

2/3 .
DOCUMENTATION

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 62

160 F

1^{er} TRIMESTRE 1993

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 62
JANVIER 1993

sommaire

Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés
E. Alonso

Evaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM
A. Nanda, P. Delage, N. Nedjat, J.-J. Fry, B. Gatmiri

Comportement hydraulique d'un « système multicouche » non saturé. Etude numérique. Application au stockage de déchets radioactifs à vie courte
P. Brun, E. Alonso Perez de Agreda

Détermination expérimentale des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol non saturé pour la modélisation des écoulements
R. Angulo, J.-P. Gaudet, J.-L. Thony, M. Vauclin

Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative
J.-M. Fleureau, Indarto

Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé
S. Ed Diny, F. Masrouri, J.-P. Tisot

129 925
7 -

23 129 926

35

49 129 927

59 129 928

67 129 929

Introduction

L'analyse et la modélisation du comportement des sols non saturés a fait de grands progrès au cours de ces dernières années. L'école française s'était relativement peu occupé de ce sujet et accusait même un certain retard. Le présent numéro de la RFG montre qu'il est maintenant comblé, et il a paru souhaitable de présenter à nos lecteurs les travaux effectués dans le cadre du GRECO « GÉOMATÉRIAUX », sous l'égide du ministère de la Recherche et du CNRS. Les échanges nombreux avec l'équipe des professeurs E. Alonso et A. Gens nous ont incité à l'associer à la rédaction de ce numéro.

Après les tentatives de Bishop dans les années soixante pour élargir le concept de la contrainte effective aux sols saturés, l'équipe du professeur E. Alonso, dans les années quatre-vingts, a montré l'intérêt d'une nouvelle voie, l'écrouissage capillaire, apte à représenter la majorité des phénomènes qui concerne l'ingénieur. L'école européenne, avec les travaux des professeurs Alonso, Gens, Burland, Recordon, Schreffer, Jouanna, etc., est certainement bien placée pour mener cette réflexion. Les progrès présentés ici, ont été acquis à partir d'un

support expérimental sans précédent et grâce à la mise en commun des résultats.

Dès à présent, les ingénieurs ont à leur disposition des possibilités de modélisation applicables à des problèmes très actuels :

- détermination des écoulements transitoires dans les remblais et de leur impact sur la stabilité et les déformations ;
- comportement des cavités souterraines et des réservoirs de stockage excavés ;
- calcul du tassement ou du gonflement d'une fondation soumise à une humidification ou à un séchage.

Les applications ont été orientées sur le premier point, car les constructeurs de barrages ont été les premiers à être confrontés à ces problèmes. Il apparaît maintenant d'autres grands enjeux, mais les applications plus courantes — fondations ou chaussées — sont, dès à présent, analysables avec les concepts présentés ici et pourraient être calculées avec les codes déjà existants.

P. HABIB

Directeur de la publication

Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés

Influence of moisture content variations in compacted soils

E. ALONSO

ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Barcelone*

Rev. Franç. Géotech., n° 62, pp. 7-21 (janvier 1993)

Résumé

La maîtrise de la teneur en eau de compactage est une préoccupation importante fondamentale des ingénieurs de génie civil. Aussi, la connaissance des principes fondamentaux du comportement des sols compactés est indispensable pour prévoir et quantifier les effets d'un changement de teneur en eau. Cet article, après avoir rappelé les phénomènes liés à la variation de la pression négative de l'eau, appelée succion, explique l'évolution de deux ouvrages réels, un remblaiement de carrière à ciel ouvert et un remblai de marnes compactées à partir des phénomènes analysés en laboratoire. Enfin, quelques conclusions concernant le comportement des sols non saturés soumis à une évolution de la teneur en eau sont présentées.

Abstract

Control of moisture content in compaction is an essential preoccupation for a civil engineer. Thus good knowledge of the basic principles behind the behaviour of compacted soils is vital when foreseeing and quantifying the influence of any change in moisture content. The present article first recalls the basic phenomena relating to any variation in negative water pressure, called suction, and then explains the evolution of two real-life fills, one a strip mining quarry and the other composed of compacted marl, on the basis of phenomena analysed in the laboratory. Finally, a few general conclusions are drawn concerning the behaviour of non saturated soils subjected to variations in moisture content.

* Departamento de Ingeniería del Terreno y Cartográfica, Universitat Politècnica de Catalunya C/Gran Capitán, s/n, Module D2, 08034 Barcelona, Espagne.

1. INTRODUCTION

La sélection de matériaux pour la construction des remblais et les conditions de mise en œuvre sont en général réglementées par des normes qui attachent une importance spéciale à la maîtrise de la teneur en eau de compactage. L'objectif des recommandations de compactage est d'obtenir des structures stables et peu déformables au cours du temps. Cependant, l'application des spécifications n'est pas toujours respectée ou rigoureusement contrôlée sur certains chantiers. Cela souligne le jugement considérable nécessaire à l'ingénieur qui fixe ces spécifications. De plus, il n'est pas toujours possible de compter sur des matériaux de bonne qualité pour réaliser les remblais. En général, il faut les construire avec les matériaux disponibles à proximité du chantier.

Ainsi, la connaissance des principes fondamentaux qui gouvernent la réponse des remblais soumis à des variations de teneur en eau en place peut aider l'ingénieur responsable de l'opération à prendre la meilleure décision vis-à-vis du comportement présent ou futur.

Pour introduire le propos des prochains paragraphes, certains traits du comportement des sols compactés ont été introduits dans le tableau 1. Les phénomènes de déformation volumique y sont surtout marqués quand le terrain s'humidifie après le compactage. Ceci est un phénomène fondamental. Dans les paragraphes suivants d'autres questions seront examinées, telles que la dégradation et l'altération mécanique des matériaux et les distorsions causées par la déformation de cisaillement dans les talus.

Etant donné que les forces entre particules, causées par des contraintes extérieures (en particulier le poids du matériau) sont faibles, les forces d'origine capillaire ont une intensité comparable à celles-ci et jouent donc un rôle prépondérant. Une mesure globale de ces forces internes dans un sol compacté est l'intensité de la pression (négative) de l'eau par rapport à la pression de l'air (en général atmosphérique).

Tableau 1. — Effet de l'eau dans les sols compactés.
Table 1. — Influence of water in compacted soils.

Eléments caractéristiques	Variation volumique
Forces intergranulaires faibles (faibles contraintes extérieures). Forces capillaires entre particules comparables aux forces extérieures. Interaction d'adsorption eau-minéraux argileux. Gonflement ou effondrement après humidification en fonction des facteurs cités dans la colonne de droite.	La composition minéralogique. La densité (ou l'indice des vides) γ_d (ou e) (FONDAMENTAL). La contrainte moyenne. La teneur en eau initiale. Le changement de succion.

Outre les contraintes totales d'origine « extérieure », ce « défaut » de pression de l'eau ou succion est donc une pression dont il faut tenir compte. La présence de particules d'argile et leur affinité avec l'eau mobilisent les mécanismes de gonflement et de retrait provoqués par les cycles d'humidification et de séchage. En définitive, un sol compacté peut gonfler ou s'effondrer quand sa teneur en eau s'élève. Le signe de la déformation et son intensité dépendent de l'ensemble des facteurs indiqués dans le tableau 1.

Afin d'analyser ces phénomènes, dans le deuxième paragraphe nous présentons une description du comportement de base des sols compactés qui est fondée sur les résultats fournis par les essais de laboratoire. En revanche, au paragraphe 3 nous examinons le comportement in situ à partir d'observations sur le terrain et le comportement mesuré en laboratoire. Enfin, nous résumons les conclusions les plus importantes.

2. COMPORTEMENT DES SOLS COMPACTÉS SUITE AUX CHANGEMENTS DE TENEUR EN EAU

La structure du sol après compactage et la minéralogie sont les variables fondamentales qui gouvernent le comportement vis-à-vis des changements de la teneur en eau. Les structures ouvertes, qui correspondent à des faibles densités, sont sujettes à l'effondrement quand les forces internes d'origine capillaire, capables de rigidifier le sol, diminuent, suite à une humidification. Ce sont surtout les sables argileux qui sont capables de maintenir des microstructures relativement ouvertes en état non saturé, très résistantes à l'action des contraintes extérieures. Cependant, la destruction des ménisques, des ponts et des agglomérats argileux entre grains, qui d'ordinaire accompagne un processus d'imbibition peut provoquer d'importantes réductions de volume. Si la plage des contraintes appliquées est vaste, on constate que l'effondrement après l'imbibition augmente avec la contrainte appliquée jusqu'à atteindre un maximum, puis diminue pour des contraintes de confinement supérieures. Ce comportement est logique du point de vue physique : à une succion donnée, la contrainte croissante arrivera à rompre la structure du sol, mais simultanément provoquera des états denses qui, progressivement, résisteront à d'autres imbibitions.

Les exemples qui montrent ce comportement en laboratoire sont abondants : MATYAS et RADHAKRISHNA, 1968 ; YUDHBIR, 1982 ; DELGADO, 1986. Parfois, ce maximum n'apparaît pas dans la plage des densités, suctions et charges étudiées. Par exemple, DAPENA (1989) présente des essais d'effondrement sur une argile compactée de faible plasticité, dont le taux de compactage variait entre 87 % et 103 % de l'optimum Proctor Normal ; ces essais montrent une augmentation toujours croissante de l'effondrement avec la contrainte appliquée. Cependant, à faible densité, l'effondrement maximum apparaît à de très faibles contraintes, de telle sorte qu'en pratique il diminue avec la contrainte appliquée.

Lorsque la fraction argileuse contient des minéraux actifs, les mécanismes de gonflement se déclenchent

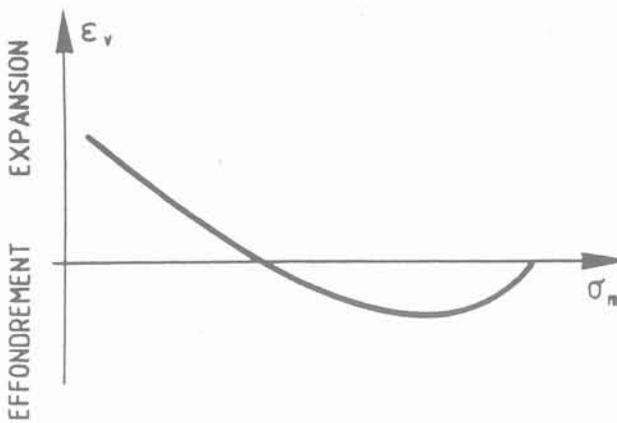
quand les échantillons s'humidifient. On constate que la contrainte appliquée inhibe progressivement l'expansion (JIMENEZ SALAS et SERRATOSA, 1953 ; BRACKLEY, 1975 ; JUSTO et al., 1984). Le gonflement diminue en première analyse, approximativement linéairement avec le logarithme de la contrainte de confinement appliquée

Un sol compacté, avec un état initial déterminé (γ_d , w), peut, par conséquent, gonfler ou s'effondrer s'il est humidifié. C'est la contrainte de confinement existant avant le changement d'humidité qui contrôle le signe (et l'intensité) de la variation volumique. Ceci est représenté schématiquement sur la figure 1a. Cette figure montre qu'il existe une transition continue entre les phénomènes de gonflement et d'effondrement. La contrainte qui inhibe tout mouvement peut être une définition appropriée de la pression de gonflement.

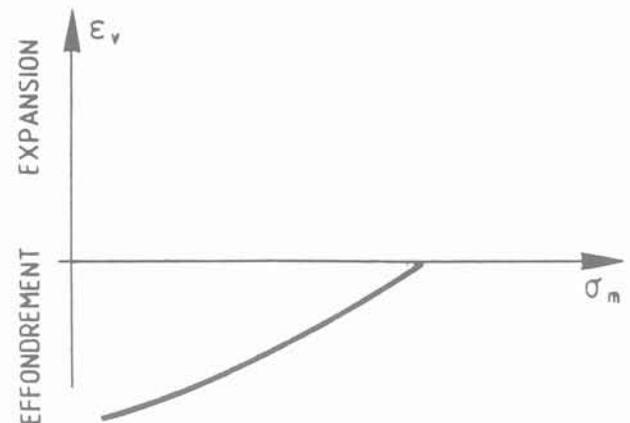
Comme cela a été discuté plus haut, tout comportement identifié en laboratoire ne serait qu'une partie de la courbe a de la figure 1. La courbe 1b serait le propre des sols lâches sans minéraux expansifs. En revanche, la courbe 1c correspondrait à des sols sablo-argileux ou mi-sableux sans minéraux expansifs, compactés à des densités raisonnablement élevées (ce serait le cas de

l'argile testée par DAPENA, 1989). Enfin, une argile gonflante ou de forte plasticité montrerait après compactage et humidification, pour un vaste éventail de contraintes, un comportement similaire à la courbe 1d.

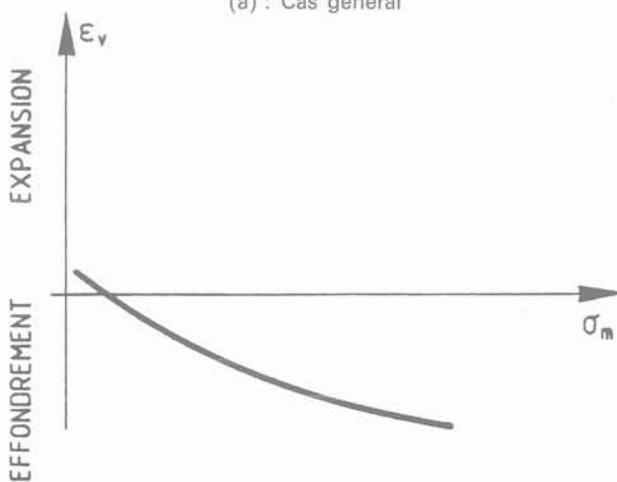
Les équipements œdométriques à succion contrôlée (ESCARIO, 1967 ; BARDEN et al., 1969 ; KASSIF et BEN SHALOM, 1971 ; AITCHISON et MARTIN, 1973 ; FREDLUND et MORGENSTERN, 1976 ; COX, 1978 ; LLORET et ALONSO, 1985 ; VICOL, 1990 ; DELAGE et SURAJ DE SILVA, 1992, entre autres) ont permis de connaître plus profondément le processus de gonflement et d'effondrement au fur et à mesure de l'humidification du sol. Ainsi, il a été prouvé que les deux phénomènes : gonflement et effondrement de la structure peuvent avoir lieu simultanément, chacun avec une intensité différente. La déformation nette finale est le résultat des deux tendances. Des résultats de ce type ont été publiés par ESCARIO et SAEZ (1973) et COX (1978). Ce dernier a mené à terme une importante campagne d'essais œdométriques avec et sans contrôle de succion sur des échantillons de marne du Keupler prélevée dans un remblai d'autoroute. Sur la figure 2 sont reproduits des résultats de Cox obtenus en saturant sous une charge constante la marne compactée à une teneur en eau initiale constante mais à des densités



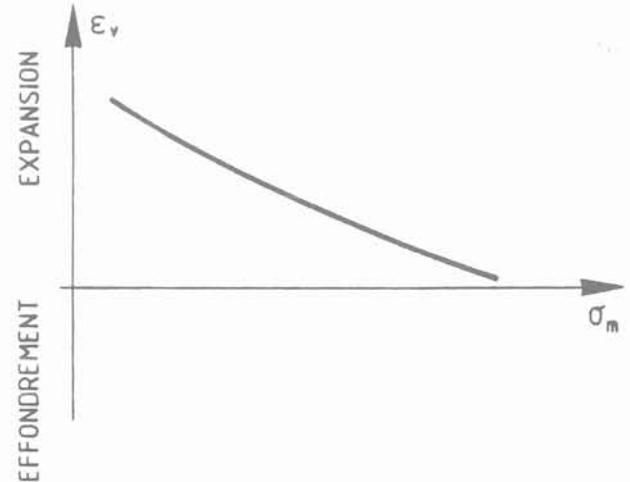
(a) : Cas général



(b) : Sols non-gonflants à basse densité



(c) : Sols bien compactés non-gonflants



(d) : Sols argileux gonflants

Fig. 1 — Comportement volumique des sols non saturés quand ils sont humidifiés à une contrainte moyenne croissante.
Fig. 1. — Volumetric behaviour of unsaturated soils subjected to wetting at increasing confining mean stress.

différentes. On constate à quel point le gonflement, ou l'effondrement, varie au cours de ce processus d'humidification.

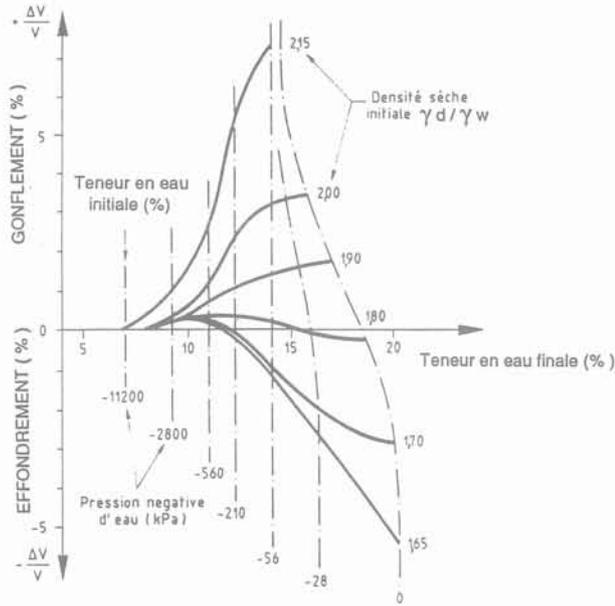


Fig. 2. — Déformations volumiques mesurées sur des échantillons de marne compactée à différentes densités pendant le processus de saturation (Cox, 1978).

Fig. 2. — Volumetric deformation measured during the saturation process on marl samples compacted at different densities (Cox, 1978).

En prévision de l'application de ces concepts il est utile de relier les déformations dues à la variation de teneur en eau aux variables de compactage, qui peuvent être contrôlées sur le chantier. Pour cela, il est préférable de partir de la représentation classique (γ_d, w) où l'on peut situer les résultats de compactage à des énergies différentes. Si l'on réalise un nombre suffisant d'essais de gonflement-effondrement, sur cet espace on peut superposer une « carte » de déformations volumiques pour une contrainte de confinement donnée. Deux diagrammes de cette nature, correspondant à des conditions d'imbibition finale, ont été représentés dans la figure 3 (due à COX, 1978, pour la marne citée) et dans la figure 4 (ESCARIO, 1987, pour des matériaux de l'autoroute basco-aragonaise).

On observe sur ces deux figures l'influence dominante de la densité ou de l'indice des vides, atteinte après compactage. Sauf au voisinage de la courbe de saturation (Sr = 1) les courbes d'égale expansion (ou d'égale effondrement) sont presque parallèles à l'axe des teneurs en eau. Cela permet, lorsque le sol n'est pas compacté en un état proche de la saturation, d'établir avec une bonne approximation une relation entre la variation de volume après l'imbibition et la densité après compactage (ou l'indice des vides) fonction de la contrainte de confinement. En première approximation, une relation de ce type serait valable pour des teneurs en eau inférieures à l'optimum Proctor. La figure 5 qui correspond à de l'ardoise compactée (ABEYESEKERA et al., 1978) montre une telle relation. On constate l'in-

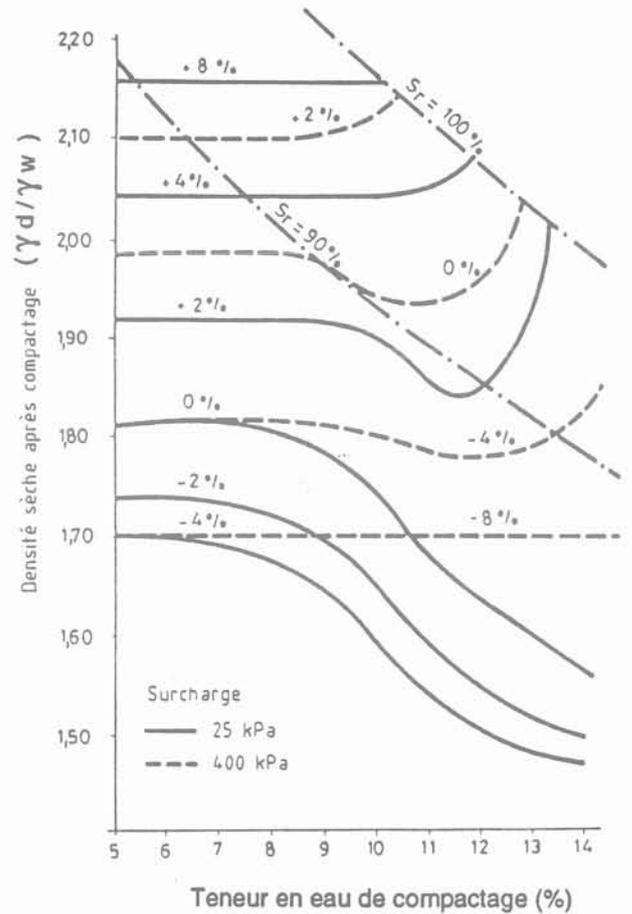


Fig. 3. — Gonflement ou effondrement après humidification en fonction de la teneur en eau et de la densité initiales (surcharge constante).

Fig. 3. — Swelling or collapse upon wetting as a function of water content and initial dry density (constant load) (Cox, 1978).

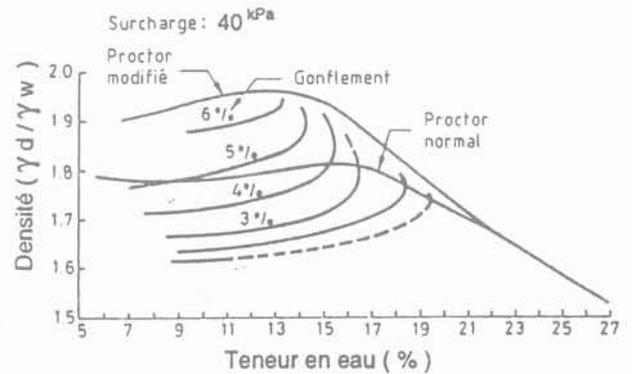


Fig. 4. — Courbes d'égale gonflement œdométrique en fonction de la teneur en eau et de la densité initiales (Escario, 1987).

Fig. 4. — Curves of equal oedometric swelling as a function of water content and initial dry density (Escario, 1987).

fluence décisive de la densité initiale du matériau compacté sur son comportement ultérieur.

Il est clair aussi que la spécification d'une densité initiale déterminée, constante dans tout le remblai, n'empêche

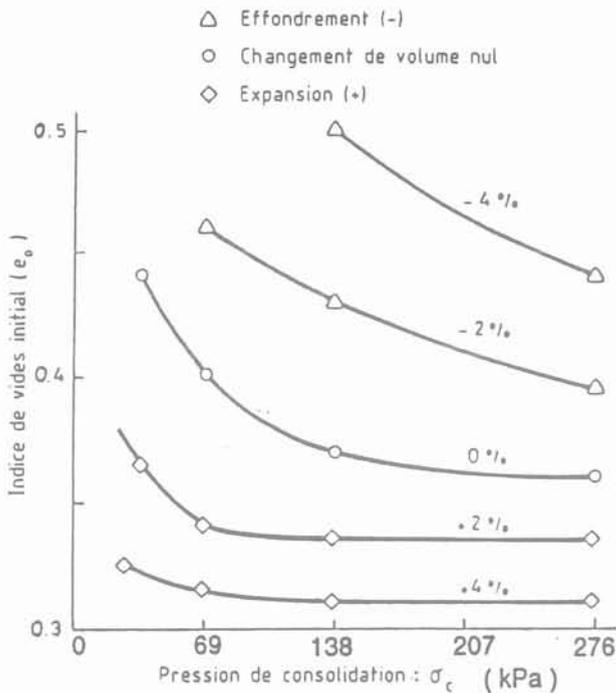


Fig. 5. — Tendance au changement de volume en humidifiant une ardoise compactée en fonction de l'indice des vides initial et de la pression de consolidation (Abeyesekera et al., 1978).

Fig. 5. — Volume change on wetting of a compacted shale as a function of initial void ratio and consolidation pressure (Abeyesekera et al., 1978).

pas les changements de volume. Afin de tendre vers une déformation volumique nulle d'un remblai, l'idéal serait de compacter plus énergiquement les couches profondes, et de moins compacter les couches superficielles. Même dans ce cas-là, on peut s'attendre à des mouvements, étant donné que la saturation n'atteint généralement pas l'ensemble du remblai, mais provoque une variation moins drastique de la succion au cours du temps, avec un comportement cyclique prépondérant, aux alentours de la surface exposée du terrain.

Bien qu'il soit difficile d'utiliser l'information fournie par des graphiques, tels que celui de la figure 5, pour effectuer en pratique des prédictions quantitatives, ces résultats peuvent être utiles pour avoir une idée du comportement que l'on peut espérer sur le chantier. ESCARIO (1987) citant TERZAGHI et PECK signale que des gonflements de plus de 5 % sur des essais œdométriques après imbibition présagent d'un mauvais comportement prévisible au cours d'un remplissage. Cette valeur paraît très élevée. Dans le chapitre suivant on mentionne le cas d'un remblai de marnes compactées en France, ausculté avec précision, et qui a souffert d'importantes déformations au cours du temps. Dans ce cas-là alors que des poids spécifiques variant entre l'OPN et l'OPM ont été atteints sur le chantier, les gonflements maximaux mesurés en laboratoire (sous contrainte pratiquement nulle) variaient entre 1,5 et 3 %.

2.1. Effet des contraintes de cisaillement

La grande majorité des résultats d'essais publiés ou pratiqués correspondent à des conditions œdométriques.

C'est le cas des figures 3, 4 et 5. Cependant, il paraît nécessaire de connaître le comportement des matériaux compactés sous des états plus généraux de contraintes et de succion. Plusieurs raisons peuvent être invoquées :

— des zones étendues de remblais sont faiblement confinées, dans des conditions très éloignées des conditions œdométriques. Dans ces parties (talus, couronnement) se situent une bonne partie des éventuelles actions pathologiques d'un remblai : reptation des versants, glissements superficiels, fissuration et mouvements différentiels des bords de la plate-forme, etc.

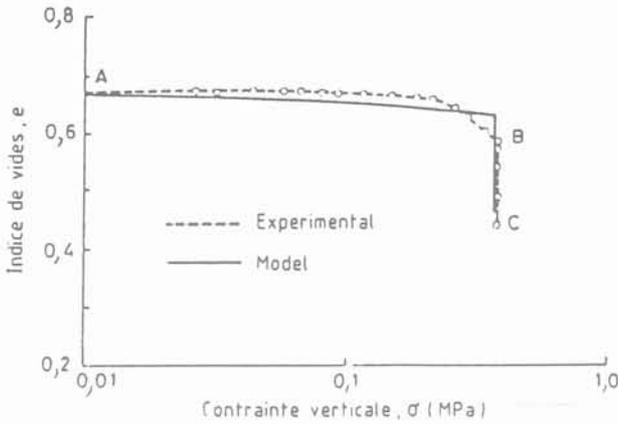
— les essais d'imbibition sous conditions œdométriques se trouvent loin des conditions de rupture.

En effet, des essais d'effondrement sous conditions K_0 d'échantillons de sable argileux de faible plasticité ont été effectués par MASWOSWE (1985). Ces essais ont été réalisés à succion contrôlée dans une cellule triaxiale, de sorte que l'état des contraintes était connu. Les résultats d'un de ces essais sont reproduits sur la figure 6. L'échantillon a été soumis initialement à une augmentation de la contrainte verticale sans changement de teneur d'eau et postérieurement a été humidifié en maintenant la contrainte verticale constante, en empêchant les déformations latérales. Sur la figure 6b apparaît le trajet de contraintes suivi par l'échantillon dans le plan $(p-P_a, q)$ et $(p-P_w, q)$ où $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, avec P_a et P_w qui sont respectivement les pressions d'air et d'eau. On constate que le trajet de contraintes, après l'effondrement, se termine par l'état K_0 correspondant au sol saturé. Les déformations volumiques mesurées au cours de l'essai sont indiquées sur la figure 6a.

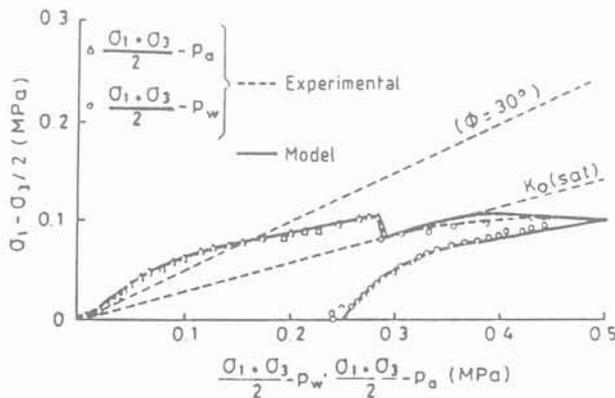
Afin d'analyser le comportement d'un sol compacté, lorsque des efforts de cisaillement sont susceptibles d'être signalés, au cours d'une évolution de la teneur en eau, nous décrivons brièvement un modèle constitutif, développé récemment et qui permet de reproduire les traits principaux du comportement de ces sols. Une description détaillée du modèle est rapportée par ALONSO, GENS et HIGHT (1987) et ALONSO, GENS et JOSA (1990).

Une idée fondamentale du modèle est de considérer qu'il existe en cours de séchage une pression apparente de préconsolidation croissante avec la succion. Ceci se traduit par une plus grande « rigidité » du sol sous charges extérieures, situation largement vérifiable dans la pratique. Un autre aspect important de la formulation réside dans le choix des variables suivantes : l'excès de la contrainte moyenne sur la pression de l'air (p) et la succion ($s = P_a - P_w$) pour des conditions isotropes, auxquelles s'ajouterait la contrainte de cisaillement (q) pour la simulation des conditions triaxiales.

En partant, de la première idée, l'existence d'une courbe d'écrouissage, qui n'est autre que le lieu géométrique des pressions de préconsolidation est proposée dans le plan (p, s) en-deçà duquel se situeraient les états élastiques du sol (courbe LC) (fig. 7). Aussi bien un processus de charge à succion constante (L) à partir d'un état initial représenté par la pression de préconsolidation $(p_0)_1$ qu'un processus d'inondation à contrainte moyenne constante (trajectoire L) déplace la courbe d'écrouissage vers la droite en produisant en même temps des réductions de volume irréversibles. La courbe



(a) : Variation de l'indice des vides avec la contrainte verticale.



(b) : Chemin de contraintes dans le plan triaxial.

Fig. 6. — Résultats de l'essai SK3 publiés par Maswoswe (1985) et prédictions du modèle.

Fig. 6. — Results of test SK3, published by Maswoswe (1985) and model prediction.

initiale d'érouissage (A_1, B_1) se déplace jusqu'à (A_2, B_2). Une mesure de la déformation volumique plastique peut être la distance (A_1, A_2), c'est-à-dire la différence entre les pressions de préconsolidation en état saturé [$(p_o^*)_2 - (p_o^*)_1$].

Afin de mieux comprendre les essais œdométriques, il faut envisager un troisième axe (q), car lors de ces essais les contraintes de cisaillement ne sont pas nulles. Les idées fondamentales antérieures peuvent être étendues à l'espace (p, q, s) en supposant que pour chaque valeur de la succion, il existe une enveloppe d'érouissage, qui a été prise comme elliptique. De cette façon, la surface d'érouissage dans les conditions triaxiales adopte la forme signalée dans la figure 8. On peut observer que les ellipses successives, pour des succions croissantes, passent par l'enveloppe d'érouissage des états isotropes, LC. De même on assigne au sol non saturé une cohésion, croissante avec la succion. Grâce à ce modèle nous avons reproduit les essais de compression suivie de saturation dans les conditions K_0 de MASWOSWE. Un exemple de la capacité du modèle à décrire le comportement du sol est visible sur la figure 6 où l'on a superposé, aux résultats expérimentaux, les prédictions du modèle. Le modèle décrit a été modifié

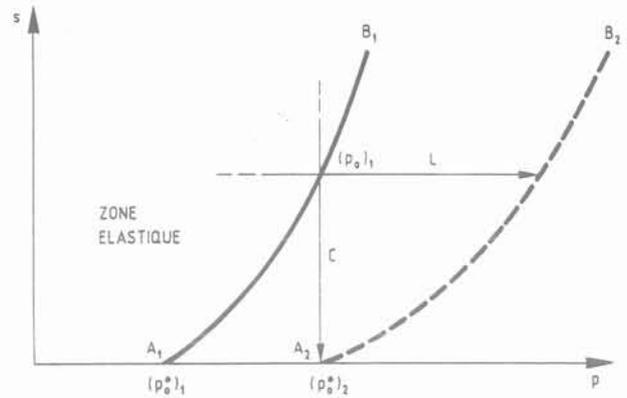


Fig. 7. — Courbes d'érouissage pour décrire le comportement sous charge (L) et l'effondrement (C) d'un sol partiellement saturé (Alonso, Gens et Hight, 1987).

Fig. 7. — Yield curves to explain the behaviour of a partially saturated soil under load (L) or collapse (C) (Alonso, Gens et Hight, 1987).

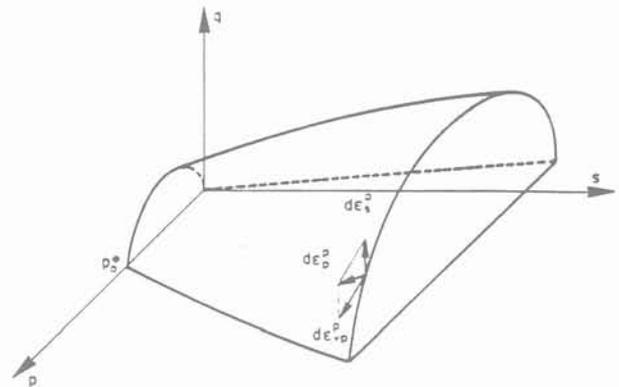


Fig. 8. — Surfaces d'érouissage dans l'espace (p, q, s).

Fig. 8. — Yield surface in the (p, q, s) space.

récemment afin de pouvoir simuler un maximum d'effondrement après l'inondation (BALMACEDA, 1991 ; JOSA et al., 1992). C'est avec ce nouveau modèle que les analyses indiquées plus bas ont été menées à bien.

Les conditions initiales des deux échantillons compactés, A et B, analysées par MASWOSWE ont été représentées dans le diagramme (γ_p, w) de la figure 9, où est également reportée la courbe Proctor Normal. Les deux échantillons ont été compactés à des humidités proches de w_{OPN} mais à des densités inférieures, surtout l'échantillon A. L'expérimentation détaillée de ces deux échantillons, menée par MASWOSWE, a permis d'identifier tous les paramètres du modèle de sorte que les trajectoires complètes de charge et d'effondrement dans des conditions K_0 ont pu identifier la forme et la position des surfaces initiales d'érouissage LC des deux sols (LC_{IA} et LC_{IB} à la figure 10). Le faible compactage de l'échantillon A se traduit par de faibles valeurs de pression de préconsolidation apparente. Celles-ci sont beaucoup plus grandes sur l'échantillon B, (LC_{IB}) compacté plus énergiquement. Une fois « identifiées » les conditions de compactage par le biais du modèle, il est possible d'établir des comparaisons entre les deux en simulant des essais quelconques. Par

exemple, la figure 10 représente les trajets de contrainte moyenne de confinement et de succion (p, s) que suivraient les deux échantillons soumis à un essai œdométrique à teneur en eau constante. La compression progressive des deux échantillons (non représentée) suppose une réduction du volume des pores et par conséquent une augmentation du degré de saturation. Ceci se traduit par une diminution de la succion comme on peut le constater sur les deux trajectoires dessinées. L'échantillon initialement plus compact (échantillon B) atteint évidemment plus vite la saturation totale ($S_r = 1$).

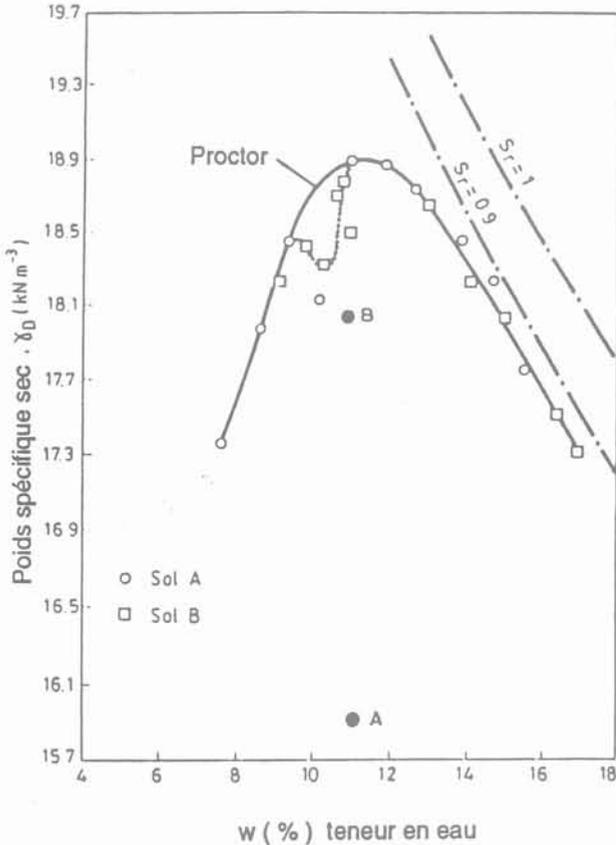


Fig. 9. — Conditions initiales de compactage des deux échantillons A et B analysés par Maswoswe (1985).

Fig. 9. — Initial compaction conditions of two samples, A and B, analyzed by Maswoswe (1985).

Il est aussi possible de simuler des essais d'inondation à partir de contraintes de confinement différentes. Afin de comparer le potentiel d'effondrement des deux échantillons, on a simulé des « essais d'effondrement » dans les positions indiquées sur la figure 10. Les résultats sont représentés sur la figure 11. L'échantillon B, plus dense, présente des gonflements pour des contraintes de confinement inférieures à environ 300 kPa pour s'effondrer à des contraintes plus grandes. Les deux atteignent un effondrement maximum, qui diminue avec des contraintes de confinement croissantes.

Un modèle de ce type ouvre la possibilité d'effectuer des prédictions sans doute plus précises que les méthodes empiriques ou semi-empiriques. Mais il offre la

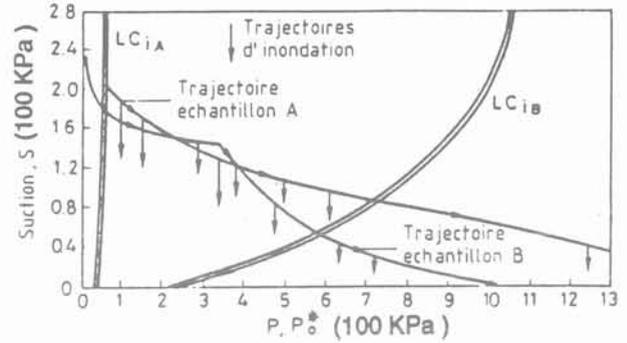


Fig. 10. — Surface initiale d'érouissage et chemin des essais œdométriques des échantillons A et B.

Fig. 10. — Initial yield curve and stress paths of oedometric tests on samples A and B.

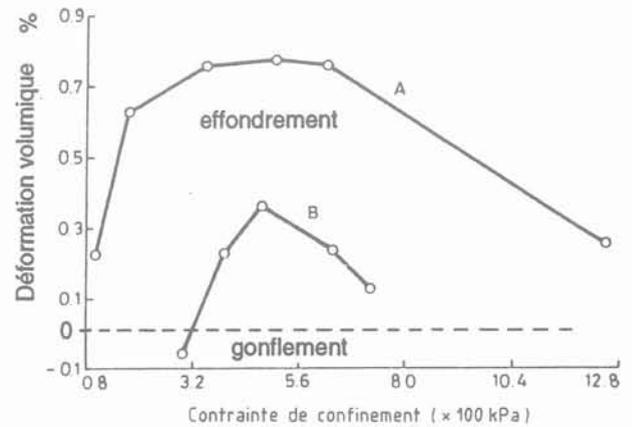


Fig. 11. — Effondrement calculé pour les échantillons A et B lors des essais œdométriques d'inondation sous contrainte.

Fig. 11. — Computed collapse of samples A and B during oedometric soaking tests under load.

possibilité, d'autant plus intéressante, de raisonner sur la réaction probable du terrain lors de changements de contrainte et de succion imposés par la construction et l'exploitation ultérieure des ouvrages en terre.

En effet, pendant la construction des remblais sont imposés au sol des trajets de contraintes complexes très éloignés des conditions œdométriques. Considérons, sur la figure 12a, un point tel que A situé à proximité du talus d'un remblai. Le processus de compactage introduit des contraintes horizontales σ_h plus grandes que les contraintes verticales σ_v ($q = \sigma_v - \sigma_h < 0$) (fig. 12c). Avec l'accumulation des couches les contraintes à forte composante verticale augmentent, tandis que la succion initiale diminue progressivement du fait que la porosité diminue. L'infiltration des eaux de pluie peut en dernier lieu réduire la succion sans changer considérablement l'état des contraintes totales. Dans un espace (p, q, s) on a tracé la trajectoire probable de succion du point A (fig. 12d). La question consiste à évaluer l'effet que peut avoir l'humidification du sol dans ces conditions-là. Elle concerne le cas de vastes zones de talus de remblais soumises à des infiltrations, à des phénomènes d'ascension capillaire ou

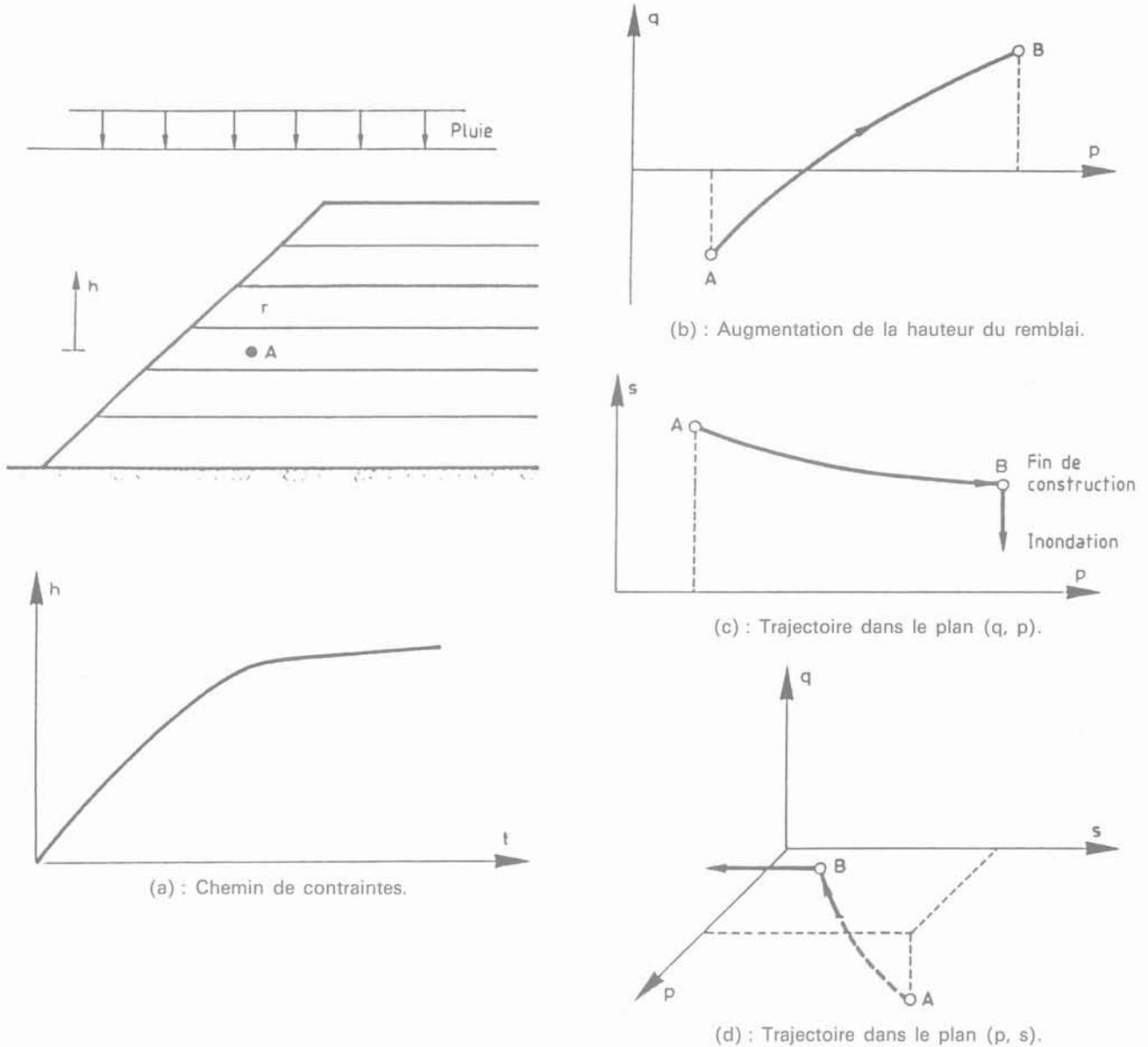


Fig. 12. — Chemin de contraintes probable d'un point A aux alentours immédiats d'un talus en construction.
 Fig. 12. — Expected stress path for a point A in the vicinity of the slope of an embankment under construction.

d'infiltration par accumulation d'eau provenant d'un mauvais drainage ou de la rupture d'une conduite.

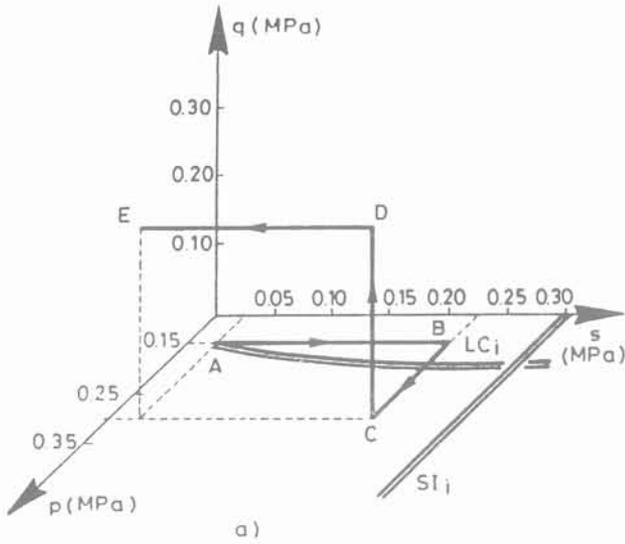
L'effet d'un tel chemin sur un sol non saturé a été représenté sur le figure 13. A partir d'un état initial, donné par une contrainte moyenne et une contrainte de cisaillement (point D de la figure 13a), on mouille le sol (trajectoire DE). L'analyse du comportement au cisaillement (fig. 13b) montre l'accumulation des distorsions dans le sol qui peut se rompre, comme dans le cas représenté, si la réduction de succion est suffisamment élevée.

Dans certains cas il faudrait ajouter au mécanisme décrit la dégradation des propriétés du terrain compacté par effet de l'humidification. Ces deux phénomènes tendent à favoriser les déformations de cisaillement, la reptation dans les talus et le couronnement des remblais.

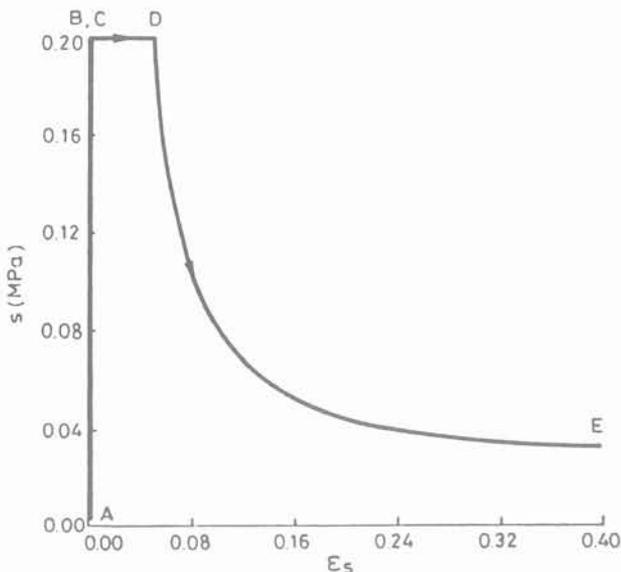
3. OBSERVATIONS SUR LE TERRAIN

Afin de mettre en évidence certains comportements caractéristiques des remblais, nous décrivons brièvement ci-dessous deux cas réels, relativement récents, caractéristiques en raison des mesures assez détaillées qui furent menées à terme. Ceci permet d'obtenir une image bien documentée du comportement réel. Le premier se rapporte au rechargement hydraulique de remplissages de carrière, en général peu compactés ; et le second au comportement, au cours de nombreuses années, d'un remblai de marnes argileuses compactées.

Le premier cas peut être représentatif du comportement de matériaux hétérogènes peu compactés et le second de remblais construits avec des matériaux évolutifs.



(a) : Trajectoire des contraintes.



(b) : Relation succion - déformation de cisaillement.

Fig. 13. — Réponse du modèle à un essai provoquant la rupture en humidifiant l'échantillon.

Fig. 13. — Response of model to a test in which failure is induced by decreasing suction (wetting).

3.1. Remblais faiblement compactés

Les matériaux faiblement compactés sont grandement instables si pour une raison quelconque leur teneur en eau s'élève. Un cas intéressant de cette réaction se produit lors de remplissage des mines à ciel ouvert à cause de l'extension et de la profondeur que peuvent atteindre ces remplissages. Il peut parfois être nécessaire de construire des bâtiments et des voies de communication sur ceux-ci. Dans ces remplissages, il est fort probable que la teneur en eau augmente soit parce que les niveaux phréatiques retournent à leur position initiale, soit à cause des précipitations.

CHARLES et al. (1984) ont décrit en détail l'effet de l'élévation de la nappe phréatique sur un remblai de

fragments de grès et de limonite de 70 m d'épaisseur. Après avoir installé des extensomètres dans toute la profondeur, la déformation du remblai a été suivie pendant les trois ans qu'a duré l'ascension du niveau de l'eau. Le remblai, comme il arrive souvent dans certains cas, était très hétérogène : la porosité variait entre 0,2 et 0,4 et le degré de saturation initial entre 0,1 et 1. Les fragments de roches tendres prédominaient et le contenu en fines limoneuses était de l'ordre de 10 %. Les mesures de tassement effectuées sur l'un des sondages instrumentés sont reproduites sur la figure 14. On y observe la progression des tassements à plusieurs profondeurs au fur et à mesure que le niveau phréatique s'élève. La perméabilité du remplissage est élevée, supérieure à 10^{-4} m/s.

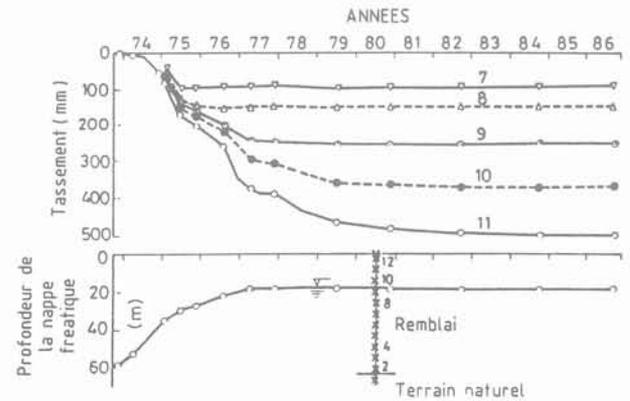


Fig. 14. — Tassements mesurés à Horsley (extensomètre B2) (Charles et al., 1984).

Fig. 14. — Settlements measured at Horsley (extensometer B2) (Charles et al., 1984).

Les coordonnées des tassements représentées par CHARLES et al. (1984) ont été réinterprétées. On a représenté la déformation à différentes profondeurs (c'est-à-dire à des contraintes de confinement différentes) en fonction de la distance entre la surface libre et le point, entre deux bases d'extensomètres séparées de 6 m, représentatif de la déformation. Cette distance, D, est une mesure de la succion existante au point de référence. Lorsque D se rapproche de zéro, la moitié de la distance séparant deux marques d'extensomètres se trouve submergée. Les résultats apparaissent sur la figure 15. On retrouve certains phénomènes mis en évidence en laboratoire : si la contrainte de confinement est faible, la diminution de la succion (c'est-à-dire la plus grande proximité du niveau phréatique) peut provoquer des gonflements (c'est le cas de la courbe correspondant à 50 kPa à contrainte verticale moyenne). Si la contrainte moyenne augmente, l'effondrement (courbe de 160 kPa) augmente aussi. Au-dessus d'une contrainte verticale donnée, le tassement par effondrement peut diminuer, étant donné que la compression mécanique elle-même a suffisamment réduit la porosité pour pouvoir limiter le potentiel d'effondrement ultérieur. On observe aussi sur la figure 15 que la majeure partie de l'effondrement se produit pendant la dernière étape de réduction de la succion, lorsque ses valeurs sont déjà faibles. On constate aussi ce phénomène en laboratoire lors des essais à succion contrôlée.

Avec les coordonnées de deux sondages instrumentés on a aussi dessiné les déformations finales en fonction

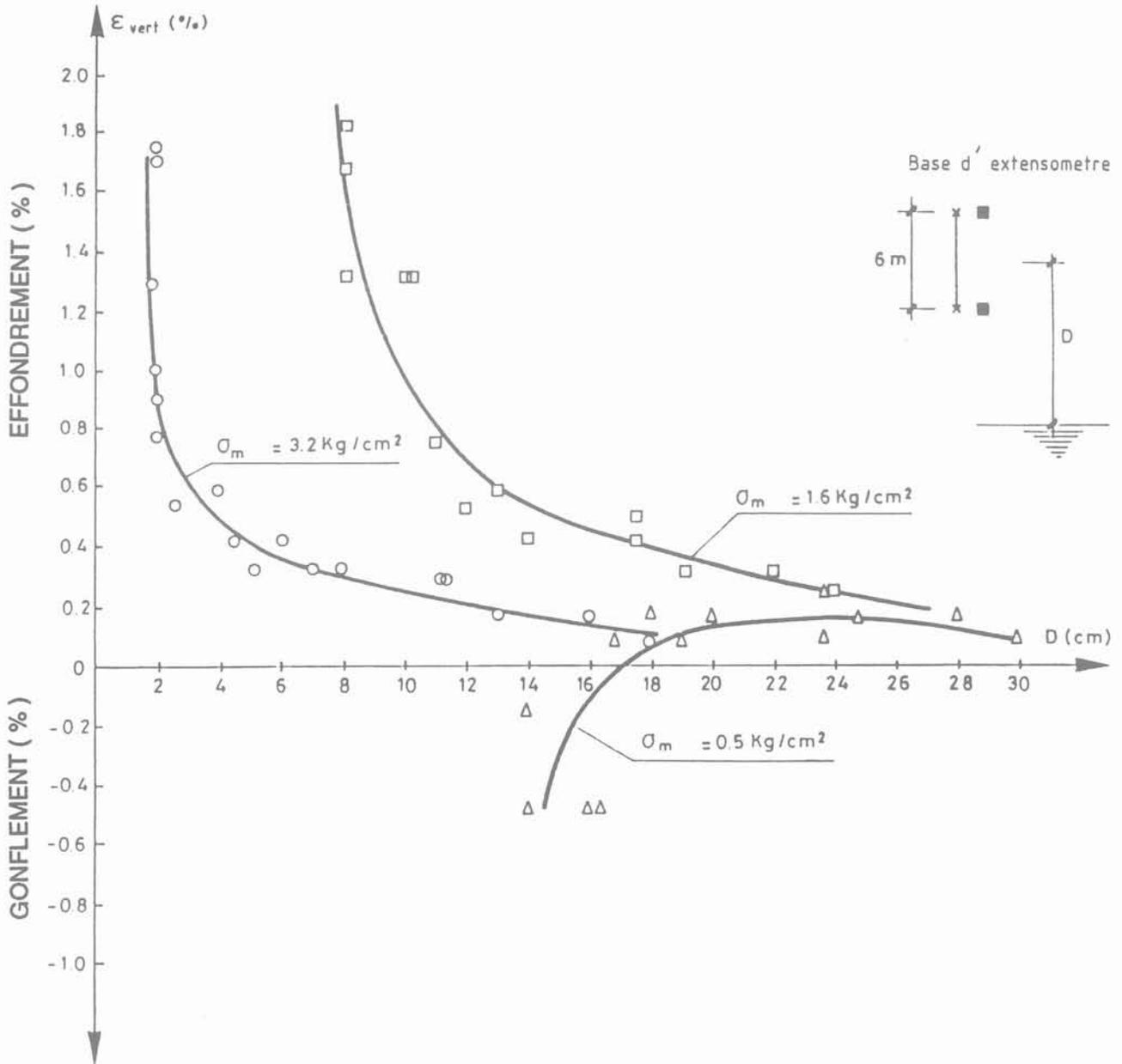


Fig. 15. — Relation entre la déformation d'effondrement (ou de gonflement), la contrainte verticale et la distance à la nappe phréatique, à partir des données publiées par Charles et al. (1984) pour l'emplacement B-2.

Fig. 15. — Relationship among collapse (or heave) deformation, vertical stress and distance to phreatic surface, derived from data published by (Charles et al., 1984) at location B-2.

de la contrainte verticale moyenne. On obtient (fig. 16) une courbe d'effondrement avec un maximum bien marqué et une certaine dispersion pour des contraintes élevées. Un des extensomètres (D-1) correspond à une zone qui a été surchargée par plus de 30 m de hauteur de remplissage décapés ultérieurement. Dans ce cas deux symboles ont été utilisés pour représenter la contrainte verticale en tenant compte de ce préchargement. On constate que le préchargement réduit effectivement le potentiel de l'effondrement.

Il est évident aussi que la déformation moyenne du remplissage est sensiblement inférieure à la déformation

maximale qui peut se produire par un des tronçons intermédiaires. Dans un recueil de cas de tassements provoqués par l'eau dans des remblais de mines à ciel ouvert, CHARLES et BURFORD (1987) trouvent que les déformations moyennes varient entre 0,2 % et 2,5 % (avec une moyenne se situant autour de 1,5 %). Cependant, les valeurs maximales de déformation peuvent être sensiblement supérieures (5-6 %). Tous ces cas montrent que, s'ils sont humidifiés, soit par remontée des nappes phréatiques soit par infiltration superficielle, les remplissages peu compactés se tasseront de façon significative. Le préchargement est un processus efficace pour limiter ces tassements par effondrement.

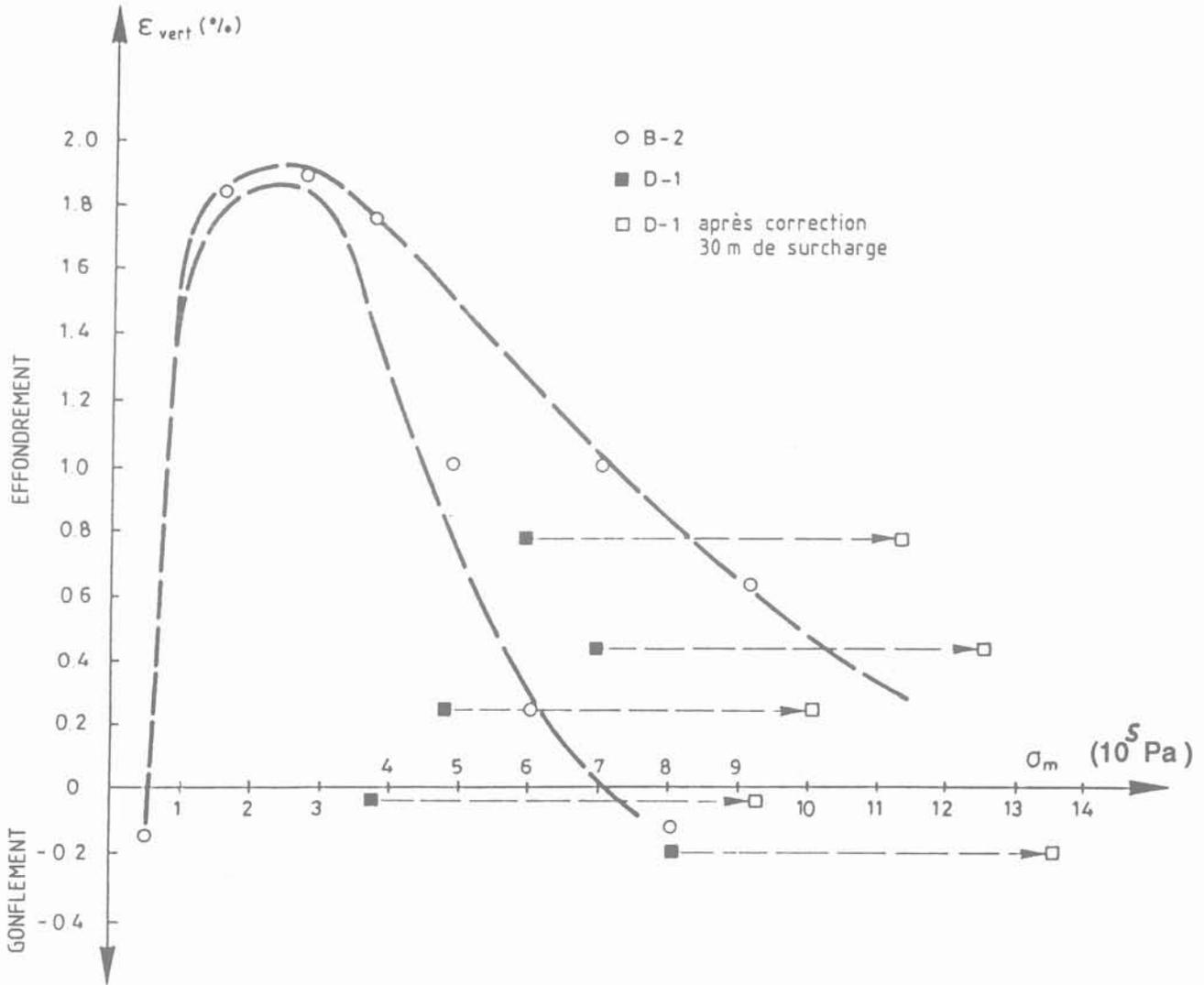


Fig. 16. — Relation entre la déformation volumique et la contrainte moyenne calculée en fonction des données publiées par (Charles et al., 1984).

Fig. 16. — Relationship between volumetric deformation and mean stress computed from data published by (Charles et al., 1984).

3.2. Remblais de marnes argileuses compactées

Les roches tendres argileuses présentent certainement les plus grandes difficultés de réemploi en remblai. Les éventuelles conséquences de deux philosophies d'exécution illustrent bien les difficultés :

a) Si l'on tasse énergiquement avec un compactage maximal, il est fort probable qu'une humidification ultérieure se traduise par des gonflements, surtout sur des surfaces non protégées (talus et leur couronnement). De plus, le compactage énergétique peut rompre les liaisons diagénétiques des fragments de roche et « libérer » un plus grand potentiel expansif.

b) En revanche, si le remblai se tasse en couches de plus grande épaisseur sous son propre poids, des vides favorisant l'effondrement apparaîtront dans la masse. A la longue, la dégradation des blocs contribuera au tassement.

Trouver un juste équilibre est probablement très difficile. Outre les conditions de compactage, les mesures complémentaires limitant les arrivées d'eau au remblai seront fondamentales.

Les remblais construits avec ces matériaux évolutifs présentent généralement des mouvements et des déformations au cours du temps se traduisant par l'apparition de fissures sur la chaussée (spécialement à proximité des accotements où l'intensité des changements cycliques de l'humidité est la plus grande), de tassements localisés, de reptations et de glissements superficiels dans les talus du remblai et, dans des cas extrêmes, de rupture généralisée.

Tous ces problèmes sont particulièrement bien illustrés dans le comportement d'un remblai expérimental de marnes argileuses réalisé dans le Sud de la France (MIEUSSENS et CAMAPUM de CARVALHO, 1986 ; MIEUSSENS, 1989). La dense instrumentation installée

a permis de connaître de façon détaillée l'évolution du remblai.

Il s'agissait d'un remblai de 30 m de hauteur (remblai de LA JORLE) construit avec des marnes argileuses ($\text{CO}_3 \text{ Ca}$: 70-80 %; w_L : 14-18 %; w_{nat} : 9-11 %) compacté à des densités variant entre les optima du Proctor Normal et du Proctor Modifié. Le degré de saturation moyen après compactage était de l'ordre de 90 %.

Des essais d'imbibition sur des échantillons compactés à l'optimum normal et modifié (fig. 17) montrent qu'à des densités correspondant à l'OPM le matériau peut gonfler d'une manière importante si le confinement est faible, alors qu'à des densités correspondant à l'OPN le risque d'effondrement à des contraintes croissantes est plus grand (il semble cependant que ces essais sous-estimèrent la pression réelle de gonflement).

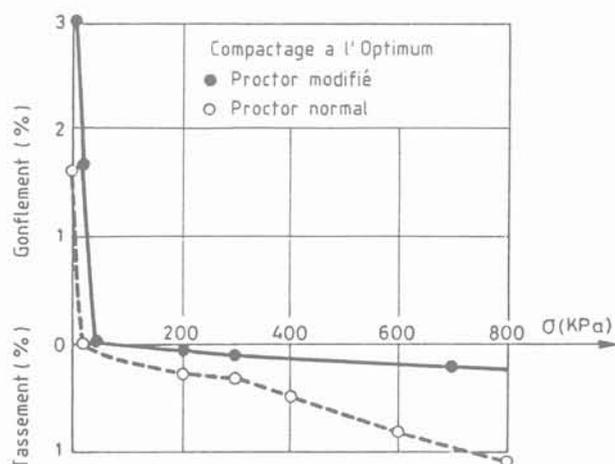


Fig. 17. — Influence de la saturation sur le gonflement ou l'effondrement en fonction de la pression initiale de consolidation (Mieussens et Camapum de Carvalho, 1986).

Fig. 17. — Effect of saturation on swelling or collapse deformation as a function of initial consolidation pressure (Mieussens and Camapum de Carvalho, 1986).

Sur un matériau relativement imperméable, comme par exemple la marne compactée, les changements d'humidité se produisent surtout dans les couches superficielles non protégées et soumises à l'action cyclique de l'infiltration et de l'évaporation atmosphérique. Il y a peu de résultats expérimentaux sur l'effet des cycles de succion sur la déformation d'une argile compactée, mais certaines données disponibles mettent en évidence une accumulation progressive du gonflement. Comme le montre la figure 18 où les résultats d'essais oedométriques à succion contrôlée sur un échantillon d'argile de Madrid, gonflante et compactée, sont présentés (POUSADA, 1984). Le gonflement significatif créé par la première humidification ne cesse d'augmenter au cours des cycles suivants de séchage et d'humidification.

Dans le cadre du remblai de La Jorle, un extensomètre continu placé à mi-hauteur du versant montra, après les tassements de la phase de construction, un gonflement important des deux derniers mètres du remblai. Paral-

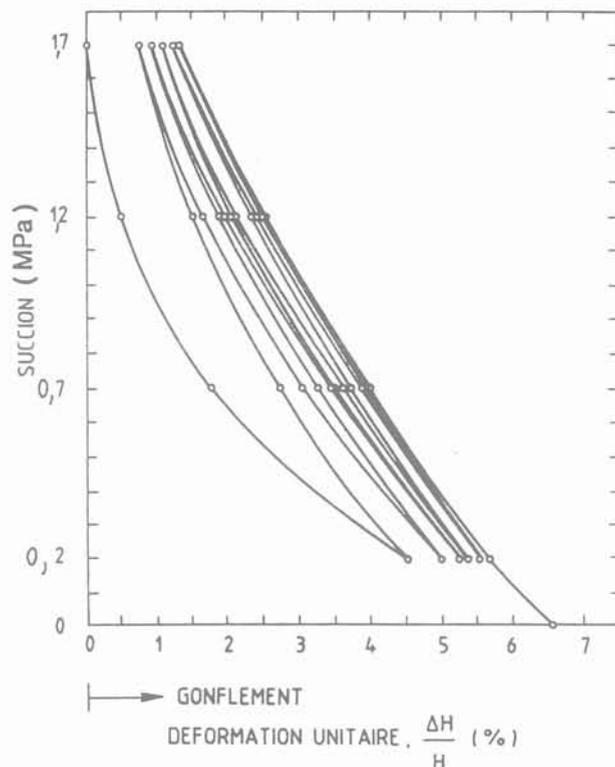


Fig. 18. — Changement de volume dû aux cycles de succion ($W_0 = 24$ %; $\sigma_v = 10$ Kpa), (Pousada, 1984).
Fig. 18. — Volume changes induced by suction cycles.

lèlement, un inclinomètre placé au même endroit détecta des mouvements horizontaux au bas du versant, progressivement croissants, sur les trois derniers mètres du remblai.

L'évolution des deux composantes du mouvement est très bien rendue sur la figure 19. Les premières phases du mouvement correspondent presque entièrement à une déformation purement volumique d'une certaine épaisseur du talus. Le vecteur déplacement est pratiquement normal au talus, mais à mesure que le temps s'écoule, ce sont les mouvements dans le sens du talus qui prédominent, indiquant la présence d'importantes déformations de cisaillement pouvant conduire, à plus longue échéance, à des ruptures superficielles causées par des contraintes de cisaillement.

Certains essais mesurant les contraintes dans des sondages réalisés dans le talus à des dates différentes confirment la dégradation progressive de la résistance du terrain. Une couche « active » apparaît en surface dont l'épaisseur croît avec le temps. Le modèle de comportement ébauché au paragraphe 2.1 aide à interpréter les phénomènes qui résident dans le talus du remblai. En effet, sur la figure 20a est montré qualitativement l'état de contrainte (p, q) d'un point de marne représentatif, proche du talus (point A) à la fin de la construction. Sur la figure, est aussi indiquée la surface d'écrouissage correspondant à cet état initial. Le sol n'a encore souffert d'aucune humidification, et il est probable que le point A se trouve dans le domaine élastique. Au fur et à mesure que l'humidification avance (fig. 20b et c), la succion ainsi que la surface d'écrouis-

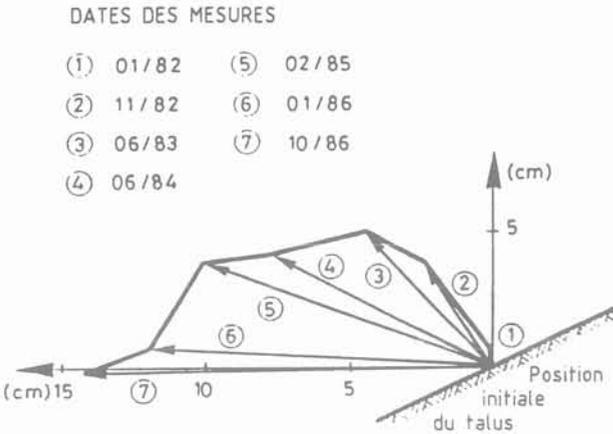


Fig. 19. — Mouvement de la surface du talus déduite de la composition des déplacements horizontaux et verticaux mesurés à différentes dates (Mieussens, 1989).

Fig. 19. — Surface displacements at the slope derived from the combination of horizontal and vertical displacements measured at different dates (Mieussens, 1989).

sage diminuent. Dans la première étape (dans le domaine élastique), la réduction de succion se traduit uniquement par des déformations volumiques de gonflement. Mais dès que la surface d'écroûssage est atteinte (fig. 20b) des déformations irréversibles de volume et de cisaillement se produisent. Une humidification supplémentaire (fig. 20c) renforce la composante de déformation irréversible de cisaillement pouvant même mettre le sol dans des conditions critiques. Ce cas serait similaire à celui de la figure 12. Il montre la possibilité d'atteindre la rupture par humidification.

Dans ce cas là, il faudrait ajouter aux phénomènes décrits, la dégradation des propriétés de la marne compactée, non attribuable exclusivement aux changements de succion. Ce second facteur de dégradation subie par la marne aurait plusieurs origines : les propres déformations irréversibles (plastiques) du matériau et les phénomènes d'origine physico-chimiques.

Ce cas est particulièrement instructif pour proposer certaines mesures améliorant le comportement des remblais de sols et de roches argileuses :

— protection des talus (et en général de tout l'environnement extérieur) face à des changements d'humidité. Les bermes sont déconseillées dans ce cas-là, les pentes uniformes étant préférables ;

— réduction des contraintes de cisaillement dans les talus. Le procédé est de réduire sa pente. De cette façon on réduit la tendance aux déformations par cisaillement lors des changements d'humidité ;

— zonage du remblai de façon à ce que le compactage soit plus intense dans ses zones les plus confinées. Autre alternative, installer des matériaux plus sélectionnés, insensibles aux changements d'humidité, dans l'environnement extérieur du remblai ou sous la forme de couches de type « sandwich » si l'humidité des matériaux argileux est très élevée (RODRIGUEZ MIRANDA et al., 1986).

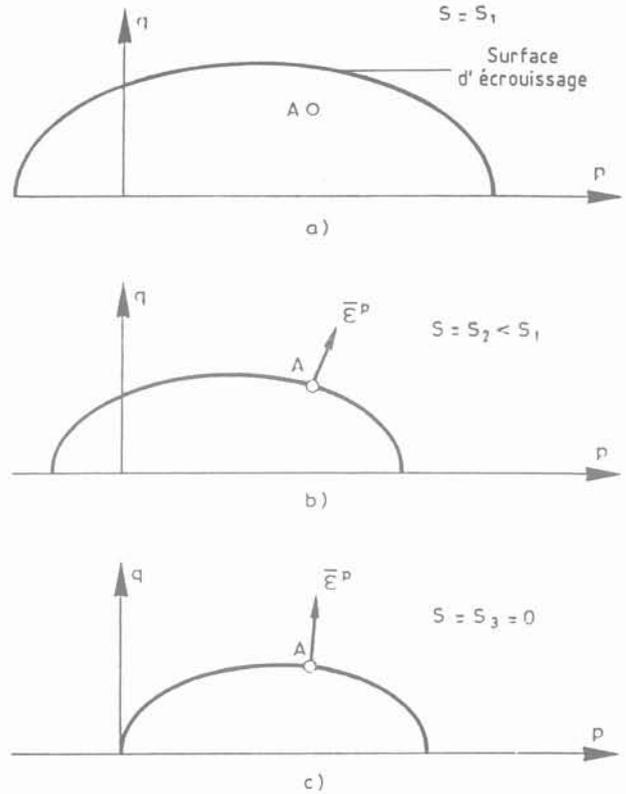


Fig. 20. — Illustration de l'évolution de l'état de contrainte d'un point proche de la surface du talus.

Fig. 20. — Illustration of the evolution of stress state of a point close to the slope surface.

5. CONCLUSIONS

Dans cet article nous avons examiné les problèmes de déformation causés par les variations de teneur en eau au cours de la période d'utilisation des remblais. Pour cela nous avons décrit les traits principaux du comportement des sols compactés à partir d'essais de laboratoire et expliqué certains cas réels significatifs. Les principales conclusions sont les suivantes :

1) Les sols compactés peuvent gonfler ou s'effondrer suite à une augmentation de teneur en eau en fonction de leur humidité, de leur minéralogie, de la densité après compactage et des contraintes appliquées. Pour un sol compacté loin de la saturation, la densité semble être la variable qui contrôle fondamentalement son comportement lors d'une humidification. Par ailleurs, l'effondrement en cours d'humidification atteint un maximum à une contrainte déterminée de confinement pour décroître ensuite.

2) Un modèle capable de décrire correctement les changements de volume de sols compactés, sous l'action des contraintes extérieures et des changements de succion, a été introduit. Le modèle prend en compte les efforts et les déformations de cisaillement. Il est utile pour interpréter certains mécanismes de déformation produits à proximité des talus des remblais.

3) L'analyse de la saturation de remblais peu compactés, utilisés dans le remblaiement des mines à

ciel ouvert, a permis de valider certaines de ces propriétés mesurées en laboratoire :

— l'effondrement atteint un maximum pour une contrainte moyenne, mais se transforme en gonflement à de faibles contraintes de confinement ;

— l'effondrement est un processus graduel contrôlé par l'intensité de la succion (mesurée dans ce cas-ci comme distance à la position de la surface libre).

4) Les résultats d'une instrumentation abondante, installée dans un remblai de mames compactées, ont permis de suivre les étapes successives de la déformation des talus : après une première étape de gonflement isotrope, d'importantes déformations de cisaillement se développent, favorisées par la progressive diminution de la succion initiale et par la propre dégradation du matériau. Au dernier stade, la rupture par un effort de cisaillement du matériau compacté peut se produire. Le modèle de comportement développé est compatible avec ces observations et donne la possibilité d'en faire une analyse plus précise dans le futur.

Remerciements

Au cours de la préparation de ce travail nous avons demandé des renseignements à certaines personnes connaissant et analysant les thèmes abordés. Nous les remercions toutes pour leur cordiale réponse et leur collaboration : V. ESCARIO du Laboratoire de Carreteras y Geotecnia de Madrid (Espagne), J.A. CHARLES du Building Research (Royaume-Uni), E. MARANHA DAS NEVES du Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisbonne (Portugal) et P. DELAGE de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris. Nous remercions aussi la collaboration de M. A. BALMACEDA, F. BATTLE, A. GENS et A. JOSA du département de Ingenieria del Terreno de l'ETS d'Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelone (Espagne).

BIBLIOGRAPHIE

- ABEYSEKERA R.A., LOWELL C.W. and WOOD L.E. (1979), *Stress-deformation and strength characteristics of a compacted shale*. Clay Fills, ICE, pp. 1-14.
- AITCHISON G.D. and MARTIN R. (1973), *A membrane oedometer for complex stress-path studies in expansive clays*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 1, pp. 161-167.
- ALONSO E.E., GENS A. and HIGHT D.W. (1987), *Special Problem Soils*. General Report, Proc. 9th ECSMFE, Dublin.
- ALONSO E.E., GENS A. y JOSA A. (1990), *A constitutive model for partially saturated soils*. Geotechnique 40, n° 3, pp. 405-430.
- BALMACEDA A. (1991), *Suelos compactados. Un estudio teorico y experimental*. Tesis Doctoral, ETS Ingenieros de Caminos, Barcelona.
- BARDEN I., MADEDOR A.O. and SIDES G.R. (1969), *Volume change characteristics of unsaturated clays*. J. Soil. Mech. fd. div. ASCE 95 (SM1), pp. 33-51.
- BRACKLEY I.J.A. (1975), *A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour*. Proc. 6th. Reg. Conf. for Africa on SMFE, Durban, 1, pp. 71-79.
- CHARLES J.A., HUGHES D.B., BURFORD D. (1984), *The effect of a rise of water table on the settlement of backfill at Horsley restored opencast coal mining site 1973-1983*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Ground Movements and Structure, pp. 423-442.
- CHARLES J.A. and BURFORD D. (1987), *Settlement and groundwater in open-cast mining backfills*. Proc. 9th ECSMFE, Dublin, 1, pp. 289-292.
- COX D.W. (1973), *Volume change of compacted clay fill*. Clay Fills, ICE, London, pp. 79-86.
- DAPENA E. (1989), *Efecto de la compactación sobre el comportamiento frente al colapso de un material arcilloso*. Simposio el agua y el terreno en las infraestructuras viarias, Torremolinos.
- DELAGE P. and SURAJ DE SILVA G.P.R. (1992), *Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer*. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, pp. 206-211.
- DELGADO (1986), *Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno*. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.
- ESCARIO V. (1967), *Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension*. Int. Coop. Res. on the Prediction of Moisture Content under Road Pavements, Working Group under the auspices of OCDE, Madrid Meeting.
- ESCARIO V. and SAEZ J. (1973), *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. Proc. 3rd. Int. Conf. Expansive Soils. Haifa, pp. 196-200.
- ESCARIO V. (1987), *Terraplenes y Pedraplenes*. Direccion General de Carreteras, MOPU, Madrid.
- FREDLUNG D.G. and MORGENSTERN N.R. (1976), *Constitutive relations for volume change in unsaturated soils*. Can. Geotech. Jnl. 13 (3), pp. 261-276.
- JIMENEZ SALAS J.A. y SERRATOSA J.M. (1953), *Compressibility of clays*. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, 1, pp. 192-198.
- JOSA A., BALMACEDA A., GENS A. and ALONSO E.E. (1992), *An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse*. Third Int. Conf. on Computational Plasticity, Barcelona, Part 1, pp. 815-826.
- JUSTO J.L., SAURA J., RODRIGUEZ J.E., DELGADO A. and JARAMILLO A. (1984), *A finite element method to design and calculate pier foundations in expansive-collapsing soils*. Proc. 5th. Int. Conf. Exp. Soils, Adelaide, pp. 119-123.
- KASSIF G. and BEN-SHALOM A. (1971), *Apparatus for measuring swell potential under controlled moisture intake*. J. of Materials, ASTM, 6, 1, pp. 3-15.
- LLORET A. and ALONSO E.E. (1985), *State surfaces for partially saturated soils*. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 2, pp. 557-562.
- MASWOSWE J. (1985), *Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting*. Ph. D. Thesis, Imperial College, London.

- MATYAS E.L. and RADHAKRISHNA H.S. (1968), *Volume change characteristics of partially saturated soils*. *Geotechnique*, 18 (4), pp. 432-448.
- MIEUSSENS C. y CAMAPUM DE CARVALHO J. (1986), *Remblais en Marne. Désordres, étude, confortation*. Scétauroute Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris.
- MIEUSSENS C. (1989), *Influence de l'état hydrique sur le comportement des argiles en remblai*. *Journées de Physique des Arts. L'eau dans les matériaux*. G. Raimbault ed., pp. 131-135.
- POUSADA E. (1984), *Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succion controlada*. Tesis Doctoral, Univ. Polit. Madrid.
- RODRIGUEZ MIRANDA M.A. (1986), *Pedraplenes*. *Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros Rellenos*. Madrid, pp. 219-248.
- VICOL T. (1990), *Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation*. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris.
- YUDHBIR (1982), *Collapsing behaviour of residual soils*. Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf. Hong-Kong, 1, pp. 915-930.

JOURNÉES D'ÉTUDE

LA MAÎTRISE DES INONDATIONS RAPIDES LIÉES AU RUISSELLEMENT URBAIN ET NATUREL

Paris, mercredi 17 et jeudi 18 mars 1993

Ces journées d'étude s'adressent aux ingénieurs des services techniques des collectivités territoriales, aux gestionnaires d'ouvrages exposés aux risques d'inondations, aux aménageurs et urbanistes ainsi qu'aux enseignants et chercheurs concernés par la maîtrise de l'eau en tant que risque naturel.

Objectifs-Contenus :

Des événements spectaculaires viennent périodiquement rappeler l'importance du risque d'inondations dans les bassins versants urbanisés ou naturels. Des efforts importants ont été faits sur certains sites pour essayer de limiter les effets de ces inondations, souvent catastrophiques, et des progrès ont été réalisés au cours des dernières années tant pour la prévision

des causes météorologiques des inondations que pour une meilleure conception des dispositifs de protection ou aménagements du paysage qui contribuent à mieux gérer ce risque naturel.

Ces journées ont pour objectif de faire le point sur l'état actuel des pratiques, politiques locales ou moyens techniques concernant ce problème. On y traitera notamment de la prévision des pluies, des moyens techniques permettant de retenir l'eau sur les bassins versants ou au contraire d'en accélérer l'écoulement ou encore de diminuer les impacts d'une crue (par exemple, réglementation du stationnement, déplacement et protection de réseaux), des stratégies mises en œuvre dans différents pays à l'échelle d'une ville ou d'un département, des effets de l'eau sur les pentes (érosion), etc.

LE NOUVEAU GUIDE TECHNIQUE « RÉALISATION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME »

Paris, mardi 23 mars 1993

Cette journée d'étude s'adresse aux ingénieurs et techniciens dans le domaine de la conception et la construction : maîtres d'œuvre, bureaux d'études, entreprises, bureaux de contrôle.

Objectifs-Contenus :

Le Nouveau Guide Technique « Réalisation des remblais et des couches de forme » publié en septembre 1992 par le SETRA et le LCPC enrichit et complète la RTR de 1976 qui fixait le cadre mé-

thodologique de l'étude et la réalisation d'un projet de terrassement.

L'objet de cette journée est de permettre aux participants :

- d'appréhender la teneur des modifications et des aspects novateurs introduits dans ce document,
- d'en mesurer les incidences sur l'étude et la réalisation des ouvrages en terre et des couches de forme, qu'ils soient ou non déjà familiarisés avec la démarche RTR 1976.

Le Congrès GEOCONFINE organisé par le CFGI et le BRGM et présidé par M. MOUSEL (ADEME) se tiendra à Montpellier (France) du 8 au 11 juin 1993.

Pour tous renseignements s'adresser au secrétariat :

Michel BARRES
BRGM
Dépt. « Environnement »
BP 6009
45060 ORLÉANS CEDEX - France
Tél. : (33) 38.64.34.14.

Evaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM

The assessment of the safety of earth dams during construction :
the program UDAM

A. NANDA (1)

CERMES*

P. DELAGE

CERMES*

N. NEDJAT

Thésard à EDF/CNEH**

J.-J. FRY

Ingénieur EDF/CNEH**

B. GATMIRI

CERMES*

Rev. Franç. Géotech. n° 62, pp. 23-34 (janvier 1993)

Résumé

La recrudescence des ruptures par glissement des remblais argileux au cours de la dernière décennie, en France (Mirgenbach, Mondely) ou à l'étranger (Carsington, Açu) a montré la difficulté de maîtriser la montée des pressions interstitielles en cours de construction au sein de ce type de barrage. Un code de calcul, UDAM, a été développé en vue de prévoir la génération de pression interstitielle et de quantifier la sécurité du remblai. Son originalité réside dans la prise en compte du caractère polyphasique du sol. Les pressions d'air, pressions d'eau et les déplacements sont les inconnues nodales, le coefficient de sécurité est défini pour chaque élément. Le comportement non saturé est basé sur la notion de surfaces d'état, mise en forme par Alonso. Après la présentation des principales hypothèses du code, quelques applications sont présentées.

Abstract

The increasing number of failures of clayey fills by sliding during the last decade in France (Mirgenbach, Mondely) or abroad (Carsington, Açu) showed the problems of controlling the increase of pore pressure during construction in this kind of dam. A computer code, UDAM, has been developed to forecast the pore pressure and evaluate the safety of the fill. The main originality is the triphasic approach of the behaviour of the soil. Air pressure, water pressure and displacements are the nodal unknown variables, the local safety factor is calculated at each element. The unsaturated constitutive equations are derived from the state surfaces model elaborated by Alonso. Following the presentation of the main assumptions made in the program, some applications are demonstrated.

* Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 93167 Noisy-le-Grand Cedex.

** 73373 Le Bourget-du-Lac Cedex.

(1) Adresse actuelle : D-167 Defence Colony, New Delhi-110024, Inde.

1. PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ARGILEUX

Le 20 août 1982, un ouvrier remarquait une fissure longitudinale sur le parement amont du barrage de Mirgenbach. Il appela son chef de chantier, et tous les deux constatèrent que les deux lèvres continuaient à s'écarter. Elles s'écartèrent pendant plus de 15 jours, créant une marche de 4 m (fig. 1). Ils venaient de mettre en évidence le paroxysme de la rupture du talus amont, amorcée en fait depuis plus de deux mois. L'auscultation du talus aval révéla des vitesses de tassement de 2 cm/jour qui s'accéléraient irrémédiablement le 13 septembre. Victimes des mêmes causes, les parties centrales du parement amont et aval glissèrent et déplacèrent 30 000 m³. La digue de Mirgenbach était un barrage homogène en argile de 22 m de hauteur. Ce type d'ouvrage, couramment réalisé, est faussement banal. L'incident de Mirgenbach souligne trois difficultés majeures :

- l'estimation de la génération de la pression de l'eau au sein de l'argile ;
- le contrôle de l'argile mise en place ;
- le suivi et l'interprétation des pressions d'eau par l'auscultation.

En effet, le glissement démarra au contact de deux ou trois couches trop humides dont l'eau piégée monta en pression au cours du chargement. Ni le contrôle de l'humidité, ni l'interprétation de l'auscultation ne surent évaluer à sa juste valeur le risque d'instabilité.

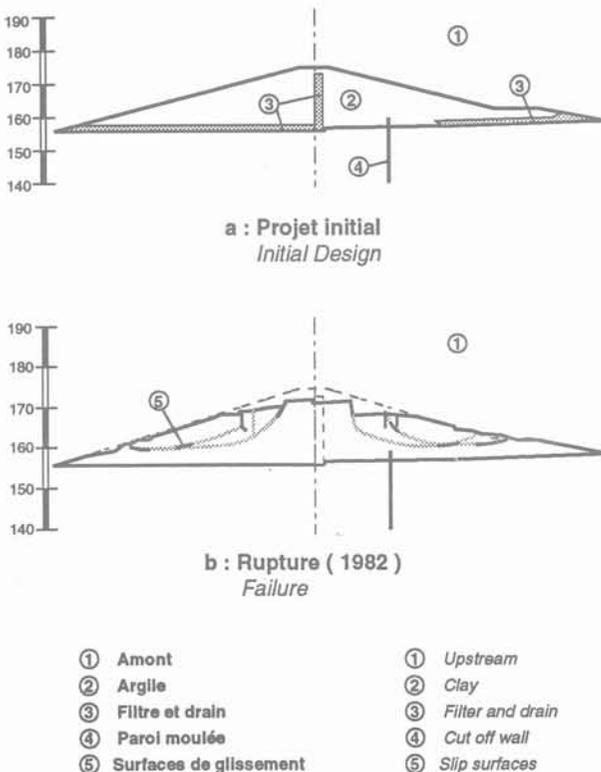


Fig. 1. — Glissement du barrage de Mirgenbach.
Fig. 1. — Failure of the Mirgenbach Dam.

Cette lacune n'est pas inhérente au cas de ce chantier. A la même époque, d'autres ouvrages subirent des glissements de nature identique. A Mondely, un glissement apparut au cours de la première vidange en mai 1981. L'analyse rétrospective mit en évidence que le glissement traversait une zone humide, compactée lors d'une saison pluvieuse, qui généra des pressions importantes. En 1984, la rupture de Carsington, en Grande-Bretagne, s'explique non seulement par la faiblesse de la résistance de l'argile de fondation, mais aussi par les fortes pressions au sein du noyau. Enfin, G. Post relate qu'en 1981, le barrage d'Açu, au Brésil, a subi un glissement provoqué par des pressions importantes.

L'origine commune à la rupture de ces ouvrages est l'apparition de fortes pressions d'eau, conséquente à la mise en place d'une argile dotée d'une humidité forte et d'une perméabilité faible. Le glissement provoqué par la génération de pression est certainement la principale pathologie des remblais en terre construits actuellement (les ruptures de vidange rapide sont signalées en France au cours de la première moitié du siècle). La survivance de cette pathologie s'explique en partie par la rusticité des approches utilisées. Il manque un cadre théorique qui relie la nature du sol et les dispositifs constructifs à l'évaluation de la sécurité. Une telle approche alarmerait mieux l'ingénieur de chantier des risques qu'il encourt.

2. PRESSIONS D'EAU ET D'AIR ET SUCCION DANS UN BARRAGE

Avant d'aborder les méthodes d'évaluation de la pression d'eau au sein d'un remblai, il n'est pas inutile d'en rappeler les principales manifestations. Tombées en désuétude, ces dernières avaient été bien observées par LAMBE (1961) et BISHOP (1964).

2.1. La succion

Après répandage d'une couche, l'argile contient de l'air entre ses mottes. Le compactage réduit le volume de l'air en le chassant. Ainsi la pression de l'air P_a est proche de la pression atmosphérique. La pression d'eau P_w est par contre inférieure à la pression atmosphérique. La différence $P_a - P_w$ a été appelée succion par les hydrologues. Cette succion est à l'origine de la remontée capillaire, mise en évidence par la loi de Jurin, à travers les interstices du sol. En l'absence d'effets osmotiques, elle est la pression capillaire reliée à la courbure des ménisques par la loi de Laplace (fig. 2) :

$$P_a - P_w = A \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (1)$$

avec : A , tension superficielle de l'eau
 r_1 et r_2 , rayons de courbure principaux du ménisque.

Il est à noter que succion est employée souvent lorsque l'air est à la pression atmosphérique. En revanche lorsque la pression d'eau est positive, l'air est soit chassé, s'il est en phase continue, et la succion devient nulle, soit occlus, donc discontinu, et la succion n'est autre que la pression capillaire au sein des bulles captives.

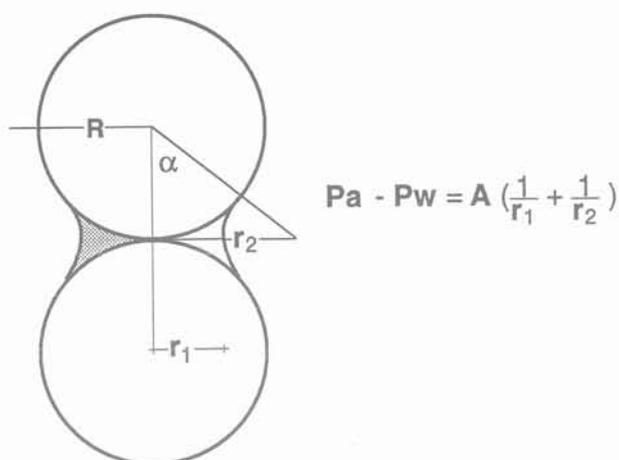


Fig. 2. — Loi de Laplace.

Fig. 2. — Laplace law.

2.2. Variation de la succion initiale avec le compactage

Pour distinguer les trois pressions présentes dans les interstices du sol, nous préférons employer le terme de pression d'eau plutôt que celui de pression interstitielle.

La capillarité, qui n'est autre que l'attraction des molécules et des ions à la surface des particules sur les molécules d'eau, augmente fortement avec la surface spécifique. Ainsi à énergie de compactage équivalente, la succion initiale augmente avec la plasticité du sol. Le tableau 1 regroupe quelques résultats de succions initiales, à l'Optimum Proctor Normal, mesurées en laboratoire. La succion ne dépasse 50 kPa pour un limon ou un sable peu argileux, avoisine 200 kPa pour une argile moyennement plastique et dépasse 300 kPa pour une argile très plastique.

La succion initiale diminue fortement quand la teneur en eau de compactage augmente. En effet, l'attraction superficielle des grains ne se fait pratiquement plus ressentir sur les dernières couches de molécules d'eau qui entourent le grain. Plus généralement, la succion diminue quand le degré de saturation augmente. La relation qui lie la succion à la densité et à la teneur est complexe. Elle dépend de la structure et du chemin

suivi, comme l'a montré LAMBE (1961). Pour cette raison, il importe de la mesurer sur des échantillons intacts.

La figure 3 représente la variation de la succion avec la teneur en eau après compactage de l'argile de Mirgenbach. Cette relation fournit un moyen indirect de connaître la teneur en eau de compactage, à partir des pressions mesurées par les cellules à cordes vibrantes du système d'auscultation. A Mirgenbach, la cellule B2 a donné une pression négative initiale de l'ordre de 20 kPa qui correspondrait ici à une teneur en eau élevée, de l'ordre de 26 % ou $w_{OPN} + 4\%$, supérieure aux spécifications.

En gardant en mémoire les réserves d'usage sur la généralisation d'un résultat de laboratoire aux phénomènes in situ et sur le domaine d'utilisation de telles cellules limité, comme la tensiométrie, à une valeur de 80 kPa, on en déduit que de telles mesures de succion peuvent constituer un critère de contrôle de compactage à ne pas ignorer.

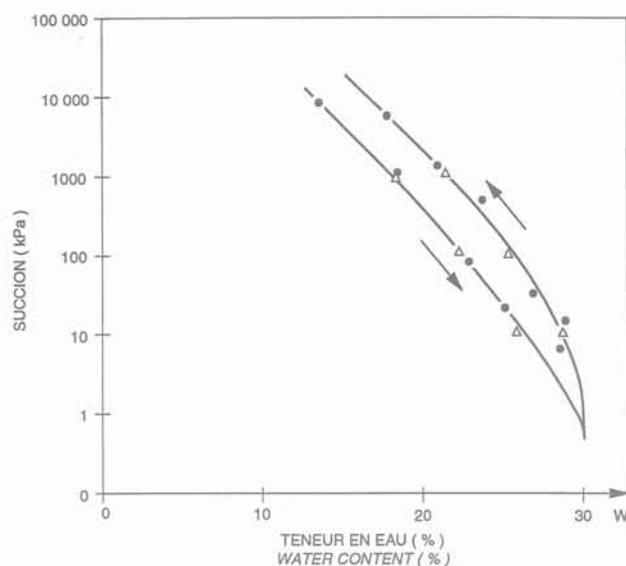


Fig. 3. — Succion en fonction de la teneur en eau : argile de Mirgenbach.

Fig. 3. — Suction as a function of water content : Mirgenbach clay.

Tableau 1. — Succion de certains sols compactés à l'OPN.

Table 1. — Suction of several compacted soils at the Optimum Standard Proctor.

Sol	Succion (kPa)	w_{OPN} (%)	% < 2 μ	I_p (%)	w_L (%)	Auteur
Grave du Chambon	20	9,7	4	4,6	25,6	Fleureau
Limon de Lalybont	30	9,5	4	—	—	Bishop
Sable argileux la Verne	30	18	3	17	36	Fleureau
Grave du Clou	50	7,0	6	2	23	Fleureau
Limon de Jossigny	150	18	35	18	35	Delage
Argile sableuse	170	17,4	26	24	40	USBR
Argile de Mangla	270	16,2	21	16,6	38,2	Bishop
Argile de Serset	350	11,2	20	16,6	33,1	Bishop
Argile brune	300	29,0	33	43	68	Morris

Cette analyse rétrospective rappelle que la succion, ou la pression d'eau négative mesurée sur l'ouvrage, est un élément théorique important. (Une amélioration des mesures de succion in situ serait ainsi un apport intéressant dans le domaine de l'auscultation).

2.3. Pression d'eau en cours de construction, exemple de Mirgenbach

Au cours de la construction, le sol est comprimé, le volume d'air réduit et la pression d'air accrue, avec dissipation fonction de la perméabilité à l'air et de la distance à la surface, le degré de saturation augmente et la succion diminue. La figure 4 (BISHOP, DONALD and BLIGHT, 1961) montre l'évolution des pressions d'eau et d'air mesurées sur différents sols compactés, quand la contrainte est augmentée à l'appareil triaxial. Pour les échantillons de Selset ($w_{OPN} + 0,5\%$) et MANGLA ($w_{OPN} + 2\%$), on observe qu'à partir d'une succion initiale proche de 140 kPa, on obtient lors de la compression égalité des pressions d'air et d'eau, pour des valeurs de contrainte de 700 kPa et 420 kPa respectivement.

On observe sur la plupart des barrages en argile que le niveau de contrainte n'est pas suffisant pour dissoudre tout le volume d'air contenu et l'argile reste non saturée. Dans une argile compactée à l'optimum, il est nécessaire d'appliquer une contrepression d'eau de 800 kPa pour atteindre la saturation. Avec un degré de saturation initial plus fort de l'ordre de 95 %, une pression de 250 kPa suffit.

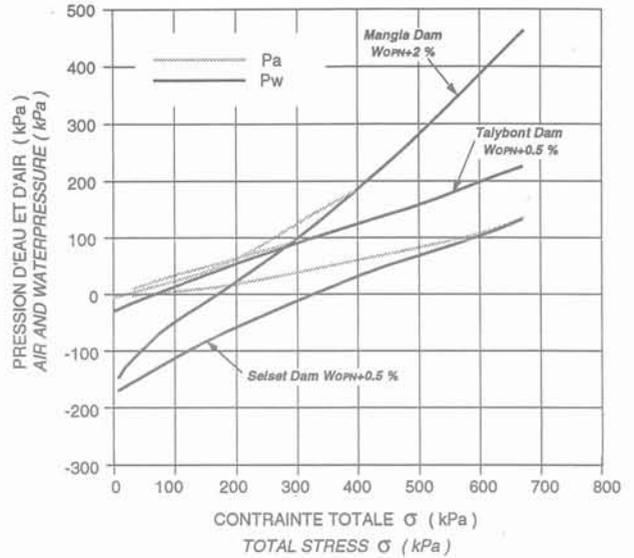


Fig. 4. — Pressions mesurées par BISHOP, DONALD et BLIGHT (1961).

Fig. 4. — Pressures measured by BISHOP, DONALD and BLIGHT (1961).

Classiquement, seule la pression d'eau retient l'attention de l'ingénieur. En effet elle explique la plupart des cas extrêmes entraînant la pathologie. La figure 5 montre ainsi l'évolution de la pression d'eau mesurée par des cellules Télémac en deux endroits du barrage de Mirgenbach. La pression est reportée en fonction de la

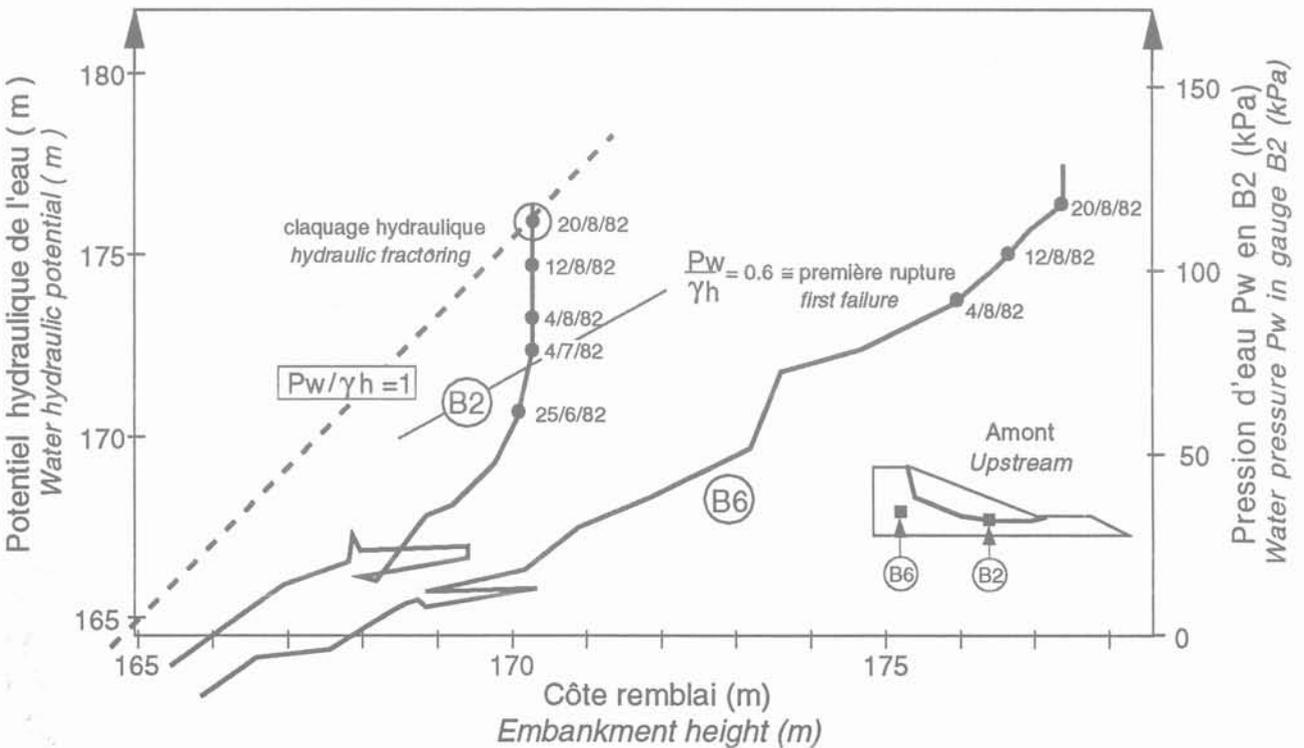


Fig. 5. — Pressions d'eau mesurées dans le barrage de Mirgenbach lors de la construction.

Fig. 5. — Water pressures measured in the Mirgenbach Dam during construction.

montée du remblai. Les échelles ont été choisies pour que la pente de la droite passant par un point quelconque et l'origine soit égale au rapport de la pression d'eau à la contrainte totale verticale due au poids du remblai. On constate que ce rapport atteint 1 au paroxysme du glissement. La rupture par glissement s'est accompagnée d'un claquage hydraulique local. Cela eut pour conséquence l'effondrement de la cohésion non drainée, le report de charge sur les parties adjacentes, la modification de l'écoulement et l'amplification de la rupture progressive.

La simulation de tels phénomènes n'est pas aisée. D'une part, des hypothèses simplifiées risquent d'aboutir à des résultats exagérément pessimistes : ainsi l'approche saturée est insuffisante pour expliquer le bon comportement des petits barrages en terre. D'autre part, la non prise en compte du couplage hydraulique-mécanique, des transferts de charge et des phases transitoires des calculs de stabilité actuels risque d'occulter les phénomènes les plus critiques et les plus dimensionnants.

Actuellement, des méthodes simplifiées sont traditionnellement employées pour évaluer les pressions et la stabilité en cours de construction. Comme nous allons le montrer, leur avantage réside dans la simplicité et l'économie de l'approche, leur inconvénient se résume à leur approximation.

3. LES MÉTHODES TRADITIONNELLES DE PRÉVISION DES PRESSIONS

Historiquement, les premières approches, les méthodes de BISHOP et de HILF, considèrent que le sol est non drainé. Cela est vérifié pour les argiles à plasticité moyenne ou forte, mais est trop pessimiste pour les argiles latéritiques, les limons et autres sols de perméabilité supérieure à 10^{-8} m/s. Aussi, les développements postérieurs intègrent la consolidation, dans une méthode découplée, comme celle de BISHOP (1957), ou dans une approche globale empirique, la méthode du coefficient ru .

3.1. La méthode de BISHOP et les coefficients de SKEMPTON

La première approche proposée par BISHOP consiste à mesurer au triaxial les coefficients A et B de Skempton :

$$dP_w = B(d\sigma_3 + A(d\sigma_1 - d\sigma_3)) \quad (2)$$

où l'augmentation de pression d'eau, dP_w (souvent dénommée du), est provoquée d'une part par l'augmentation de contrainte totale de confinement isotrope, $d\sigma_3$, et d'autre part par l'augmentation du déviateur, $d\sigma_1 - d\sigma_3$. Ces coefficients sont alors appliqués en tout point du barrage dont l'état de contrainte est calculé. La pression obtenue P_w est alors rapportée à la contrainte principale majeure σ_1 , pour obtenir le coefficient \bar{B} , plus pratique à introduire dans le calcul de stabilité par la méthode des tranches :

$$\bar{B} = dP_w/d\sigma_1 \quad (3)$$

BISHOP (1957) a ainsi montré que dans la majorité des cas, la rupture est vraisemblable, si le coefficient \bar{B} dépasse 60 %, exception faite des très petits barrages. Pour assurer un coefficient de sécurité de 1,3 ou 1,5 en fin de construction, une valeur de 50 % ou 40 % respectivement ne doit pas être dépassée en règle générale. En pratique, deux adaptations ont été développées :

a) Tout d'abord l'expression de Henkel est préférée pour déterminer la pression sous l'état de contrainte tridimensionnel :

$$dP_w = a.I + b.J \quad (4)$$

avec : I : 1^o invariant du tenseur de contrainte $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$,
 J : 2^o invariant $(\sum(\sigma_i - \sigma_j)^2)^{0.5}$

Avec l'hypothèse de déformation plane, souvent justifiée, la pression d'eau au sein du remblai se déduit de l'expression (2) en changeant le coefficient A par A_{dp} :

$$A_{dp} = 1/2 + \sqrt{3} (3A - 1)/6 \quad (5)$$

b) Ensuite le coefficient ru a été préféré à la place de B ; ru est le rapport de l'augmentation de pression d'eau sur la contrainte fictive de la colonne de sol à l'aplomb du point considéré :

$$P_w = P_{w0} + ru \cdot (\gamma \cdot h) \quad (6)$$

avec : P_w , pression d'eau sous h mètres de remblai,
 P_{w0} , pression d'eau après compactage,
 γ , poids volumique humide du remblai.

Il était en effet judicieux d'utiliser ru en hypothèse, car ce paramètre est mesurable, donc vérifiable. D'autre part, moyennant l'hypothèse d'un chemin oedométrique, il fournit la pression en fonction des coefficients de Skempton et du rapport des contraintes principales K :

$$K = d\sigma_1/d\sigma_3 \quad (7)$$

avec : $d\sigma_1$, l'incrément de contrainte principale majeure,
 $d\sigma_3$, l'incrément de contrainte principale mineure.

PELLS (1973) montre que pour un chargement supérieur au compactage, K n'est autre que le coefficient de poussée des terres au repos K_0 et ru prend l'expression suivante (identique à l'expression de B donnée par BISHOP (1954) dans le cas où σ_1 est verticale) :

$$ru = \frac{B [K_0 + A (1 - K_0)]}{1 - B (1 - A)(1 - K_0)} \quad (8)$$

Il apparaît ainsi que la génération de pression est principalement dépendante de B .

Les coefficients A et B sont représentatifs, s'ils sont mesurés sur des éprouvettes in situ et en nombre suffisant. Un minimum de 12 éprouvettes triaxiales est souhaitable, car l'hétérogénéité est importante. La figure 6 montre la variabilité de B en fonction du degré de saturation, constatée sur l'argile de Mirgenbach.

Souvent une corrélation reliant B au degré de saturation est utilisée. Cette corrélation est incomplète. On pourrait

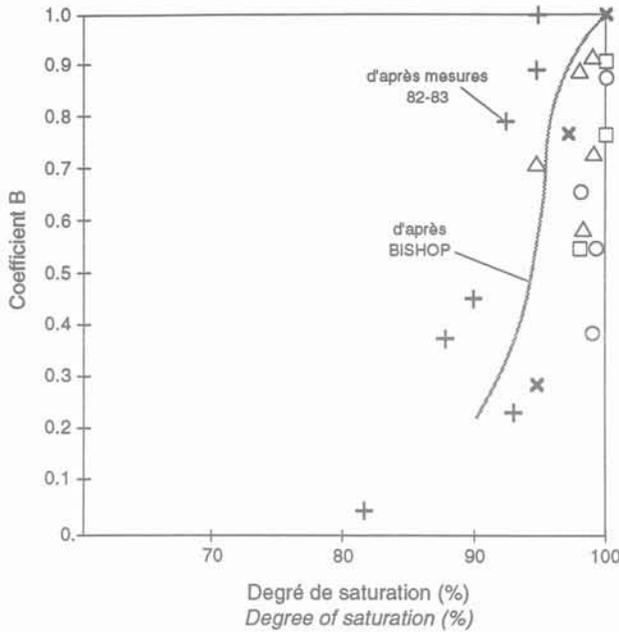


Fig. 6. — Valeurs du coefficient B de Skempton, fonction du degré de saturation mesurées sur l'argile du barrage de Mirgenbach.

Fig. 6. — Coefficient of Skempton B values, as a function of degree of saturation, measured on the Mirgenbach dam clay.

croire que la surpression d'eau augmente avec la densité après compactage, à teneur en eau identique. En fait, la pression dépend surtout de la teneur en eau initiale. Cela est confirmé par les corrélations obtenues sur la cohésion non drainée c_u de l'argile compactée du barrage de Vieux Pré.

$$2 c_u = 1,93 - 0,217 w + 0,05 S_r \quad (9)$$

avec : un coefficient de corrélation R : 0,74 et 84 données, et c_u en 10^5 Pa, w et S_r sont respectivement la teneur en eau et le degré de saturation en %.

Or en théorie, la génération de pression diminue avec la compressibilité, qui est inversement proportionnelle à la contrainte de compactage. Ainsi, contrairement à une opinion trop répandue, le compactage ne nuit pas à la stabilité. En revanche, un cisaillement violent et répété, tel celui créé par le trafic de chantier, risque de laminer et de feuilletter l'argile. Ainsi, un grand nombre de passes de compacteur sur une argile trop humide, non seulement n'augmente pas la densité, mais aussi cisaille l'argile. Il importe de dissocier ces deux phénomènes.

3.2. La méthode de HILF

Le paramètre B traduit en fait le rapport de la rigidité de la phase fluide sur la rigidité de l'ensemble :

$$B = (E_f/n) / (E_s + E_f/n) \quad (10)$$

avec : E_s , module de la phase solide,
 E_f , module de la phase fluide : eau + air,
 n , porosité.

HILF (1948) a exprimé directement la compressibilité du fluide en combinant la loi de Mariotte pour la compression de l'air et la loi de Henri pour la solubilité de l'air dans l'eau. Il en extrait la pression d'air au sein du sol compacté après chargement :

$$P_{a_1} = P_{a_0} \cdot dv / (V_a + HV_w - dv) \quad (11)$$

avec : P_{a_1} , pression d'air après chargement, assimilée à la pression d'eau,
 P_{a_0} , pression d'air après compactage, proche de la pression atmosphérique,
 dv , variation de volume du squelette,
 V_a , volume d'air après compactage,
 H , constante de Henry = 0,02 à 16° (variant de 0,022 à 0,018 entre 12 et 22°),
 HV_w , volume d'air dissous.

La compressibilité du sol n'est pas exprimée par l'intermédiaire du module. Elle est extraite des essais œdométriques. La détermination de la pression d'air en est améliorée à condition que les essais soient non remaniés. La pression d'eau est assimilée à la pression d'air. Cela augmente la sécurité. Mais il est dommage, qu'après avoir fait allusion à la succion, HILF n'y prête plus attention. Un calcul, pas à pas, réactualisant la succion en fonction du degré de saturation testé sur les données de Mirgenbach, donne des résultats concordants à l'auscultation (Tableau 2).

3.3. Méthode empirique basée sur le choix de ru

La compilation des résultats d'auscultation a montré de fortes analogies dans la réponse des pressions générées dans les ouvrages de certaines régions, comme le montre la figure 7 (BINQUET, 1986) qui représente l'évolution du coefficient ru en fonction de la hauteur de quatre barrages tunisiens. Cette similitude est alors synthétisée sous la forme d'un coefficient ru, représentatif d'une zone géographique, d'un certain type de sol et de dispositifs constructifs courants. Très pratique, cette méthode demande cependant une forte expérience pour être employée. Tout écart aux conditions

Tableau 2. — Calcul de la pression d'eau de la cellule B6 à Mirgenbach.

Table 2. — Computation of the water pressure of the gauge B6-Mirgenbach Dam.

σ_v (kPa)	S_r (%)	P_a (kPa)	$P_w - P_a$ (kPa)	P_w (kPa)
23	95	3,5	- 56	- 52,5
55	96	20,5	- 49	- 28,5
102	97	52,0	- 40	11,5
309	99	209,0	- 22	187,0

moyennes peut être préjudiciable. Par exemple, les résultats de Binquet sont relatifs à des teneurs en eau proches de l'optimum, comprises entre $W_{OPN} - 1$ et $W_{OPN} + 2$ et des vitesses de construction comprises entre 10 et 30 cm/jour.

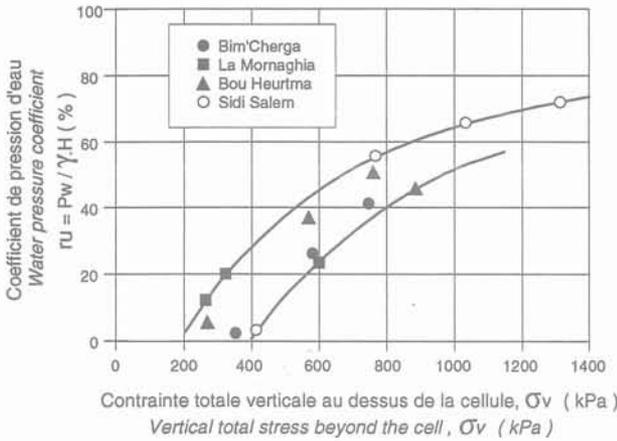


Fig. 7. — Evolution de ru sur quatre barrages de Tunisie, d'après BINQUET (1986).

Fig. 7. — ru evolution on four Tunisia Dams, (BINQUET, 1986).

3.4. Méthode basée sur la comparaison des essais drainés et non drainés

Par extrapolation du postulat de Terzaghi aux sols proches de la saturation, la compressibilité ne dépend que de la contrainte effective. Aussi, un essai œdométrique non drainé donne l'indice des vides en fonction de la contrainte totale, tandis qu'un essai drainé le donne en fonction de la contrainte effective, la différence entre les deux donne la pression interstitielle. Cette méthode astucieuse, suggérée par Hilf est particulièrement adaptée aux sites éloignés, où seul un laboratoire peu équipé est disponible.

3.5. Prise en compte de la consolidation

L'application des méthodes précédentes aboutit régulièrement à des pressions plus élevées que la réalité. Cela est attribué au fait que les pressions se sont en partie dissipées. BISHOP *et al.* (1964), qui avait noté ce décalage, proposa d'ajouter la consolidation à l'approche précédente. Le calcul consiste à cumuler les incréments de pression déterminés à chaque pas de temps. Chaque incrément est la somme d'une montée en pression, calculée par la méthode de Hilf et d'une dissipation, calculée avec la théorie de la consolidation de Terzaghi. Si le degré de saturation était initialement supposé constant, l'apport des calculs transitoires permet d'évaluer son évolution.

Cette dernière solution fut appliquée à l'analyse de l'arrêt saisonnier du remblai de Mirgenbach. La question consiste à savoir d'où vient l'eau qui monte en pression l'été suivant. Est-ce la pénétration des eaux météorologiques pendant l'arrêt hivernal de 1981-1982 ou un excès d'eau à la mise en place en septembre 1981 ?

Le calcul intègre la génération de pression déduite du degré de saturation pour l'incrément de contrainte considéré et l'intervalle de temps étudié, calcule la dissipation et en déduit le degré de saturation pour une nouvelle étape. Il apparaît que la pénétration des eaux navales et pluviales atteint au maximum 1 m (fig. 8). Elle n'a donc pas contribué à déconsolider la zone cisailée, excepté en sortie de talus. Par contre une couche humide ne suffit pas à expliquer les fortes pressions d'eau qui se consolideraient trop vite. Trois couches humides successives sont nécessaires pour expliquer le glissement.

4. UNE APPROCHE TRIPHASIQUE COUPLÉE : UDAM

4.1. Les approches couplées existantes

Les calculs plus complets, prenant en compte les phénomènes de consolidation avec la méthode des éléments finis sont apparus à la fin des années soixante-dix (CHANG et DUNCAN, 1977). En France, elle a été développée pour les sols saturés au LCPC par J.P. MAGNAN, au LMSS de l'Ecole centrale de Paris par D. AUBRY et au CERMES par B. GATMIRI.

Les premières approches concernant les sols non saturés, modélisent les sols proches de la saturation, compactés côté humide. Une première solution consiste à considérer le mélange eau-air comme un fluide compressible (GHABOUSSI and KWANG, 1982). Une telle approche est satisfaisante dans le cas où l'air est piégé sous forme de bulles occluses. Une autre approche, basée sur la notion de contrainte effective élargie aux sols non saturés de Bishop a également été développée (AUBRY et OZANAM, 1988).

Afin de considérer également les degrés de saturation plus faibles, pour lesquels la phase gazeuse est continue et le concept de contrainte effective de Bishop plus valide, il a paru intéressant de considérer certains concepts de la mécanique des sols non saturés, basés sur l'approche en variables indépendantes (contrainte $\sigma - P_a$, succion $P_a - P_w$) et de les appliquer au calcul des barrages en remblai, suivant une approche initialement développée par ALONSO *et al.* (1988).

4.2. Influence de la succion sur les propriétés du sol

Dans les conditions de degré de saturation croissant, la notion de surface d'état (fig. 9), développée par MATYAS et RADHAKRISHNAN (1968), permet de donner les valeurs de l'indice des vides e et du degré de saturation S_r en fonction uniquement des valeurs de la contrainte ($\sigma - P_a$) et de la succion ($P_a - P_w$). Des résultats expérimentaux ont en effet montré que partant d'un même point et en suivant des chemins de resaturation soit par augmentation de la contrainte, soit par diminution de la succion, on décrivait une surface appelée surface d'état; en d'autres termes, un sol compacté d'indice des vides e_1 et de degré de saturation

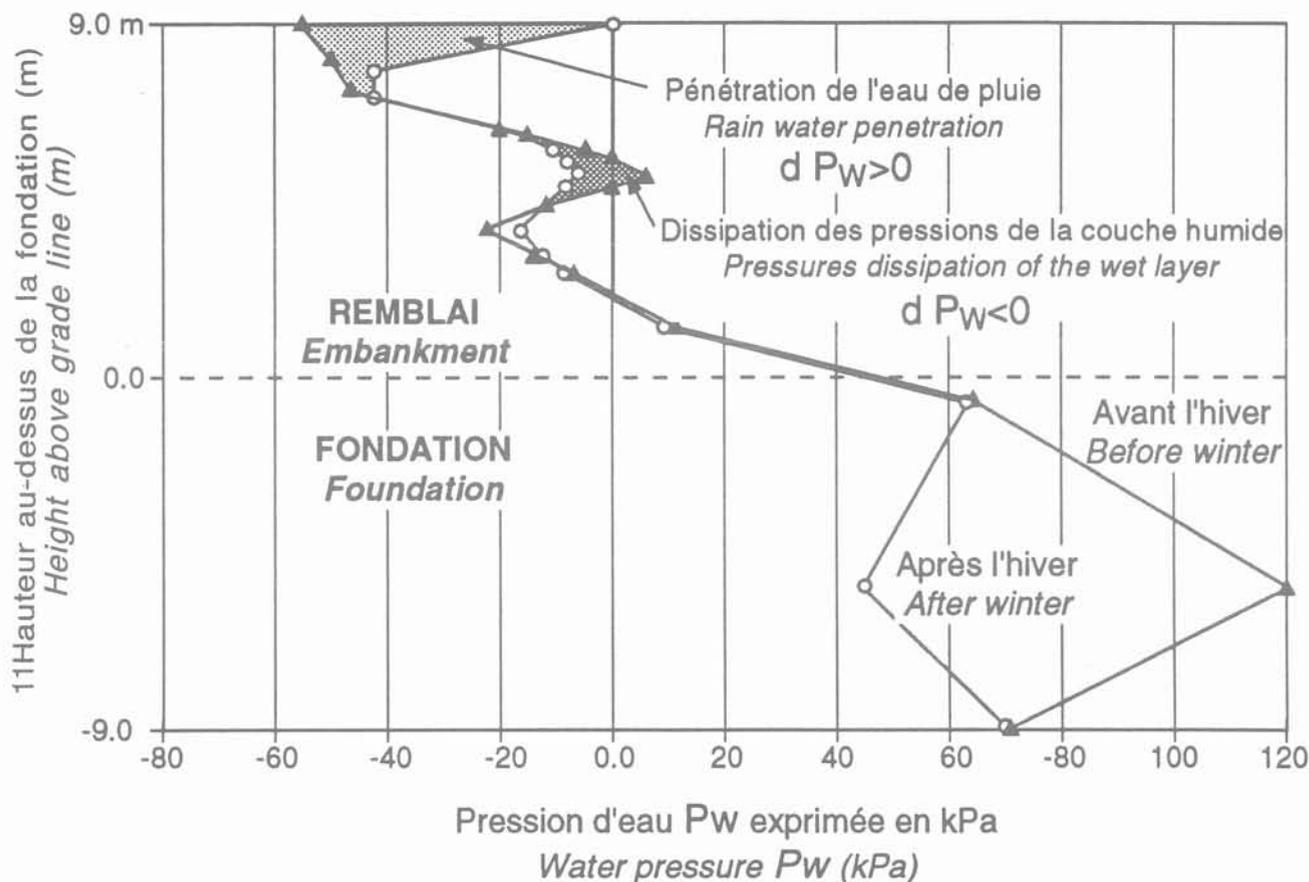


Fig. 8. — Simulation de la génération de pression et de sa dissipation pendant l'hiver 1981-1982 au sein du barrage de Mirgenbach.

Fig. 8. — Simulation of pressure generation and its dissipation during the winter of 81-82 within the Mirgenbach Dam.

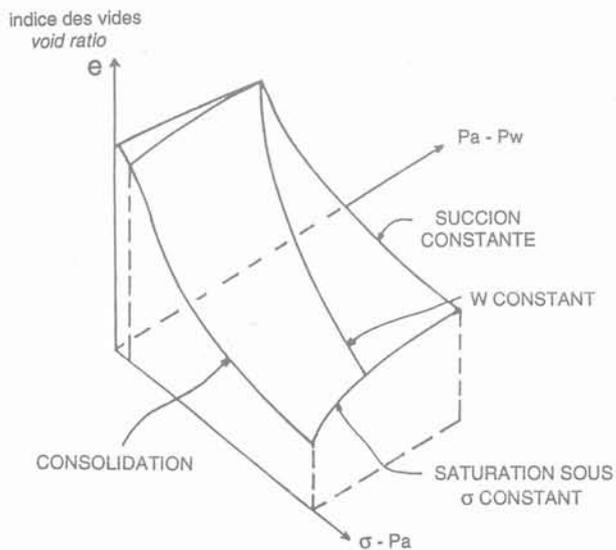


Fig. 9. Compressibilité fonction de deux variables indépendantes.

Fig. 9. — Compressibility with respect to two independent variables. (MATHYAS et RADHAKRISNA, 1968).

Sr_1 , soumis à divers chemins de resaturation (compression à teneur en eau constante, humidification ou chargement drainé) atteindra des valeurs finales e_2 , Sr_2 , indépendantes du chemin suivi. Cette notion permet de rendre compte de l'augmentation de la compressibilité du matériau compacté avec la diminution de la succion (ou l'augmentation de la teneur en eau). Elle décrit également le tassement au remouillage observé sous contrainte constante, appelé effondrement, et qui est caractéristique du comportement des noyaux de grands barrages lors de la première mise en eau. Un tel phénomène ne peut être expliqué par l'application stricte de la notion de contrainte effective qui prévoit un gonflement suite à l'augmentation de la pression d'eau.

L'effet de la succion sur la résistance au cisaillement d'un sol compacté et illustré par les courbes effort-déformation de la figure 10 (DELAGE et al., 1987) obtenues sur un appareil triaxial à succion contrôlée, avec des succions variant entre 50 et 800 kPa. Ces résultats montrent la diminution du module et de la résistance du matériau en fonction de la diminution de la succion et donc de l'augmentation de la teneur en eau. Ceci est caractéristique également de l'évolution de l'argile lors de la construction du barrage. Le module, la cohésion sont des fonctions linéaires de la succion et

l'angle de frottement en est une fonction non linéaire. La borne inférieure est la valeur à saturation.

Il est alors possible de définir un coefficient, dénommé SF (fig. 10), qui est le rapport du déviateur principal sur le déviateur maximal à conditions identiques contrainte et succion identiques). Pour l'ingénieur, ce paramètre est très instructif, car c'est un indice de la sécurité locale et transitoire.

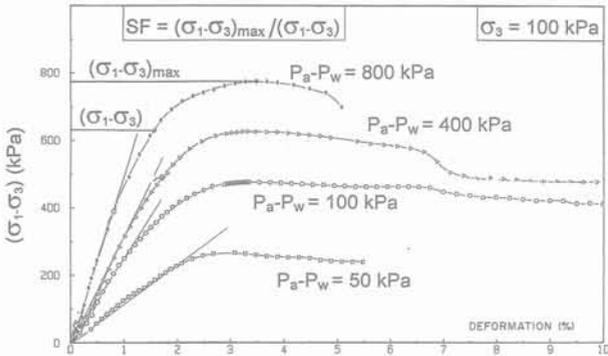


Fig. 10. — Augmentation de la rigidité et de la résistance avec la succion (DELAGE et al. 1987), et définition du coefficient local de sécurité SF.

Fig. 10. — Increase of stiffness and resistance with suction (DELAGE et al. 1987), and definition of the local safety factor SF.

Les transferts d'eau au sein d'un sol non saturé dépendent de l'indice de vides et du degré de saturation. On peut s'interroger sur la représentativité de la forte non linéarité des perméabilités mesurée en laboratoire avec le degré de saturation. L'absence de cette relation amène souvent des erreurs de l'ordre de 1 à 4 sur les durées auscultées dans les ouvrages réels.

Les transferts d'air dépendent de l'indice des vides et du degré de saturation à travers l'expression de YOSHIMI et OSTERBERG (1963).

La loi de HENRI a été appliquée pour traduire la dissolution de l'air dans l'eau.

4.3. Le logiciel UDAM

Les notions présentées précédemment concernant certains aspects de l'influence de la succion sur les propriétés mécaniques des sols non saturés ont été intégrés dans le logiciel bidimensionnel UDAM par NANDA (1989). Les propriétés de résistance au cisaillement décrites sur la figure 10 ont été intégrées dans un modèle hyperbolique de type Duncan, en prenant en compte l'effet de ramollissement dû à la succion. Les expressions de surface d'état, ainsi que les équations relatives aux transferts d'eau et d'air sont inspirées de ALONSO et al. (1988).

Par rapport aux travaux d'ALONSO et al. (1988), la principale différence réside dans la résolution entièrement couplée du système. Chaque nœud possède quatre degrés de liberté : les déplacements horizontal et

vertical, la pression d'air et la pression d'eau. La construction par couches est modélisée par un traitement type « matrice fixe » avec tous les degrés de liberté activés au fur et à mesure de la construction. Trois types de matériaux sont considérés : drainé, saturé et non saturé. Les conditions aux limites sont soit débit nul soit pression d'air et pression d'eau fixées par l'utilisateur. Écrit en fortran, le code peut fonctionner sur micro-ordinateur compatible PC et station de travail.

4.4. Premiers résultats

Plusieurs tests ont été réalisés (FRY et al., 1991). Les résultats apparaissent riches d'enseignement, quelques-uns sont rappelés ci-dessous.

La figure 11 représente l'évolution de la pression d'eau et la figure 12 celle du coefficient de sécurité local SF en cours de construction. L'ouvrage étudié est un barrage homogène avec filtre, de 39 m de haut et de pente H/V = 3/1, compacté côté humide. Il apparaît que l'état le plus critique n'est pas la fin de construction. Or, la fin de construction est souvent la seule situation du scénario de dimensionnement envisagé.

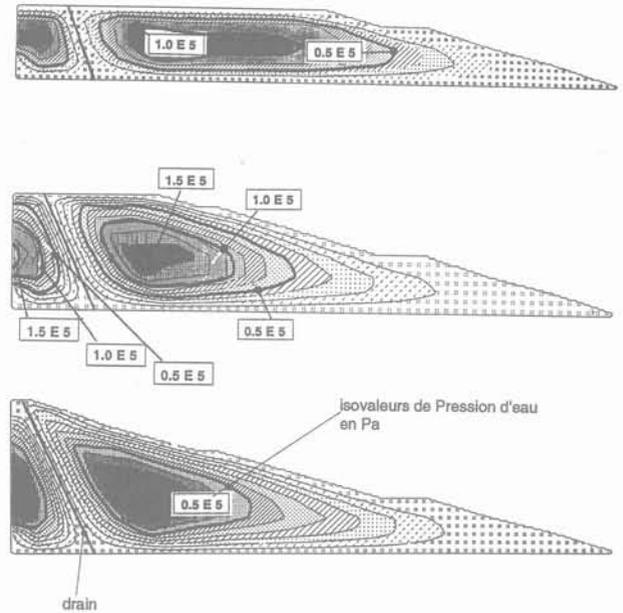


Fig. 11. — Evolution de la pression d'eau simulée par UDAM en cours de construction.

Fig. 11. — Simulation of water pressure contours during construction-UDAM.

La figure 13 met en évidence une localisation des contraintes dans un remblai homogène de 33 m. Cette localisation est mise en évidence par la forme des zones où le coefficient de sécurité local est inférieur à 1,3. Cela est à rapprocher de la pratique, où il est recommandé de ne pas descendre en dessous d'un coefficient global de 1,3.

La figure 14 montre un phénomène essentiel : le report de charge obtenu à partir d'une forte teneur en eau initiale et d'une vitesse de construction élevée. Le calcul

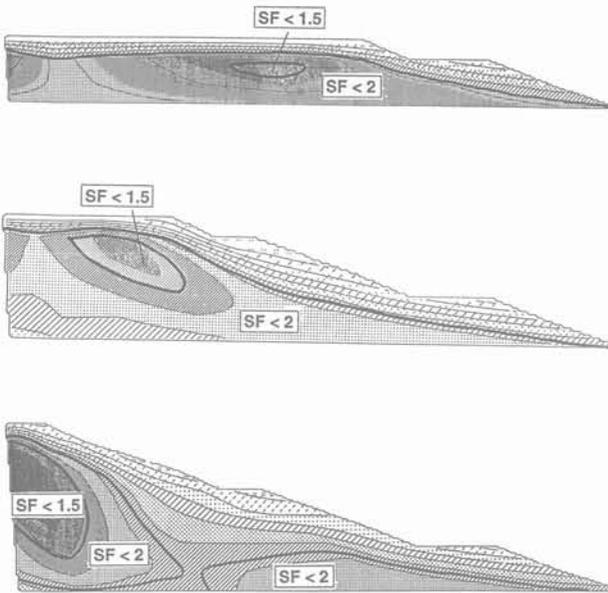


Fig. 12. — Evolution du coefficient de sécurité local simulé par UDAM en cours de construction.

Fig. 12. — Simulation of local safety factor variation during construction-UDAM.

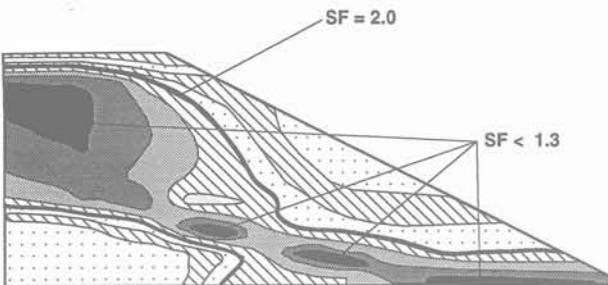


Fig. 13. — Apparition d'une localisation du cisaillement simulée par UDAM et repérée par la répartition du coefficient de sécurité < 1,3.

Fig. 13. — Simulation of shear band defined by local safety factor < 1.3-UDAM.

couplé semble être une voie intéressante pour simuler l'amorce d'une rupture progressive. La génération de pressions, entraîne un ramollissement du sol puis un transfert de charge qui à son tour augmente la génération de pression, etc.

Ces phénomènes suspectés depuis longtemps n'étaient pas jusqu'à présent correctement accessibles au calcul. Aussi importe-t-il maintenant de vérifier la véracité de ces prédictions.

4.5. Qualification et domaine d'application du modèle

Ces calculs ont été obtenus avec les paramètres du limon de Jossigny compacté à $w_{OPN} + 2\%$.

Le calcul semble reproduire qualitativement le type de rupture de Mirgenbach. Pour le prouver, il importe d'avoir les paramètres non saturés de cette argile. Cela permettrait de qualifier la démarche.

D'après la terminologie proposée par TARDIEU et OZANAM (1991) et acceptée par la Commission internationale des Grands Barrages, la qualification comprend deux parties :

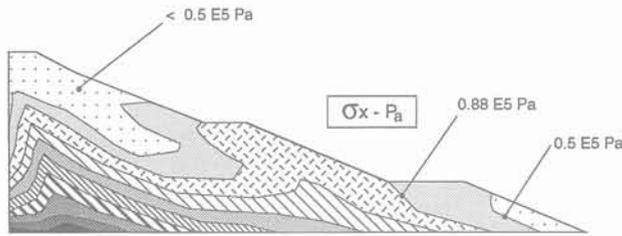
- la validation : vérification du bon fonctionnement des algorithmes et des procédures informatiques ;
- la justification : vérification des hypothèses physiques du modèle et du choix des paramètres de calcul.

Ces deux parties ont été abordées initialement dans le cadre du GRECO-Géomatériaux. Maintenant elles font partie d'un programme de travail collectif CERMES-ME-CASOL-EDF soutenu par le ministère de la Recherche. Il s'agit de vérifier la pertinence du choix et du pas de temps d'une part et d'autre part de justifier le programme en retrouvant des pathologies connues (Mirgenbach) ou des comportements d'ouvrages auscultés, à partir de procédures expérimentales simples et peu coûteuses de détermination des surfaces d'état. En effet cette approche ne sera appliquée que si la détermination expérimentale est simple et industrielle.

L'avantage de cette modélisation est sa rapidité. Les limites sont celles du modèle : le domaine d'application est *a priori* uniquement la construction et la mise en eau. La vidange est théoriquement déconseillée, mais l'erreur est d'autant plus faible que la vidange est rapide. Les corrélations de FLEUREAU (1989) seront utiles et les mesures in situ seront indispensables pour le choix des paramètres qui restera en dernier ressort du domaine de l'expert.

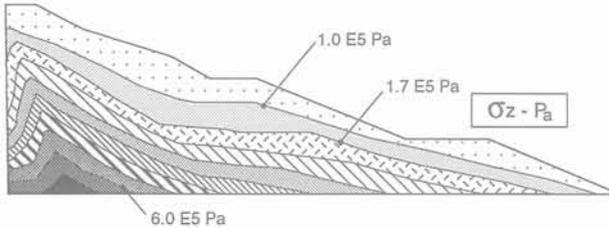
5. CONCLUSIONS

L'étude des sols compactés était jusqu'à présent menée avec les concepts de la mécanique des sols saturés. Ainsi, la stabilité des barrages en terre est vérifiée par le calcul à la rupture, la méthode des tranches, dans lequel les pressions d'eau sont estimées de manière empirique. Maintenant le développement de la mécanique des sols non saturés est suffisamment avancé pour mettre à la disposition de l'ingénieur des outils qui prennent en compte l'état initial non saturé et son impact sur la génération de pression et la stabilité. Le code UDAM développé par le CERMES et l'EDF est parmi les premiers de ces outils. Il prend en compte l'action de la pression capillaire sur les propriétés du sol et les transferts d'eau et d'air qui sont résolus de manière couplée. Les applications en non saturé sont nombreuses. Il est possible de mettre en évidence les effets des dispositifs constructifs, drains, vitesse de construction, choix de la teneur en eau, sur la sécurité de l'ouvrage. Ce code est en cours de qualification. Si les vérifications sur ouvrage réel s'avèrent toutes correctes, il devrait rendre de rapides services à l'ingénieur qui projette les spécifications et les dispositifs de construction d'un barrage en terres et en enrochements.

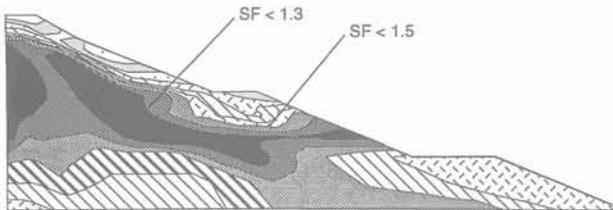


a) : Forte concentration de contrainte horizontale sur le tiers inférieur du parement aval.

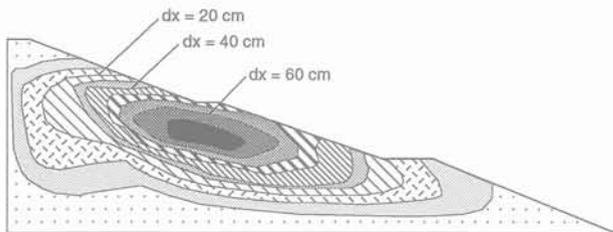
High concentration of horizontal stress on the lower third of downstream facing.



b) : Concentration de contrainte verticale
Concentration of vertical stress.



c) : Localisation de coefficients de sécurité <math>< 1,3</math>. Localisation of safety factors <math>< 1,3</math>.



d) : Concentration des déplacements horizontaux.
Concentration of horizontal displacements.

Fig. 14. — Existence et impact d'un report de charge simulé par UDAM.

Fig. 14. — Simulation of stress redistribution-UDAM.

BIBLIOGRAPHIE

- ALONSO A.E., GENS A. and HIGHT A. (1987), *Special problem soils. General report. IX ECSMFE*, Dublin, vol. 3, pp. 1087-1147.
- ALONSO A.E., BATTLE F., GENS A. and LLORET A. (1988), *Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earthdam construction. International Conference on Numerical Methods in Geotechnics*, Innsbruck, vol. 3, pp. 1303-1308.

- AUBRY D. and OZANAM O., *Free-surface tracking through non-saturated models. International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck, vol. 2, pp. 757-763.
- BINQUET J. (1986), *Comportement en cours de construction des remblais argileux des barrages de Birm'Cherga, Lamonarghia, Sidi Saleh et Bou Heurta. Formation continue EDF, Barrages en argile*, 14-15 mai 1986.
- BISHOP A.W. (1954), *The use of pore pressure coefficients in practice. Géotechnique*, vol. IV, pp. 143-148.
- BISHOP A.W. (1957), *Some factors controlling the pore pressure set up during the construction of earth dams. Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. II, 294-300.
- BISHOP A.W., HENKEL D.J. (1962), *The measurement of soil properties in the triaxial test, 2^e édition*, Edward Arnold Publisher LTD.
- BISHOP A.W., KENNARD M.F., VAUGHAN P.R. (1964), *Developments in the measurement and interpretation of pore pressure in earth dams. 8th International Congress On Large Dams*, Edinburgh R4, Q29, pp. 47-70.
- CHANG C.S., DUNCAN J.M. (1977), *Analysis of consolidation of earth and rockfill dams. Report n° TE 77.3, dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley*.
- DELAGE P. SURAJ DE SILVA G.P.R. and DE LAURE E. (1987), *A new triaxial apparatus for non saturated soils. IXth ECSMFE Dublin*, vol. 1, pp. 25-28.
- FLEUREAU J.M. (1989), *Rapport d'activité du LMSS de l'Ecole Centrale de Paris, GRECO-GEOMATERIAUX, Rapport scientifique 1989*, pp. 202-210.
- FRY J.J., DELAGE P., NANDA A., GATMIRI B. et ALONSO E.E. (1991), *Approche triphasique de la construction des remblais argileux. 17^e Congrès de la Commission International des Grands Barrages*, Vienne, juin 1991, vol. V, pp. 538-543.
- GHABOUSSI J., KWANG J.K. (1982), *Analysis of saturated and partially saturated soils. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Zurich, pp. 377-390.
- HILF J.W. (1948) *Estimating construction pore pressure in rolled earth dams. Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, vol. 3, pp. 234-240.
- LAMBE T.W. (1961), *Residual pore pressures in compacted clay. Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. I/35, pp. 207-211.
- LLORET A., ALONSO E.E. (1980), *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. Géotechnique* 30, n° 4, pp. 449-177.
- MATYAS E.L., RADHAKRISHNA A.S. (1968), *Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique* 18, pp. 432-448.
- NANDA A. (1989), *Analysis of consolidation of embankment dams during construction. Rapport CERMES-EDF*, 81 p.

PELLS P.J.N. (1973), *Stress ratio effects on construction pore pressures*. Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, pp. 327-331.

SKEMPTON A.W. (1954), *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, vol. IV, pp. 143-148.

TARDIEU B. et OZANAM O. (1991), *Validation et justification*. Comptes rendus des Journées scientifiques du GRECO-Géomatériaux, Aussois, pp. 827-831.

YOSHIMI Y., OSTERBERG J.O. (1963), *Compression of partially saturated cohesive soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE SM4, pp. 1-24.

Comportement hydraulique d'un « système multicouche » non saturé - étude numérique Application au stockage de déchets radioactifs à vie courte

Hydraulic behaviour of a unsaturated “ stacking of natural
material beds ”. Numerical study
Application to short lived radioactive waste storage

P. BRUN

Compagnie Nationale du Rhône *

E. ALONSO PEREZ DE AGREDA

ETSCCPB/UPC **

Rev. Franç. Géotech., n° 62, pp. 35-47 (janvier 1993)

Résumé

Cette étude s'inscrit dans le cadre d'une recherche entreprise pour le compte de l'ANDRA (Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs) et porte sur la modélisation du comportement hydraulique d'un « système multicouche » non saturé qui trouve son application dans la conception d'une couverture de stockage de déchets radioactifs de surface.

On décrit ce dispositif en précisant les paramètres et les fonctions de calage caractérisant les matériaux mis en jeu. On présente l'environnement de NOSAT, le modèle numérique utilisé.

Une série d'analyses paramétriques permet de connaître les paramètres influents et de dégager des lois de comportement hydraulique. Les simulations bidimensionnelles confirment le fonctionnement de barrière étanche d'un tel système.

On propose enfin une prospective qui permettrait d'affiner la validité des modélisations.

Abstract

This study takes place in a research program initiated by the ANDRA (Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs) and deals with the modelisation of hydraulic behaviour in a unsaturated stacking of natural material beds designed to a deposit of surface radioactive waste.

Such a scheme is described : parameters and specific functions of the materials are got into details. The numerical model used, NOSAT, is presented.

A complete parametric study allows to know influential parameters and to express laws of hydraulic behaviour. Bidimensional simulations verify the water-tight smooth working of the scheme.

We propose finally a prospective which could refine the validity of the computations.

* CNR/Direction de l'Exploitation, 2, rue André-Bonin, 69316 Lyon Cedex 04.

** ETSCCPB/UPC, Departamento de Ingenieria del Terreno, C/Gran Capitan, S/n, Modulo D2, 08034 Barcelona.

1. INTRODUCTION

L'étude porte sur une approche théorique et numérique des écoulements de l'eau météorique au sein d'un système ayant une vocation de barrière étanche pour un stockage de déchets radioactifs à vie courte. Un tel système a été proposé par l'ANDRA (cf. fig. 1). Le rôle de barrière étanche incombe en fait à la couche constituée par un mélange argilo-sableux compacté (ANDRÉ-JEHAN, 1985).

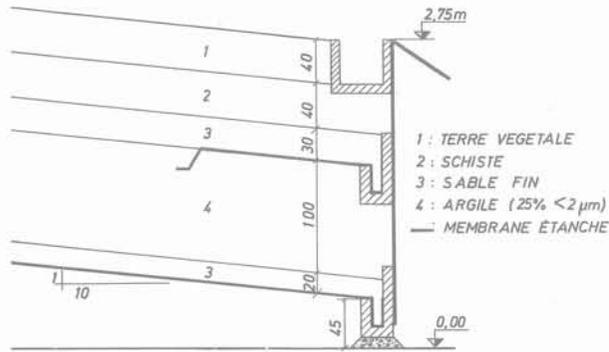


Fig. 1. — Schéma du dispositif.

Fig. 1. — Scheme of device.

La solution d'une monocouche d'argile jouant le rôle de couverture étanche ne peut être retenue par crainte de dessèchements périodiques du matériau avec création de fissures de dessiccation réduisant à néant le caractère imperméable de la couche. Une couverture multicouche a donc été envisagée : une couche de terre végétale superficielle devrait favoriser l'évapotranspiration et assurer une certaine régulation des débits, sous cette couche est prévu un mélange schisteux devant jouer un rôle de barrière biologique, et sous ce système de surface, une réduction et une régulation supplémentaires des débits d'infiltration atteignant la couche d'argile devraient être assurées par un drain sableux. A la base du système, sous la couche argileuse limitant les transferts hydrauliques est prévu un mince drain sableux.

L'ensemble de ce système multicouche est modélisé au moyen du logiciel NOSAT, mis au point au Geotechnical Engineering Department (UPC Barcelona), que l'on s'efforce de développer. On dispose, en matière de calage, de mesures de laboratoire et in situ (réalisées sur un modèle artificiel construit à Saint-Sauveur-le-Vicomte en Normandie).

Après la présentation détaillée du modèle numérique, on analysera les résultats fournis par des simulations uni- et bidimensionnelles, en tentant de dégager quelques lois de comportement hydraulique prévalant dans un tel système multicouche.

2. MATÉRIELS ET MÉTHODES

2.1. Modèle numérique

2.1.1. Géométrie - Matériaux concernés

La géométrie de ce multicouche possède une propriété importante conditionnant la construction du maillage :

les couches le constituant sont inclinées et d'épaisseur variable. On notera, de plus, la faible pente du système (1/10) et la grande extension latérale comparée à l'élévation. La construction du maillage répond aux règles classiques de resserrement dans la distribution des éléments au voisinage des limites et des intercouches (GUELLEC, 1978).

Deux des quatre matériaux constitutifs du multicouche sont parfaitement caractérisés : le sable et l'argile. Seules font défaut les relations expérimentales entre la perméabilité et la succion. En revanche, on ne possède que peu d'information pour la terre végétale et le schiste. La courbe granulométrique du schiste permet d'approximer la valeur de la perméabilité à saturation (relation de Hazen). Tant pour le schiste que pour la terre végétale, des profils tensiométriques mesurés in situ précisent la gamme de succion intervenant (Rapport BONIN - BRGM, mai 1989). La même étude fournit pour la terre végétale une courbe perméabilité - teneur en eau. On remarque *a priori* certaines lacunes concernant la caractérisation de fonctions qu'il est préférable de bien connaître dans le cadre d'une modélisation (DELAGE, 1987).

2.1.2. Conditions initiales et aux limites appliquées au modèle numérique

Les « strates » du multicouche sont caractérisées par des paramètres structuraux, hydrauliques et de conditions initiales très différentes. Ces schémas discontinus, existant en particulier pour les valeurs de la succion initiale et de la perméabilité à saturation, sont des sources potentielles de divergence numérique. Pour les conditions initiales, on affecte les valeurs aux pressions d'air et d'eau correspondant à l'état de succion initial du matériau concerné.

Concernant les conditions aux limites, on a choisi une condition de flux hydraulique à la surface supérieure afin de s'approcher des conditions réelles. Au niveau des drains, on impose la pression atmosphérique pour l'air et une condition de type surface de suintement ou succion pour l'eau. Partout ailleurs, on a une condition d'imperméabilité.

2.1.3. Présentation, utilisation et développement du logiciel NOSAT

Le logiciel NOSAT, construit à partir de ICFEP, existe sous plusieurs formes dont celle, évolutive, que nous avons développée. Le logiciel permet le calcul couplé des écoulements des fluides air et eau et des variations de porosité et de contrainte. Il s'agit d'un code aux éléments finis de type mécanique et hydraulique. Compte tenu de l'indéformabilité du système, nous avons utilisé la partie hydraulique. Les équations théoriques explicitées dans les récentes publications de ALONSO *et al.* ne sont pas développées ici. L'organigramme de NOSAT écrit par LLORET en 1982 est fourni en annexe.

2.2. Fonctions de calage utilisées.

Paramètres d'entrée

2.2.1. Justification

• *Fonction indice des vides*

La fonction disponible sur la version « de base » de NO-SAT est du type :

$$e = e_o + a_e (\sigma - P_a) + b_e (P_a - P_w) + c_e (\sigma - P_a) (P_a - P_w) \quad (1)$$

(ALONSO et GENS, 1987)

avec :

- σ , contrainte totale,
- P_a , pression d'air,
- P_w , pression d'eau,
- a_e, b_e, c_e , paramètres d'ajustement.

Dans le cadre de notre étude on aura toujours :

$$e = e_o \quad (2)$$

• *Fonction degré de saturation*

$$S_r = f (S_{ro}, \sigma - P_a, P_a - P_w)$$

La fonction disponible sur la version « de base » de NO-SAT est du type :

$$S_r = S_{ro} - [1 - \exp [- a_s (P_a - P_w)]]. [b_s + c_s \cdot (\sigma - P_a)] \quad (3)$$

(ALONSO et GENS, 1987)

avec les mêmes notations que précédemment, et a_s, b_s, c_s , paramètres d'ajustement. On a implanté deux autres types de fonction :

$$S_r (P_c) = S_{rir} + \frac{S_{rsn} - S_{rir}}{(1 + (\alpha \cdot P_c)^\beta)^\delta} \quad (4)$$

(VAN GENUCHTEN, 1980)

avec :

- $P_c = P_a - P_w$ et $\delta = 1 - 1/\beta$,
- S_{rir} , degré de saturation irréductible,
- S_{rsn} , degré de saturation correspondant à la saturation naturelle,
- α et β , paramètres d'ajustement indépendants.

$$S_r (P_c) = S_{rir} + \frac{(S_{rsn} - S_{rir}) \cdot A}{A + (C \cdot P_c)^B} \quad (5)$$

(VAUCLIN, 1976)

avec :

- $P_c = P_a - P_w$,
- S_{rir} , degré de saturation irréductible,
- S_{rsn} , degré de saturation correspondant à la saturation naturelle,
- A, B et C, paramètres d'ajustement indépendants.

Ces deux relations (4) et (5) ont été préférées aux relations empiriques données par VISER en 1966 ou celles de BROOKS et COREY (1966) ou GARDNER et al. (1966) regroupées par HILLEL (1980) pour des raisons de validité sur un domaine de définition étendu.

• *Fonction perméabilité à l'eau*

$$K_w = f (S_r, e) \text{ ou } K_w = f (P_c)$$

Les fonctions disponibles sur la version de base de NO-SAT sont du type :

$$K_w = \left[\frac{S_r - 0,25}{0,75} \right]^3 \cdot a_w \cdot e \cdot b_w \quad (6)$$

(ALONSO et al., 1987)
(1.D) ou (2.D)

avec (a_w) coefficient, (e) indice des vides et (b_w) coefficient (1D), ou matrice 2*2 des perméabilités,

$$K_w = b_w (1.D) \quad (7)$$

Un autre type de fonction a été implanté sur NOSAT ; il est analogue à celui des fonctions regroupées par HILLEL (1980) :

$$K_w = \frac{A_w \cdot K_{ws}}{A_w + (C_w \cdot P_c)^{B_w}} \quad (8)$$

(HILLEL, 1980)
(1.D ou 2.D)

avec $P_c = P_a - P_w$, (A_w), (B_w) et (C_w) paramètres d'ajustement et (K_{ws}) perméabilité à saturation naturelle.

On aurait pu aussi proposer une fonction empirique de type puissance (GARDNER, 1956), mais les coefficients sont déterminés expérimentalement pour une relation de type (8).

• *Fonction perméabilité à l'air*

$$K_a = f (S_r, e, P_a) \text{ ou } K_a = f (P_c)$$

Les versions de cette fonction existantes sur la version de base de NOSAT sont du type :

$$K_a = \beta \cdot (P_a + P_{atm}) \cdot \frac{g}{\mu_a} (e \cdot (1 - S_r)) A_a \cdot b_a \quad (9)$$

(ALONSO et al., 1987)
(1.D) ou (2.D)

avec (β) coefficient de compressibilité de l'air, (e) indice des vides, (S_r) degré de saturation, (g) accélération de la pesanteur, (μ_a) viscosité de l'air, (A_a) coefficient et (b_a) coefficient ou matrice 2*2 des perméabilités ;

$$K_a = b_a (1.D) \quad (10)$$

Comme précédemment, on a procédé à une implantation supplémentaire :

$$K_a = \frac{A_a \cdot K_{as}}{A_a + (C_a \cdot P_c)^{-B_a}} \quad (11)$$

(BRUN, 1989)
(1.D ou 2.D)

avec $P_c = P_a - P_w$, (A_a), (B_a) et (C_a) paramètres d'ajustement et (K_{as}) perméabilité à saturation naturelle.

Des relations empiriques multiparamétriques donnent l'expression de la perméabilité relative à l'air en fonction des caractéristiques du matériau (SHTYKOV et DAISHEV, 1986) mais on ne peut les utiliser compte tenu de la méconnaissance des paramètres d'identification spécifiques.

On adopte, pour les matériaux sable, terre végétale et schiste la fonction ($S_r - P_c$) du type (5) et pour l'argile la fonction de type (4). Pour tous les matériaux du multicouche, on adopte les fonctions perméabilités de type (8) pour l'eau et de type (11) pour l'air.

Ces choix sont dictés par la bonne qualité de l'ajustement des courbes expérimentales aux lois. Toutefois, les paramètres intervenant dans ces relations ne sont pas systématiquement expérimentaux, ils peuvent être expérimental-numériques ou numériques. C'est en particulier le cas pour les matériaux schiste et terre végétale, pour lesquels on possède peu de données expérimentales.

Pour satisfaire l'étude paramétrique, on utilise pour la terre végétale, deux types de relation perméabilité à l'eau-suction : la relation expérimentale et une relation de type sable fin.

On fournit, figures 2 et 3, les courbes représentatives des relations « degré de saturation-pression capillaire » et « perméabilité relative-pression capillaire », pour les matériaux constitutifs du multicouche.

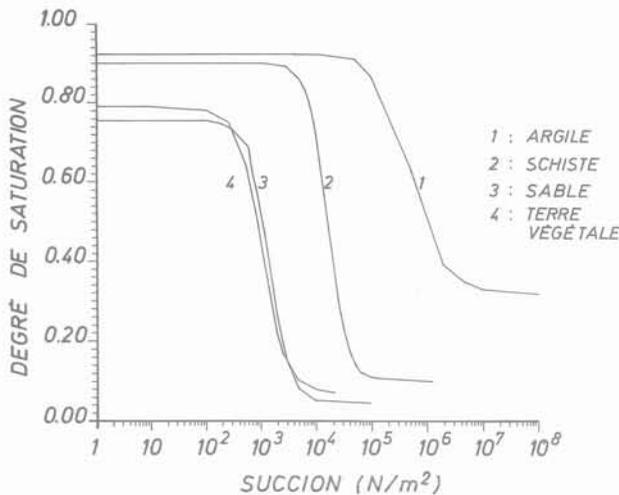


Fig. 2. — Courbes succion-degré de saturation.
Fig. 2. — Curves suction-degree of saturation.

2.2.2. Présentation synthétique des paramètres d'entrée

On a regroupé dans un tableau l'ensemble des paramètres d'entrée (paramètres structuraux, hydrauliques, coefficients des fonctions de calage) ainsi que les paramètres caractérisant l'état initial. Les valeurs précédées du symbole « ■ » sont issues d'expériences de laboratoire.

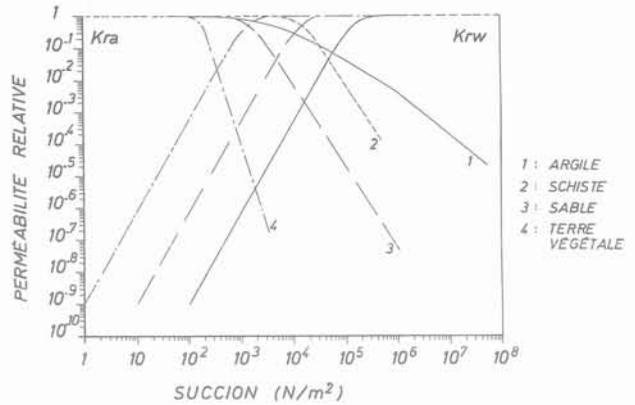


Fig. 3. — Courbes perméabilité relative - succion.
Fig. 3. — Curves relative permeability - suction.

2.3. Validation du modèle

2.3.1. Analyse paramétrique

On a analysé sur une colonne (2.D) verticale de sol homogène l'influence quantitative comparée des paramètres de calage structuraux et des conditions aux limites sur les résultats des simulations. On présente les résultats de l'étude sans son support graphique.

On a vérifié l'influence de la teneur en eau irréductible : le choix de faibles valeurs pour cette quantité entraîne des fronts d'infiltration plus marqués et ce, d'autant plus que l'état de succion initial du matériau correspond à une plus faible humidité volumique.

Le paramètre d'entrée perméabilité à saturation naturelle est, bien évidemment, primordial et conditionne très fortement les résultats de la cinétique d'infiltration.

Concernant l'influence des paramètres des perméabilités relatives, on constate que :

- l'augmentation du paramètre (A_w) (de la perméabilité à l'eau) engendre une cinétique d'infiltration plus forte, le phénomène étant plus net pour des faibles valeurs de la teneur en eau irréductible ;
- l'influence des variations de (B_a) (paramètre de la perméabilité à l'air) peut être négligée.

On a par ailleurs évalué l'influence du paramètre structural porosité ; les variations de l'indice des vides affectent peu les résultats des simulations d'infiltration.

On peut en conclusion énumérer les paramètres conditionnant les résultats de la cinétique d'infiltration, par ordre d'importance décroissante, la perméabilité à saturation naturelle, le coefficient (A_w) de la perméabilité relative à l'eau et la teneur en eau irréductible.

2.3.2. Analyse comparative des résultats fournis par LOGINF et NOSAT.

Validation du modèle NOSAT avec une solution analytique

Nous avons comparé les résultats fournis par NOSAT à ceux fournis par le logiciel LOGINF. Ce logiciel, mis au point au Centre de Géologie de l'Ingénieur de

	Argile	Sable	Terre VEG	Schiste
Type de fonction S_r-P_c	4 Van Genuchten	5 Vauclin	5 Vauclin	5 Vauclin
S_{rirr}	■ 0,32	■ 0,0043	0,07	0,1
S_{rsn}	■ 0,92	■ 0,757	0,79	0,9
a ou c	■ $5 \cdot 10^{-6}$	■ 10^{-2}	10^{-2}	10^{-1}
β ou B	■ 2,0	■ 2,2	2,0	2,5
A		304	100	1 000
Type de fonction K_w-P_c	8 Hillel	8 Hillel	8 Hillel	8 Hillel
A_w	(10 – 200)	■ 1 623	■ 1 000	(10 – 200)
B_w	1,0	■ 2,6	■ 4,6	1,0
C_w	10^{-2}	■ 10^{-2}	■ 10^{-2}	10^{-3}
Type de fonction K_a-P_c	11 Brun	11 Brun	11 Brun	11 Brun
A_a	10^{-9}	10^{-9}	10^{-9}	10^{-9}
B_a	(2,3-2,9)	2,8	2,8	2,8
C_a	10^{-2}	10^{-1}	1,0	10^{-2}
Indice des vides	■ 0,53	0,54	0,60	0,55
Succion initiale	■ 196/80 kN/m ²	■ 50,0 kN/m ²	■ 20,0 kN/m ²	■ 70,0 kN/m ²
θ initiale	■ 0,26	■ 0,015	0,20	0,048
S_{rw} initial	■ 0,75	■ 0,043	0,29	0,12
K_{wsn} (m/s)	■ 10^{-10}	■ 10^{-6}	10^{-4}	10^{-7}

l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de PARIS, se réfère à un formalisme de calcul identique à celui utilisé à l'IMG par TOUMA (1984).

On constate que les profils de teneur en eau volumique dans l'espace, calculés par LOGINF sont relativement « en avance » par rapport à ceux calculés par NOSAT, tous paramètres d'entrée étant par ailleurs égaux. Ces différences de résultats sont constatées pour un grand nombre de cas de figures.

Une analyse précise montre que les conditions imposées à la limite supérieure ne s'appliquent pas exactement dans les mêmes conditions pour les deux modèles, ce qui explique les différences de résultats calculés.

Dans le but de comparer les résultats fournis par NOSAT à ceux obtenus par une solution analytique, on a mis en œuvre la programmation d'une solution théorique à partir d'un formalisme d'équations type « transferts de chaleur ». Les calculs sont effectués pour une colonne verticale finie ou semi-infinie soumise à une condition de charge ou de flux au sommet. On obtient

dans tous les cas de figure, un ajustement parfait des résultats fournis par le modèle numérique aux courbes théoriques calculées.

Cette validation permet d'accorder une confiance optimale aux résultats fournis par NOSAT.

3. RÉSULTATS

3.1. Simulations unidimensionnelles

3.1.1. Comportement hydraulique du multicouche

On a effectué les calculs sur une verticale coïncidant avec le milieu du système multicouche (voir dessin du maillage fig. 4). Trois séries de simulations ont été réalisées. La figure 5 regroupe les profils calculés correspondants.

Les profils de la série A correspondent au choix de coefficients de la fonction perméabilité de la terre vé-

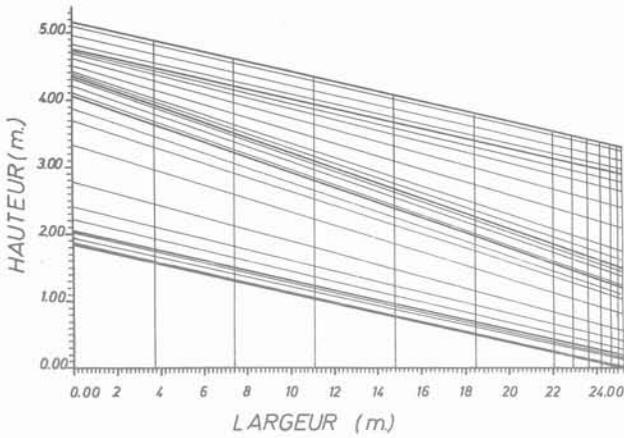


Fig. 4. — Discretisation du domaine.
Fig. 4. — Discretisation of the domain.

gétale, obtenus in-situ. Ils sont obtenus pour quatre valeurs distinctes du flux d'infiltration. Si on examine les résultats de cette série, on note dans un premier temps (cf. A2) pour des durées inférieures à 15 jours, l'apparition de fronts d'infiltration dans la couche de terre végétale associée à des rééquilibrages de succion pour les couches inférieures, et, dans un deuxième temps, toujours des fronts d'infiltration dans la terre végétale mais associés à un décalage des profils de succion vers la saturation dans la couche de schiste. Cela signifie

que l'on a un écoulement en régime non saturé dans la terre végétale et que l'eau d'infiltration atteint rapidement le schiste. Le phénomène d'infiltration prédomine donc sur celui de rééquilibrage des pressions capillaires dans une deuxième phase. On remarque le même phénomène sur la courbe (A1), alors que pour la courbe (A3), le flux d'infiltration est trop faible pour permettre à l'eau d'atteindre la couche de schiste. On a tracé (cf. courbe A0), pour illustrer le phénomène d'équilibrage des pressions capillaires dans l'espace, les profils de succion obtenus avec un flux d'infiltration nul sur dix ans.

On a par ailleurs réalisé la même étude avec une perméabilité constante pour la couche de terre végétale (série B) et avec des coefficients de la perméabilité dans la terre végétale caractéristiques d'un milieu très perméable (série C).

Les résultats de la série (B), non présentés ici, montrent que la valeur du flux d'entrée est déterminante quant à la cinétique d'infiltration : on obtient la saturation des couches supérieures en deux jours pour une forte valeur du flux d'infiltration (10^{-8} m/s). Pour des flux d'infiltration plus faibles, on note un alignement subvertical des profils de pression capillaire pour les couches supérieures qui traduit un écoulement en régime non saturé dans un milieu à faible succion. Pour un flux faible de (10^{-9} m/s) on met en valeur l'influence prédominante de l'équilibrage des succions dans le domaine, au détriment de celle due aux apports hydriques à la

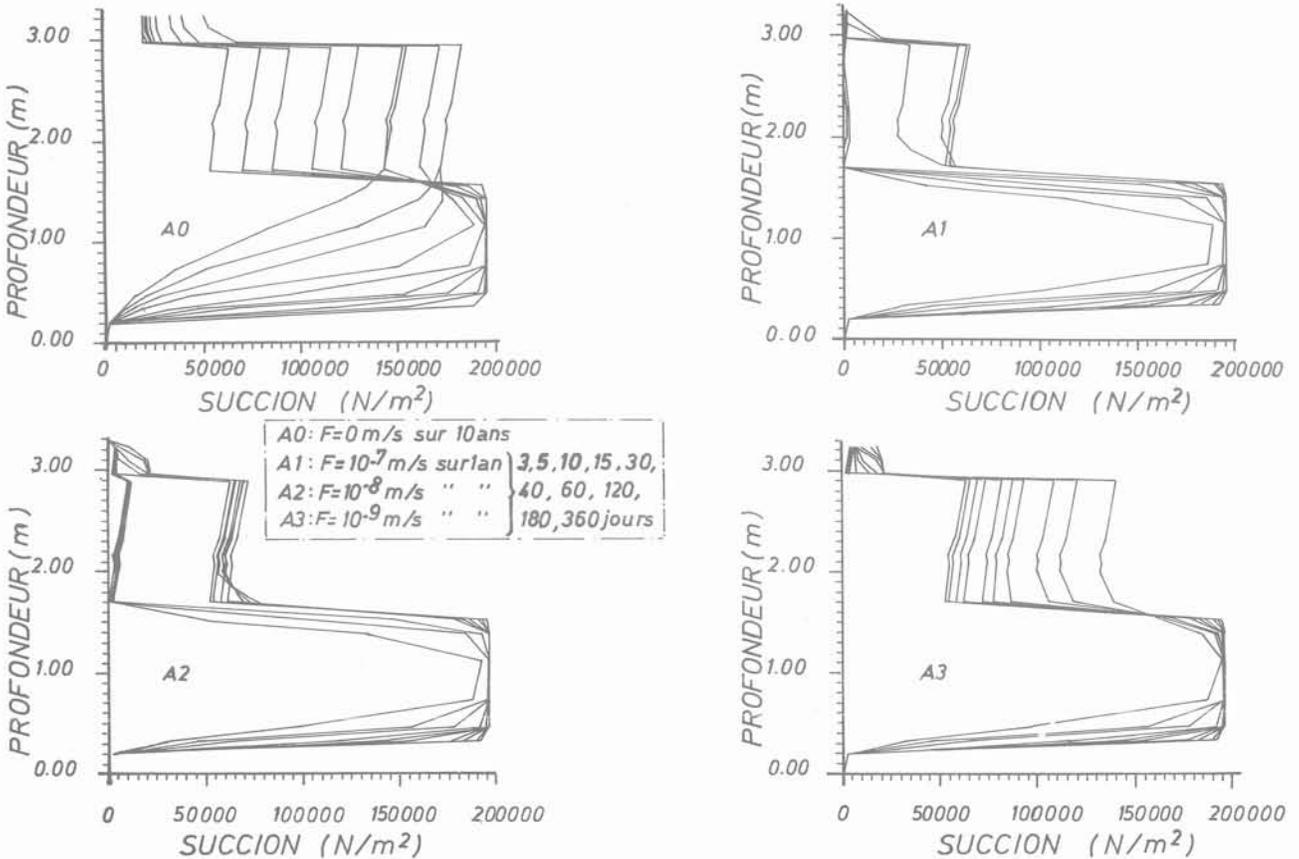


Fig. 5. — Simulations A Profils de succion.
Fig. 5. — Simulations A Curves of suction.

surface supérieure. Par conséquent, compte tenu de son fort état de succion, l'argile joue le rôle d'une pompe.

Les résultats de la série (C), non présentés graphiquement, conduisent aux mêmes remarques que celles énoncées pour la série (B); toutefois, dans ce cas, la cinétique d'infiltration est nettement plus faible que pour la série (B).

Cette première étude met donc en évidence le caractère dual du comportement hydraulique en régime non saturé d'un multicouche formé de matériaux dont l'état initial est différent et soumis à un flux d'entrée. L'interprétation des profils de pression capillaire doit tenir compte de la superposition entre le phénomène d'écoulement induit par une sollicitation extérieure et le phénomène de transfert lié à l'équilibrage des succions dans l'espace. Le cas particulier d'un régime transitoire associé à des conditions à la limite variables est particulièrement concerné par cette remarque.

3.1.2. Influence de la variation temporelle de la condition à la limite supérieure

On présente les résultats de deux simulations, chacune caractérisée par une fonction perméabilité relative propre pour la terre végétale : une fonction perméabilité de type sable (simulation P1) et une fonction perméabilité de type expérimental (simulation P2). Pour ces

calculs on a imposé un flux variable correspondant au flux météorique moyen mensuel mesuré en 1988 à Saint-Sauveur-le-Vicomte (cf. fig. 6). Les graphes (profils de succion dans l'espace) issus de ces calculs sont regroupés sur la figure 7.

Pour la simulation (P1), les résultats sont à comparer à ceux des simulations (C1) et (C2); on note de grosses différences entre les profils. Au vu de la non affectation

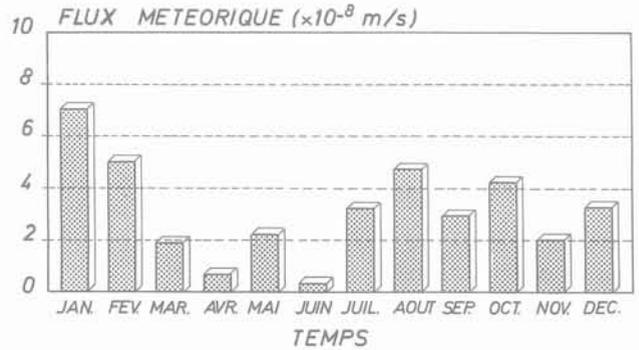


Fig. 6. — Flux moyen mensuel de l'année 1988. (Valeurs obtenues d'après les relevés pluviométriques de Saint-Sauveur-le-Vicomte.

Fig. 6. — Medium monthly flow of 1988 year. (Values obtained by pluviometrics measurement of Saint-Sauveur-le-Vicomte.

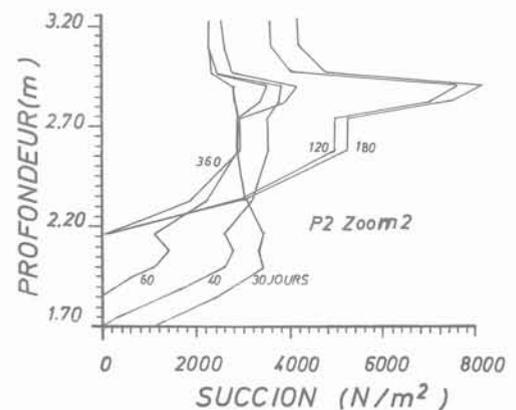
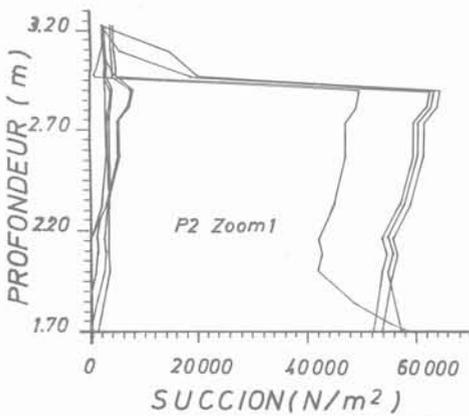
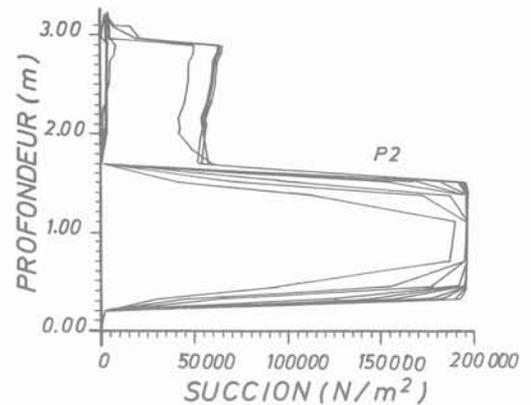
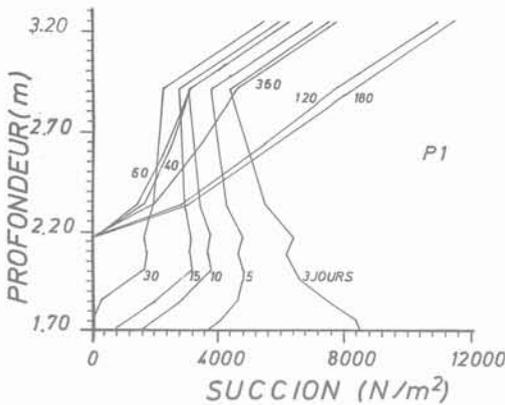


Fig. 7. — Profils de succion pour 3, 5, 10, 15, 30, 40, 60, 120, 180 et 360 jours. Flux = Flux mensuel moyen de l'année 1988.

Fig. 7. — Curves of suction for 3, 5, 10, 15, 30, 40, 60, 120, 180 and 360 days. Flow = monthly medium flow of 1988 year.

de la couche d'argile par l'infiltration, on a réalisé un zoom sur les trois couches supérieures. Celui-ci montre que dans un premier temps (jusqu'à 30 jours), les profils se décalent vers les suctions nulles et qu'ensuite (entre 40 et 180 jours), le sable se sature malgré une augmentation de succion dans la terre végétale et dans la partie sommitale du schiste. On peut interpréter ces augmentations de succion vers la surface si l'on remarque la diminution du flux imposé jusqu'en juin.

On serait donc en présence durant cette période d'un écoulement en régime non saturé au sein de la terre végétale et du schiste, insuffisant toutefois pour conduire à une diminution de succion dans ces matériaux. Au cours des six derniers mois de l'année, le flux augmente globalement, ce qui pourrait expliquer que le profil à 360 jours matérialise à nouveau une diminution de succion dans le schiste.

La courbe globale (P2) est à rapprocher, vu les valeurs des flux d'entrée, des graphes (A1) et (A2) pour la première durée d'infiltration (inférieure à 60 jours) ; ce graphe apparaît à première vue comme une combinaison des graphes (A1) et (A2). En revanche, pour des temps compris entre deux mois et un an, les profils sont totalement incomparables à ceux de (A1) et (A2).

Le premier zoom réalisé à partir du graphe global (P2) sur les trois couches supérieures du système permet de vérifier pour les temps compris entre 3 et 15 jours les constatations (A2) et (A3) ; fronts d'infiltration marqués dans la couche de terre végétale et profils d'équilibrage des suctions dans le schiste et dans le sable dans un premier temps, puis arrivée de l'eau dans ces matériaux inférieurs signalée par le décalage des profils de succion vers les suctions nulles, dans une deuxième phase.

L'aspect des profils correspondant aux temps compris entre 30 et 360 jours étant peu net sur le premier zoom, on a agrandi celui-ci afin de représenter les profils sur un intervalle réduit de succion ($0-8\ 000\ \text{N/m}^2$). On retrouve globalement le phénomène précédemment décrit pour la simulation (P1), avec un décalage dans le temps pour l'apparition de ce phénomène.

Toutefois, il faut noter que chaque profil pris séparément diffère par sa forme pour les simulations (P1) et (P2), les profils étant sub-verticaux pour la simulation (P2) dans la couche de terre végétale. Ce matériau subit de faibles variations de succion dans le temps (en fonction des variations du flux d'entrée), et surtout la valeur de cette succion demeure presque constante dans l'espace, pour un temps donné. Par ailleurs, les profils sont singulièrement tourmentés, et cela, nous l'avons vérifié, n'est pas dû à des phénomènes de divergence numérique. On peut donc affirmer en conclusion, même si l'analyse des profils s'avère délicate, que les variations du flux d'entrée influencent fortement les résultats des calculs.

3.1.3. Influence des conditions initiales sur le comportement hydraulique du multicouche

On a réalisé une série de simulations pour différents flux imposés en conservant les paramètres d'entrée précédemment utilisés, excepté l'état de succion initiale de l'argile imposé à $80\ \text{kN/m}^2$. Cette valeur correspond à un matériau argileux assez humide et/ou moins

compacté que celui choisi comme référence pour l'étude basée sur les expérimentations de laboratoire.

Cette succion est par ailleurs plus proche de celle du matériau mis en place sur le chantier et nous la conserverons pour effectuer les calculs des simulations (2.D).

Les résultats de cette série des simulations (1.D), dont les représentations graphiques ne sont pas présentées ici, permettent de conclure que l'état initial de la couche « imperméable » influence fortement les résultats fournis par la modélisation, un état de succion faible favorisant une cinétique d'infiltration forte.

3.1.4. Evolution de la succion dans la couche superficielle du multicouche pour un flux imposé variable dans le temps

On a cherché à visualiser l'influence d'un flux d'entrée variable sur l'évolution de la succion au cours du temps dans la couche de terre végétale. Pour ce faire, on a imposé le flux mensuel moyen correspondant à la pluviométrie de l'année 1988 mesurée à Saint-Sauveur-le-Vicomte.

On a représenté en figure 8 l'évolution de la succion dans le temps à la base et au sommet de la couche de terre végétale.

On remarque tout d'abord que la succion, même si elle est faible, ne s'annule pas en surface. Cela est dû, nous l'avons vérifié en imposant des flux plus forts, à l'intensité de cette condition à la limite imposée. Par ailleurs, les courbes de succion présentent des allures très caractéristiques de régime transitoire. On a vérifié qu'il s'agissait d'un phénomène physique et non d'un artefact numérique.

Un aspect du comportement hydraulique de la terre végétale au cours du temps est à noter : on ne peut raisonnablement pas déceler de retard de la réponse (suction) à la sollicitation entre le sommet et la base de la couche. On peut expliquer ce phénomène par la faible épaisseur et la forte perméabilité de la couche considérée. Lorsque le flux imposé est plus faible, on note une amplitude des variations de la succion plus petite.

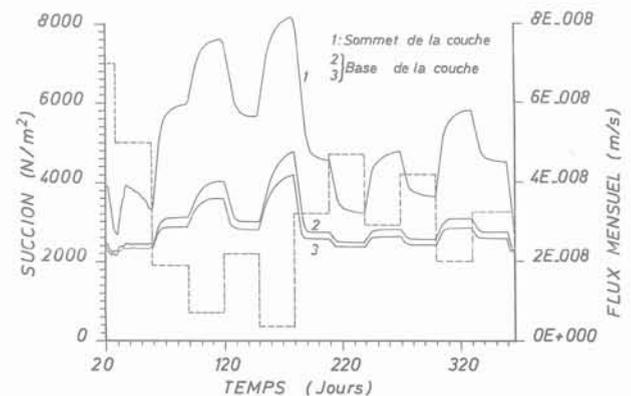


Fig. 8. — Evolution de la succion dans la terre végétale.
Fig. 8. — Evolution of suction in loam.

3.2. Simulations bidimensionnelles

3.2.1. Tests de convergence

Dans le cadre de la procédure de tests de convergence, on a réalisé une série de calculs en imposant des conditions à la limite supérieure de type charge ou flux d'intensités différentes. Tous les tests de convergence se sont avérés positifs.

Les constatations énoncées pour les simulations unidimensionnelles, en particulier en ce qui concerne le comportement hydraulique du multicouche, s'appliquent aux simulations bidimensionnelles. Il faut, toutefois, noter l'effet quantitatif d'échelle existant entre les simulations des deux types et l'effet de drain dans le sable n'apparaissant que dans le cas des simulations bidimensionnelles (cf. fig. 9).

Les profils de succion tracés jusqu'à 300 ans sur la verticale centrale du multicouche pour un flux imposé nul montrent le temps important (50 ans) nécessaire à l'établissement de l'état d'équilibre (cf. fig. 10).

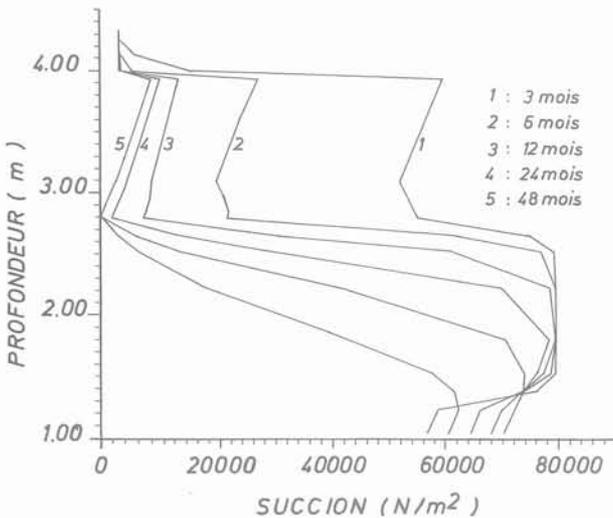


Fig. 9. — Profils d'infiltration sur la verticale centrale pour un flux de 10^{-8} m/s.

Fig. 9. — Infiltration curves on the central vertical for a flow of 10^{-8} m/s.

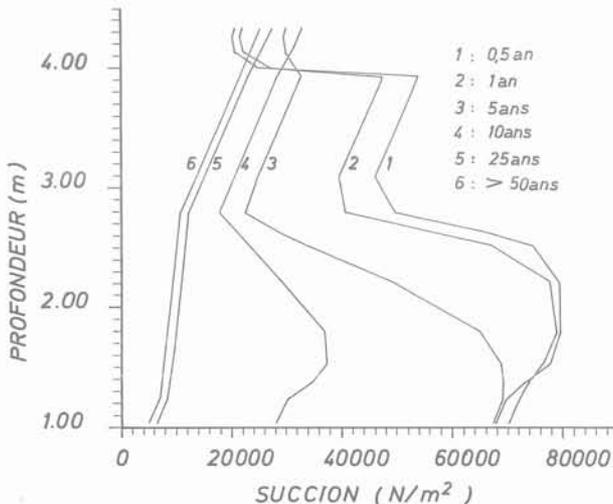


Fig. 10. — Profils d'équilibre de succion (verticale centrale).

Fig. 10. — Equilibrium curves of suction (central vertical).

3.2.2. Résultats : critique de la validité des conditions aux limites des drains

Une première série de simulations fait intervenir des conditions aux limites des drains de type surface de suintement pour l'eau et pression atmosphérique pour l'air.

Les résultats des simulations sont représentés par une cartographie des vecteurs vitesse réelle (direction et intensité).

Si l'on applique la condition de surface de suintement sur la totalité de l'épaisseur des drains, on constate des phénomènes de flux entrant de forte intensité, quelque soit le temps d'infiltration, au droit des niveaux sableux.

En revanche, si l'on applique la condition de surface de suintement sur la maille basale de sortie des drains sableux, on obtient un résultat positif quelque soit le temps d'infiltration. La figure 11 illustre un tel résultat, elle correspond à une simulation effectuée sur quatre ans pour un flux imposé de $(10^{-8}$ m/s). On notera le bon fonctionnement du drain sableux supérieur, à l'exception de la présence d'un phénomène d'appel capillaire de l'eau du drain par le sommet d'argile. Ce phénomène est mis en évidence par la direction sub-verticale des flux hydrauliques calculés à la base de la couche sableuse.

Les vecteurs vitesse de l'eau étant représentés en intensité réelle sur la figure 11, seuls les flux dans le sable apparaissent nettement, compte tenu de leur magnitude. Le flux de sortie valant $(5.10^{-7}$ m/s), un rapide calcul de bilan a été effectué et permet de s'assurer de la cohérence des résultats numériques obtenus.

Ces premiers essais montrent le caractère restrictif de la validité des conditions à la limite de type surface de suintement.

3.2.3. Cartographie des flux avec des conditions à la sortie des drains de type succion

On a tout d'abord réalisé des calculs avec différentes valeurs pour la succion imposée à la sortie des drains. Ces valeurs sont obtenues à partir d'une relation exprimant la succion en fonction du logarithme de l'humidité relative. Compte tenu du haut niveau de valeurs de la succion, obtenu quelque soit l'humidité relative, les résultats des calculs ne sauraient être interprétés. On constate en effet des phénomènes de flux sortant de très forte intensité au niveau des drains sableux, que l'on peut évidemment expliquer par le contraste entre la succion du sable et la forte succion imposée à la limite de celui-ci. On peut remarquer que la relation succion-humidité relative choisie, ne faisant pas intervenir les caractéristiques de rétention et l'état de succion du sol ne saurait traduire le phénomène physique réel. En effet, au niveau de l'interface sol-atmosphère, il existe un équilibre régi par les propriétés du sol, son état de succion, la pression de vapeur, la température, l'humidité relative de l'atmosphère et les autres caractéristiques des phénomènes d'évaporation (albedo, vitesse du vent, paramètres de forme du système).

Cet état d'équilibre impose la continuité de valeur de la succion à la limite sol-atmosphère. Le modèle nu-

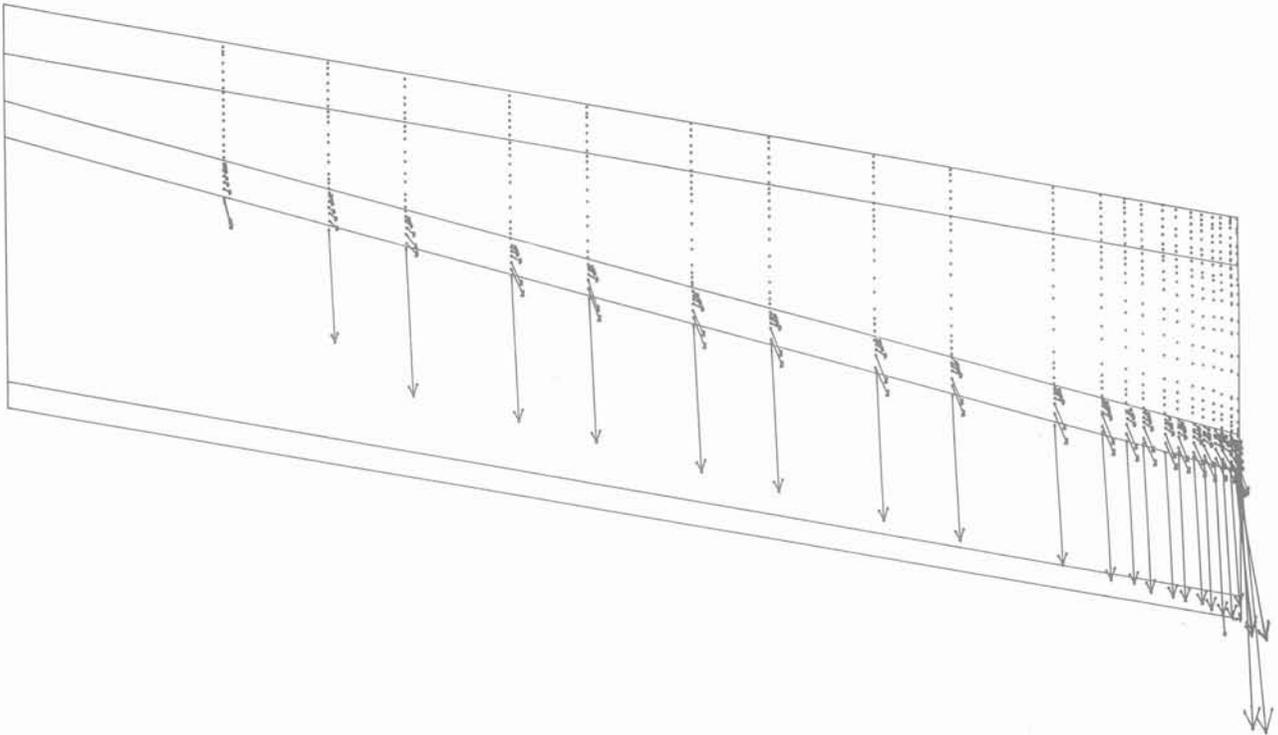


Fig. 11. — Représentation des flux hydrauliques dans le domaine. Simulation avec une condition de surface de suintement à la sortie des drains sableux. Flux = 10^{-8} m/s sur 4 ans.

Fig. 11. — Representation of hydraulic flows in the domain. Simulation with seeping boundary conditions on the exit of sandy drains. Flow = 10^{-8} m/s during 4 years.

mérique impose une condition à la limite de type succion constante malgré la variabilité affectant ce paramètre dans le temps. Le choix de ce type de condition à la limite n'est donc pas parfait, et il faudrait, en fait, greffer à NOSAT un micro-modèle d'évaporation permettant de calculer l'état de succion à l'interface sol-atmosphère à chaque instant.

On a ensuite fixé une condition de succion constante, à la sortie des drains, égale à la succion du sable.

Afin de mettre en évidence les phénomènes de rééquilibrage dans le temps, on a programmé une simulation à flux imposé nul sur une période de 300 ans. Au vu des cartes de flux, on retrouve un résultat déjà énoncé à partir des profils de succion : l'équilibre est atteint au bout de 50 ans et plus aucun flux n'est décelable dans le système à ce stade. De plus, les flux mis en jeu entre l'instant initial et l'équilibre sont relativement faibles et une décomposition ne s'impose nullement pour interpréter les résultats des modélisations à flux imposé non nul.

Cette remarque permet de vérifier le bien-fondé du choix de la représentation des résultats (cartographie des flux plutôt que profils de succion).

Pour une condition de succion constante (égale à la succion du sable) imposée à la sortie des drains, on a effectué deux calculs : l'un sur quatre ans avec un flux imposé de (10^{-8} ms $^{-1}$) et l'autre sur un an avec un flux imposé variable dont la moyenne sur un an vaut

(10^{-8} ms $^{-1}$). Les résultats sont respectivement représentés en figures 12 et 13.

On retrouve sur la figure 12 le phénomène observé sur la figure 11 : une répartition triangulaire des vecteurs vitesses sur une verticale du drain sableux supérieur et au niveau de la base de celui-ci des flux plus forts sub-verticaux traduisant plus un « pompage capillaire » de l'argile qu'un écoulement dans cette couche. Ce « pompage capillaire » devient inexistant à la sortie du système, en basse pente, où l'écoulement dans le drain est plus rapide. Dans le cas de la figure 13, les flux verticaux dirigés vers l'argile à la base du drain sableux sont inexistantes.

On ne peut comparer les modélisations des figures 12 et 13, car celle de la figure 13 a été calculée sur un an, avec des flux variables. On a calculé dans les mêmes conditions que celles de la figure 13 le champ des vitesses au bout d'un an pour un flux imposé de (10^{-8} ms $^{-1}$). Le résultat graphique non présenté ici est très comparable, les flux intervenants dans la couche de sable supérieur sont presque identiques. Ceci signifie que, même si l'imposition d'un flux variable a une influence sur le comportement hydraulique des couches supérieures du système, celle-ci n'est pas notable au niveau du drain supérieur en terme de débits. La partie supérieure du multicouche joue donc le rôle régulateur pour lequel elle a été conçue.

Pour être parfaitement rigoureux, il faudrait comparer les résultats sur une période correspondant à une année hydrologique ou à un cycle d'années hydrologiques et non sur une année civile.

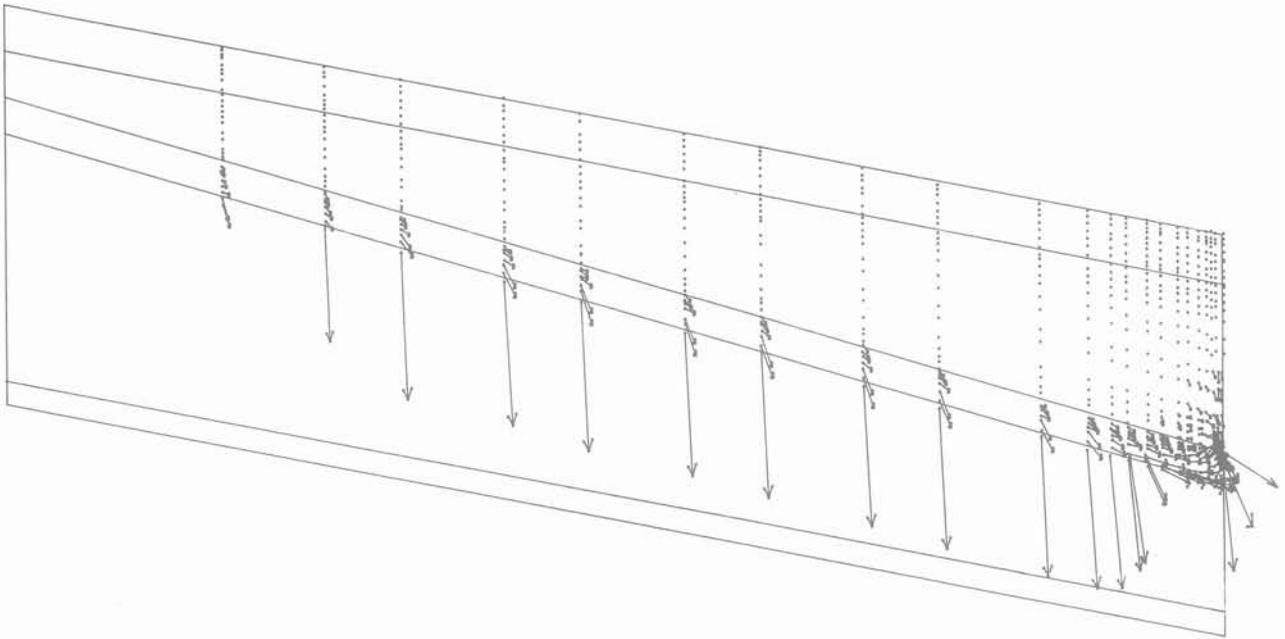


Fig. 12. — Représentation des flux hydrauliques dans le domaine. Simulation avec une condition de succion à la sortie des drains sableux. Flux = 10^{-8} m/s sur 4 ans.

Fig. 12. — Representation of hydraulic flows in the domain. Simulation with suction boundary conditions on the exit of sandy drains. Flow = 10^{-8} m/s during 4 years.

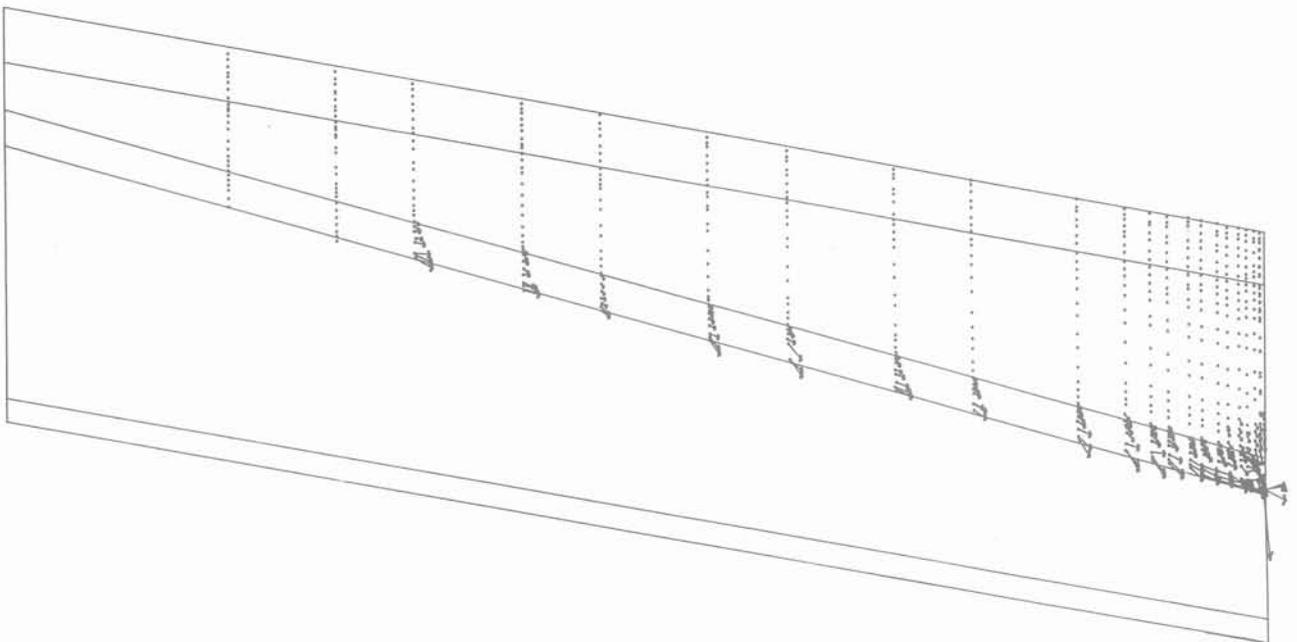


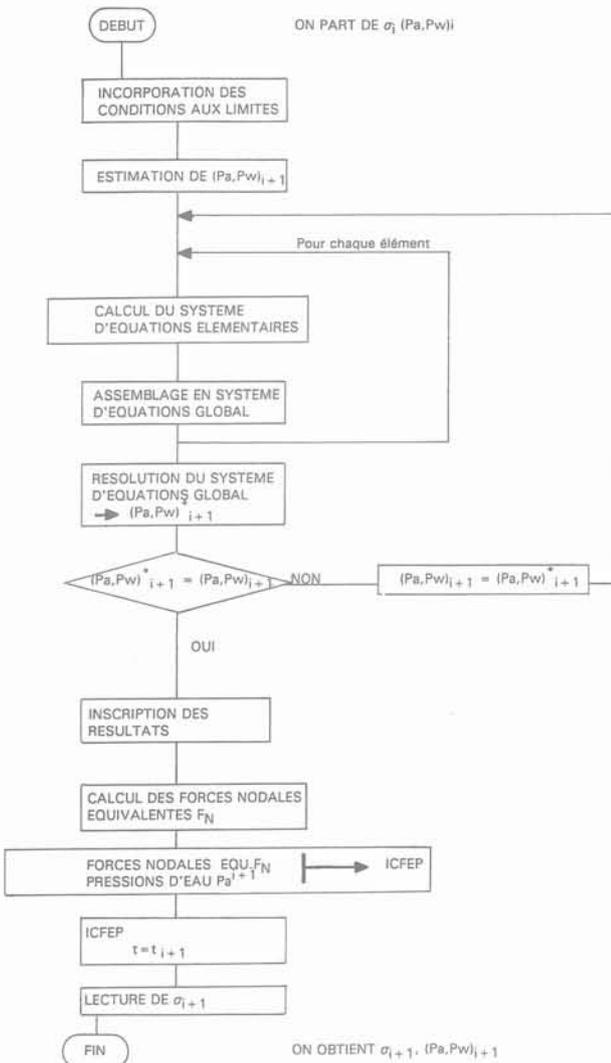
Fig. 13. — Représentation des flux hydrauliques dans le domaine. Simulation avec une condition de succion à la sortie des drains sableux. Flux = Flux mensuel moyen de l'année 1988.

Fig. 13. — Representation of hydraulic flows in the domain. Simulation with suction boundary conditions on the exit of sandy drains. Flow = Monthly medium flow of 1988 year.

4. CONCLUSIONS - PROSPECTIVE

Cette étude a permis de montrer la dualité du comportement hydraulique d'un système multicouche non saturé soumis à un flux imposé. L'interprétation des profils

de succion issus du calcul doit donc prendre en compte la superposition du phénomène d'écoulement hydraulique et du phénomène d'équilibre des succions dans le domaine. Une décomposition graphique est donc toujours nécessaire. Cette dualité de comportement intervient particulièrement dans le cas d'un régime tran-



siteur pour lequel les conditions à la limite imposées au sommet, de type NEUMAN, sont variables dans le temps.

Par ailleurs, il a été montré qu'il est primordial de connaître les caractéristiques de la fonction perméabilité dans les matériaux du multicouche et, tout particulièrement, dans la couche supérieure (terre végétale) et dans la couche argileuse.

De plus, il a été mis en évidence l'impact des variations de sollicitation hydraulique sur les profils de succion calculés. Cette influence dépend aussi des coefficients de la fonction perméabilité de la couche supérieure, et apparaît nettement sur les courbes d'évolution de la succion dans le temps. L'importance quantitative de l'état de succion initial dans la couche d'argile a de plus été remarquée.

Les résultats des simulations (2D) recourent ceux des simulations (1D), mais permettent en outre de visualiser l'effet de drain et confirment l'effet d'échelle existant entre les modélisations uni- et bidimensionnelles.

Les essais de calculs réalisés avec des conditions aux limites des drains de type surface de suintement ont permis de conclure au caractère restrictif de ce choix.

Avec des conditions aux limites des drains de type succion (correspondant à la succion du drain sableux), les résultats sont positifs. Ils illustrent le comportement satisfaisant du drain sableux supérieur et montrent le rôle régulateur de débit de la partie supérieure du multicouche.

Afin de compléter cette étude, il serait nécessaire de mieux connaître certaines relations intervenant comme fonctions de calage dans le modèle, en particulier la fonction perméabilité-succion dans le matériau argileux. Un certain nombre d'expérimentations complémentaires s'avère donc indispensable si l'on souhaite affiner la validité des simulations.

Par ailleurs, des simulations supplémentaires permettant de mener à bien une analyse de sensibilité exhaustive apporterait de précieux renseignements quant au comportement hydraulique du système.

Enfin, un module satellite de NOSAT devrait être construit et greffé au logiciel, de manière à imposer des conditions aux limites des drains plus proches de la réalité physique.

Remerciements

Cette étude a pu être menée à bien grâce au soutien financier de l'ANDRA (Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs). Nous remercions Madame ANDRÉ-JEHAN, chef de la division Etude des Sites, pour la confiance qu'elle nous a témoignée en nous proposant ce travail, ainsi que Messieurs ANDRÉ et DEWIÈRE (DESI) pour leur suivi technique.

Le « Geotechnical Engineering Department » (UPC) de Barcelone, dirigé par le professeur ALONSO, nous a réservé le meilleur accueil, un support informatique performant (ALLIANT FX 40) et ses chercheurs nous ont prodigué des conseils scientifiques fructueux. Francisco BATTLE (UPC), auteur de la version actuelle de NOSAT nous a permis d'utiliser et de développer son logiciel.

BIBLIOGRAPHIE

- ALONSO E., GENS A. (1987), *Special problem soils. General report. Session 5, Ninth European Conference of International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Dublin, Irlande, 70 p., 31 Aug.-3 Sept.
- ANDRÉ-JEHAN R., ARNOULD M., BILLIOTTE J., DEVEUGHELE M., ROUSSET G. (1985), *A natural protective device against meteoric water seepage. The capillary barrier. Principle. Water transfert modelisation. International Symposium on Management of hazardous chemical waste sites. Winston Salem*.
- BATTLE F. (1990), *Programa NOSAT. Manual del usuario, Doc. Geotechnical Engineering Department, UPC Barcelona*.
- BONIN H. (1989), *Mesures tensiométriques effectuées sur les planches d'essais de Saint-Sauveur-le-Vicomte*. Rapport BRGM-Orléans, mai 1989.

- BROOKS R.M., COREY A.T. (1966), *Properties of porous media affecting fluid flow*. Jnl Irrig. Drain. Dic. ASCE 92 (IR2), pp. 61-68.
- BRUN P. (1989), *Cinétique d'infiltration au sein d'une couche d'argile compactée. Etude expérimentale et numérique*. Thèse présentée à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, soutenue le 21 décembre 1989, pour obtenir le titre de Docteur en Géologie de l'Ingénieur.
- DELAGE P. (1987), *Quelques aspects du comportement des sols non saturés*. Revue Française de Géotechnique, n° 40, pp. 33-48.
- GARDNER W.R. (1956), *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data*. Proceedings of the Soils Science Society of America, 20, pp. 317-320.
- GUELLEC (1978), *Calcul des écoulements en milieu poreux par la méthode des éléments finis*. Proceeding of Second International Conference on Finite Element, Water Ressources, Imperial College, London, 34 p.
- HILLEL D. (1980), *Fundamentals of Soil Physics*, Academic Press, 415 p.
- JACQUARD C. (1988), *Etude expérimentale d'une barrière capillaire avec un modèle de laboratoire*. Thèse présentée à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, soutenue le 24 novembre 1988, pour obtenir le titre de Docteur en Géologie de l'Ingénieur.
- LLORET A. (1982), *Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas*. D. Thesis, Technical University of Barcelona.
- SHTYKOV V.I., DAISHER T. (1986), *Determination of air permeability*. Pochvovedeniye, n° 8, pp. 120-127.
- TOUMA J. (1984), *Etude critique de la caractérisation hydrodynamique des sols non saturés, rôle de l'air, influence de l'écoulement multidimensionnel de l'eau*. Thèse présentée à l'IMG, soutenue le 16 octobre 1984, pour obtenir le titre de Docteur es sciences physiques.
- TOUMA J., VAUCLIN M. (1986), *Experimental and numerical analysis of two phase infiltration in a partially saturated soil*. Transport in porous media, vol. 1, n° 1, pp. 27-55.
- VAN-GENUCHTEN M.Th. (1980), *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. Am. Jnl. 49 (5), pp. 892-898.
- VAUCLIN M., KHANJI D., VACHAUD G. (1976), *Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée*. Journal de Mécanique, vol. 15, n° 2, pp. 307-348.

Détermination expérimentale des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol gonflant non saturé pour la modélisation des écoulements

Experimental determination of hydrodynamic characteristics of a unsaturated-swelling soil for flux modelisation

R. ANGULO, J.-P. GAUDET, J.-L. THONY, M. VAUCLIN
Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement*

Rev. Franç. Géotech. n° 62, pp. 49-57 (janvier 1993)

Résumé

Une méthode est proposée pour déterminer la conductivité hydraulique et la pression capillaire, en fonction de la concentration en eau, de milieux poreux partiellement saturés susceptibles de se déformer. Elle est fondée sur la description eulérienne des transferts d'eau et de particules solides. Elle s'appuie sur l'analyse en régime transitoire des profils d'humidité et de masse volumique sèche obtenus par spectrométrie gamma double-sources, couplée à des mesures de pression capillaire par tensiométrie. Les résultats présentés sont relatifs à une expérience d'infiltration verticale d'eau dans un matériau poreux compacté et gonflant librement. Le bon accord, entre les valeurs déterminées par l'approche lagrangienne, également mise en œuvre, et celles obtenues dans le cadre de la description eulérienne confirme la pertinence des hypothèses sous-tendant cette dernière. De plus, elle apparaît séduisante dans la mesure où elle peut constituer une modélisation générale des écoulements d'eau, incluant les milieux déformables et rigides.

Abstract

A method aimed at determining the hydraulic conductivity and capillary pressure of deformable porous media, as a function of its water content, is proposed. It uses the Eulerian description of the water and solid particles movements. It is based on the analysis of transient volumetric water content and dry bulk density profiles obtained by dual gamma ray technique coupled with measurements of capillary pressure by tensiometers. The results which are presented deal with experiments of vertical infiltration in swelling materials. Fair agreement between the values estimated through the Lagrangian approach which is also used and those obtained in the framework of the Eulerian description tends to demonstrate the validity of the assumptions made to establish the theory developed in the space coordinate at rest. This appears very attractive in the sense that it may be used as the general model of the water flow which includes both deformable and rigid systems.

* LTHE/IMG (UJF, INPG, CNRS, URA 1512), BP 53 X, 38041 Grenoble Cedex.

1. INTRODUCTION

Tous les matériaux lorsqu'ils sont soumis à une variation de leur état de contraintes, subissent une déformation plus ou moins significative. Pour les sols, en particulier, cette déformation, induite par des changements de contraintes de type mécanique ou hydraulique, est plus importante que pour beaucoup d'autres matériaux (bétons, roches, métaux, par exemple). De plus, elle évolue à des échelles de temps telles que le praticien, concepteur d'ouvrages (géomécanicien, agronome,...) n'est pas, souvent, en mesure de les prévoir.

Comme pour les milieux à matrice rigide, la connaissance des relations phénoménologiques : conductivité hydraulique — pression capillaire — teneur en eau, constitue un préalable indispensable à toute quantification par voie expérimentale et de modélisation, des écoulements dans les milieux susceptibles de se déformer (FREDLUND et MORGENSTERN, 1977 ; LLORET et ALONSO, 1980 ; ALONSO *et al.*, 1990). C'est notamment le cas lorsqu'il s'agit d'estimer le risque de pollution au voisinage des sites souterrains de stockage de déchets, d'étudier la réponse d'un talus aux cycles drainage — humidification, de prévoir la déformation d'un noyau de barrage lors de sa construction et lors de son fonctionnement.

On présente ici une méthode de détermination de ces relations fondée sur l'analyse, dans le cadre d'une description eulérienne des transferts d'eau et de particules solides, de mesures non destructives et simultanées des variations spatio-temporelles d'humidité et de masse volumique sèche, obtenues par la spectrométrie gamma double-sources couplée à des mesures de pression capillaire par la tensiométrie. La démarche proposée est appliquée à un essai d'infiltration dans un échantillon de sol remanié compacté en gonflement libre. A titre indicatif, les résultats sont comparés à ceux qui seraient obtenus par l'approche lagrangienne d'utilisation plus courante en science du sol.

2. DESCRIPTION EULÉRIENNE ET LAGRANGIENNE DES TRANSFERTS

2.1. Description eulérienne des transferts

Dans l'hypothèse où l'écoulement d'air dans le milieu poreux est instantané, les mouvements des phases liquide et solide, considérés monodirectionnels, sont modélisés, à l'échelle macroscopique, par les deux équations de continuité suivantes :

$$\partial \theta_w / \partial t = - \partial q_{w/o} / \partial z \quad (1a)$$

$$\partial \theta_s / \partial t = - \partial q_{s/o} / \partial z \quad (1b)$$

où θ_w et $\theta_s = \rho_d / \rho_s = (1 + e)^{-1}$ sont respectivement les teneurs volumiques en eau et en particules solides, e est l'indice de vides, ρ_d et ρ_s les masses volumiques du milieu sec et du solide ; $q_{w/o}$ et $q_{s/o}$ sont les flux volumiques des phases liquide et solide, définis par rapport à un référentiel fixe, celui de l'observateur (axe

vertical, Oz, orienté positivement vers le bas). Ils sont liés par la loi de composition des vitesses :

$$q_{w/o} = q_{w/s} + q_{s/o} \theta_w / \theta_s \quad (2)$$

où $q_{w/s}$ est le flux d'eau donné par la loi de Darcy exprimée par rapport à la phase solide :

$$q_{w/s} = - K_{w/s} \partial \Psi_w^r / \partial z \quad (3)$$

dans laquelle Ψ_w^r est le potentiel matriciel, exprimé en terme de hauteur de colonne de liquide, et $K_{w/s}$ la conductivité hydraulique que l'on cherche à déterminer. On notera que l'effet de la pesanteur est négligé dans l'équation (3).

Faisons les hypothèses suivantes :

a) Le flux de particules solides est décrit par une loi phénoménologique de transport, de type (YONG et WARKENTIN, 1975 ; NAKANO *et al.*, 1986) :

$$q_{s/o} = - K_{s/o} \partial \Psi_s^r / \partial z \quad (4a)$$

qui peut également s'écrire :

$$q_{s/o} = - D_{s/o} \partial \theta_s / \partial z \quad (4b)$$

avec : $D_{s/o} = K_{s/o} d\Psi_s^r / d\theta_s$

où Ψ_s^r est le potentiel dont le gradient est responsable du mouvement des particules ; $K_{s/o}$ et $D_{s/o}$ les équivalents, pour la phase solide, de la conductivité hydraulique et de la diffusivité capillaire pour la phase liquide.

b) Les potentiels Ψ_w^r et Ψ_s^r sont liés par :

$$\partial \Psi_s^r / \partial z = - \nu \partial \Psi_w^r / \partial z \quad (5)$$

avec : $0 \leq \nu \leq 1$

où ν est un paramètre empirique, égal à l'unité pour le milieu saturé (YONG, 1973).

Dans la description du flux de particules solides, Ψ_s^r représente le potentiel de pression interne de la phase solide, traduisant l'action et la réaction entre celle-ci et la phase liquide lors du développement de l'écoulement fluide (ANGULO, 1989). Il dépend de la teneur volumique en particules solides, θ_s (ou l'indice de vides, e , comme le supposent YONG et WARKENTIN (1975)). Ce potentiel correspond, par exemple, au potentiel de gonflement lorsque la contrainte appliquée au milieu est nulle ; si le sol est saturé : $\Psi_s^r = - \Psi_w^r$ (PHILIP, 1969 ; GROENEVELT et BOLT, 1972). Dans ce cas, Ψ_s^r a le même sens que la contrainte effective en génie civil, ou que la pression sur des solides compressibles en génie chimique (KIRBY et SMILES, 1988).

Sous ces hypothèses, on peut montrer que l'équation (2) devient :

$$q_{w/o} = - K_{w/o} \partial \Psi_w^r / \partial z = - D_{w/o} \partial \theta_w / \partial z \quad (6)$$

où $K_{w/o}$ et $D_{w/o}$, définis par :

$$K_{w/o} = K_{w/s} - K_{s/o} \nu \theta_w / \theta_s \quad (7a)$$

$$D_{w/o} = K_{w/o} d\Psi_w^r / d\theta_w \quad (7b)$$

sont des coefficients apparents de conductivité et de diffusivité de la phase liquide.

La définition des diffusivités $D_{s/o}$ (équation (4b)) et $D_{w/o}$ (équation (7b)) conduit à :

$$D_{s/o} / D_{w/o} = - (K_{s/o} / K_{w/o}) v \, d\theta_s / d\theta_w \quad (8)$$

et l'élimination de $K_{s/o} v$ entre les équations (7a) et (8) amène à :

$$K_{w/s} = K_{w/o} \{1 - (\theta_w / \theta_s) (D_{s/o} / D_{w/o}) d\theta_s / d\theta_w\} \quad (9)$$

L'introduction des équations (6) et (4b) dans (1a) et (1b) respectivement, conduit au système suivant :

$$\partial\theta_w / \partial t = \partial \{D_{w/o} \partial\theta_w / \partial z\} / \partial z \quad (10a)$$

$$\partial\theta_s / \partial t = \partial \{D_{s/o} \partial\theta_s / \partial z\} / \partial z \quad (10b)$$

qui, associé à des conditions initiales et aux limites spécifiques au problème considéré, décrit les mouvements simultanés de l'eau et des particules solides, par rapport au référentiel de l'observateur. On notera que ces deux équations, de type diffusion non linéaire, sont analogues à l'équation de Fokker-Plank couramment utilisée pour modéliser l'écoulement isotherme de l'eau dans un milieu poreux partiellement saturé, à matrice rigide (VAUCLIN et HAVERKAMP, 1985 a, b; TOUMA et VAUCLIN, 1986). Ainsi, les méthodes de résolution, quasi-analytiques ou numériques, seront les mêmes que le système soit déformable ou non.

2.2. Description lagrangienne des transferts

Il est d'usage beaucoup plus courant d'utiliser une description lagrangienne de l'écoulement de l'eau (PHILIP, 1969), dont le principe est brièvement rappelé ci-dessous, puisqu'elle est également mise en œuvre.

L'introduction d'un système de coordonnées matérielles, défini par :

$$dm / dz = (1 + e)^{-1} = \theta_s \quad (11)$$

et l'utilisation de l'indice d'humidité $v = (1 + e) \theta_w$ comme variable descriptive de l'état hydrique du milieu, conduit à décrire le transfert d'eau par l'équation de continuité suivante :

$$\partial v / \partial t = \partial \{D_m \partial v / \partial m\} / \partial m \quad (12)$$

où la diffusivité « matérielle », D_m , est définie (PHILIP, 1969) par l'expression :

$$D_m = K_{w/s} (1 + e)^{-1} d\Psi_w / dv \quad (13a)$$

qui, compte tenu de la définition de la variable v , peut s'écrire :

$$D_m = [K_{w/s} \theta_s^2 d\Psi_w / d\theta_w] [1 - (\theta_w / \theta_s)^{-1} d\theta_s / d\theta_w]^{-1} \quad (13b)$$

La relation (13b) montre qu'à partir des mêmes données de base que celles précédemment envisagées, la détermination de $K_{w/s}$ nécessite, de plus, la connaissance de D_m qui peut être obtenue par la résolution de l'équation (12). En effet, pour des conditions spécifiques, initiale (profil $v(z,0) = v_0$, uniforme) et aux limites (condition de Dirichlet, $v(0,t) = v_1$), imposées à l'une

des faces du milieu poreux, l'utilisation de la variable de Boltzmann (YONG et WARKENTIN, 1975), $\lambda_m = m t^{-1/2}$, conduit à transformer l'équation (12) en une équation différentielle ordinaire dont l'intégration sur le segment $[v_0, v]$ conduit à :

$$D_m = - (1/2) (d\lambda_m / dv) \int_{v_0}^v \lambda_m \, dv \quad (14)$$

On notera que ce mode de description du transfert d'eau, contrairement au précédent, ne nécessite évidemment aucune hypothèse sur la nature du transfert de la phase solide. Les valeurs de la conductivité hydraulique, $K_{w/s}$, ainsi obtenues (éq. (13b)), peuvent donc être utilisées comme références dans la comparaison avec celles prédites par l'équation (9); afin d'apprécier la pertinence des hypothèses (4a) et (5) de l'approche eulérienne.

3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

Une expérience d'infiltration a été réalisée dans un mélange de bentonite (20 % en masse) et de limon compacté dans une cellule en altuglass (diamètre intérieur : 6 cm, hauteur : 6 cm), et reposant sur une grille métallique. Pour ce sol on a : $w_p = 88 \%$, $w = 28 \%$ (IP = 60). La face supérieure de l'échantillon (hauteur initiale : 3 cm) a été soumise à une infiltration, par l'intermédiaire d'une plaque poreuse montée sur un piston en téflon, évidé, servant également de réservoir (fig. 1), le tout étant soumis à une charge hydraulique imposée par un vase de Mariotte. Le déplacement du piston est mesuré par un comparateur.

Au cours de l'infiltration, les évolutions spatio-temporelles de la teneur volumique en eau et de la masse

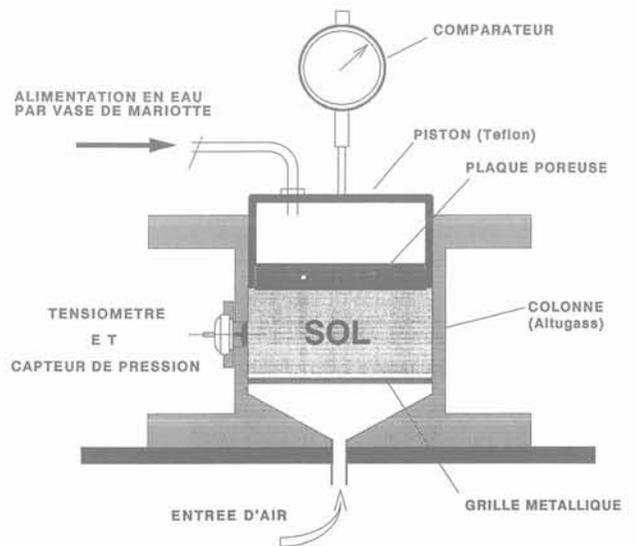


Fig. 1. — Cellule de gonflement et dispositif tensio-capteur.

Fig. 1. — Swelling cell and tensiometer probe.

volumique sèche sont obtenues au pas $\Delta z = 0,5 \text{ cm}$, par deux sources radioactives, ^{137}Cs et ^{241}Am , colinéaires, montées sur une plate-forme mobile, portant également le détecteur. La pression de l'eau dans le sol est mesurée par un tensiomètre pariétal implanté à 1,5 cm du bas de la cellule et connecté à un capteur de pression différentielle. L'ensemble du dispositif est piloté par micro-ordinateur, qui assure également l'acquisition des données brutes (taux de comptages, différences de potentiel électrique, impulsions du moteur) et les transforme en données physiques (teneur volumique en eau θ_w , masse volumique sèche ρ_d , pression tensiométrique τ_w , température du détecteur, position z de la plate-forme, temps t depuis le début de l'expérience). Le pas de temps d'acquisition des données a été fixé à 3 heures. La figure 2 présente une vue schématique de l'ensemble du dispositif expérimental développé.

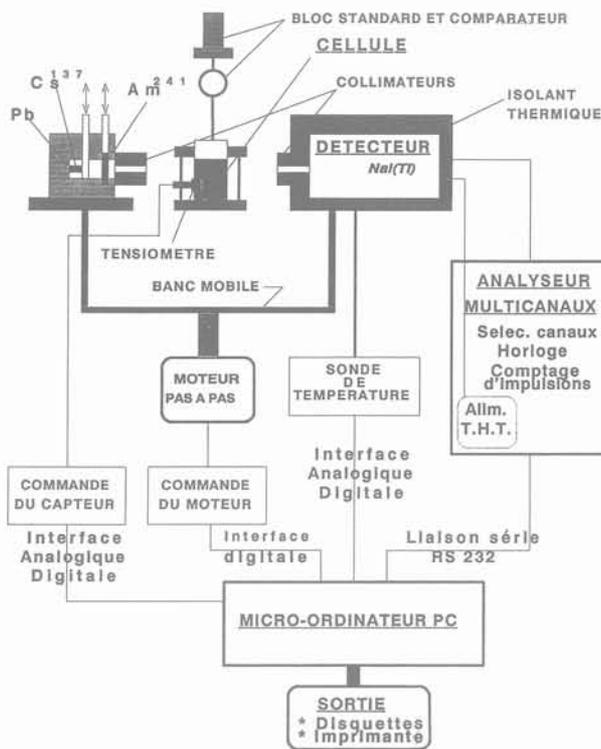


Fig. 2. — Schéma de montage du banc gamma double-sources.

Fig. 2. — A schematic view of the gamma double-ray system.

L'utilisation simultanée des deux sources, jointe à des mesures préalables de l'intensité des faisceaux, I_j , en l'absence de sol dans le porte-échantillon, conduit à deux relations du type :

$$I_j = I_{j0} \exp \{ - X (\rho_d \mu_{sj} + \rho_w \theta_w \mu_{wj}) \} \quad j = 1, 2 \quad (15a)$$

à deux inconnues ρ_d (masse volumique sèche) et θ_w (teneur volumique en eau). Dans cette expression, X est l'épaisseur du sol, μ_{sj} et μ_{wj} , les coefficients d'absorption massiques pour le solide et l'eau vis-à-vis des deux sources.

La détermination simultanée de ρ_d et θ_w est obtenue par la résolution du système d'équations linéaires (15a) intégrées sur t_c (temps de comptage). Soit :

$$\begin{bmatrix} \rho_d \\ \rho_w \theta_w \end{bmatrix} = (KX)^{-1} \begin{bmatrix} \mu_w^{Cs} - \mu_w^{Am} \\ - \mu_s^{Cs} \mu_s^{Am} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{Ln}(N_v/N)_{Am} \\ \text{Ln}(N_v/N)_{Cs} \end{bmatrix} \quad (15b)$$

où N_v et N sont les taux de comptage à travers le porte-échantillon vide et rempli de matériau, $K = (\mu_s^{Am} \mu_w^{Cs} - \mu_s^{Cs} \mu_w^{Am})$ le déterminant du système qui est différent de zéro pour les sources radioactives utilisées.

A titre d'exemple, la figure 3 donne : les profils hydriques (3a), les profils de masse volumique sèche (3b), mesurés à différents instants, depuis l'état initial : $\theta_w = 0,450 \pm 0,034 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, $\rho_d = 1,447 \pm 0,049 \text{ g}/\text{cm}^3$, ainsi que les profils de teneur volumique en particules solides (3c), calculés par $\theta_s(z,t) = \rho_d(z,t) / \rho_s$, où la masse volumique de la phase solide a été estimée à $\rho_s = 2,65 \text{ g}/\text{cm}^3$. Les barres horizontales correspondent à l'écart-type théorique maximum associé aux mesures de teneur volumique en eau et de la masse volumique sèche (ANGULO, 1989).

Aussi, à partir d'un profil hydrique initial uniforme, on observe clairement le développement progressif d'un front d'humidification à l'instar des milieux rigides, à l'exception de la surface dont la position évolue dans le temps. Au front d'infiltration, correspond un front de gonflement qui se propage également vers le bas de l'échantillon induisant un flux ascendant de particules solides.

4. CARACTÉRISATION HYDRODYNAMIQUE DU MILIEU

4.1. Courbe de gonflement du sol

Pour la détermination de la perméabilité de Darcy du matériau, selon les approches eulérienne (équation 9) et lagrangienne (équation 13), il est nécessaire de connaître la relation qui lie la variation de teneur en particules solides (ou de masse volumique sèche) à celle de la teneur volumique en eau : $\theta_s(\theta_w)$. C'est la courbe de gonflement-retrait pour le chemin de déformation suivi. La gammamétrie double-sources donne un accès direct à cette relation. En effet, pour l'essai d'infiltration considéré, elle a été obtenue par la mise en corrélation entre les valeurs θ_w et $\theta_s = \rho_d / \rho_s$. Pour chaque cote de mesure, il est donc possible d'établir une telle relation (fig. 4a).

La figure 4b reprend les données de la figure 4a pour représenter, de façon plus classique, la courbe de gonflement en termes de volume spécifique ($v_s = 1/\rho_d$), en fonction de l'humidité pondérale (w %). Pour l'essai considéré, elle met en évidence les phases de gonflement normal et résiduel (McGARRY et MALAFANT, 1987 ; BRAUDEAU, 1988a, b). La présence de bentonite dans le mélange induit un domaine de gonflement normal étendu dont la position proche de la droite théorique à deux phases indique une phase air quasiment négligeable.

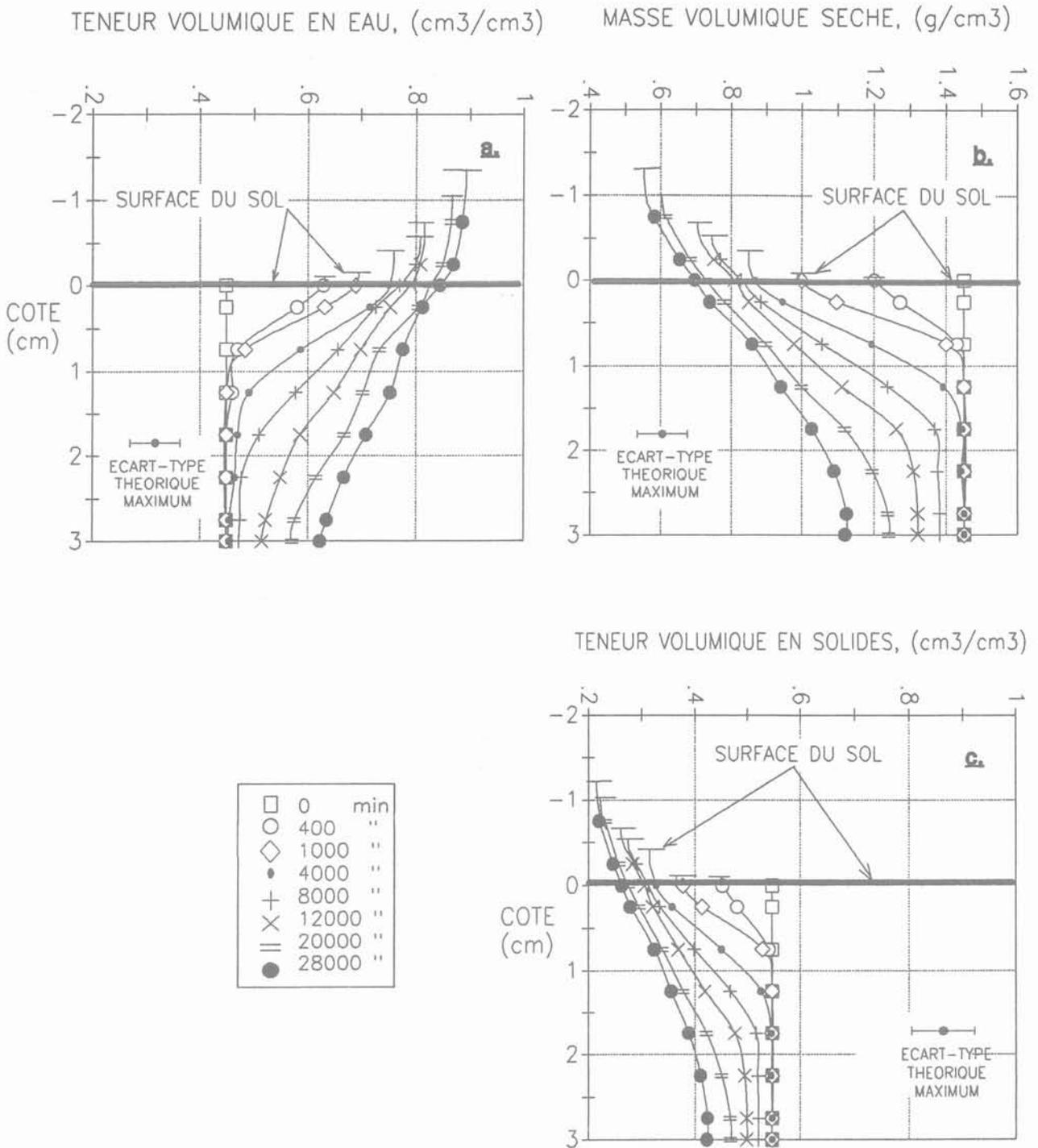


Fig. 3. — Evolution des profils hydriques (a), de masse volumique sèche (b), et de teneur volumique en particules solides (c).
 Fig. 3. — Volumetric water content (a), bulk density (b) and volumetric solid particles content (c), profiles.

4.2. Courbe de rétention d'eau en infiltration

Les mesures de teneur volumique en eau, effectuées à la cote d'implantation du tensiomètre ($z = 1,5$ cm), et les lectures tensiométriques, $\tau_w(z, t)$, ainsi que la courbe de gonflement du milieu ($\theta_s(\theta_w)$ ou $v_s(w)$,

permettent d'obtenir la relation entre le potentiel matriciel de l'eau dans le sol et la teneur volumique en eau : $\Psi_w(\theta_w)$. Sous l'hypothèse de mise à la pression atmosphérique de l'air du sol, le tensiomètre mesure la somme du potentiel matriciel Ψ_w et potentiel de pression (SPOSITO, 1981). Ce dernier dépend du chemin de déformation suivi par le milieu, représenté ici par la courbe de gonflement.

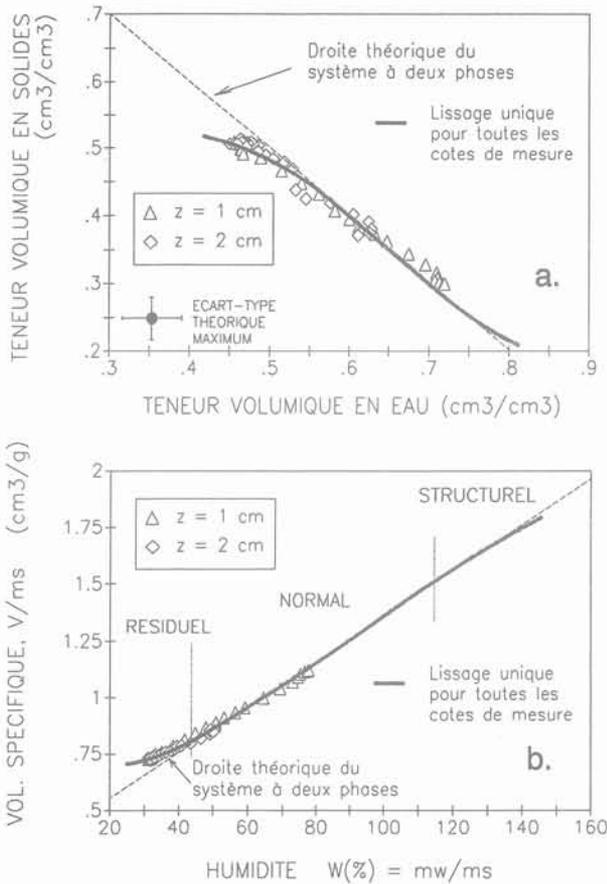


Fig. 4. — Courbe de gonflement : relation entre θ_s et θ_w (a), et relation entre $v_s = 1/\rho_d$ et w (b).
 Fig. 4. — Swelling curve, relationships : between θ_w and θ_s (a), and between $v_s = 1/\rho_w$ and w (b).

Le potentiel matriciel, exprimé en termes de hauteur de colonne de liquide est donné par la relation :

$$\Psi_w = \tau_w / (\rho_w g) - \int_{z_0}^{z^t} \rho \bar{V}_w dz \quad (16)$$

L'intégrale représente la correction à apporter aux lectures tensiométriques due au gonflement, dans laquelle $\rho = \rho_d + \rho_w \theta_w$ est la masse volumique du sol surmontant le tensiomètre. \bar{V}_w est la pente de la courbe de gonflement (fig. 4b) et z_0 (t) désigne la cote de la surface du sol au temps t.

Compte tenu des valeurs relatives à l'essai considéré (\bar{V}_w voisin de $1 \text{ cm}^3/\text{g}$, ρ_d variant de $1,45$ à $0,8 \text{ g}/\text{cm}^3$), ce terme de correction (vue la faible épaisseur de l'échantillon) varie de $1,8$ à $2,5 \text{ cm}$ d'eau. Bien que faible ici, on notera que pour un sol soumis à contrainte (par exemple : essai œdométrique sur sol partiellement saturé), ou pour une mesure tensiométrique in situ, en profondeur, elle peut s'avérer très importante. Par exemple, si la masse volumique moyenne d'un sol gonflant, sur 1 m de profondeur, vaut $1,8 \text{ g}/\text{cm}^3$, et que $\bar{V}_w = 1 \text{ cm}^3/\text{g}$, le terme correctif vaudra : 180 cm d'eau !

La figure 5 présente, pour l'essai considéré la relation $\Psi_w(\theta_w)$ qui traduit le pouvoir d'adsorption d'eau du milieu par capillarité.

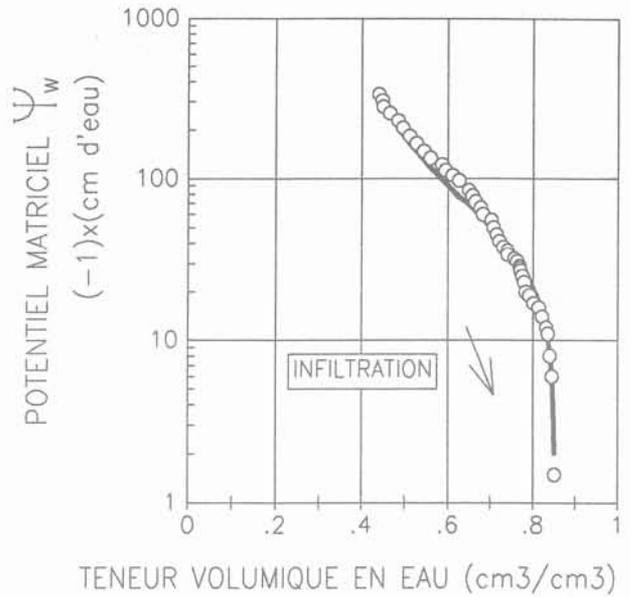


Fig. 5. — Courbe de rétention d'eau dans le sol corrigée par effet du gonflement, en fonction de la teneur volumique en eau.
 Fig. 5. — Water retention curve of the soil as a function of the volumetric water content, corrected for the swell effect.

4.3. Conductivité hydraulique de Darcy

La relation (9) permet le calcul de la conductivité hydraulique, au sens de Darcy, $K_{w/s}$, dès lors que la courbe de gonflement-retrait (fig. 4) et les paramètres apparents $D_{w/o}$, $D_{s/o}$, et $K_{w/o}$ sont connus. Compte tenu des conditions initiales et aux limites du problème, l'intégration des équations (10) conduit à l'estimation des flux unitaires apparents d'eau et de particules solides (équations 4b et 6) et aux coefficients apparents de diffusivité (fig. 6). Ces derniers sont relatifs au référentiel de mesure et dépendent également du chemin de déformation du milieu. La conductivité apparente est calculée à partir de l'équation (7b), de la relation $D_{w/o}(\theta_w)$ (fig. 6a) et de la courbe de rétention $\Psi_w(\theta_w)$ (fig. 5).

La figure 7 donne la relation entre $K_{w/s}/K_{w/o}$, calculée par l'équation (9), et la teneur volumique en eau. On constate que le rapport « Conductivité Darcy/Conductivité Apparente » varie entre $1,5$ et 3 , environ, dans la gamme des teneurs en eau mesurées. Il apparaît donc qu'une erreur du simple au triple peut être commise dans l'estimation de la perméabilité, au sens de Darcy, d'un milieu déformable lorsque l'effet de la déformation de la matrice poreuse n'est pas pris en compte. La figure 8 présente les valeurs de $K_{w/s}$ calculées dans la gamme de teneur volumique en eau explorée et pour le chemin de déformation suivi. Elle présente également les valeurs des conductivités obtenues par l'approche lagrangienne (équation 13b) dans laquelle la diffusivité matérielle D_m (équation 14 et fig. 9a) et la transformée de Boltzmann λ_m (fig. 9b) sont calculées à partir des données de la figure 3 et de la définition de la coordonnée matérielle (équation 11).

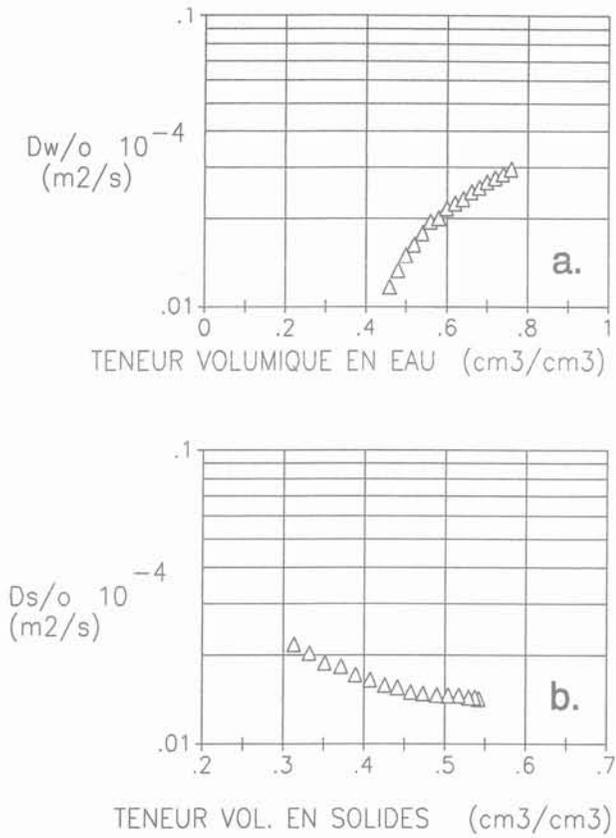


Fig. 6. — Diffusivité apparente de l'eau (a) et de la phase solide (b) en fonction de la teneur volumique en eau.
 Fig. 6. — Apparent diffusivity of water (a) and solid (b) phases as a fonction of volumetric water and solids contents.

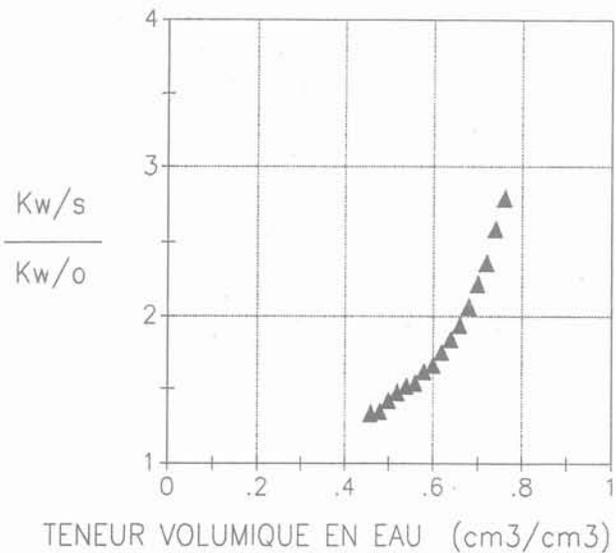


Fig. 7. — Evolution du rapport conductivité de Darcy/Conductivité apparente, avec la teneur volumique en eau.
 Fig. 7. — Evolution of the ratio Darcy Conductivity/Apparent conductivity as a fonction of volumetric water content.

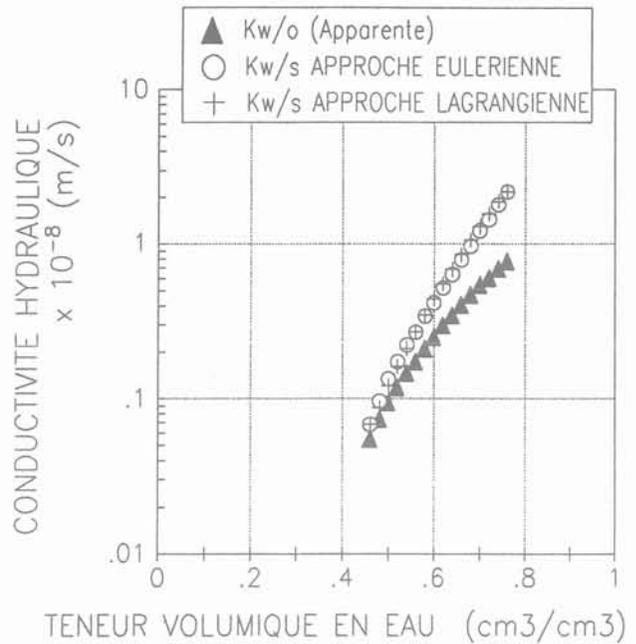


Fig. 8. — Conductivité hydraulique apparente et de Darcy en fonction de la teneur volumique en eau. Comparaison des approches eulérienne et lagrangienne.
 Fig. 8. — Hydraulic apparent conductivity and Darcy conductivity as a fonction of volumetric water content. Comparaison between Eulerian and Lagrangian approaches.

5. CONCLUSION

L'utilisation d'une métrologie non destructive fondée sur la spectrométrie gamma double-sources et la tensiométrie, couplée à une description eulérienne des transferts, a permis de déterminer, pour un milieu poreux, compacté, partiellement saturé et déformable, les relations conductivité hydraulique - pression capillaire - teneur en eau d'une part, la courbe de gonflement d'autre part, préalable indispensable à toute modélisation du comportement hydromécanique. L'approche eulérienne semble particulièrement pertinente dans la mesure où elle fournit un cadre général d'étude des transferts d'eau dans un milieu poreux partiellement saturé qu'il soit déformable ou rigide.

Remerciements

La spectrométrie gamma double-sources a été développée et mise au point, grâce à un support financier fourni, pour partie, par le GRECO « Rhéologie des Géomatériaux », groupe Sols Non Saturés.

NOTATIONS

Concernant la caractérisation du milieu

- D_m : Diffusivité matérielle [L²T⁻¹]
- $D_{w/o}$ $D_{s/o}$: Diffusivité apparente (par rapport à l'observateur) [L²T⁻¹]
- e : Indice des vides

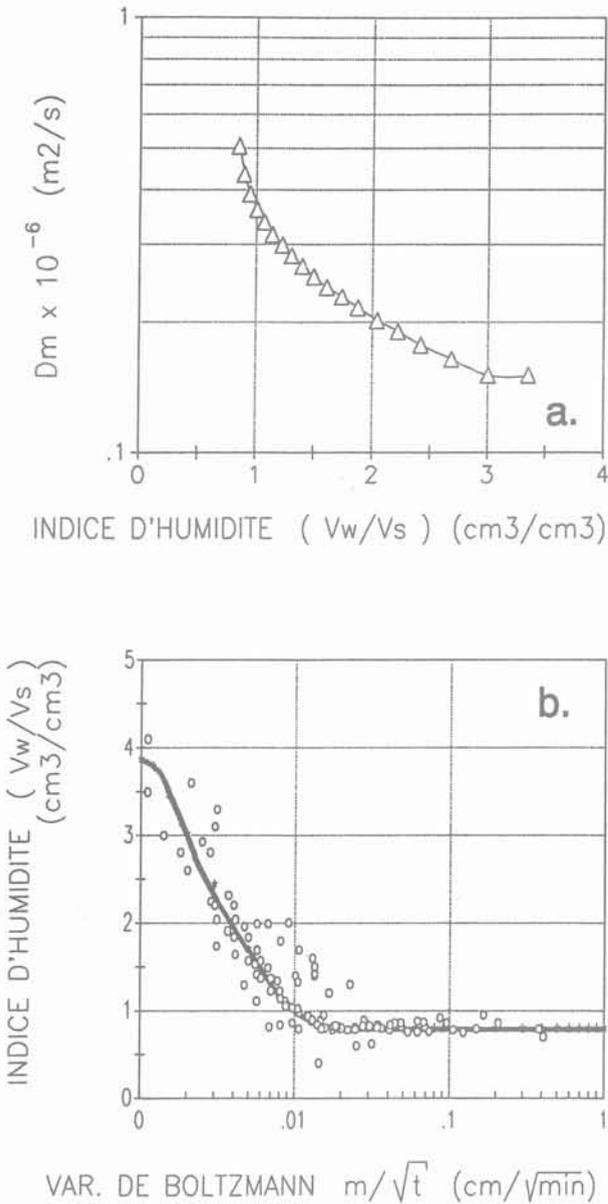


Fig. 9. — Diffusivité matérielle en fonction de l'indice d'humidité (a), profil type indice d'humidité-variable de Boltzmann (b).

Fig. 9. — Material diffusivity as a fonction of humidity ratio (a), relationship between humidity ratio and Boltzmann variable (b).

- g : Accélération de la pesanteur [LT⁻²]
- IP : Indice de plasticité
- K_{w/s} : Conductivité hydraulique au sens de Darcy (par rapport à la phase solide) [LT⁻¹]
- K_{w/o} K_{s/o} : Conductivité hydraulique apparente (par rapport à l'observateur) [LT⁻¹]
- w_L : Limite de liquidité
- w_p : Limite de plasticité
- LR : Limite de retrait
- m : Coordonnée matérielle (phase solide) [L]
- q_{s/o} q_{s/s} : Flux volumique, par unité de surface, de la phase α apparent et relatif à la phase solide [LT⁻¹]

- \bar{V}_w : Pente de la courbe de retrait-gonflement [L²T⁻²]
- w : Humidité pondérale
- θ_x : Teneur volumique en phase α
- υ : Indice d'humidité
- v_s : Volume spécifique des solides [M⁻¹L³]
- v : Paramètre de liaison entre les gradients de potentiel des phases solide et liquide
- ρ_α : Masse volumique de la phase α [ML⁻³]
- ρ_d : Masse volumique sèche [ML⁻³]
- Ψ_{s,w} : Potentiels des phases solide et liquide [ML⁻¹T⁻²]
- λ_m : Variable de Boltzmann matérielle [LT^{-1/2}]
- τ_w : Lecture tensiométrique [ML⁻¹T⁻²]

Concernant la spectrométrie gamma double-sources

- I, I_v : Intensité de comptage [photons T⁻¹]
- K : Déterminant du système d'équations d'absorption du rayonnement gamma double-sources [M⁻¹L⁴]
- N, N_v : Taux de comptage à travers le sol et le vide [n° photons]
- t_c : Temps de comptage [T]
- X : Epaisseur d'échantillon [L]
- μ_s, μ_w : Coefficient d'absorption massique : du sol et de l'eau [M⁻¹L⁴]

BIBLIOGRAPHIE

ALONSO E.E., GENS A., JOSA A. (1990), *A constitutive model for partially saturated soils*. Geotechnique, 40 (3), pp. 405-430.

ANGULO R. (1989), *Caractérisation hydrodynamique de sols déformables partiellement saturés. Etude expérimentale à l'aide de la spectrométrie gamma double-sources*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble (14 décembre 1989).

BRAUDEAU E. (1988), *Equation généralisée des courbes de retrait d'échantillons de sol structurés*. C. R. Acad. Sci., Paris, 307, Série II, pp. 1731-1734.

BRAUDEAU E. (1988), *Essai de caractérisation quantitative de l'état structural d'un sol basé sur l'étude de la courbe de retrait*. C. R. Acad. Sci. Paris, 307, Série II, pp. 1933-1936.

FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. (1977), *Stress state variables for unsaturated soils*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, GT 5, pp. 447-465.

LLORET A., ALONSO E.E. (1980), *Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behavior*. Géotechnique, 30 (4), pp. 449-447.

KIRBY J.M., SMILES D.E. (1988), *Hydraulic conductivity of aqueous bentonite suspensions*. Aust. J. of Soils Res., 26, pp. 561-574.

GROENEVELT P.H., BOLT G.H. (1972), *Water retention in soil*. Soil Sci., 113 (4), pp. 238-245.

- McGARRY D., MALAFANT K.W.J. (1987), *The analysis of volume change in unconfined units of soil*. Soil Sci. Soc. Am. J., 51, pp. 290-297.
- NAKANO M., AMEMIYA Y., FUJII K. (1986), *Saturated and unsaturated hydraulic conductivity of swelling soils*. Soil Sci., 141 (1), pp. 1-6.
- TOUMA J., VAUCLIN M. (1986), *Experimental and Numerical Analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil*. Transport in Porous Media, 1, pp. 27-55.
- VAUCLIN M., HAVERKAMP R. (1985a), *Solutions quasi-analytiques de l'équation d'absorption de l'eau par les sols non saturés. I: Analyse critique*. Agronomie, 5 (7), pp. 597-606.
- VAUCLIN M., HAVERKAMP R. (1985b), *Solutions quasi-analytiques de l'équation d'absorption de l'eau par les sols non saturés. II: Problème inverse: détermination de la diffusivité capillaire*. Agronomie, 5 (7), pp. 607-611.
- PHILIP J.R. (1969), *Hydrostatics and hydrodynamics in swelling soils*. Water Resour. Res., 5 (5), pp. 1070-1077.
- SPOSITO G. (1981), *The thermodynamics of soils solutions*. Ed. Oxford Clarendon Press.
- YONG R.N. (1973), *On the physics of unsaturated flow in expansive soils*. Proc. 3rd. Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, 2, pp. 1-9.
- YONG R.N., WARKENTIN B.P. (1975), *Soil properties and behavior*. Ed. Elsevier Sci. Pub. Co., Amsterdam, 449 p.

Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative

Behavior of remolded Jossigny loam under negative pore pressure

J.-M. FLEUREAU

Chef de Travaux, Ecole centrale de Paris *

INDARTO

Chercheur, Ecole centrale de Paris *

Rev. Franç. Géotech., n° 62, pp. 59-66 (janvier 1993)

Résumé

L'étude expérimentale du comportement du limon de Jossigny ($w_L = 37$; $I_p = 19$) sur différents chemins à pression interstitielle imposée (drainage-humidification, chemins triaxiaux normalement consolidés ou surconsolidés) montre que la logique des sols saturés et la notion classique de contrainte effective de Terzaghi restent valables tant que l'eau est la phase continue, c'est-à-dire, en première approximation, pour des teneurs en eau supérieures à la limite de retrait.

Abstract

The experimental study of the behavior of Jossigny loam ($w_L = 37$; $I_p = 19$) on several pressure-controlled paths (drying-wetting, normally consolidated and overconsolidated triaxial paths) shows that the logic of saturated soils and the usual concept of Terzaghi's effective stress remain valid as long as water is the continuous phase, i.e. approximately for water contents larger than the shrinkage limit.

* Laboratoire de Mécanique des sols, structures et matériaux, CNRS URA 850 et GRECO 90 « Géomatériaux », Grande Voie des vignes, 92295 Chatenay-Malabry.

1. INTRODUCTION

Le limon de Jossigny a été choisi, dans le cadre du groupe « sols non saturés » du GRECO Géomatériaux, comme matériau de référence pour comprendre et modéliser le comportement des sols à pression négative, compte tenu de l'important travail de caractérisation physique et mécanique déjà réalisé par les laboratoires des Ponts et Chaussées sur le site. En outre, un grand nombre d'essais ont été effectués par le CERMES de l'ENPC sur le sol compacté à l'Optimum Proctor Normal (DELAGE *et al.* 1987). Il nous a paru intéressant de compléter ces travaux en étudiant le comportement du sol, initialement saturé, sur des chemins de drainage et d'humidification.

Dans le domaine étudié (jusqu'à 800 kPa de pression négative), le sol ne se désature que relativement peu. On retrouve assez fréquemment ce type de comportement dans la pratique, dans les régions tempérées et notamment en France, où les conditions climatiques entraînent rarement une désaturation du sol au-delà des premiers centimètres. Dans ce cadre, l'étude entreprise avait pour but de comparer les comportements du sol à pression positive et négative, tant du point de vue des variations de volume que de la résistance, et d'examiner si la notion de contrainte effective de Terzaghi restait toujours valable dans ce domaine.

2. MATÉRIAU ET MÉTHODES DE MESURE

Le matériau étudié est le limon prélevé sur le site de Jossigny, à l'est de Paris. Il s'agit en fait d'une argile peu plastique (classée Ap). Ses principales caractéristiques sont indiquées dans le tableau 1.

La courbe de drainage-humidification a été déterminée en utilisant les techniques classiques d'imposition de la pression interstitielle négative et en mesurant les caractéristiques — volume, teneur en eau — des échantillons à l'équilibre (BIAREZ *et al.* 1988). Quelle que soit la méthode employée (plaques tensiométriques, surpression d'air, osmose, solutions salines, etc.), les résultats peuvent toujours être exprimés en fonction d'une pression négative d'eau équivalente $-u_w$, ou de son logarithme, le pF ($pF = \log(-u_w)$, u_w en cm de colonne d'eau).

Les essais triaxiaux à pression négative imposée ont été faits dans une cellule triaxiale modifiée (INDARTO, 1991), dans laquelle une membrane cellulosique semi-perméable est placée à la base de l'échantillon. On impose à celui-ci une pression interstitielle d'eau nulle.

L'échantillon ($H = 35$ mm, $D = 35$ mm), sans membrane imperméable, est soumis par ailleurs sur ses faces latérales à une pression d'air u_a , qui joue le rôle d'une pression de confinement et permet en même temps d'imposer à l'intérieur de l'échantillon, la différence de pression $u_a - u_w$ qui conditionne l'équilibre hydrique du matériau. Les conditions de ces essais drainés peuvent se résumer à :

$$\sigma_3 = u_a; u_w = 0; u_a - u_w = u_a.$$

Pendant l'écrasement, effectué à une vitesse de $2,5 \mu\text{m}/\text{min}$ ($0,008 \%/ \text{min}$), on mesure la force d'écrasement, le déplacement vertical et les variations de périmètre de l'échantillon.

L'essai de drainage a été effectué sur des échantillons préparés sous forme de pâte à une teneur en eau égale à une fois et demi la limite de liquidité du matériau. La pâte, séchée à l'air, a été progressivement réhumidifiée sur le chemin d'humidification. Pour les essais triaxiaux, la pâte a été initialement consolidée dans les conditions œdométriques sous une contrainte d'environ 100 kPa, toujours à l'état saturé. Dans le cas des essais consolidés non drainés saturés, les échantillons ont été soumis ensuite à une consolidation isotrope. Pour les essais à pression négative imposée, deux séries d'échantillons ont été préparées après consolidation :

— les premiers (« normalement consolidés ») ont été drainés par application de la pression d'air jusqu'à la valeur de $u_a - u_w$ choisie, puis écrasés dans ces conditions ;

— les seconds (« surconsolidés ») ont d'abord été drainés jusqu'à une pression d'air de 800 kPa, puis réhumidifiés par abaissement de la pression $u_a - u_w$ jusqu'à la valeur choisie pour l'essai. Le rapport de surconsolidation hydrique (OCR) est le rapport de la pression négative maximale à la pression négative actuelle.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1. Comportement du sol sur chemin de drainage-humidification à contrainte nulle

Les résultats de l'essai de drainage-humidification sont représentés sur la figure 1, où l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau sont tracés en fonction de la pression négative d'eau $-u_w$ ou du pF dans la partie droite de la figure, et en fonction de la teneur en eau dans la partie gauche. Il s'agit là d'une représentation globale de l'état du sol permettant de bien

Tableau 1. — Caractéristiques du limon de Jossigny

Granulométrie			Plasticité			Compactage		Densité grains
% < 80 μm	% < 2 μm	D_{50}	W_L	W_P	I_P	W_{OPN}	γ_{dOPN}/γ_w	γ_s/γ_w
80	28	20 μm	37	16-19	18-21	15,5	1,75	2,74

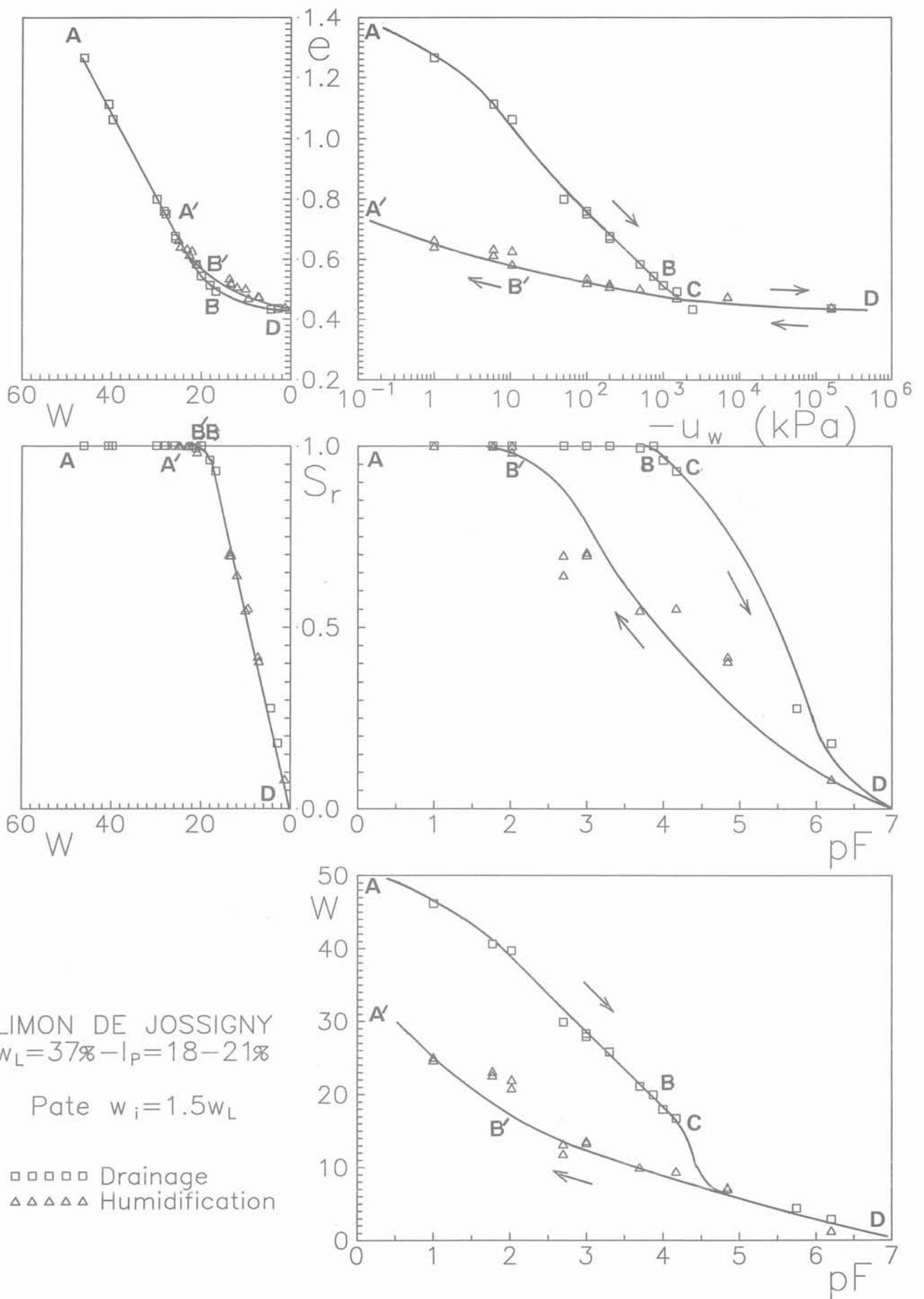


Fig. 1 — Essai de drainage-humidification sur le limon de Jossigny initialement saturé ($w_i = 1.5 w_L$).
 Fig. 1 — Drying-wetting test on Jossigny loam, initially saturated ($w_i = 1.5 w_L$).

suivre l'évolution simultanée des différents paramètres. On retrouve les différentes phases de comportement déjà observées sur de nombreux matériaux argileux (BIAREZ *et al.* 1988, 1989 ; FLEUREAU *et al.* 1990) :

— du point initial (A) au point d'entrée d'air (B), le matériau reste saturé, son comportement est identique à celui d'un sol saturé normalement consolidé soumis à une contrainte isotrope (fig. 2). Dans ce domaine, le concept de contrainte effective de Terzaghi reste applicable. Il faut noter la valeur élevée de la pression de désaturation (-800 kPa) pour ce « limon » ;

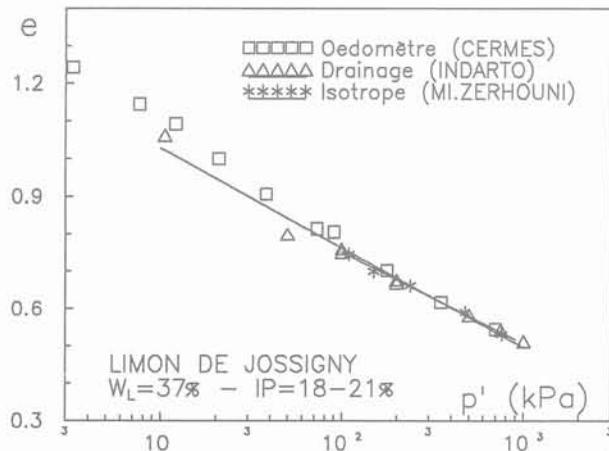


Fig. 2. — Comparaison du chemin de drainage et des chemins de compression isotrope et œdométrique (normalement consolidés) dans le domaine saturé.

Fig. 2 — Comparison between drying and (normally consolidated) isotropic or œdometric compression paths, in the saturated range.

— à partir du point B, le sol se désature rapidement jusqu'à ce que la phase « eau » devienne discontinue (point C). L'eau forme alors des ponts capillaires aux points de contact entre particules, avec de très fortes pressions négatives à l'intérieur des ménisques. Dans ces conditions, les contraintes exercées par l'eau sur les particules sont normales aux plans de contact et ne peuvent entraîner de réorganisation du matériau. On constate, en effet, qu'à partir du point C, l'indice des vides reste constant. La teneur en eau correspondante a le sens d'une limite de retrait ;

— entre les points C et D, le drainage se poursuit dans un sol pratiquement rigide. Dans ce domaine, la perméabilité au sens de Darcy est globalement nulle, les échanges s'effectuant essentiellement en phase vapeur par diffusion. Il faut noter que, bien que l'augmentation de pression négative n'ait pas d'influence sur les variations de volume dans ce domaine, elle n'en continue pas moins à accroître les forces de contact entre grains et à rigidifier le sol.

On retrouve essentiellement les mêmes phases lors de l'humidification :

— de D à C', un remplissage des pores du milieu rigide. L'hystérésis des degrés de saturation entre drainage et humidification est due essentiellement à la topologie du milieu poreux (effet *ink bottle*) et, accessoirement, à l'hystérésis des angles de contact ;

— entre C' et B', le sol se resature avec de faibles variations de volume ;

— enfin, entre B' (point de resaturation) et A' (point final), on retrouve le comportement classique d'un sol saturé surconsolidé. Comme au drainage, on peut montrer que, lorsque le degré de saturation est supérieur à 0,9, la pression négative est équivalente à une contrainte isotrope (fig. 3).

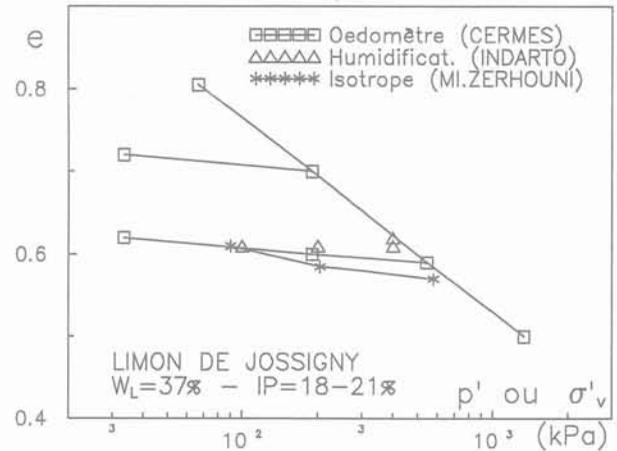


Fig. 3 — Comparaison du chemin d'humidification et du chemin de décompression isotrope (surconsolidé) dans le domaine saturé.

Fig. 3 — Comparison between wetting and (overconsolidated) isotropic or œdometric decompression paths, in the saturated range.

3.2. Comportement du sol saturé sur chemin triaxial NCU

Trois essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons saturés normalement consolidés isotropiquement à des contraintes effectives de 100, 200 et 400 kPa (avec contrepression de 200 kPa), puis écrasés en conditions non drainées avec mesure de u_w . Les courbes tracées en contraintes effectives (fig. 4) présentent l'allure habituelle de ce type d'essais et l'on peut définir le critère de rupture dans le plan $[p'; q']$, avec une cohésion nulle et une pente $M = 1,3$. Cette valeur est en accord avec l'angle de frottement interne de 31° mesuré par MESTAT en 1990 au LCPC lors d'une campagne d'essais effectuée sur ce matériau.

Dans le plan $[p'; e]$, les points initiaux des essais apparaissent légèrement décalés par rapport à la courbe de consolidation isotrope, surtout en ce qui concerne l'essai à 100 kPa. Pour cet essai, on peut supposer que la contrainte isotrope est trop peu différente de la contrainte œdométrique initiale de consolidation et que l'échantillon n'est pas vraiment dans un état normalement consolidé. Néanmoins, les points finaux des trois essais permettent de définir la ligne de plasticité parfaite, parallèle à la droite de consolidation isotrope dans le plan $[\log(p'); e]$.

3.3. Comportement du sol sur chemin triaxial à pression négative

Les conditions initiale et finale de ces deux séries d'essais sont indiquées dans le tableau 2.

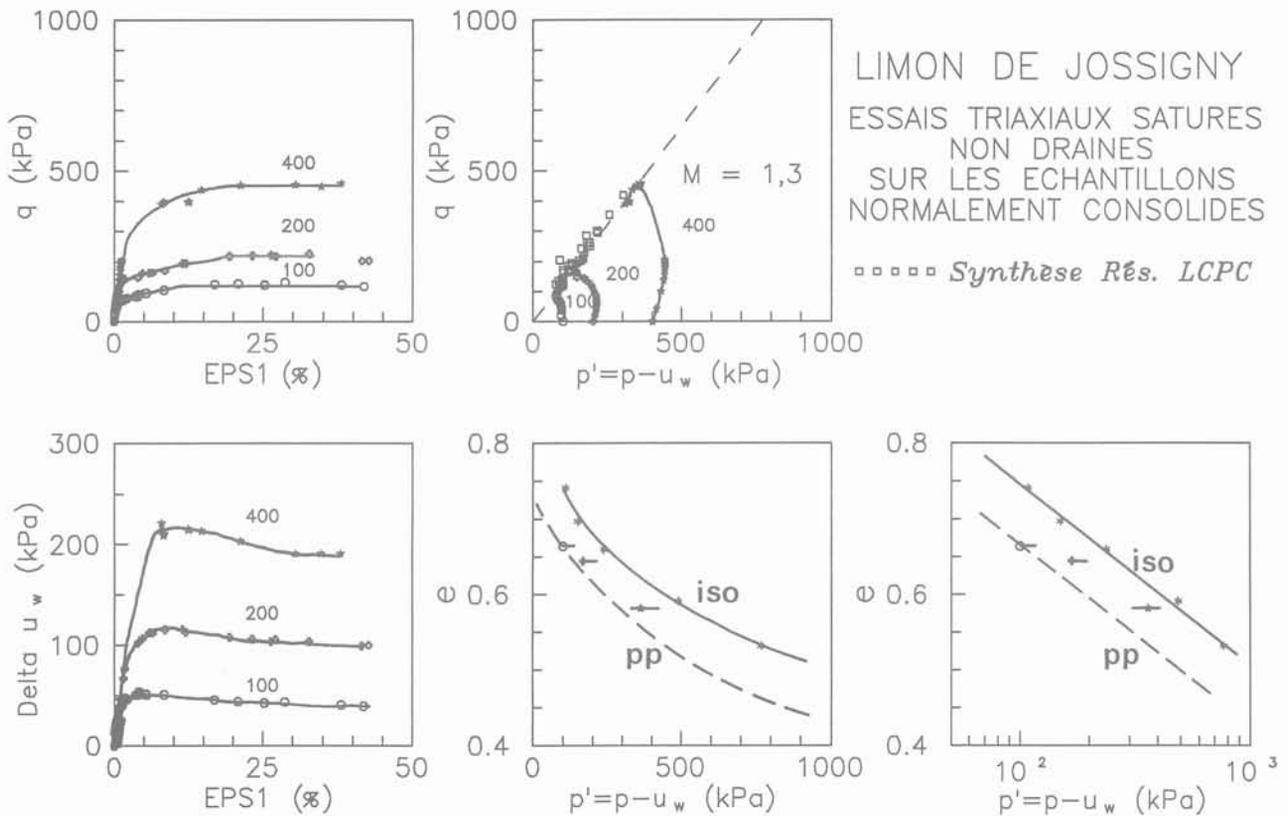


Fig. 4 — Chemin triaxial consolidé non drainé sur le sol saturé à différentes contraintes isotropes initiales.
 Fig. 4 — Consolidated undrained triaxial path on saturated soil at several initial isotropic stresses.

Tableau 2. — Conditions initiale et finale des essais triaxiaux à pression négative imposée.

Essai	W _i	S _{ri}	W _f	S _{rf}	P' _o	OCR
NC 100	25,1	1	18,1	1	100	1
NC 200	25,0	1	19,8	1	200	1
NC 400	27,0	1	22,0	1	400	1
NC 800	19,9	0,97	14,5	0,77	800	1
SC 100	19,4	0,98	18,4	0,97	100	8
SC 200	19,0	0,96	19,1	0,97	200	4
SC 400	20,0	1	20,9	0,97	400	2

Dans le cas des essais normalement consolidés, les échantillons drainés à 100, 200 et 400 kPa restent saturés, tandis que l'échantillon drainé à 800 kPa se désature légèrement au drainage, puis nettement au cours de l'écrasement. C'est en effet autour de cette valeur de 800 kPa que se situe la pression de désaturation du limon (cf. 3.1). Les résultats des essais NC sont représentés sur la figure 5. Les essais sont drainés (pression d'eau imposée), et on retrouve l'allure des courbes contraintes-déformations ainsi que le comportement contractant d'un sol normalement consolidé. Dans le plan [p' ; q], où p' représente la pression moyenne effective, définie par :

$$p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 - u_w = (\sigma_1 + 2u_o)/3$$

les chemins se terminent sur le même critère de plasticité parfaite que les essais saturés, à l'exception de

l'essai NC 800 qui casse rapidement. Le comportement de ce dernier échantillon est typique des matériaux non saturés dans lesquels une rupture prématurée empêche le plus souvent d'atteindre la plasticité parfaite. La non-saturation du sol se traduit en général par un comportement fragile dont on peut essayer de rendre compte par une approche semi-empirique telle que celles proposées par ESCARIO et SAEZ (1986) ou FREDLUND et al. (1987). En fait, on détermine alors une ligne de rupture et non pas un critère de plasticité parfaite.

Dans le plan [p' ; e], les points initiaux des essais se situent assez bien sur la courbe de drainage, à l'exception de l'essai NC 400 qui apparaît nettement moins dense. Les points finals des trois premiers essais se placent cependant correctement sur la courbe de plasticité parfaite définie par les essais saturés. Une certaine dispersion des résultats apparaît inévitable, quant aux mesures de variations de volume qui sont très délicates à effectuer. Notons que les mesures faites sous contrainte à l'intérieur de la cellule ont été contrôlées par des mesures très précises faites à l'extérieur avant la mise en place des échantillons et après la fin des essais.

Les résultats relatifs aux échantillons surconsolidés sont représentés sur la figure 6. Les courbes contraintes-déformations présentent un pic qui correspond, dans le plan [ε₁ ; e], au comportement habituel, d'abord contractant puis dilatant, des sols surconsolidés. Dans le plan [p' ; q], on constate que, pour l'échantillon fortement surconsolidé (SC 100 : OCR = 8), le chemin passe par un maximum situé au-dessus de la droite de

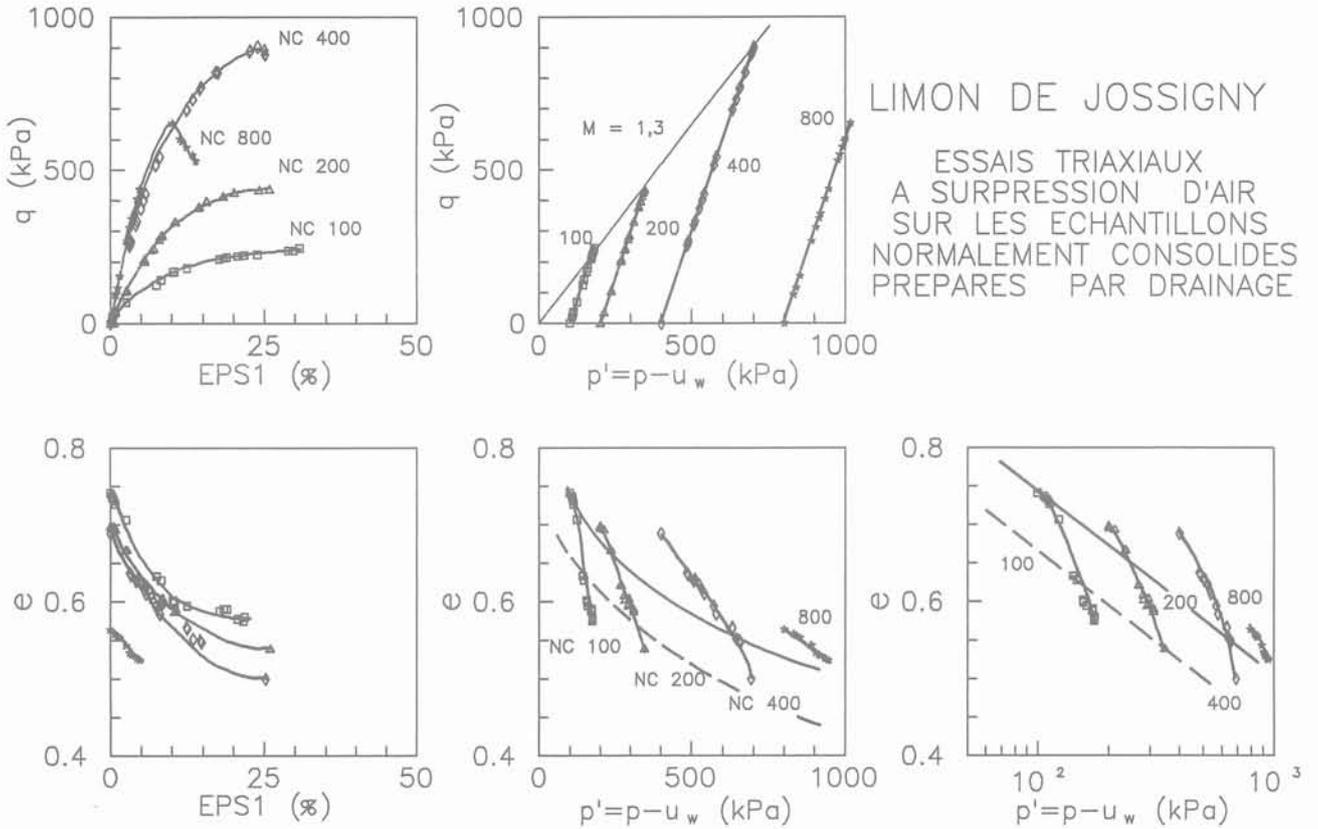


Fig. 5 — Chemin triaxial à pression négative imposée sur le limon de Jossigny normalement consolidé par drainage.
 Fig. 5 — Triaxial path on Jossigny loam, normally consolidated by drying, for several controlled negative pressures.

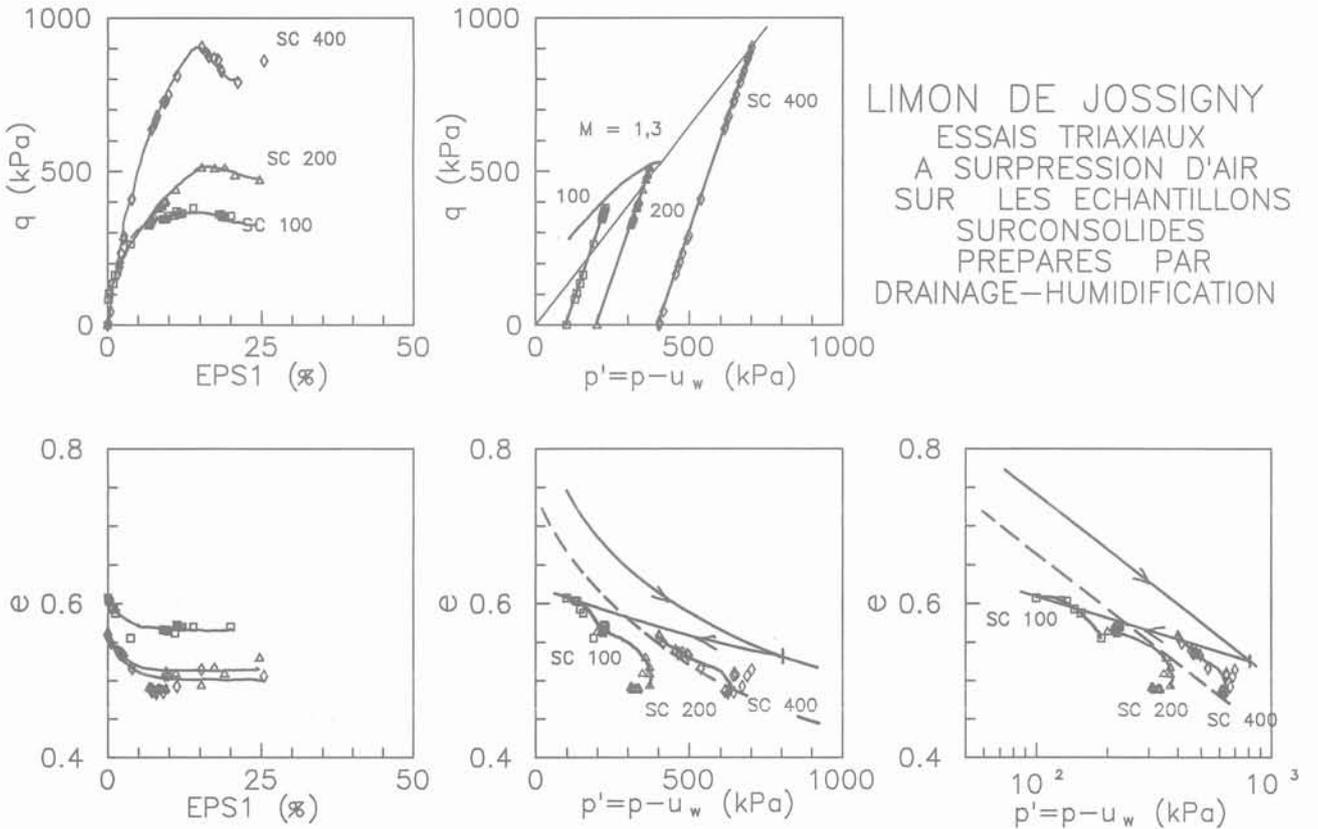


Fig. 6 — Chemin triaxial à pression négative imposée sur le limon de Jossigny surconsolidé par drainage-humidification, à différentes pressions négatives.
 Fig. 6 — Triaxial path on Jossigny loam, overconsolidated by drying and wetting, for several controlled negative pressures.

pente $M = 1,3$: ce point appartient au critère surconsolidé du matériau. Le point extrême de l'essai SC 200 ($OCR = 4$) semble correspondre approximativement à l'intersection des critères surconsolidé et normalement consolidé. La valeur de p' pour ce point est voisine de 400 kPa, ce qui est en accord avec la contrainte maximale de consolidation de 800 kPa. Enfin, pour le dernier essai, à faible degré de surconsolidation ($OCR = 2$), le point extrême se place naturellement sur la droite de pente $M = 1,3$. En conclusion, la figure 7 rassemble les résultats de tous les essais à pression positive et négative dans le plan $[p'; q]$.

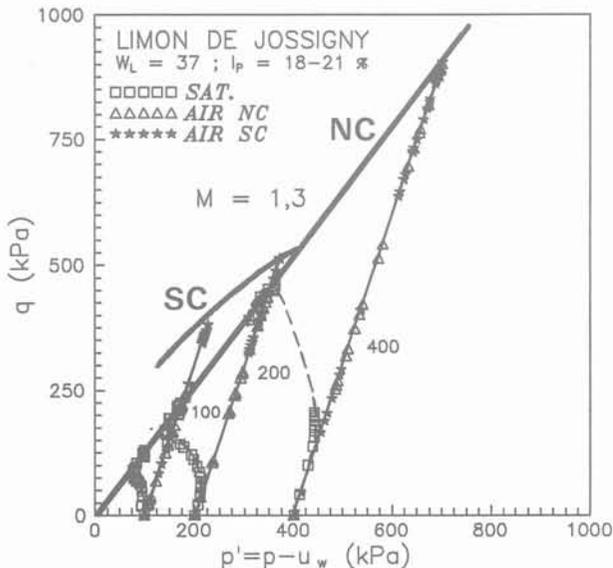


Fig. 7 — Comparaison des chemins à pression positive et négative dans le plan contrainte moyenne effective-déviateur.

Fig. 7 — Comparison between positive and negative pressure paths in the mean effective stress-deviator plane.

Dans le plan $[p'; e]$, les points initiaux des essais à 100 et 400 kPa sont bien disposés sur la courbe de déchargement isotrope correspondant à la contrainte de 800 kPa. Pendant l'écrasement, les chemins suivent d'abord la courbe de rechargement élastique, définissant ainsi la pseudo-limite élastique volumétrique (BIAREZ et HICHER, 1989), avant de s'en écarter pour rejoindre la courbe de plasticité parfaite définie précédemment. Là encore, l'essai intermédiaire (SC 200) ne suit pas tout à fait cette logique, bien que les points initial et final soient correctement placés. La raison en est probablement un décalage initial du dispositif de mesure placé dans la cellule, la valeur initiale ne coïncidant pas avec la mesure faite avant la mise en place.

4. CONCLUSIONS

Les différentes séries d'essais sur le limon de Jossigny montrent que la logique des matériaux saturés, de même que la notion de contrainte effective, restent valables pour des échantillons à fort degré de saturation soumis à une pression interstitielle d'eau négative — ou, ce qui revient au même, à une surpression d'air —.

On retrouve en effet les principales caractéristiques de ces essais et le même critère de plasticité parfaite, tant du point de vue des variations de volume que de la résistance. Ces résultats confirment ceux déjà obtenus sur des matériaux compactés à droite de l'optimum (BIAREZ et al. 1991).

En revanche, lorsque le sol se désature nettement, il n'y a plus équivalence entre la pression négative et une contrainte isotrope puisque les contraintes exercées sur les grains par les ménisques d'eau isolés se traduisent par des forces normales aux plans de contact, qui ne peuvent entraîner de glissement des particules les unes par rapport aux autres, c'est-à-dire de densification du sol. En outre, ces forces de contact confèrent au sol un comportement fragile qui se traduit par des ruptures prématurées sur chemin triaxial, ne permettant pas au matériau d'atteindre la plasticité parfaite.

Le domaine d'application de la notion de contrainte effective, au sens de Terzaghi, apparaît donc limité au domaine des teneurs en eau supérieures approximativement à la limite de retrait; il semble cependant qu'une notion restreinte de contrainte effective, qui exclue le domaine des variations de volume, puisse apporter des simplifications à certains problèmes usuels de mécanique des sols non saturés (BIAREZ et al., 1993).

BIBLIOGRAPHIE

- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M., ZERHOUNI M.I et SOEPANDJI B.S. (1988), *Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification*. Revue Française de Géotechnique, 41, pp. 63-71.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M. et ZERHOUNI M.I. (1989), *Compressibilité des sols argileux de 10^1 à 10^8 Pa*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, août.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M. et KHEIRBEK-SAOUD S. (1991), *Validité de $\sigma' = \sigma - u_w$ dans un sol compacté*. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, mai, vol. 1, pp. 15-18.
- BIAREZ J. et HICHER P.Y. (1989), *An introduction to the study of the relation between the mechanics of discontinuous granular media and the rheological behaviours of continuous equivalent media - Application to compaction*. Proceedings of the 1st International Conference on micromechanics of granular media, Clermont-Ferrand, BIAREZ et GOURVÈS, eds., Balkema, Rotterdam, pp. 1-13.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M. et TAIBI S. (1993), *Modèle microstructural de comportement des sols non saturés*. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, janvier.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. et DE LAURE E. (1987), *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés*. Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 1, pp. 25-28.

- ESCARIO V. et SAEZ J. (1986), *The shear strength of partly saturated soils*. Géotechnique, 36, n° 13, pp. 453-456.
- FLEUREAU J.-M., TAIBI S., SOEMITRO R. et INDARTO (1990), *Prise en compte de la pression interstitielle négative dans l'estimation du gonflement*. Colloque International « Fondations spéciales », Tlemcen, mars.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H. et GAN J.K.M. (1987), *Non linearity of strength envelope for unsaturated soils*. Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils, New-Delhi, pp. 49-54.
- INDARTO (1991), *Comportement mécanique et compactage des matériaux de barrage*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, 4 septembre 1991.

Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé

Determination of the hydraulic conductivity of an unsaturated silt

S. ED DINY, F. MASROURI, J.-P. TISOT*
GRECO Géomatériaux

Rev. Franç. Géotech., n° 62, pp. 67-74 (janvier 1993)

Résumé

Deux méthodes de mesure de la conductivité hydraulique sont exposées. La première, basée sur le suivi du débit sortant lors de l'application d'une pression d'air (suction), permet d'étudier le couplage entre les variations volumétriques de l'échantillon et celles du volume d'eau sortant. Afin de mesurer très précisément ces petites variations, qui, bien évidemment, nécessitent un long temps d'expérience, un système de mesure de haute précision a été utilisé. La seconde méthode repose sur le principe des profils instantanés et permet de couvrir une large gamme de suction, les mesures sont effectuées en drainage et en humidification par la méthode du papier filtre.

Abstract

The results of two methods of hydraulic conductivity measurements are presented. The first one is based on the study of the outflow caused by air pressure (suction), during this test, the both-relation between volumetric change of sample and the volumetric variation of water is shown in relief. In order to measure accurately these volume changes during a long time, a high precision system is used. The second method is based on the principle of instantaneous profiles and allows to study a large scale of suction, measurements are realized during drying and wetting.

* Laboratoire de Géomécanique, BP 40, ENSG, 54501 Vandœuvre-les-Nancy.

1. INTRODUCTION

Des phénomènes très complexes dus à la nature multiphasique des sols non saturés régissent la dynamique des écoulements dans ce type de matériau. En effet, entre la surface du sol et la nappe phréatique existe une zone qui contrôle tous les transferts mais pour laquelle les mécanismes d'écoulement sont encore mal connus ; c'est la zone aérée ou non saturée, caractérisée par l'existence de deux phases non miscibles dans la matrice poreuse du sol : l'air et l'eau. En fonction des écoulements, les proportions volumiques entre ces deux phases varient continuellement. La présence d'une interface entre la phase liquide (eau) et la phase gazeuse (air) crée des effets de pression capillaire qui doivent être pris en compte dans les équations de transferts.

Cependant, la pression capillaire dépend (par la courbure des interfaces) du volume du liquide contenu dans un pore. Le coefficient de transfert du liquide (conductivité hydraulique) est lui-même fonction de la dimension des chenaux liquides (dimension des pores), donc de la concentration volumique en liquide.

Ainsi le comportement des matériaux et des ouvrages étant entièrement lié à l'évolution de la teneur en eau des terrains, il importe de prévoir les échanges d'humidité à l'intérieur de ces corps. Des problèmes identiques se posent lors de la mise en œuvre des terres (remblais, talus, barrage), la stabilité des structures dépendant, dans l'immédiat des états initiaux des matériaux et à long terme de l'évolution des propriétés de ceux-ci. Le mécanisme des échanges d'humidité des sols dans ces conditions fait intervenir à la fois les forces de rétention de l'eau dans les sols (les forces de succion) et la perméabilité ou conductivité à l'eau.

Les expériences de détermination directe de la conductivité en milieu non saturé sont encore assez peu nombreuses. Souvent cette conductivité est déduite du bilan de volume effectué au cours du drainage et en utilisant la technique des profils instantanés. WESSELING *et al.* (1966), VACHAUD (1968), VAUCLIN (1975) et DANIEL (1983), en utilisant des psychomètres, des tensiomètres ou des rayons gamma ont réalisé des essais basés sur cette méthode. D'autres chercheurs ont essayé de mesurer la conductivité hydraulique en régime permanent (KLUTE, 1965), mais la méthode la plus utilisée pour déterminer la conductivité au laboratoire consiste à mesurer le débit sortant d'un échantillon placé dans une chambre à pression d'air contrôlé (GARDNER, 1956 ; MILLER et ELRICK, 1958 ; KUNZE et KIRKHAM, 1962 ; PECK, 1966).

Le but de ce travail est de caractériser les propriétés hydrauliques d'un sol fin non saturé : le limon de Jossigny. Les deux méthodes de mesure en régime transitoire décrites ci-dessus seront présentées.

2. SOL ÉTUDIÉ

Le matériau utilisé est le limon de Jossigny (30 km à l'Est de Paris) : $\gamma_s = 27,3 \text{ kN/m}^3$; $w_L = 37,3 \%$; $w_p = 28 \%$; $\gamma_{\text{max}} = 17 \text{ kN/m}^3$; $w_{\text{opt}} = 16,5 \%$

3. MÉTHODE DES PROFILS INSTANTANÉS

3.1. Principe

Cette méthode consiste à mesurer en fonction du temps les profils de succion et/ou d'humidité, ce qui permet d'évaluer les flux à différents intervalles de temps et d'espace par intégration graphique entre les profils successifs d'humidité (ou de succion). La détermination de la conductivité hydraulique nécessite la connaissance de :

— l'évolution des teneurs en eau (ou des succions) pour différentes sections en fonction du temps ;

— la vitesse d'avancement du profil d'humidité (ou de succion), cette vitesse est directement donnée par la pente de la courbe $x = f(\theta, t)$ où x est la distance par rapport à la base de l'échantillon, θ est la teneur en eau volumique et t le temps ;

— le gradient de succion ; par inversion de paramètre et en utilisant la courbe de rétention de l'eau du sol, on peut obtenir la répartition du potentiel au cours du temps.

3.2. Etat initial des échantillons

Les deux échantillons testés présentent les propriétés initiales suivantes :

- essai n° 1 (compactage dynamique) : $w = 21 \%$; $\gamma_d = 16,4 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,664$; $k_{\text{sat}} = 10^{-9} \text{ m/s}$

- essai n° 2 (compactage statique) : $w = 28 \%$; $\gamma_d = 15,64 \text{ kN/m}^3$; $e = 0,746$; $k_{\text{sat}} = 2.10^{-9} \text{ m/s}$

3.3. Dispositif expérimental (fig. 1)

Il est composé d'un cylindre (hauteur 21 cm ; diamètre 8 cm) découpé en tranches de 3 cm d'épaisseur. Chaque élément de la colonne est carotté directement

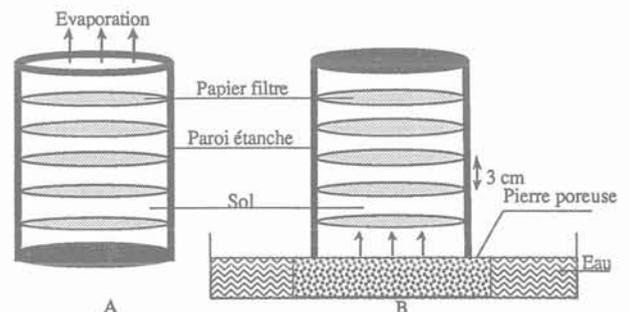


Fig. 1. — Schéma du dispositif pour la mesure de la conductivité hydraulique.

A : en drainage ; B : en humidification.

Fig. 1. — Fitting for measurement of hydraulic conductivity.

A : drying ; B : wetting.

dans le moule qui sert à un compactage statique ou dynamique du limon. Entre deux tranches successives trois papiers filtres ont été placés ; les mesures sont effectuées uniquement sur le papier du milieu qui reste protégé par les deux autres. La succion à chaque niveau est mesurée par la méthode du papier filtre (SIBLEY *et al.* 1990)

Une fois la colonne du sol fabriquée et les papiers filtres mis en place, on a fermé le sommet du cylindre ; cette procédure permet d'obtenir, après 15 à 20 jours, une répartition homogène des teneurs en eau dans le profil du sol, c'est-à-dire d'atteindre un équilibre entre les papiers filtres, qui sont saturés au départ, et les différentes parties de la colonne du sol.

3.4. Evaporation

3.4.1. Description des essais

Après l'équilibre (homogénéisation), on permet l'évaporation par le sommet du cylindre (fig. 1A) et en fonction du temps on note le poids des papiers filtres des différentes profondeurs ainsi que le poids total de la colonne. A la fin de l'essai, on détermine le poids sec des papiers ce qui permet de déterminer leurs teneurs en eau et d'en déduire les succions en se référant à la courbe d'étalonnage du papier filtre.

En utilisant la courbe de rétention de l'eau du sol, on peut convertir les succions, mesurées précédemment, en teneurs en eau et par conséquent connaître les variations au cours du temps ce qui donne directement la vitesse d'évaporation. La conductivité hydraulique est déduite en utilisant la loi de Darcy pour un écoulement non saturé, vertical et monodimensionnel :

$$V = - k_{w(s)} \frac{d\phi}{dz} \tag{1}$$

où V est la vitesse d'évaporation, k_w la conductivité hydraulique, z la profondeur, s la succion et $\frac{d\phi}{dz}$ le gradient.

Dans cette expression ϕ regroupe l'effet de la pesanteur et de la succion, et puisque ces deux paramètres ont des effets opposés l'équation (1) devient alors :

$$- k_{w(s)} \frac{d}{dz} (S - z) = - k_{w(s)} \left(\frac{ds}{dz} - 1 \right)$$

3.4.2. Résultats

Lorsque le sommet du cylindre commence à sécher il y a création d'un gradient de succion, ceci est montré sur la figure 2 où l'on observe que le gradient total augmente avec le temps. On note que le profil T1 est vertical, c'est-à-dire qu'au début de l'essai il y a la même succion aux différentes profondeurs ce qui montre que l'équilibre hydrique existe avant le début de l'évaporation. Après, l'évaporation diminue quand le sol se dessèche et donc il y a une petite augmentation du gradient et une diminution de la vitesse d'avancement des profils, on note qu'entre le profil T4 et le profil T5 il y a un écart de 18 jours alors que cet écart n'est que de 2 à 3 jours entre les premiers profils. Cette méthode

donne des profils de succion approximativement naturels, il n'y a pas une grande différence entre les drainages in situ et au laboratoire.

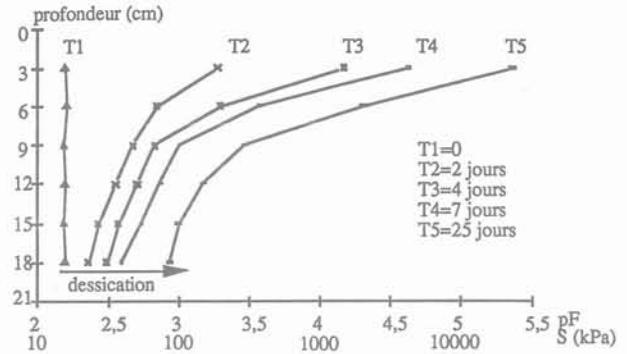


Fig. 2. — Les profils de succion (Essai n° 1).

Fig. 2. — Suction profiles (Test n° 1).

Le gradient de succion est donné par la pente de la courbe profondeur-log s (s est la succion en cm d'eau) en utilisant la formule suivante :

$$\frac{ds}{dz} = \frac{d \text{Ln } s}{d \log s} \frac{ds}{d \text{Ln } s} \frac{d \log s}{dz} = 2,34 \frac{d \log s}{dz} s$$

Dans le cas du profil de succion à l'instant T4 (fig. 2), par exemple, les gradients de succion sont de l'ordre de 52 à 15 cm de profondeur pour dépasser à 30 000 à 3 cm.

La figure 3 montre la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion exprimée en pF ($pF = \log$ de la succion s en cm d'eau). Dans la partie des faibles valeurs de succion la conductivité hydraulique est pratiquement constante et égale à celle mesurée à l'état saturé, ceci est valable en dessous d'une valeur particulière de succion qui correspond approximativement à la valeur d'entrée d'air déterminée à partir de la courbe de rétention d'eau ($pF \approx 2,5$ pour l'essai 1 ; $pF \approx 2$ pour l'essai 2). Une fois cette valeur dépassée, la conductivité hydraulique chute de plusieurs ordres de grandeur pour une faible variation de succion, cette diminution peut être expliquée par le fait qu'en dessus de la valeur d'entrée d'air la continuité de la phase gazeuse (air) commence à s'établir.

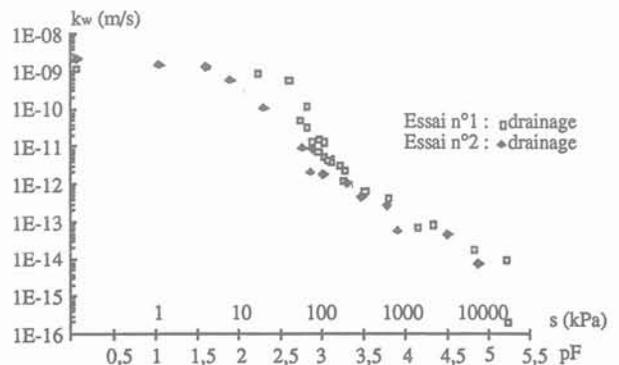


Fig. 3. — Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la succion.

Fig. 3. — Hydraulic conductivity versus suction.

On constate que pour un sol dense (essai 1) la conductivité reste égale à celle mesurée à l'état saturé dans un domaine plus grand que celui du sol moins dense (essai 2), ceci serait dû au fait qu'au fur et à mesure que la succion se développe ce sont les pores les plus grands et donc les plus conducteurs qui se vident les premiers et l'écoulement de l'eau résiduelle ne se fait que dans les pores les plus petits. Ainsi, à l'état saturé, on sait qu'un sol lâche conduit l'eau plus rapidement qu'un sol dense, le contraire peut cependant être vrai lorsque les sols ne sont pas saturés. Pour les grandes valeurs de succion les conductivités se rapprochent davantage.

Une étude parallèle de l'indice des vides, déterminé sur les échantillons servant à la mesure de la succion, a permis de tracer la fonction $k_w = f(e)$ (fig. 4, essai n° 2). La courbe $k_w = f(e)$ à l'état saturé, déterminée à l'œdomètre, est aussi rapportée sur la même figure. On remarque que, lors du drainage, la conductivité chute de plusieurs ordres de grandeur (10 000 fois inférieur) pour une faible variation de l'indice des vides (de 0,7 à 0,55), alors qu'en condition saturée k_w ne varie que de deux ordres de grandeur (100 fois inférieur) pour des indices des vides variant de 0,5 à 0,87. Cette observation nous permet de confirmer, qu'en condition non saturée, la conductivité est surtout influencée par le degré de saturation (FRY, 1992).

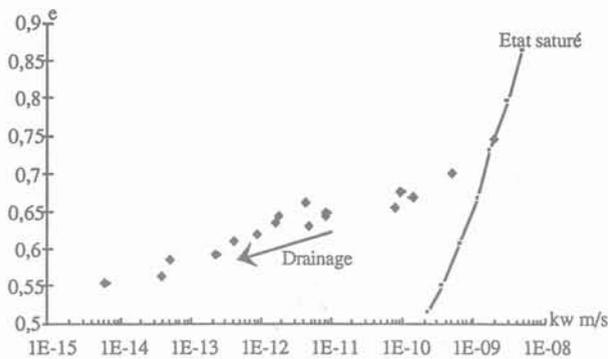


Fig. 4. — Variation de la conductivité saturée et non saturée en fonction de e .
Fig. 4. — Saturated and unsaturated hydraulic conductivity versus void ratio e .

3.5. Humidification

3.5.1. Description des essais

Le schéma du dispositif expérimental est représenté sur la figure 1B. Le cylindre est posé sur une pierre poreuse placée dans un bac d'eau régulièrement alimenté. La procédure expérimentale est identique au cas de l'évaporation à l'exception de la conversion des succions en teneur en eau qui s'effectue en se référant à la courbe de rétention d'eau en humidification. Ce qui nécessite l'établissement d'une courbe complète drainage-humidification du sol.

Une fois le drainage de la colonne terminé, on effectue immédiatement l'humidification à partir de la base, ceci en fermant le sommet du cylindre, la remontée de l'eau dans la colonne du sol se fait uniquement sous l'effet du gradient de succion.

3.5.2. Résultats

La figure 5 présente un cycle complet de drainage-humidification pour l'essai n° 1, où l'on constate visiblement le phénomène d'hystérésis qui est classiquement attribué à plusieurs facteurs :

- la non uniformité géométrique des pores individuels ;
- l'effet de l'angle de contact, et le rayon de courbure qui est plus grand pour un ménisque qui avance ;
- la présence d'air piégé qui tend à réduire elle aussi la teneur en eau des sols.

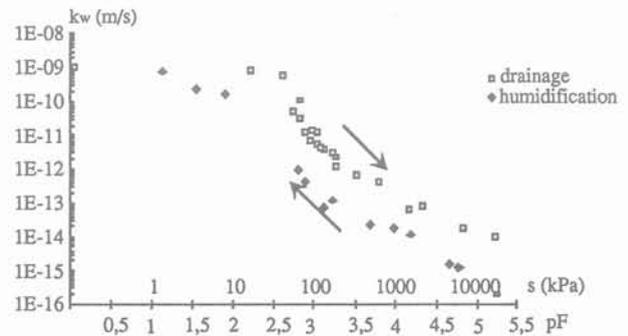


Fig. 5. — Evolution de la conductivité hydraulique au cours d'un cycle drainage-mouillage.
Fig. 5. — Evolution of hydraulic conductivity during a drying-wetting cycle.

4. MÉTHODE DE LA SURPRESSION D'AIR

4.1. Principe

Une pierre poreuse, perméable à l'eau et imperméable à l'air, sur laquelle repose l'échantillon du sol est placée dans une cellule à pression d'air, sous cette pierre l'eau est maintenue à la pression atmosphérique. La succion produite dans l'échantillon quand le drainage (ou l'humidification) est achevé est égale à la pression d'air exercée sur l'échantillon :

$$s = u_w - u_a$$

avec :

- u_w , pression d'eau ;
- u_a , pression d'air ;
- s , la succion.

4.2. Dispositif expérimental

L'étude du comportement des sols partiellement saturés nécessite un appareillage et une technique différents de ceux nécessaires pour l'étude des sols saturés. Ainsi, des techniques ont été élaborées depuis les années soixante par BISHOP (1960), BISHOP et DONALD (1961) qui ont réalisé la première cellule triaxiale à succion imposée ; par la suite, apparaissent d'autres techniques

d'imposition de la succion telle que la cellule osmotique (DELAGE *et al.*, 1987). Le but visé dans ce travail nécessite un appareillage qui permet d'imposer une succion et d'enregistrer, avec le maximum de précision, les modifications du volume total de l'échantillon et du volume d'eau induites par l'application de cette succion. Pour ceci on a utilisé un système triaxial équipé de contrôleurs pression-volume type GDS (Geotechnical Digital System) (MENZIES, 1988) (fig. 6), ce dernier comprend :

- une cellule triaxiale : elle est de type hydraulique qui correspond au modèle développé par BISHOP et WESLEY (1975). Cette cellule est équipée d'une pierre céramique dont la valeur d'entrée d'air est de 1 500 kPa ;

- des contrôleurs numériques digitaux : ce sont des vérins hydrauliques contrôlés par un micro-processeur pour la régulation et la mesure précise de la pression dans le liquide et des variations de volume du liquide. Ils possèdent une capacité de 200 cm³ et permettent d'atteindre une pression de 2 000 kPa. La mesure de la pression se fait avec une précision de 0,2 kPa et celle du volume avec une précision de 1 mm³ ; par un système d'interface, ils sont reliés à un ordinateur qui, d'une façon continue et avec une fréquence qui dépend de la durée d'essai, procède à l'acquisition et au traitement des données.

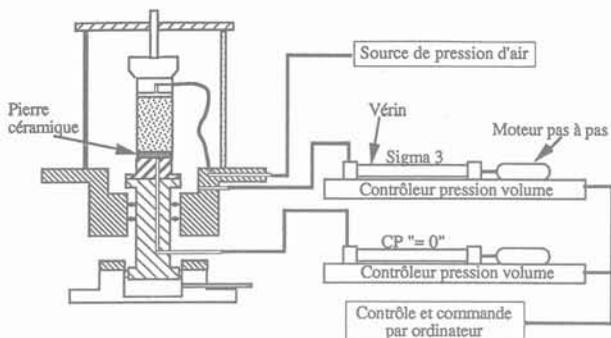


Fig. 6. — Schéma du système triaxial GDS.

Fig. 6. — GDS triaxial testing system.

4.3. Description des essais

Un échantillon (diamètre 38 mm ; hauteur 55 mm) est carotté dans un moule saturé et consolidé statiquement sous une contrainte de 100 kPa, il est consolidé ensuite dans la cellule sous une contrainte isotrope de 800 kPa. Puis il est désaturé par étape, en augmentant la pression d'air. On peut effectuer un changement de succion lorsque l'équilibre hydrique est atteint. Tous les essais ont été réalisés dans une salle climatisée (température constante et égale à 20° ± 1°).

4.4. Résultats et discussions

Le tableau 2 regroupe les caractéristiques d'état et hydriques à l'équilibre.

4.4.1. Aspect hydraulique

L'équation d'écoulement décrivant le mouvement de l'eau sortant d'un échantillon durant le drainage a été résolue pour un cas simple par GARDNER (1956). On suppose que durant le processus de sortie de l'eau, la conductivité capillaire est approximativement constante et la relation entre la teneur en eau volumique et la pression qui cause la sortie de l'eau est linéaire. Ces deux hypothèses peuvent être admises si l'incrément de pression qui cause la sortie de l'eau est suffisamment petit. En mesurant le volume d'eau qui sort de l'échantillon en fonction du temps et en utilisant la solution de l'équation d'écoulement, la conductivité capillaire peut être calculée pour chaque intervalle de succion.

On signale que la méthode de Gardner ne tient pas compte de la résistance hydraulique de la pierre poreuse ; dans notre cas, la pierre a une perméabilité de l'ordre de 10⁻⁷ m/s qui est nettement supérieure à celle de l'échantillon, ceci nous permet donc d'utiliser cette méthode.

La solution complète de l'équation d'écoulement (Richards) a la forme suivante :

$$\text{Log} (Q_0 - Q(t)) = \text{Log} \left(\frac{8Q_0}{\pi^2} \right) - \alpha^2 D_w t$$

Tableau 2. — Paramètres hydro-mécaniques à la fin de chaque étape de succion. Hydro-mechanical parameters at the end of each suction step.

	Volume (cm ³)	indice des vides	Teneur en eau (%)	ΔV échantillon (cm ³)	ΔV eau (cm ³)	Temps (heure)
Etat initial	62,38	0,746	28,5			
Consolidation à 800 kPa	47,35	0,325	13,72	15,029	14,118	69
S = 100 kPa	45,10	0,262	7,61	2,243	5,836	239
S = 200 kPa	44,33	0,241	7,09	0,773	0,497	230
S = 400 kPa	43,73	0,224	6,23	0,601	0,827	240
S = 600 kPa	42,62	0,204	2,77	0,706	3,301	278

$\alpha = (n\pi/2L)$ avec $n = 1, 3, 5, 7, \dots$ et L est la longueur de l'échantillon,

Q_0 , flux total sortant durant le processus de l'écoulement,

$Q(t)$, flux sortant à l'instant t ,

D_w , la diffusivité.

Cette équation peut être utilisée pour déterminer la diffusivité D_w à partir des données expérimentales, en effet si les valeurs déterminées expérimentalement de $(Q_0 - Q)$ sont tracées en fonction du temps avec une échelle semi-logarithmique, une ligne droite avec une pente égale à $\alpha^2 D_w$ et qui coupe l'axe en $8Q_0/\pi^2$ doit être obtenue. Si la pente de la ligne est notée B , alors $D_w = B/\alpha^2$ et k_w est donnée par l'expression suivante :

$$k_w = \frac{B Q_0 \rho g}{V \Delta P \alpha^2}$$

ρ , masse volumique de l'eau,

g , accélération de la pesanteur,

V , volume de l'échantillon,

ΔP , incrément de pression.

La figure 7 présente l'évolution de $\text{Log}(Q_0 - Q(t))$ en fonction du temps pour deux étapes de désaturation (de 0 à 100 et de 100 à 200 kPa), les équations de ces deux droites sont obtenues par régression linéaire. Connaissant la pente de ces droites on peut donc calculer la diffusivité et en déduire la conductivité, les valeurs calculées pour les quatre paliers sont :

- $S = 100 \text{ kPa} \quad D_w = 8,5 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s} \quad k_w = 3 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$
- $S = 200 \text{ kPa} \quad D_w = 5 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s} \quad k_w = 6 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$
- $S = 400 \text{ kPa} \quad D_w = 3,5 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s} \quad k_w = 3 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$
- $S = 600 \text{ kPa} \quad D_w = 2 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s} \quad k_w = 1 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$

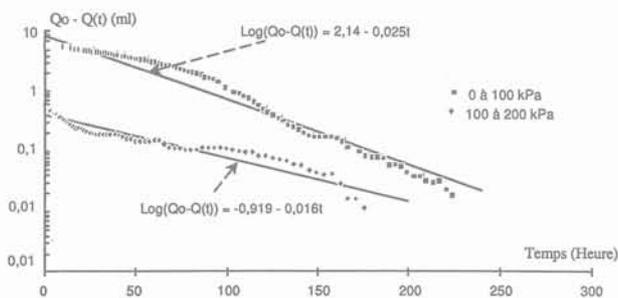


Fig. 7. — Graphe semi-logarithmique du flux sortant en fonction du temps.

Fig. 7. — Outflow versus time.

La figure 8 montre l'évolution du degré de saturation pour les quatre étapes de désaturation, on remarque une diminution importante du degré de saturation en passant d'une succion de 0 à 100 kPa et de 400 à 600 kPa, l'hypothèse d'une valeur constante de la diffusivité est donc non réaliste pour ces deux intervalles de succion.

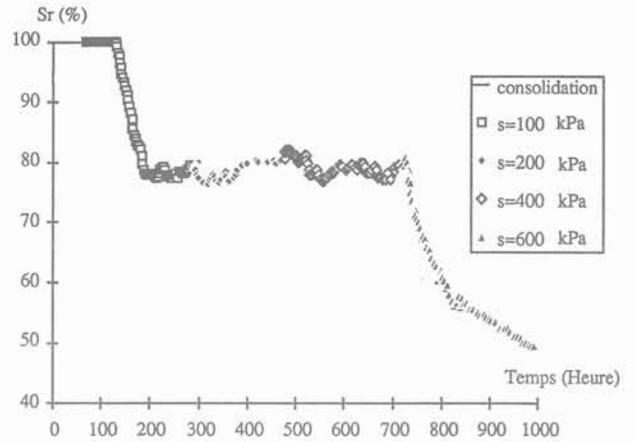


Fig. 8. — Evolution du degré de saturation S_r au cours du temps pour les 4 étapes de désaturation.

Fig. 8. — Variations of the saturation degree versus time.

4.4.2. Aspect mécanique

La déformation d'un sol non saturé est fonction des variables d'état de contrainte (la charge extérieure et la succion) ainsi que du chemin suivi (BARDEN *et al.*, 1969). Un accroissement de succion contribue à la rigidification du sol vis-à-vis de la variation des contraintes appliquées, cette augmentation de la succion peut être interprétée comme un accroissement de pression de préconsolidation apparente (AITCHISON et WOODBURN, 1969 ; DUDLEY, 1970).

La dépendance entre la perméabilité et la consolidation d'un sol saturé est actuellement bien établie, la figure 9 présente un exemple qui montre cette dépendance, on note une variation simultanée typique et égale du volume d'eau drainée et du volume de l'échantillon. En revanche, la variation de ces volumes n'est plus égale en passant d'une succion de 0 à 100 kPa et de 100 à 200 kPa (fig. 10), mais on observe la même allure des courbes. L'augmentation de la succion engendre simultanément une désaturation du sol.

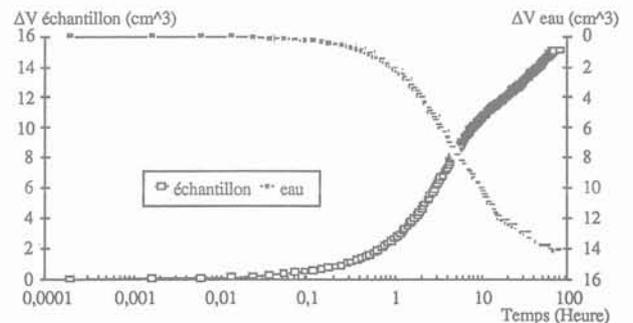


Fig. 9. — Variation volumétrique de l'échantillon et de l'eau lors de la consolidation ($\sigma_3 = 800 \text{ kPa}$).

Fig. 9. — Volume changes of sample and water during consolidation ($\sigma_3 = 800 \text{ kPa}$).

On remarque que les équilibres hydrique et mécanique ont lieu simultanément. On peut noter que le système « GDS » permet d'étudier avec une grande précision les phénomènes qui se produisent lors d'une application

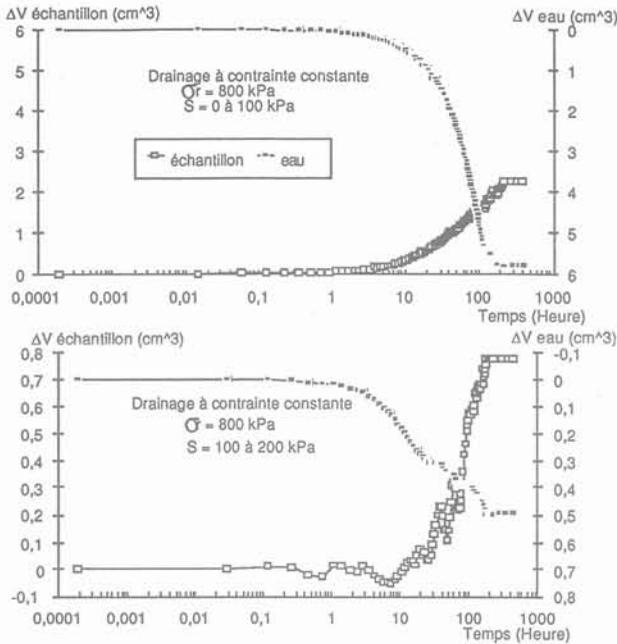


Fig. 10. — Variation du volume de l'échantillon et de la quantité d'eau drainée pour 2 étapes de désaturation.

Fig. 10. — Volume changes of sample and volume of drained water versus time.

de contrainte mécanique ou hydrique et cela malgré les faibles quantités d'eau échangées ; on note aussi que l'effet de la succion sur les changements volumiques de l'échantillon est similaire à celui d'une contrainte mécanique (fig. 11).

Il est intéressant d'observer que les deux enregistrements (ΔV eau et ΔV échantillon) sont bien couplés, en effet, le pourcentage de déformation et le changement du volume d'eau dépendent de la conductivité hydraulique du sol.

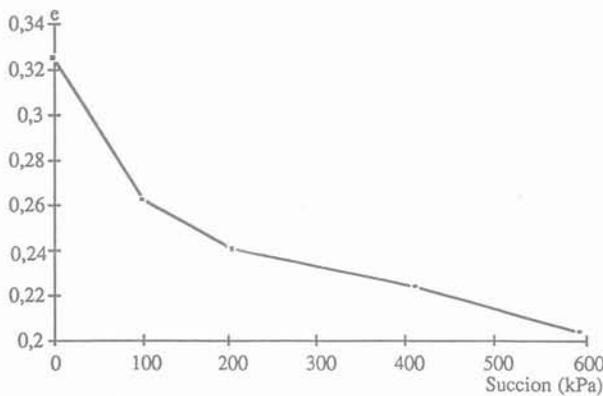


Fig. 11. — Effet de la succion sur l'indice des vides.
Fig. 11. — Void ratio versus suction.

5. CONCLUSIONS

A partir de ces résultats des éléments de réponse pour la compréhension du comportement hydraulique des sols non saturés peuvent être avancés :

- Sur une large gamme de succion pouvant atteindre

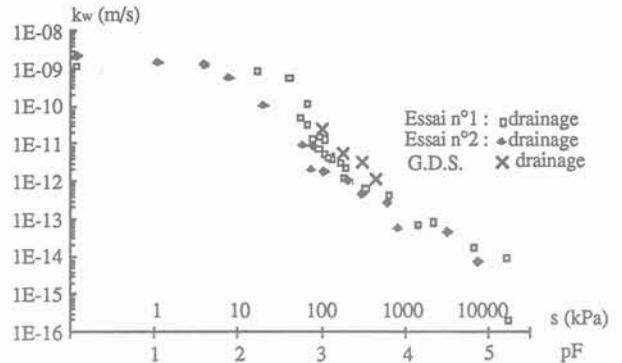


Fig. 12. — Comparaison des conductivités hydrauliques obtenues par les deux méthodes.

Fig. 12. — Comparison of the hydraulic conductivities obtained by both methods.

un pF de 3, la conductivité reste égale à celle mesurée à l'état saturé car la diminution de la teneur en eau au début est compensée par la diminution de l'indice des vides ;

- Pour un même type de sol et pour des fortes valeurs de succion, la conductivité hydraulique d'un sol dense est proche de celle d'un sol lâche ;
- En condition non saturée la conductivité est davantage influencée par la teneur en eau et le degré de saturation que par l'indice des vides ;
- La succion a un double effet : variations volumiques de l'eau et de l'échantillon qui sont simultanées et non égales ;
- Les valeurs de la conductivité hydraulique obtenues par la méthode à surpression d'air sont approximativement les mêmes que celles obtenues par la méthode des colonnes (fig. 12), cependant les valeurs correspondantes aux deux intervalles 0 à 100 et 400 à 600 kPa sont à prendre en compte avec précaution car le degré de saturation varie considérablement à l'intérieur de ces intervalles ;
- On note qu'un des avantages de la méthode des profils instantanés est la simulation des processus des mouvements de l'eau dans les sols, proche de ceux observés dans la nature, auxquels la connaissance de la conductivité hydraulique mesurée peut être logiquement appliquée.

En revanche, la méthode à surpression d'air, telle qu'elle a été mise en œuvre ici, présente des avantages relatifs à une bonne définition des conditions aux limites, à la possibilité de faire varier les états initiaux et à la grande précision des mesures effectuées en continu.

BIBLIOGRAPHIE

AITCHISON G.D. et WOODBURN J.A. (1969), Soil suction in foundation design. Proc. 7th ICSMFE vol. 2, Mexico, pp. 31-44.
BARDEN L., MUDEDOR A.O. et SIDES G.R. (1969), Volume change characteristics of unsaturated clays. Journal Soil Mech. Found. Div. ASCE. 95 SM1, pp. 33-51.

- BISHOP A.W. (1960), *The measurement of pore pressure in the triaxial test. Pore pressure and suction in soil.* Butterworths, London, pp. 47-52.
- BISHOP A.W. et DONALD I.B. (1961), *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus.* Proc. 5th ICSMFE vol. 1, Paris, pp. 13-21.
- BISHOP A.W. et WESLEY (1975), *A hydraulique triaxial apparatus for controlled stress path testing.* Géotechnique, vol. 25, n° 4, pp. 657-670.
- DANIEL D.E. (1983), *Permeability test for unsaturated soil.* Geotechnical Testing Journal, ETJODJ, vol. 6, n° 2, pp. 81-86.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. et DE LAURE E. (1987), *A new triaxial apparatus for non saturated soils.* 9^e Congrès Européen de Mécanique des Sols, vol. 1, Dublin, pp. 26-28.
- DUDLEY J.H. (1970), *Review of collapsing soils.* Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, 96 (SM3), pp. 925-947.
- FRY J.-J. (1992), *Les calculs d'écoulement transitoire dans les sols. A la recherche d'une méthodologie.* Bilan et perspectives GRECO « Géomatériaux », pp. 95-130.
- GARDNER R. (1956), *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data.* Proceedings of the Soil Science Society of America, 20, pp. 317-320.
- KLUTE A. (1965), *Laboratory measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soil.* « Method of soil analysis », Amer. Soc. Agron. Monograph 9, pp. 253-261.
- KUNZE R.J. et KIRKHAM D. (1962), *Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations.* Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 26, pp. 421-426.
- MENZIES B.K. (1988), *A computer controlled hydraulic triaxial testing system.* Authorized Reprint 1988 from special technical publication, pp. 977-988.
- MILLER E.E. et ELRICK D.E. (1958), *Dynamic determination of capillary conductivity extended for non-negligible membrane impedance.* Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 22, pp. 483-486.
- PECK A.J. (1966), *Diffusivity determination by a new outflow method.* IASH/AIHS-Unesco, publication n° 82 AIHS, pp. 191-202.
- SIBLEY J.W. et WILLIAMS D.J. (1990), *A new filter material for measuring soil suction.* Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol. 13, n° 4, pp. 381-384.
- VACHAUD G. (1968), *Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés.* Thèse de doctorat, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 159 p.
- VAUCLIN M. (1975), *Etude expérimentale et numérique du drainage de nappes à surface libre.* Influence de la zone non saturée. Thèse de doctorat, Université scientifique et médicale de Grenoble, 196 p.
- WESSELING J. et WIT K.E. (1966), *An infiltration method for determination of the capillary conductivity of undisturbed soil cores.* IASH/AIHS-Unesco, publication n° 82 AIHS, pp. 223-234.