Dans le cas des sols non saturés, on verra l'intérêt de modèles élastiques, non forcément linéaires, pour des situations de chargement monotones, comme par exemple la construction d'un barrage ou d'un remblai en sol compacté.

Théoriquement, dans l'hypothèse d'un **comportement isotrope**, trois variables suffisent pour définir l'état d'un sol saturé : la pres-

sion moyenne effective p' , le déviateur q et un paramètre de volume, par exemple le volume spécifique v :

$$v = V/V_s = 1 + e$$

avec e indice des vides.

Pour les **sols non saturés**, ce nombre de variables d'état s'élève à 5, avec en plus la succion s et un paramètre décrivant la quantité d'eau contenue, qui ne peut plus se déduire du volume total, par exemple le **volume spécifique d'eau** v_w :

$$v_w = 1 + e S_r = 1 + \frac{V_w}{V_s} = 1 + w \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

Ainsi, un modèle complet pour les sols non saturés doit comprendre les trois éléments suivants :

- relation contrainte-déformation ;
- relation exprimant la variation du volume d'eau (v_w ou w ou S_r) ;
- critère de rupture.

Un modèle complet est indispensable dans le cas d'une analyse couplée déformation-écoulement, ou d'une analyse non couplée en conditions non drainées. En revanche, en conditions drainées, la relation liée à l'eau n'est pas nécessaire.

3.2 Choix des variables de contraintes

Comme évoqué dans le paragraphe 2.1, l'utilisation du concept des contraintes effectives étendu aux sols non saturés peut être envisagée dans le cas où l'on ne s'intéresse qu'au comportement élastique ou, dans une certaine mesure, à la rupture. L'approche en variables indépendantes s'impose quand il est nécessaire de considérer les déformations plastiques et l'écrouissage.

Dans l'approche en variables indépendantes, le choix le plus simple pour les variables est la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$). Mais d'autres choix sont possibles, basés en particulier sur l'**expression de Bishop**, avec $\chi = S_r$:

$$(\sigma - u_a) + S_r s$$

Le fait d'utiliser deux variables de contraintes fait que l'expression de Bishop ne peut plus être qualifiée de contrainte effective. On a les choix suivants [122] :

- $(\sigma - u_a) + S_r(s)$ s et s [70] ;
- $(\sigma - u_a) + S_r(s)$ s et $S_r(s)$ [123] ;
- $(\sigma - u_a) + f(S)$ et $f(S)$, où $f(S)$ est appelée contrainte capillaire π_c [105] ;
- $(1 - S_r)(u_a - u_w)$ et $\sigma - u_w$ [112] ;
- Karube et al. 1995, dans [112] :

$$\left((\sigma - u_a) + \frac{S_{r_b}}{1 - S_{r_0}} (u_a - u_w) \right) \text{ et } \left(\frac{S_{r_m}}{1 - S_{r_0}} (u_a - u_w) \right)$$

- avec S_{r_0} degré de saturation en eau adsorbée,
 S_{r_b} degré de saturation en eau libre,
 S_{r_m} degré de saturation en eau capillaire.

Les combinaisons entre succion et degré de saturation permettent de prendre en compte l'effet d'hystérésis observé lors d'un cycle humidification-dessiccation : à la même succion, le degré de saturation lors de l'humidification peut être très différent de celui lors de la dessiccation (cf. [C 301]) conférant au sol un comportement hydromécanique différent.

3.3 Modèles élastiques

À cause de leur relative facilité d'implantation dans les codes de calcul, et parce que la détermination de leurs paramètres caractéristiques est plus aisée, les modèles élastiques occupent une place importante dans la description du comportement des ouvrages en sols non saturés (ouvrages en terre), en particulier dans les cas où l'effet des déchargements peut être négligé.

Comme pour les sols saturés, l'essentiel pour un modèle élastique non linéaire est de gérer correctement la dépendance du module vis-à-vis de l'état de contraintes. La succion étant une variable d'état pour les sols non saturés, elle conditionne naturellement le module élastique, au même titre que les contraintes ; et il a été dit au paragraphe 2.4.3 que son augmentation correspondait à un raidissement du matériau. Phillip et Cameron [108] ont travaillé sur trois argiles de densités très différentes, ils ont observé que le module élastique dépendait à la fois de l'état de contraintes, de la succion et de la densité. En examinant l'équation suivante proposée par Witczak dans [108] :

$$E = E_0 \left(\frac{\sigma_m}{p_{atm}} \right)^{k_1} \left(\frac{\tau_{oct}}{\tau_{réf}} \right)^{k_2}$$

- avec σ_m contrainte moyenne,
 $\tau_{oct} = 2/3 q$ contrainte de cisaillement octaédrique,
 $\tau_{réf} = 2/3 q_f$ contrainte de cisaillement octaédrique de référence.

Ils ont constaté que les paramètres E_0 , k_1 et k_2 dépendent tous de la succion en suivant une loi logarithmique :

$$\begin{aligned} E_0 &= a_1 \ln(s) + b_1 \\ k_1 &= a_2 \ln(s) + b_2 \\ k_2 &= a_3 \ln(s) + b_3 \end{aligned}$$

avec a_i, b_i constantes.

Le premier modèle élastique décrivant à la fois les propriétés volumique et de changement de la teneur en eau a été proposé par Coleman [71], selon les expressions :

$$\begin{aligned} - \frac{dV_w}{V} &= C_{11} d(u_a - u_w) + C_{12} d(\sigma - u_a) \\ - \frac{dV}{V} &= C_{21} d(u_a - u_w) + C_{22} d(\sigma - u_a) \end{aligned}$$

Fredlund *et al.* [84] [87] ont développé le modèle de Coleman en introduisant le module de Young E et le coefficient de Poisson ν dans les expressions :

$$\begin{aligned} d\varepsilon_1 &= \frac{d(\sigma_1 - u_a)}{E_1} - \frac{\nu d(\sigma_2 + \sigma_3 - 2u_a)}{E_1} + \frac{d(u_a - u_w)}{H_1} \\ d\theta_w &= \frac{d(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - 3u_a)}{3H'_1} + \frac{d(u_a - u_w)}{R_1} \end{aligned}$$

Les modules E_i , H_i , H'_i , R_1 peuvent tous dépendre de l'état de contraintes et de la succion, conformément à la non-linéarité observée et décrite par Phillip et Cameron [108].

En pratique, les modèles élastiques les plus utilisés sont ceux faisant intervenir le concept de surface d'état, qui permettent d'introduire aisément les aspects non linéaires du comportement des sols non saturés. Fredlund [86] a donné les premières expressions de surfaces d'état en **indice des vides** et **teneur en eau** :

$$\begin{aligned} e &= e_0 - C_t \lg(\sigma - u_a) - C_m \lg(u_a - u_w) \\ w &= w_0 - D_t \lg(\sigma - u_a) - D_m \lg(u_a - u_w) \end{aligned}$$

Ces équations représentent des surfaces planes dans l'espace $[e \text{ (ou } w) : \lg(\sigma - u_a) : \lg(u_a - u_w)]$, ce qui ne correspond pas au comportement des sols non saturés ; cela suppose en effet que les modules de déformation volumique sont indépendants de la succion et cela ne permet pas de modéliser le gonflement sous faibles contraintes et l'effondrement sous fortes contraintes, qui exigent des surfaces non planes. La proposition de Lloret et Alonso [126] prend en compte la courbure des surfaces par des **coefficients de couplage contrainte-succion** (d et d') et permet de corriger ces problèmes :

$$e = a + b \lg(\sigma - u_a) + c \lg(u_a - u_w) + d \lg(\sigma - u_a) \lg(u_a - u_w)$$

$$S_r = a' + [c' + d'(\sigma - u_a)] \tan h[b'(u_a - u_w)]$$

Afin d'analyser la stabilité des ouvrages en terre, Alonso *et al.* [62] ont proposé le modèle élastique suivant :

— **déformation volumique** :

$$d\varepsilon_v = \frac{d(p - u_a)}{K} + \frac{d(u_a - u_w)}{F}$$

avec K et F modules à déduire de l'expression de la surface d'état ;

— **déformation de cisaillement** :

$$d\varepsilon_s = \frac{dq}{3G}$$

avec G module de cisaillement défini par une loi hyperbolique de type Kondner-Duncan [78] :

$$G = [G_0 + m(u_a - u_w)] \left[1 - \frac{R(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2$$

avec G_0 , m , R paramètres constants.

Gatmiri et Delage [89] ont montré qu'une fois que les paramètres G ou E de la loi hyperbolique sont donnés, l'expression de la surface d'état est définie. En d'autres termes, les paramètres K , F et G de Alonso *et al.* [62] sont interdépendants. Pour respecter cette interdépendance et assurer la compatibilité globale entre les aspects volumique (surface d'état) et déviatorique (Kondner-Duncan) du modèle, ils ont proposé les expressions suivantes pour la surface d'état :

$$e = \frac{1 + e_0}{\exp \left[\frac{\left[\frac{a(\sigma - u_a)}{p_{atm}} + b \left(1 - \frac{(\sigma - u_a)}{\sigma_e} \right) \frac{(u_a - u_w)}{p_{atm}} \right]^{1-m}}{K_b(1-m)} \right]}$$

$$S_r = 1 - [a_s + d_s(\sigma - u_a)][1 - \exp(c_s(u_a - u_w))]$$

avec K_b , a , b , a_s , b_s , c_s constantes,

σ_e pression de gonflement.

3.4 Modèles élastoplastiques

Les premiers travaux de modélisation élastoplastiques du comportement des sols non saturés se sont placés dans une hypothèse de comportement isotrope et dans le cadre de la théorie de l'état critique, qui suppose qu'il existe, lors du cisaillement d'un sol, un certain niveau de déformation de cisaillement à partir duquel le déviateur :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

et la déformation volumique :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

se stabilisent. L'investigation expérimentale montre néanmoins que l'existence de cet état n'est pas toujours vérifiée pour les sols compactés [72].

Cet état est défini dans le plan $(p' ; q)$ par un coefficient M , dont les variations en fonction de la contrainte et de la succion ont été définies par plusieurs auteurs, selon les relations suivantes :

— Toll [110] :

$$q = M_a(p - u_a) + M_w(u_a - u_w)$$

avec M_a et M_w dépendant du degré de saturation et de la micro-structure ;

— Alonso *et al.* [63] :

$$q_f = Mp + Mk_s$$

avec M et k comme paramètres ;

— Wheeler & Sivakumar [114] :

$$q = M(s)p + \mu(s)$$

On remarque que :

— l'expression d'Alonso *et al.* est du type Bishop simplifié (χ relié au k) ;

— l'expression de Toll est plutôt du type Fredlund *et al.* simplifié (M_w relié à φ^b) ;

— l'expression de Wheeler & Sivakumar est générale, définie par un nombre de paramètres importants.

Comme les sols saturés, la réponse volumique des sols non saturés est souvent irréversible, ce qui nécessite l'emploi de modèles élastoplastiques, dans le cadre de l'approche en variables indépendantes. Selon les variables choisies, il existe plusieurs modèles élastoplastiques plus ou moins complexes, qui peuvent être cependant le plus souvent considérés comme des dérivés d'un modèle de base proposé par l'équipe de Barcelone [63] et qui formera la base de ce paragraphe.

■ On a vu dans les paragraphes 2.3 et 2.4 que la désaturation d'un sol soumis à une augmentation de succion a tendance à le rigidifier et à le renforcer, ce qui se traduit par :

— une diminution de la compressibilité (identifiée lors d'essais de compressibilité œdométrique ou isotrope) ;

— une augmentation de la pression de préconsolidation, qui limite la zone où le comportement du sol est raisonnablement élastique (zone surconsolidée) de la zone où la compression engendre des déformations irréversibles ;

— une augmentation de la résistance au cisaillement.

D'un point de vue volumique, ces aspects sont pris en compte par le modèle de Barcelone de la façon indiquée sur la figure 19a, qui représente les variations du volume spécifique en fonction du logarithme de la contrainte. Si l'on représente également ces essais dans un plan succion contrainte, on observe que le lieu des pressions de préconsolidation a la forme particulière indiquée sur la figure 19b, compatible avec l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion. Ce lieu est appelé **courbe LC** (pour *Loading Collapse*). Comme elle représente la limite d'une zone élastique et le lieu à partir duquel se développe une déformation plastique, la courbe LC est en fait une surface de charge. À l'état saturé, c'est-à-dire sur l'axe des abscisses ($s = 0$), qui coupe la courbe LC au point (p_0^*) , on retrouve le comportement classique des sols saturés, caractérisé par un écrouissage en contrainte, défini par l'augmentation de la pression de préconsolidation p_0^* , pour tout chargement normalement consolidé à des valeurs supérieures à p_0^* . L'expérience montre que ce déplacement de p_0^* déplace l'ensemble de la courbe LC, ce qui veut dire qu'un chargement plastique réalisé à une valeur donnée de succion (γ compris zéro), affecte la réponse volumique à succion contrôlée à toute valeur de succion. Le modèle est tel que, pour un déplacement de

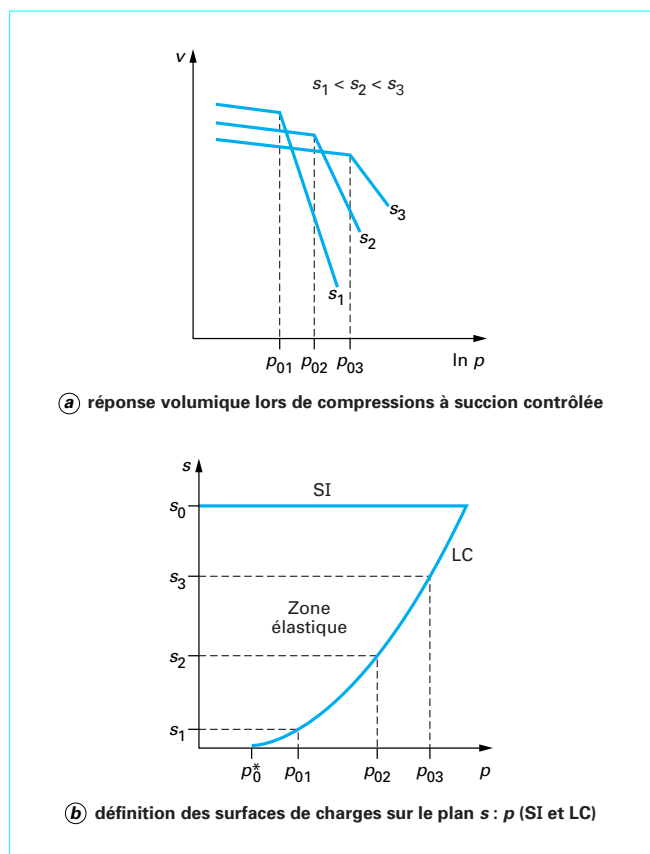


Figure 19 – Description de la réponse volumique par le modèle de Barcelone

la courbe LC donné, la déformation volumique plastique, qui constitue le paramètre d'écroutissage, est définie par la déformation engendrée à l'état saturé ($s = 0$) par le déplacement de p_0^* .

■ D'autres aspects importants du comportement, intégrés dans le modèle, sont décrits ci-dessous :

a) lors d'un remouillage, le sol gonfle sous faible contrainte et s'effondre sous fortes contraintes ;

b) un cycle de succion ayant engendré des déformations irréversibles augmente la pression de consolidation.

Ce dernier aspect est modélisé par l'utilisation d'une **surface de charge en succion** appelée **SI** (pour *Suction Increase*), également représentée sur la figure 19b : il s'agit d'une ligne horizontale, placée à la plus haute succion connue par le sol.

L'ensemble des deux surfaces de charge LC et SI délimite une **zone élastique**, ce qui exprime que, dans cette zone, les réponses aux cycles de contrainte et de succion sont réversibles. Les variations sous changement de contrainte (chemin horizontal) sont classiques, elles correspondent à la réponse en zone surconsolidée ; sous des cycles de succion (chemin vertical), le modèle montre que le sol se contracte quand la succion est augmentée et gonfle quand elle est réduite.

La courbe LC peut également être mobilisée par des chemins verticaux descendants, à des niveaux de contrainte supérieurs à p_0^* . Ceci correspond à une diminution de succion par remouillage. Partant d'un point donné sous une succion s_1 et une contrainte $p_1 > p_0^*$ (point A sur la figure 20, la réduction de suc-

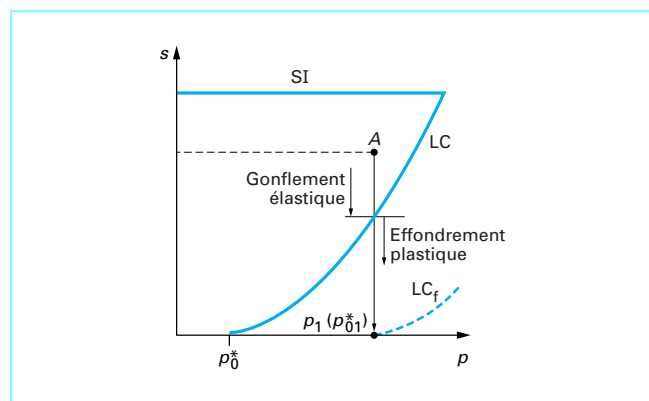


Figure 20 – Effondrement représenté par le modèle de Barcelone

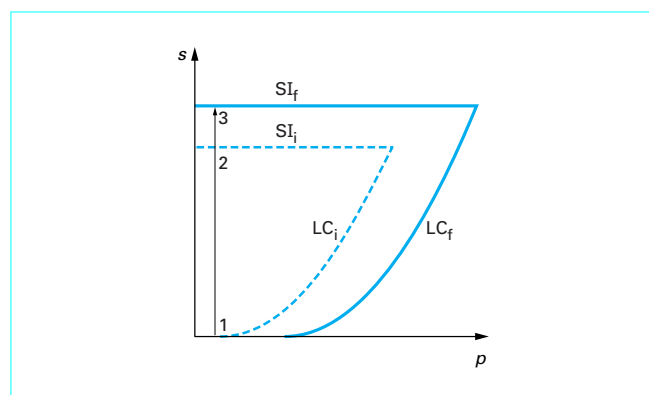


Figure 21 – Couplage entre SI et LC

cion dans la zone élastique engendre tout d'abord un gonflement élastique (§ 2.3) ; quand le chemin vertical descendant atteint la courbe LC, il la déplace vers la droite, pour que l'intersection de LC avec l'axe des abscisses soit finalement située au point p_1 , qui est la nouvelle valeur de la contrainte de préconsolidation p_{01}^* . Cette diminution de volume, définie par le déplacement de LC depuis p_0^* jusqu'à p_{01}^* (LC_f), correspond à un **effondrement sous remouillage**. Elle est égale à celle que l'on aurait obtenue en comprimant le sol saturé ($s = 0$) de p_0^* à p_{01}^* . Le modèle reproduit donc bien le **point a**).

Le **point b** est pris en compte en considérant le couplage entre SI et LC. On admet qu'un déplacement de SI déplacera, par couplage, LC vers la droite (figure 21). Ainsi, lors d'un cycle de succion au-dessus de la valeur maximale connue, on verra la pression de préconsolidation augmenter.

Le modèle est complété dans l'espace triaxial en considérant le modèle Cam-Clay modifié, dans un espace q , p et s (figure 22a), ce qui permet d'intégrer les aspects relatifs au comportement déviatorique. L'écroutissage volumique entraîne un agrandissement de l'ellipse, représenté en plan sur la figure 22b, ce qui illustre l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion, mentionnée dans le paragraphe 2.4.

■ On trouvera dans Alonso et al. [63] l'ensemble de la formulation mathématique. On rappelle brièvement les **expressions principales du modèle, avec les paramètres classiques de Cam-Clay** (pour les notations se reporter, plus loin, à la définition des dix paramètres du modèle) :

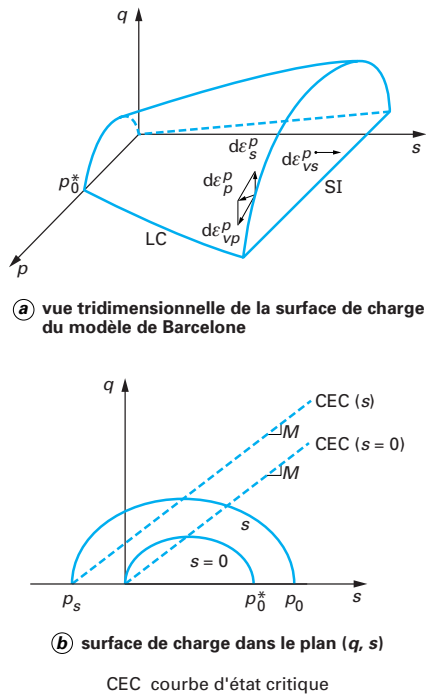


Figure 22 – Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxiales q, p, s

- Déformations élastiques sous les effets de contrainte et de succion :

— déformation volumique :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} + \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})}$$

— déformation de cisaillement :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G}$$

- Expression de la surface de charge elliptique, paramétrée par la succion :

$$F_1 = q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p)$$

avec $p_s = ks$ augmentation de cohésion avec la succion.

- Expression de la courbe LC :

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}}$$

avec p_0^* pression de préconsolidation à succion nulle.

- Diminution de la compressibilité avec la succion :

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r)\exp(-\beta s) + r]$$

- Surface de charge SI :

$$F_2 = s - s_0$$

avec s_0 limite élastique en succion.

- Règle d'écoulement non associée :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2(2p + p_s - p_0)}{2q\alpha}$$

avec $d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_s^p$ respectivement les incréments de déformation plastiques volumiques et de cisaillement,
 α paramètre définissant la non-associativité et assurant des déformations latérales nulles lors d'un chemin oedométrique.

- Loi d'écrouissage :

— loi d'écrouissage en chargement :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p$$

— loi d'écrouissage en succion :

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_{vs}^p$$

avec $d\varepsilon_v^p$ déformation volumique plastique totale définie par :

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p$$

On observe qu'avec les deux lois d'écrouissage ainsi définies, un déplacement de SI, défini par $ds > 0$, correspond à une déformation plastique $d\varepsilon_{vs}^p > 0$. Cet apport à la déformation volumique totale $d\varepsilon_v^p$ va produire une augmentation de dp_0^* qui correspond à un déplacement de la courbe LC. C'est ainsi qu'est réalisé mathématiquement le couplage défini par la figure 21. Pour obtenir la relation incrémentale contrainte-déformation, il suffit d'appliquer les conditions de consistance :

$$dF_1 = 0 \quad \text{et} \quad dF_2 = 0$$

- Les dix paramètres du modèle sont définis comme suit, avec des notations dérivées de Cam-Clay :

p^c pression de référence ;
 $\lambda(0)$ coefficient de compression plastique à succion nulle ;
 κ coefficient de gonflement (élastique) ;
 r coefficient de compression plastique minimale ;
 β paramètre qui contrôle le taux de diminution de la compressibilité plastique $\lambda(s)$;
 λ_s compressibilité plastique sous augmentation de succion ;
 κ_s coefficient de gonflement (élastique) sous diminution de succion ;
 G module de cisaillement élastique ;
 M pente de la projection de la courbe d'état critique sur le plan $p : q$;
 k paramètre contrôlant l'augmentation de la cohésion avec la succion.

La détermination de ces paramètres nécessite la réalisation des essais à succion contrôlée :

- essais de compression à différentes succions pour p^c , $\lambda(0)$, κ , r , β ;
- essai de cycles de succion sous contrainte constante pour λ_s et κ_s ;
- essais de cisaillement à différentes succions pour G , M et k .

● La forme exacte des surfaces de charge a été déterminée par Cui et Delage [72] sur un limon compacté peu plastique. La forme inclinée le long d'une droite K_0 obtenue (figure 23) met en évidence l'anisotropie engendrée par le compactage statique de l'échantillon en laboratoire. Elle incite à penser que les sols compactés de chan-

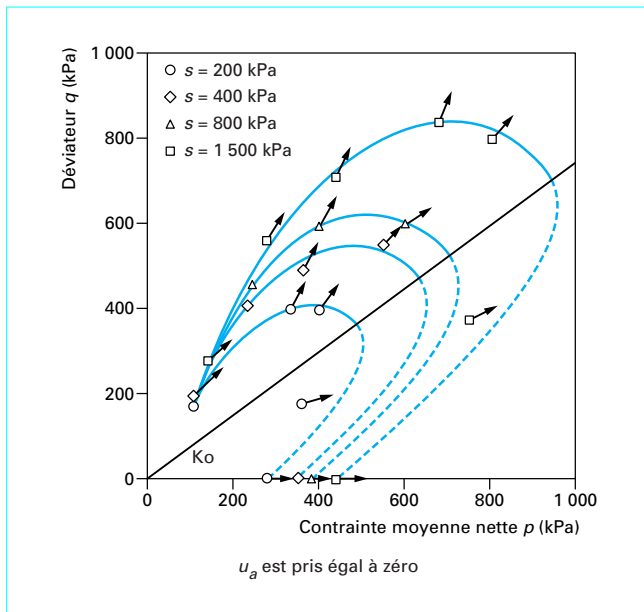


Figure 23 – Surface de charge et incréments de déformation plastiques déterminés sur un limon compacté [72]

tier sont également anisotropes, comme d'ailleurs la plupart des sols naturels. Les incréments de déformation plastique également représentés sur la figure 23 montrent que l'écoulement plastique n'est pas associé. L'anisotropie de comportement, typique des sols compactés, introduit une complexité majeure dans le comportement des matériaux, abordée en partie par Cui et al. [117] et Cui et Delage [72] avec des surfaces de charge inclinées constituées d'ellipses inclinées, ou inspirées de l'approche de Yasufuku et al. [115]. Dans l'hypothèse simplificatrice de sol isotropes et à l'instar des résultats obtenus sur les sols saturés, il semble que la portion d'ellipse située au-dessus de la courbe d'état critique (droite de pente M représentée en figure 22b) soit très réduite.

■ Un certain nombre de modèles de comportement (incluant [70], [105], [123]), le plus souvent basés sur l'approche de Barcelone et le concept de surface de charge LC sont présentés par Gens [122] et Wheeler et Karube [112]. Dans ces modèles, la définition des variations de teneur en eau n'est pas considérée. Cette partie manquante a été complétée par Wheeler [113] en introduisant :

- le volume spécifique d'eau v_w ;
- la variation de l'indice des vides d'air e_a , définie par :

$$e_a = A(s) - \alpha(s) \ln \left(\frac{p_0^*}{p_{atm}} \right)$$

Wheeler a déduit les variations de volume d'eau, élastique et plastique, de la variation volumique totale :

$$dv_w^e = - \frac{\kappa dp}{p} - \left\{ \frac{\kappa_s}{s + p_{atm}} + \frac{d(A(s))}{ds} - \frac{d(\alpha(s))}{ds} \ln \left[\frac{p_0^*}{p_{atm}} \right] \right\} ds$$

■ À l'état actuel, un effort important d'investigations expérimentales reste à effectuer pour une détermination plus complète des paramètres nécessaires au fonctionnement des modèles existants. Un problème important à régler concerne le passage saturé-non saturé, dans un sens comme dans l'autre. La notion de point

d'entrée d'air, à partir duquel le sol commence à se désaturer, pour des valeurs de succion qui peuvent être non négligeables [C 301], n'est pas toujours prise en compte dans les modèles qui considèrent souvent, comme le modèle de Barcelone, que la désaturation s'effectue dès la mise sous succion. La difficulté dans le passage non saturé - saturé est liée au problème de l'air piégé ; il est délicat de prendre en compte de façon continue cette situation proche de la saturation où le fluide, constitué du mélange eau-air occlus, est compressible. Enfin, la réponse volumique des sols non saturés aux changements de succion sous contrainte constante demande à être mieux comprise, sachant que la notion de surface de charge SI du modèle de Barcelone n'a pas pu être vérifiée expérimentalement.

4. Conclusion

L'étude en laboratoire du comportement des sols non saturés a été permise avec le développement, depuis les années 1960, d'appareils à succion contrôlée permettant l'étude des aspects volumiques du comportement, et celle des propriétés de résistance au cisaillement. Ces travaux ont été réalisés à l'aide de cellules de compression œdométrique et isotrope, de boîtes de cisaillement et de cellules triaxiales. Le système de contrôle de succion le plus utilisé est basé sur la technique dite de « translation d'axes », mais certains appareils utilisent aussi la technique osmotique.

Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permettrait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. Le phénomène d'effondrement (encore appelé affaissement) des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique. La majorité des auteurs utilise maintenant deux variables de contrainte indépendantes, qui sont le plus souvent constituées de la **contrainte nette** $\sigma - u_a$ et de la **succion** $u_a - u_w$. Cependant, l'utilisation en modélisation d'autres couples de variables de contraintes indépendantes, intégrant quelquefois l'expression de Bishop $[\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)]$ donne également satisfaction.

Globalement, on peut dire que l'effet de l'augmentation de succion sur le comportement des sols non saturés se traduit par un renforcement de leurs propriétés. En termes de compression, ce renforcement correspond à une diminution des coefficients de compression, qui rend le matériau plus rigide. Comme les sols saturés, les sols compactés non saturés gardent la mémoire de la plus grande contrainte subie pendant leur histoire, qui est la contrainte de compactage. Cette contrainte marque la limite entre un comportement élastique (équivalent au comportement dans la zone surconsolidée des sols saturés) et un comportement plastique (normalement consolidé) ; quand on soumet le sol à une augmentation de succion, cette contrainte augmente, alors que le coefficient de compression (équivalent à C_c ou λ en sol saturé) diminue.

En termes de résistance au cisaillement, le comportement avant rupture obéit aux mêmes règles, avec une rigidification du matériau avec l'augmentation de succion. Le renforcement à la rupture se traduit toujours par une augmentation de cohésion, que l'on peut illustrer comme étant la conséquence d'un renforcement des liens au contact interparticulaires. En revanche, diverses tendances ont été observées en ce qui concerne l'angle de frottement : indépendance vis-à-vis de la succion, croissance ou décroissance. L'évolution semble dépendre des propriétés du sol : densité, teneur en eau et indice de plasticité.

La première modélisation permettant de prévoir les variations de volume des sols non saturés en fonction des variations de succion

et de contrainte a été fournie, dans des conditions de degré de saturation croissante, par le concept de surface d'état de Matyas et Radhakrishna [104]. Cette approche, capable de rendre compte du phénomène d'effondrement, a également permis de déterminer les variations du degré de saturation, définissant ainsi complètement l'état et l'évolution du sol non saturé.

La première approche élastoplastique intégrée reproduisant l'ensemble des traits de comportement caractéristiques des sols non saturés et intégrant les aspects irréversibles des déformations est le modèle de Barcelone [63], dont l'intérêt principal réside dans la notion de courbe LC, définie dans le plan contrainte-suction (p ; s). Ce modèle reproduit correctement l'effondrement et les différentes irréversibilités rencontrées le long de chemins où la suction et la contrainte varient simultanément. Les aspects déviatoriques du modèle de base sont basés sur le modèle Cam-Clay modifié, avec un élargissement de la zone élastique avec l'augmentation de suction. La plupart des modèles développés depuis sont basés sur un concept de type LC.

On rencontre des sols non saturés à l'état naturel dans les pays à climat sec, particulièrement concernés par les variations de propriétés mécaniques engendrées par les variations de teneur en eau résultant des cycles évaporation-précipitation. Dans les sols plastiques, les fortes variations de volume engendrées lors des cycles de rétraction-gonflement posent des problèmes importants de fondations et de stabilité des pentes. De telles situations existent aussi dans les pays tempérés, où les sols lœssiques ou limoneux peu plastiques peuvent se trouver en permanence à l'état non saturé et poser des problèmes similaires. Une autre classe importante de problèmes liés à la non-saturation concerne les sols compactés et le comportement des ouvrages en remblai. C'est en relation avec ce domaine que les concepts précédents ont été développés. Un effort particulier de modélisation a été développé pour améliorer la compréhension des barrages en remblai au cours de leur construction et durant leur fonctionnement ; les résultats ainsi obtenus peuvent ensuite se généraliser à l'ensemble des ouvrages en terre.