

Modélisation des glissements de terrain induits par les pluies

Z. Li^a, F. Dufour^a, F. Darve^a

a. Grenoble-INP, UJF-Grenoble 1, CNRS UMR 5521, 3SR Grenoble F-38041.

Résumé :

Cet article contribue d'abord à un nouveau modèle, qui associe une relation élasto-plastique de contrainte effective-déformation, la loi visqueuse de Bingham, un critère de transition entre les deux, et une relation succion-degré de saturation. Ce modèle permet de décrire le comportement de type solide et fluide des sols non saturés dans un cadre unique. Grâce à la Méthode des Eléments Finis avec des Points d'Intégration Lagrangiens (MEFPIL), qui combine les avantages des approches Lagrangiennes et celles Eulériennes, la formulation rend possible de simuler complètement le comportement des sols non saturés avant et après la rupture, sous conditions aux limites hydromécaniques. Ensuite, un benchmark est montré pour valider ce modèle sous des aspects mécaniques des sols non saturés, et une simulation heuristique pour un glissement de terrain provoqué par la pluie est aussi analysée, les résultats sont validés qualitativement de manière raisonnable. En introduisant la force d'inertie et en améliorant la loi visqueuse, des cas plus réalistes seront ensuite simulés.

Abstract :

The paper is focused firstly on a new model, that associates an elasto-plastic effective stress-strain relationship, a Bingham's viscous law, a transition criterion between solid and fluid states, and a water-retention behaviour. The model allows to describe both solid and fluid behaviours of unsaturated soils in a unified framework. This formulation is made possible to simulate completely the unsaturated soil behaviours before and after the failure, under hydro-mechanical boundary conditions, thanks to the Finite Element Method with Lagrangian Integration points (FEMLIP), that benefits from both the Lagrangian approaches and Eulerian approaches. A benchmark is then presented to validate the model for the main features of unsaturated soils, and a heuristic simulation of a rainfall-induced landslide is also analysed, the results are proven qualitatively satisfying. By introducing the inertial force and improving the viscous law, more realistic cases are expected to be simulated.

Mots clés : glissement de terrain, couplage hydromécanique, sol non saturé, rupture.

1 Introduction

Les ruptures des pentes et les glissements de terrain peuvent être attribués de nombreux facteurs, tels que la topographie, la végétation, la variation climatique, les activités humaines, ou les combinaisons des facteurs. Dans les régions tempérées et connaissant de précipitations fortes, les glissements de

terrain désastreux surviennent souvent dûs à la pluie forte et concentrée. Au fur et à mesure du perfectionnement du système de surveillance, le développement d'un outil numérique, qui explique le mécanisme de la rupture, prédit le temps du déclenchement, et estime le domaine influencé, est de plus en plus essentiel et désiré. Dans cet article, la section 2 contribue à la présentation d'un modèle décrivant les deux phases solide et fluide pour des sols non saturés. La section 3 présente l'implantation de ce modèle dans la MEFPIIL. Ensuite, un essai de compression simple, qui exhibe des propriétés des sols non saturés dans la phase solide, et une pente heuristique, qui montre son comportement élasto-plastique avant la rupture, puis la rupture induite par l'imbibition, et l'écoulement obéissant à la loi visqueuse de Bingham, sont simulés. Les résultats sont expliqués, dans la section 4. La section 5 propose enfin des conclusions.

2 Une loi de comportement à transition solide/fluide prenant en compte le couplage hydromécanique

Dans le cas d'un glissement de terrain, les sols se comportent comme un solide avant la rupture, puis obéissent à la loi visqueuse lors de l'écoulement, et retrouvent le comportement élasto-plastique lorsqu'ils se stabilisent et s'arrêtent. Un modèle établi récemment [1,2] couvre tous les comportements des sols au cours de ce type d'évolution.

2.1 Modèle décrivant les comportements solide et fluide dans un cadre unique

Dans ce modèle unifié, un modèle non-associé nommé PLASOL [3], est choisi d'abord pour décrire le comportement élasto-plastique avant la rupture. Ce modèle utilise le critère plastique de Van Eekelen [5] comme limite plastique, et 13 paramètres sont requis afin de calibrer un sol élasto-plastique.

Ensuite, comme le critère le plus conservateur dans le domaine de bifurcation des sols pour toutes les ruptures par divergence, le travail du second d'ordre, proposé par Hill [4], est employé pour juger la perte de la stabilité des géomatériaux [15,16], il s'écrit comme suit :

$$d^2 w = d\sigma'_{ij} d\varepsilon_{ij} \quad (1)$$

où σ'_{ij} et ε_{ij} sont respectivement le tenseur des contraintes effectives et celui des déformations. Si $d^2 w > 0$ pour toutes les directions de chargement, le matériau est considéré stable, sinon, la rupture diffuse ou localisée peut se produire dans les directions où ses valeurs sont négatives. Il faut noter que c'est l'incrément de contrainte effective qui influence le signe du travail du second ordre, donc la suction intervient dans ce critère pour les sols non saturés.

Enfin, parce que le géomatériau est considéré comme un fluide visqueux en post-rupture avec un seuil de contrainte s_y [13,14], si $d^2 w < 0$ et $J_{2\sigma} > s_y$ sont tous satisfaits, la transition solide-fluide se produit, et le géomatériau s'écoule en exhibant la loi visqueuse de Bingham :

$$\text{si } J_{2\sigma} > s_y \quad \dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2\eta} \left(s_{ij} - s_y \frac{s_{ij}}{J_{2\sigma}} \right) = \frac{J_{2\sigma} - s_y}{2\eta} \cdot \frac{s_{ij}}{J_{2\sigma}} \quad \text{sinon : } \dot{\varepsilon}_{ij} = 0 \quad (2)$$

où $J_{2\sigma}$ est le second invariant du tenseur des contraintes, η est la viscosité dynamique, s_{ij} et $\dot{\varepsilon}_{ij}$ sont respectivement la contrainte déviatoire et le tenseur des taux de déformation déviatoire. Il faut noter

que, l'effet de la succion disparaît, pour les sols non saturés, une fois que le milieu étudié s'écoule. Dans la phase de fluide, si $J_{2\sigma} < s_y$, le matériau étudié revient dans la phase de solide. Par cet ensemble de relations, l'objectif est de décrire la formation et l'écoulement des forces torrentielles.

2.2 Contrainte effective de Bishop

Pour étendre le modèle unifié précédent dans le domaine des sols non saturés, la contrainte effective de Bishop [6], qui s'écrit comme suit, est introduite :

$$\sigma' = \sigma - u_a m + \chi (u_a - u_w) m \quad (3)$$

où σ , u_a et u_w sont respectivement le tenseur des contraintes totales, la pression d'air, et la pression d'eau, $m^T = (1, 1, 1, 0, 0, 0)$ et $s = u_a - u_w$ est la succion. Les tenseurs de contrainte sont exprimés sous la forme de vecteurs à 6 composantes. Dans notre approche, les phases diverses sont supposées immiscibles, les grains de sol et le liquide sont incompressibles, et la pression d'air est considérée identique à la pression atmosphérique P_{atm} : $u_a = P_{atm}$.

L'expression de χ proposé par Arai W. et Prunier F. [7] est prise en compte. En déterminant deux paramètres a_χ et n_χ , χ s'exprime comme suit :

$$\chi = \left(1 + \left(\frac{a_\chi s}{P_{atm}}\right)^{n_\chi}\right)^{\frac{1}{n_\chi} - 1} \quad (4)$$

2.3 Comportement de rétention d'eau

En liant le degré de saturation et la succion, les courbes de rétention d'eau (CRE) décrivent les propriétés hydrauliques des sols non saturés. En établissant la relation entre le degré de saturation et la porosité, le modèle de Van Genuchten-Mualem [8] s'écrit :

$$S_{r_v} = S_{r_{res}} + (S_{r_{sat}} - S_{r_{res}}) \left(1 + \left(\frac{a_v s}{P_{atm}}\right)^{n_v}\right)^{\frac{1}{n_v} - 1} \quad (5)$$

où l'indice v signifie respectivement les processus de drainage et d'imbibition, en étant noté d et w , $S_{r_{res}}$, $S_{r_{sat}}$ et S_{r_v} sont respectivement les degrés de saturation résiduel, saturé et courant, a_v et n_v sont deux paramètres. Le premier s'écrit en fonction de la porosité [7]:

$$a_v = \frac{P_{atm}}{s_{aev}} \left(\frac{n_v - 1}{n_v}\right)^{\frac{1}{n_v}} \frac{-n_v}{(n_v - 1)^2} \left(\left(\frac{2n_v - 1}{n_v}\right)^{2 - \frac{1}{n_v}} - \left(\frac{2n_v - 1}{n_v}\right) - \frac{(n_v - 1)^2}{n_v} \right) \quad (6)$$

où s_{aev} est la valeur d'entrée d'air (VEA).

Par conséquent, $\frac{\partial S_r}{\partial s}$ et $\frac{\partial S_r}{\partial n}$ peuvent être calculés:

$$\frac{\partial S_r}{\partial s} = (S_{r_{sat}} - S_{r_{res}}) (1 - n_v) \frac{a_v}{P_{atm}} \left(1 + \left(\frac{a_v s}{P_{atm}}\right)^{n_v}\right)^{\frac{1}{n_v} - 2} \left(\frac{a_v s}{P_{atm}}\right)^{n_v - 1} \quad (7)$$

$$\frac{\partial Sr}{\partial n} = \lambda (Sr_{sat} - Sr_{res}) \left(1 + \left(\frac{a_v s}{P_{atm}} \right)^{n_v} \right)^{\frac{1}{n_v} - 2} \left(\frac{a_v s}{P_{atm}} \right)^{n_v - 1} \frac{s}{s_{aevo}^2} \left(\frac{n_v - 1}{n_v} \right)^{\frac{1}{n_v} - 1} \frac{s_{aevo}}{n_0} \left(\left(\frac{2n_v - 1}{n_v} \right)^{2 - \frac{1}{n_v}} - n_v \right) \quad (8)$$

où s_{aevo} est une référence de VEA pour une porosité initiale n_0 , et λ un paramètre du matériau à calibrer.

3 Une nouvelle formulation EF pour les problèmes hydromécaniques

Une simulation couvrant tous les comportements solide et fluide, requiert de résoudre les problèmes de grandes transformations. Grâce à ses capacités à décrire les grandes transformations et à suivre les propriétés des matériaux et les variables internes, la MEFPIL [10, 11, 12] est choisie pour les simulations. Il s'agit d'une grille de calcul Eulérienne pour la discrétisation spatiale, et de points matériels Lagrangiens pour la discrétisation matérielle. Comme le schématise la figure 1 au-dessous, le champ des vitesses est calculé à chaque pas de temps aux nœuds de calcul, puis la position relative des points matériels est déterminé par la fonction de forme. Le poids d'intégration est recalculé aussi à l'intérieur des éléments finis.

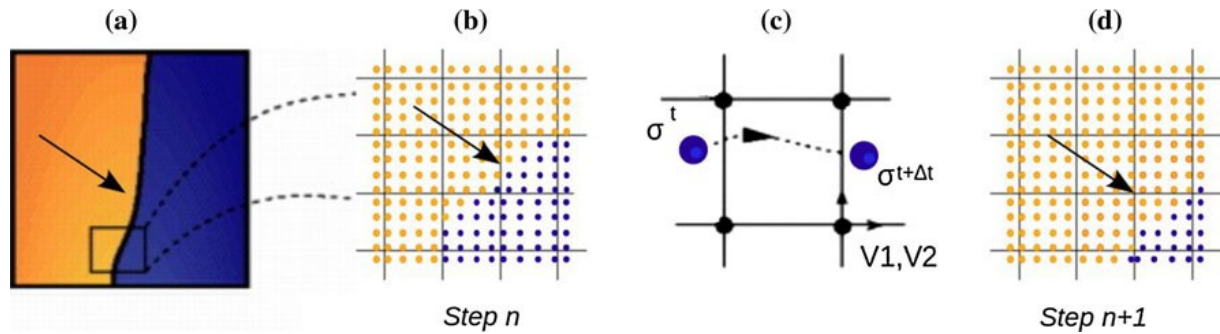


FIG. 1 Schéma de principe de la MEFPIL avec la discrétisation du maillage et des points d'intégration entre deux configurations

3.1 Relations constitutives incrémentales

Afin d'implanter le modèle unifié dans la MEFPIL, une relation contrainte-déformation et une autre teneur en eau-succion convenables sont définies. Vu que La MEFPIL se base sur un cadre visco-élastique [10, 12], la relation de contrainte-déformation s'écrit comme suit :

$$\bar{\sigma}^{t+\Delta t} = D^{ve} \dot{\varepsilon}^{t+\Delta t} - \Delta t \chi \dot{s} m - \chi s^t m + \bar{\sigma}^t \quad (9)$$

où D^{ve} est la matrice visco-élastique, $\dot{\varepsilon}^{t+\Delta t}$ est le taux de déformation, \dot{s} le taux de succion, t et $t + \Delta t$ signifient le temps où les variables sont déterminées. Il faut noter que χ est supposé constant dans un incrément de temps assez petit, par simplification.

En prenant en compte les courbes de rétention d'eau de Van Genuchten-Mualem, la relation de succion-teneur en eau peut être ainsi établie :

$$d\theta = Sr dn + n dSr = (Sr + n \frac{\partial Sr}{\partial n}) dn + n \frac{\partial Sr}{\partial s} ds = -(1-n) (Sr + n \frac{\partial Sr}{\partial n}) m^T d\varepsilon + n \frac{\partial Sr}{\partial s} ds \quad (10)$$

où θ est la teneur en eau et n la porosité.

En transformant les relations (9) et (10), la relation matricielle suivante est obtenue :

$$\begin{pmatrix} \bar{\sigma}^{t+\Delta t} \\ \dot{\theta}^{t+\Delta t} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D^{ve} & W \\ T & H \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}^{t+\Delta t} \\ \dot{s}^{t+\Delta t} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -\chi s^t m + \bar{\sigma}^t \\ 0 \end{pmatrix} \quad (11)$$

où

$$W = -\chi m \Delta t$$

$$T = -(1-n) \left(Sr + n \frac{\partial Sr}{\partial n} \right) m^T$$

$$H = n \frac{\partial Sr}{\partial s}$$

Dans cette relation, D^{ve} est une matrice 6x6, W et T sont respectivement un vecteur vertical et un vecteur horizontal à 6 composantes, et H est un scalaire.

3.2 MEFPIIL : formulation tensorielle

Pour la simplification, certaines hypothèses sont introduites :

- 1) Les grains des sols et le liquide sont incompressibles.
- 2) Les pores du milieu se connectent à l'air extérieur, donc la pression d'air reste à la pression atmosphérique.
- 3) Les conditions isothermiques sont prises en compte afin d'éviter l'influence d'un transfert thermique.
- 4) Le liquide s'écoule en respectant la loi de Darcy généralisée au cas des milieux non-saturés.

Avec les hypothèses ci-dessus, les équations de contrôle se divisent en deux : l'équation d'équilibre du mouvement, et la conservation de la masse d'eau, qui s'écrivent ci-dessous :

$$\int_V (\partial \varepsilon^T \sigma^t) dV - \int_S (\partial u^T f^t) dS - \int_V (\partial u^T b^t) dV = 0 \quad (12)$$

$$\text{div} \left(\frac{-k}{g} (\Delta u_w - b_w) \right) + \frac{\partial}{\partial t} (\rho_w \theta) = 0 \quad (13)$$

où b est la force volumique et f la force surfacique, S et V sont respectivement la surface sollicitée par la force surfacique et le volume étudié, g est l'accélération de gravité, ρ_w est la densité d'eau, b_w est la force volumique de l'eau, et k la perméabilité des sols non saturés.

Par conséquent, avec des fonctions de forme convenables, et la relation (11), le système discret, que nous résolvons pour tous les problèmes étudiés, est donné par:

$$A \dot{U}^{t+\Delta t} + \frac{L}{\Delta t} U_w^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (14)$$

$$L' \dot{U}^{t+\Delta t} + \left(\frac{S}{\Delta t} + R \right) U_w^{t+\Delta t} = Q_{ext}^{t+\Delta t} + \frac{S}{\Delta t} U_w^t$$

où

$$A = \int_V (B^T D^{ve} B) dV$$

$$\begin{aligned}
L &= - \int_V (B^T W N_w) dV \\
M &= \sum \int_V (B^T \chi m N_w) dV \\
F^{t+\Delta t} &= \sum \left(\int_V (N^T b^{t+\Delta t} - B^T \bar{\sigma}^t) dV + \int_S (N^T t^{t+\Delta t}) dS \right) \\
L' &= \sum \int_V (N^T T B) dV \\
S &= - \sum \int_V (N_w^T H N_w) dV \\
R &= \sum \int_V (B_w^T \frac{k}{\rho_w g} B_w) dV \\
Q_{ext}^{t+\Delta t} &= - \sum \int_{S_w} (N_w^T q^{t+\Delta t}) dS_w - \sum \int_V (B_w^T \frac{k}{\rho_w g} b_w) dV
\end{aligned}$$

N et N_w sont respectivement les fonctions de forme pour le champ des vitesses et pour celui des pressions d'eau. Après transformations, le système (14) peut s'écrire:

$$\hat{A} U_w^{t+\Delta t} = \hat{F} \quad (15)$$

où

$$\begin{aligned}
\hat{A} &= L'A^{-1} \frac{L}{\Delta t} - \left(\frac{S}{\Delta t} + R \right) \\
\hat{F} &= L'A^{-1} F^{t+\Delta t} - \left(Q_{ext}^{t+\Delta t} + \frac{S}{\Delta t} U_w^t \right)
\end{aligned}$$

Pour la résolution de ce système d'équations linéaires avec une matrice non symétrique \hat{A} , la méthode du gradient bi-conjugué stabilisée [9] est implémentée comme solver.

4 Exemples d'application

Pour calibrer et tester l'implémentation du modèle de comportement, un essai de compression simple et une pente heuristique sont simulés et analysés.

4.1 Essai de compression simple

La géométrie du modèle est présentée sur la figure 2(a). Dans un rectangle de $2 \times 1 \text{ m}^2$ discrétisé par 8×4 éléments, un échantillon du sol non saturé homogène (dont la densité initiale est supposée nulle) et soumis à une force verticale, provenant de la gravité, augmentant linéairement par une charge uniforme élastique appliquée en haut. Les nœuds à la base sont fixes et ceux sur les côtés sont en glissement libre. Au cours de la simulation, les conditions aux limites en flux d'eau sont désactivées, et les paramètres physiques et mécaniques sont énumérés dans les tableaux 1, et 2.

Matériaux	E	v	$\varphi_{e0} = \varphi_{c0}$	$\varphi_{ef} = \varphi_{cf}$	c_0	c_f	$\psi_e = \psi_c$	Bp	Bc	ρ
Unité	MPa		°	°	kPa	kPa	°			Kg/m ³
Sol	3	0,35	20	32	2	8	10	0,01	0,02	0
Pesanteur	3	0,35								4000

Tableau 1 : Paramètres élasto-plastiques

Paramètres hydrauliques						Paramètres du couplage hydromécanique			
a_d	n_d	a_w	n_w	Sr_{sat}	Sr_{res}	a_χ	n_χ	λ	n_0
1,602	1,38	1,602	1,38	1	0	0,6805	1,5847	0	0,39

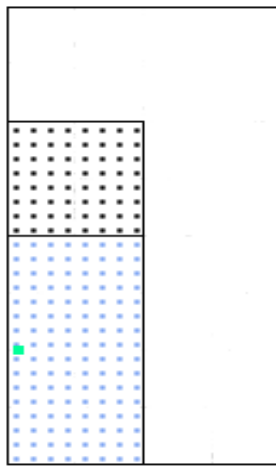
Tableau 2 : Paramètres hydrauliques et du couplage hydromécanique

Pour décrire l'augmentation des modules élastiques en fonction de la succion, le module effectif de compressibilité K'_e et celui de cisaillement μ' [7], donnés ci-dessous, sont introduits dans le modèle.

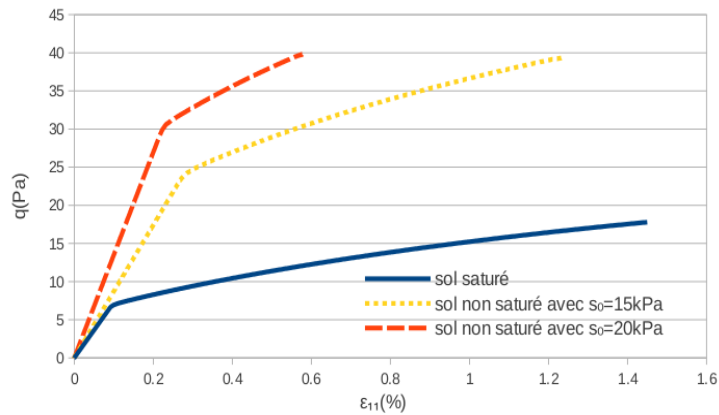
$$K'_e = \frac{p'_0}{k(1-n_0)} \quad (16)$$

$$\mu' = \frac{3(1-2\nu)p'_0}{2k(1+\nu)(1-n_0)} \quad (17)$$

où p'_0 est la pression effective initiale de consolidation isotrope, ν est le coefficient de Poisson, n_0 est la porosité initiale du sol, et k un paramètre mécanique du matériau.



(a)



(b)

FIG. 2 : (a) Géométrie de l'essai de compression simple (b) Résultats de l'essai de compression simple avec des succions différentes (0, 15 et 20 kPa)

Sur la figure 2(b), les courbes continue, pointillée et discontinue montrent les relations entre la déformation horizontale ε_{11} et la contrainte déviatoire q , respectivement pour les succions $s_0=0$, $s_0=15\text{kPa}$ et $s_0=20\text{kPa}$. 3 points sont à noter :

- 1) Les limites élastiques s'accroissent, en fonction de l'augmentation des succions.
- 2) Les pics de q augmentent, au fur et à mesure que les succions augmentent.
- 3) Le renforcement des modules élastiques avec les succions augmentant.

Les 3 phénomènes s'expliquent par :

Selon la contrainte effective de Bishop exprimée par l'équation (3), une succion initiale plus importante produit une pression effective initiale p'_0 plus importante. La surface de charge et la limite plastique de Van Eekelen sont sous la forme conique, une valeur p'_0 plus importante correspond donc à des limites élastique et plastique plus importantes, le long de la droite hydrostatique. Ensuite, la

succion augmentant induit une cémentation entre les grains du sol, en conséquence, la cohésion apparente augmente dû à la succion, comme le montre l'expression ci-dessous :

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' = (c' + \chi s \operatorname{tg} \varphi') + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \varphi' \quad (18)$$

où c' et φ' sont respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif, $c = c' + \chi s \operatorname{tg} \varphi'$ est donc la cohésion apparente.

4.2 Pente heuristique

Une pente non saturée de $6 \times 6 \text{ m}^2$, stable initialement, avec une succion initiale de valeur 500 kPa , et pour laquelle la gravité s'augmente linéairement sur les 100 premiers pas de temps jusqu'à atteindre $9,81 \text{ m/s}^2$, est simulée. Comme pour la simulation précédente, les nœuds à la base sont fixes et ceux sur les côtés sont en glissement libre. La pluie, durant 79 heures, induit une imbibition de haut en bas sous un flux d'eau stable de 4.22 mm/h ($1.172 \times 10^{-6} \text{ m/s}$). Dans ce modèle, la perméabilité de la pente est supposée isotrope, et les paramètres sont énumérés ci-dessous :

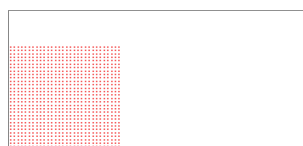
Matériaux	E	ν	$\varphi_{e0} = \varphi_{c0}$	$\varphi_{ef} = \varphi_{cf}$	c_0	c_f	$\psi_e = \psi_c$	Bp	Bc	ρ	η	s_y
Unité	MPa		°	°	kPa	kPa	°			Kg/m ³	Pa.s	kPa
Sol	3	0,35	15	25	0	0	10	0,01	0,02	1100	150	5

Tableau 3 : Paramètres élasto-plastiques

Paramètres hydrauliques						Paramètres du couplage hydromécanique				Perméabilité K_0
a_d	n_d	a_w	n_w	Sr_{sat}	Sr_{res}	a_χ	n_χ	λ	n_0	m/s
0,802	1,38	0,802	1,38	1	0	0,6805	1,5847	0,5	0,39	5×10^{-5}

Tableau 4 : Paramètres hydrauliques et du couplage hydromécanique

K_0 est la perméabilité constante pour le sol saturé, la perméabilité pour le sol non saturé est déterminée selon le comportement de rétention d'eau, et contrôle la possibilité de l'infiltration de l'eau. Les gradients des pressions d'eau et ceux des perméabilités induisent l'infiltration de l'eau de haut en bas. Les figures 3 illustrent la variation des succions dans les couches différentes en fonction du temps, et les configurations de la rupture jusqu'à l'arrêt. La figure 4(a) montre les variations des succions aux



(1) Etat initial



(2) Imbibition après 28h



(3) Imbibition après 41h



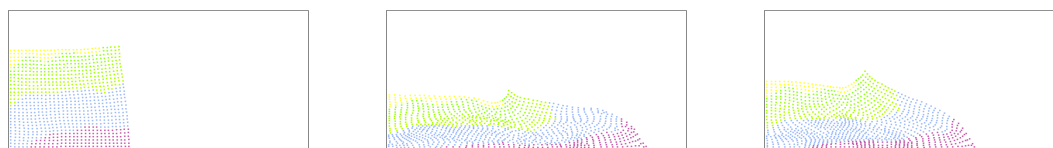
(4) Imbibition après 56h



(5) Imbibition après 69h



(6) Imbibition après 79h



(7) Déclenchement de la rupture (8) Configuration lors de l'écoulement du sol (9) configuration à l'arrêt du sol

FIG. 3 La variation des succions en fonction du temps (1 ~ 6), et les configurations de l'écoulement après la rupture (7~9)

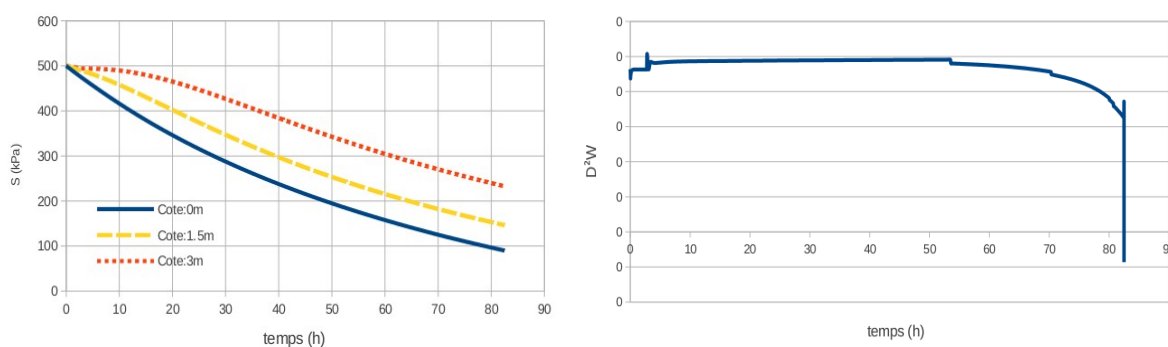


FIG.4 : (a) Diminution des succions à trois cotes (b) Variation du travail du second ordre global

points respectivement à la surface, à la profondeur de 1,5 et 3 mètres au-dessous de la surface, par les courbes continue, discontinue et pointillée. Les succions en bas du modèle sont les plus importantes, car l'eau prend plus de temps à s'infiltrer dans les couches plus profondes. Sur la figure 4(b), la variation du travail du second ordre global avec le temps est bien observée, sur les 100 premiers pas (environ 2.8 h) du chargement par la gravité. D^2W ne se réduit pas, jusqu'à 53 h. Puis il diminue significativement jusqu'à 0, à 82 h. Ce phénomène prouve que la rupture est bien décrite par la variation de D^2W . Vu qu'aucune suction n'est nulle lors de la rupture, c'est plutôt la réduction de la cohésion apparente qui provoque la rupture.

5 Conclusions et perspectives

Cette contribution présente un nouveau modèle à transition solide-fluide, permettant de prendre en compte les couplages hydromécaniques. Tout d'abord, un essai de compression simple a été simulé. Les propriétés principales des sols non saturés sont bien retrouvées. En outre, une pente heuristique, dont la suction est homogène initialement, est aussi simulée. La rupture provoquée par l'imbibition depuis la surface durant 79 heures et elle est observée lorsque le travail du second ordre global s'annule ($J_{2\sigma} > s_y$ est satisfait avec $s_y = 5\text{kPa}$). Pour conclure, ce modèle est considéré comme fiable pour décrire les comportements des sols non saturés, dans toutes les phases solide et fluide. En améliorant essentiellement la loi visqueuse après la rupture, et en prenant en compte la force inertielle pour l'écoulement rapide, des simulations encore plus réalistes sont attendues ultérieurement.

6 Remerciement

Le laboratoire est une part du LabEx Tec 21 (Investissements d'Avenir - grant agreement n°ANR-11-LABX-0030).

Références

- [1] Prime N, Dufour F, Darve F. Unified model for geomaterial solid/fluid states and the transition in between. *Journal of Engineering Mechanics* (2013), 140(6)
- [2] Prime N, Dufour F, Darve F. Solid-fluid transition modelling in geomaterials and application to a mudflow interacting with an obstacle. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (2014), Vol 38, p. 1341-1361
- [3] Barnichon JD. Finite element modelling in structural and petroleum geology. Ph.D. Thesis (1998), University of Liege
- [4] Hill R. A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* (1958), Vol.6 p.236-249
- [5] Van Eekelen H A M. Isotropic yield surface in three dimensions for use in soil mechanics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (1980), 4(1), 89-101
- [6] Bishop AW. Principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad* (1959), 106(39): 859-863
- [7] Arairo W, Prunier F, Djéran-Maigre I, Darve F. A new insight into modelling the behaviour of unsaturated soils. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* [2013], Vol 37, p. 2629-2654
- [8] Van Genuchten MT. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* (1980), 44:892-898
- [9] Van der Vorst H A. Bi-CGSTAB: A fast and smoothly converging variant of Bi-CG for the solution of nonsymmetric linear systems. *The SIAM Journal on Scientific Computing*, 13 (1992), 631-644.
- [10] Moresi L, Dufour F, Muhlhaus H-B. A Lagrangian integration point finite element method for large deformation modelling of viscoelastic geomaterials. *Journal of Computational Physics* (2003), 184:476-497
- [11] Moresi L, Dufour F, Muhlhaus H-B. Mantle convection modeling with viscoelastic/brittle lithosphere: numerical methodology and plate tectonic modeling. *Pure and Applied Geophysics* (2002), 159(10):2335-2356
- [12] Dufour F. Développements de la méthode des éléments finis avec des points d'intégration Lagrangiens: Applications à la géomécanique. Ph.D. Thesis (2002), Ecole centrale de Nantes
- [13] Daido A. On the occurrence of mud-debris flow. *Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ.* (1971); 21/109-135
- [14] Coussot P, Proust S, Ancey C. Rheological interpretation of deposits of yield stress fluids. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* (1996); 66:55-70
- [15] Darve F, Servant G, Laouafa F, Khoa H D V. Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 193(2004). p.3057-3085.
- [16] Laouafa F, Prunier F, Daouadji A, Al Gali H, Darve F. Stability in geomaterials, experimental and numerical analyses. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (2011). 35:112-139.