

PENTES, PLUIE, FLUAGE ET DEPLACEMENTS

SLOPES, RAIN, CREEP AND DISPLACEMENTS

René-Michel Faure¹, Jean-Claude Gress², Mohamed Ghouari³

1 Professeur, SANEFA, Carouge, Suisse

2 Professeur, Hydrogéotechnique, Fontaines, France

3 Ingénieur, Ministère des TP, Alger, Algérie

RÉSUMÉ – Cet article présente les étapes de la modélisation d'une pente argileuse, de la stabilité à la rupture, en prenant en compte le rôle de la pluie et des actions anthropiques (drainage, renforcement). Les modèles existants traitant des relations pluie-pression interstitielle, pluie-déplacements et de la saturation du sol sont rappelés et un nouveau modèle de fluage est proposé.

ABSTRACT – We remind in this paper the compulsory models for simulating the behaviour of a clayed slope under rain and we present a new model of creep as to develop a computer code simulating the slope behaviour. Drainage and reinforcement are taken into account.

1. Introduction

Les pentes naturelles sont très souvent proches de l'équilibre, surtout avec des conditions climatiques défavorables, et présentent des déformations de pré-rupture. Ce comportement a été dénommé fluage, il est très influencé par les variations des conditions limites, les modifications dues à la pluie et à l'action humaine. Modéliser une pente c'est donc, à partir d'un état d'équilibre, aller ou ne pas aller vers des déformations importantes. Et quand les déformations sont trop importantes, la rupture est inéluctable. (Leroueil, 2001)

2. Modèles de saturation

La pluie qui tombe sur une pente s'évapore, s'infiltre ou ruisselle. Dans les modèles d'infiltration que nous utilisons nous supposons qu'il pleut suffisamment et que l'eau qui s'infiltre n'est limitée que par les propriétés du sol, c'est-à-dire sa perméabilité. Les modèles sont à une dimension et la perméabilité est fonction de la saturation. Un profil de saturation initial est choisi entre plusieurs profils. Deux modèles sont utilisés, l'un suivant un pluviogramme qui définit dans le temps le régime de pluie et un second qui détermine le temps nécessaire à saturer tout le sol, de la surface jusqu'à la nappe initiale. Ce second modèle montre clairement qu'une pluie de durée suffisante va faire augmenter les pressions interstitielles de façon brutale, quand le front de la zone saturée qui descend depuis la surface rejoint la zone saturée inférieure, celle limitée par la nappe. Pour le glissement c'est un véritable choc, puisque brutalement, du fait de l'à-coup des pressions interstitielles, une perte importante de résistance au cisaillement peut entraîner la rupture. Ce temps nécessaire à la saturation de la zone au-dessus de la nappe a été mis en évidence

lors de longues périodes de pluie (pendant plus de 24 heures pour un typhon) quand de façon quasi simultanée de nombreux glissements apparaissent dans la zone de pluie (Shimizu, 1988).

Après une pluie de durée suffisante, la saturation de la partie haute va rejoindre le niveau phréatique, causant dans les couches inférieures une montée brusque de la pression interstitielle. Des modèles numériques traduisent ce phénomène.

3. Modèles liant la pluie et la piézométrie

Il y a trois façons de relier la pluie - un hydrogramme - avec des relevés piézométriques - une série temporelle que l'électronique actuelle permet d'obtenir facilement -. Cependant il ne faut pas prendre l'hydrogramme tel quel, il faut passer de la pluie à la pluie efficace, c'est-à-dire celle correspondant à la quantité d'eau qui alimente le régime hydraulique souterrain. Il faut donc estimer le ruissellement et l'évapotranspiration (EVP). Plusieurs formules d'EVP existent et elles nécessitent d'autres paramètres comme la température, la vitesse du vent et un état de la végétation.

3.1 Modèles par calage de fonctions

Quand on connaît par la mesure l'évolution des pressions interstitielles et que l'on connaît la pluie par son hydrogramme, il est tentant de chercher à relier les deux séries temporelles. Pour les pluies espacées dans le temps, on possède une réponse isolée qui se traduit par une fonction exponentielle décroissante, mais lorsque les épisodes pluvieux se succèdent le calage du modèle est plus délicat, des dérives (réponses différées) apparaissent. Pour la figure 1 le calage de la courbe de piézométrie s'effectue à partir de la relation suivante : (Faure et al, 2002)

$$U_{n+1} = (U_n - U_{\min}) \exp(-\beta) + U_{\min} + \gamma_1 P_n + \gamma_2 P_{5n} + \gamma_3 P_{10n} - \gamma_4 T_n \quad (1)$$

avec : U_n la charge hydraulique du jour n exprimée en kPa, P_n les précipitations en mm du jour n , P_{in} les précipitations cumulées en mm des $i^{\text{ème}}$ jours précédents le jour n , T_n la température en °C du jour n , les γ_i , et β sont les paramètres à caler

$U_{\min}$ est la valeur de la charge hydraulique à l'étiage et est définie en fonction des différents relevés que l'on possède.

Le coefficient β traduit la vidange de la nappe. Les coefficients γ_1 , γ_2 et γ_3 traduisent l'apport de la pluie et le coefficient γ_4 traduit le rôle de l'évapotranspiration à travers l'influence de la température.

Dans cette relation l'évapotranspiration a été réduite à sa plus simple expression.

3.2 Modèles « réservoirs »

Les modèles - réservoirs reposent sur l'idée suivante. Il s'agit d'assimiler le glissement de terrain étudié à une succession de réservoirs plus ou moins remplis d'eau et communiquant entre eux par l'intermédiaire de canalisations. L'objectif, comme au paragraphe précédent, est d'estimer les variations de la pression interstitielle. Le principe de la méthode est de faire correspondre les différentes hauteurs d'eau, les débits d'entrée et de sortie ainsi que l'apport d'eau dû à la pluie.

L'objectif n'est pas de traduire exactement le comportement hydrologique du terrain mais plutôt de caler un modèle fournissant les mêmes réponses. (Angelli et al. 2000). Dans le cas d'une modélisation à deux réservoirs, on a le schéma de la figure 2.

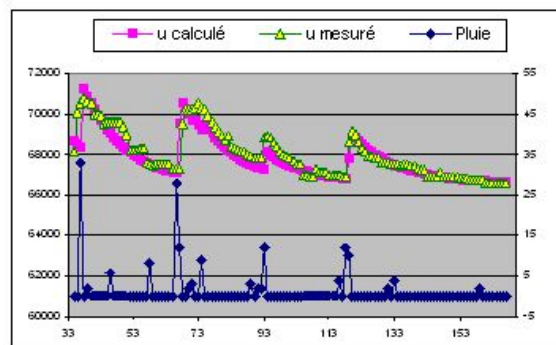


Figure 1 : Pluie – piézométrie
(temps en jours, piézométrie et pluie en mm)

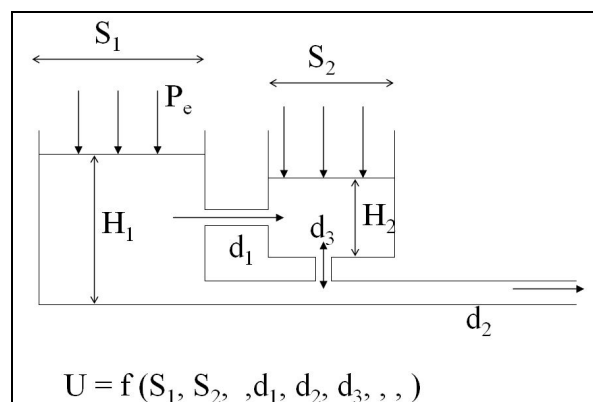


Figure 2 : Modèle à deux réservoirs

3.3 Modèles utilisant un réseau de neurones

Les réseaux de neurones permettent, via des coefficients – poids entre les neurones, de faire correspondre une charge piézométrique à un ensemble de données météorologiques. Cette méthode nécessite un très grand nombre de données afin de déterminer entièrement tous les coefficients – poids. Par ailleurs, cette méthode doit être reconduite à chaque nouvelle prévision afin de déterminer une nouvelle fois l'ensemble des coefficients – poids. (Vulliet, 2000)

4. Modèles de fluage

4.1 Modèles de la littérature

La notion de fluage recouvre bien des aspects car sa définition générale : déformation sous un chargement fixe, ne précise pas cette notion de chargement qui peut être multiforme. Comment comparer un chargement triaxial et un chargement oedométrique ? Dans les deux cas il y a déformation sous charge fixe, mais pour le triaxial la « préparation » d'une surface de rupture n'est pas comparable au phénomène de consolidation secondaire.

En 1962, à partir d'essais triaxiaux, Schmid distingue fluage primaire, secondaire et tertiaire, et le fluage peut changer de mode. Il considère la rupture proche lorsque la vitesse de déformation s'accélère.

Ter-Stepanian (1975, 1996) distingue quatre possibilités vis-à-vis du fluage :

- (a) : absence de fluage sous des contraintes de cisaillement très faibles,
- (b) : une seule phase de fluage sous contraintes de cisaillement faibles,
- (c) : fluage à trois phases sous contraintes de cisaillement moyennes (phase de mobilisation, phase d'accélération, phase de stabilisation),

(d) : fluage à deux phases sous contraintes de cisaillement fortes (phase de mobilisation et phase de rupture).

Ter-Stepanian associe les quatre types de fluage précédents à la fois à quatre niveaux d'efforts encaissés par le matériau et à quatre niveaux de description de la matière constituant ce matériau : le niveau moléculaire de déformation du sol, le niveau des particules de déformation du sol, le niveau structural de déformation du sol, la déformation du sol au niveau des agrégats.

Singh et Mitchell (1968) proposent une formulation plus complète et prennent en compte la sollicitation déviatorique q . La vitesse de déformation $d\varepsilon / dt$ est égale à $A e^{\alpha q} (t_1 / t)^m$. ou q est le déviateur, α la pente de la partie linéaire dans le plan $(\ln d\varepsilon / dt, q)$; A est une constante et m la valeur absolue de la pente des droites dans le plan $(\ln (d\varepsilon / dt), \ln t)$. Ils observent $0,7 < m < 1,3$. L'utilisation de cette approche ne donne pas toujours des résultats probants surtout si la rupture est proche. De plus, comme le fait remarquer Leroueil (Leroueil, 2002) l'usage d'un temps de référence t_1 ne rend pas cette formule objective.

4.2 Mise en évidence du fluage au laboratoire et nouvelle formulation

L'expérience fondamentale qui approche le fluage des pentes se réalise avec des essais triaxiaux sur des échantillons de sol. Un premier essai (UU) est fait de façon classique et l'on obtient la résistance du sol en quelques heures.

Le même sol (autres échantillons) est placé dans un triaxial, dans les mêmes conditions que précédemment, et on applique une charge axiale (taux de cisaillement) de $s\%$ la valeur de rupture trouvée au premier essai. On observe alors la déformation de l'éprouvette en fonction du temps. En faisant varier s on obtient deux sortes de courbes. Celles pour s petit qui finissent par se stabiliser et celles qui conduisent à la rupture de l'échantillon. En reportant ces courbes sur un graphe on remarque que les ordonnées de départ des courbes représentent la déformation immédiate lorsque l'on charge l'éprouvette. Les chargements sont exprimés en % de la charge de rupture. Un seuil s_1 , à 0.775 pour le graphe de la figure 3, sépare les courbes qui ne conduisent pas à la rupture avec celles qui conduisent à la rupture. Pour les courbes avec un taux de cisaillement inférieur à s_1 , le fluage est amorti, asymptote horizontale. Pour les courbes avec $s > s_1$, il n'y a plus d'asymptote et la déformation croît indéfiniment, limitée par la rupture. Pour $s = s_1$, la courbe est une droite, c'est le fluage à vitesse constante. (Faure et al. 2002)

L'équation du graphe obtenue par calage de courbes est :

$$\varepsilon(s, t) = \lambda(s) + v_0(s) \sinh((s - s_1)t) (\cosh(t))^{(s - s_1) / (s - s_1)} \quad (2)$$

où :
 - s : Niveau de chargement de la courbe de fluage, choisi par l'opérateur.
 - s_1 : Niveau de chargement de la courbe de fluage à vitesse constante
 - $\lambda(s)$: déformation initiale au chargement
 - $v_0(s)$: pente à l'origine de chaque courbe de fluage

$\lambda(s)$ et $v_0(s)$ sont mesurées lors des essais et par tâtonnement, avec l'aide d'un tableur on détermine s_1 . Plusieurs données expérimentales de la littérature ont permis cette analyse pour des sols, mais aussi pour les géotextiles. (Auray et al, 2009)

La valeur de $\lambda(s)$ peut être évaluée à l'aide d'un module, cependant le frottement des extrémités des échantillons par frottement entraîne une déformation de

l'éprouvette en tonneau et une correction peut être nécessaire pour les sols relativement mous.

La valeur de $v_0(s)$ n'est pas aisée à mesurer du fait de la mise en place de l'éprouvette. Il est proposé de déduire cette valeur de la vitesse du fluage à vitesse constante correspondant à la sollicitation s_1 , du genre $v_0(s) = v_0(s_1) \exp(s-s_1)$. Des essais devront confirmer ou modifier cette proposition.

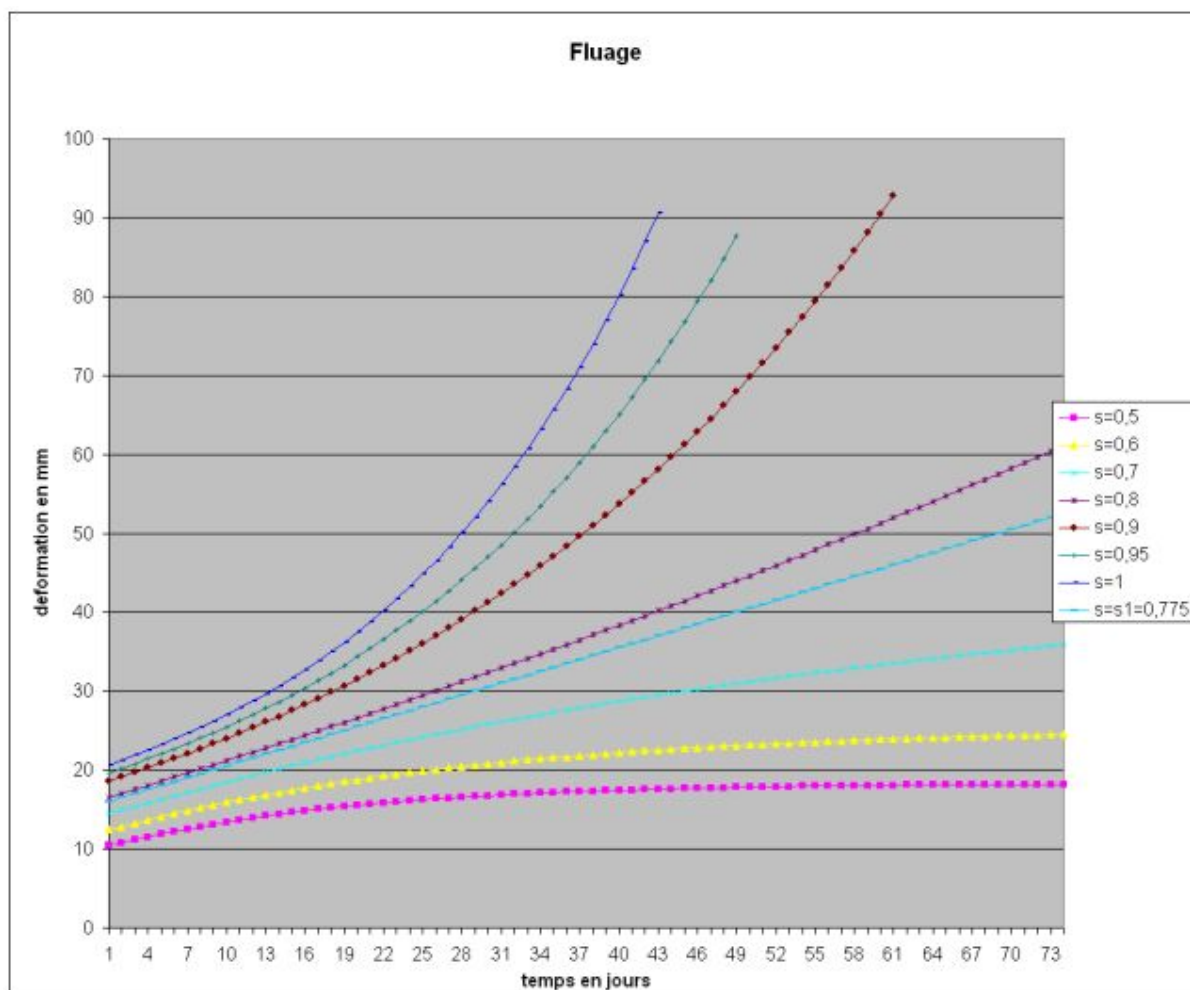


Figure 3 : Graphe de fluage, déformation en ordonnée, temps en abscisse (s_1 a pour valeur 0.775)

Le modèle se réduit donc à trois paramètres, un module de déformation axiale, le seuil s_1 correspondant au fluage à vitesse constante et cette vitesse. Dans l'application aux pentes, seuls les deux derniers paramètres seront utilisés.

5. Modèles de pentes

5.1 Modèles de la littérature

L'approche des modèles de pentes avec mouvements discontinus fait appel aux notions de rupture progressive, rupture retardée, rupture régressive. De nombreux auteurs ont abordé cet aspect.

Bjerrum (1967) propose un modèle de rupture régressive évaluant le manque de résistance quand la déformation d'une partie de la rupture dépasse la déformation de pic et se trouve en résistance résiduelle.

Bishop (1971) applique l'approche de Bjerrum pour un calcul en rupture circulaire.

Pour tenir compte, d'une certaine façon de la rupture progressive, Lo et Maurin (1972) proposent la formulation suivante : $\tau(t) = \tau_{pic} - K \log(t / t_0)$. τ_{pic} est la résistance de pic obtenue lors d'un essai drainé de durée t_0 , $\tau(t)$ est la résistance au temps t est K un paramètre expérimental dont la détermination nécessite de très longs essais. La loi n'a jamais été réellement calée.

Law et Lumb (1978) définissent un coefficient de sécurité à partir des tranches (dans une méthode des tranches) sollicitées avant et après le pic de résistance.

Christian et Withman (1969) prennent en compte un déplacement pour le calcul de la résistance et résolvent une équation différentielle.

Athanasia (1980) et Faure et al (1992) à partir d'un calcul élastique (chaque tranche est un ressort comprimé) déterminent un champ de déplacement et (Farhat, 1990) peut comparer en termes de déplacement, deux solutions confortatives ou deux chargements.

5.2 Modèle proposé

Le modèle proposé s'applique pour l'instant à une pente infinie, d'épaisseur constante, et modélisée par n tranches. La contrainte normale à la base de la tranche est calculée en considérant le poids vertical des terres, l'inclinaison de la surface de rupture et le fait que le point représentatif de cet état de contrainte est, sur le cercle de Mohr correspondant à un point de tangence avec la droite de Coulomb puisqu'il s'agit d'une rupture. τ_{pic} permet de définir la loi de cisaillement à la base des tranches, qui est une loi avec écrouissage négatif alors définie par 4 paramètres (c' , ϕ' , ε_{pic} , R_f) (Faure, 1985). Les pressions interstitielles à la base des tranches sont définies comme une distribution dépendant de deux paramètres après lissage des mesures ou des calculs faits avec les modèles hydrauliques présentés auparavant. Plusieurs distributions sont définies pour évaluer le rôle des variations de pressions interstitielles. Le champ de déplacement à la base des tranches peut être défini avec une loi de distribution à deux paramètres ou calculé en considérant les tranches comme élastiques avec comme point fixe, soit la tranche supérieure, soit inférieure. Un déplacement de type solide rigide peut être ajouté au déplacement précédent.

A chaque tranche, un effort résistant (clouage) peut être ajouté. L'équilibre de l'ensemble des tranches est calculé en calant les paramètres de forme du champ de déplacement et on obtient le champ de déplacement et la distribution des coefficients de sécurité locaux. A partir des coefficients de sécurité locaux, un coefficient global est calculé comme une moyenne pondérée des coefficients locaux. Un second calcul détermine la marge de sécurité, c'est-à-dire le surplus de résistance encore disponible face à un déplacement plus important, ce qui peut être une sorte d'alarme lorsqu'un glissement se met en mouvement. Une fois le glissement en équilibre, le calcul du déplacement de fluage est simple. Connaissant le taux de cisaillement le modèle de fluage définit la courbe à utiliser, jusqu'à une prochaine variation du taux. Pour les phénomènes cycliques ou de très longue durée cette formulation doit être adaptée pour suivre une pente qui "glisse" en période humide et s'arrête en période sèche. On introduit un temps T de recouvrement et le t de la formule devient $(t - T)$. Ce T traduit un "retour à zéro" comme si après une période sèche, à la venue d'une

période humide, le fluage reprenait comme initialement. Cette notion d'anti-endommagement traduit par le paramètre T est essentielle pour expliquer la cinématique d'un glissement de terrain. Leroueil a développé toute une partie de son discours sur ce thème durant la 39^{ème} « Rankine Lecture » (Leroueil, 2001). Les variations de la nappe auxquelles sont associés d'autres phénomènes tels que celui de la succion, contribuent à fragiliser ou consolider le sol en place et donc à faire varier T . On peut donc avoir plusieurs cas :

Les phénomènes (séchage - humidification), qui se répètent à intervalles de temps plus ou moins réguliers, désorganisent en quelque sorte la structure du matériau ce qui peut engendrer une rupture plus rapide que prévue, et dans ce cas tous les paramètres de la formule changent.

Mais, si la nappe reste à un niveau bas pendant assez longtemps, les mouvements sont quasiment nuls et le terrain peut alors se restructurer. Un nouveau cycle de déformation commence et T apparaît comme le temps entre deux cycles.

Comme tout modèle, on s'en servira comme moyen d'alerte pour le suivi d'une pente. Les paramètres étant calés, toute variation importante à la loi est signe qu'une modification des conditions limites impose un autre modèle conduisant sans doute plus rapidement à la rupture. Un retour sur le terrain s'impose.

Un outil de calcul a été développé en PHP suivant l'approche développée ci avant. La figure 4 est un exemple de sortie graphique. D'autres graphes sont créés à la demande. Une telle approche correspond à l'étude d'un risque de glissement dans sa phase pré-rupture. (Vaunat et al, 1994)

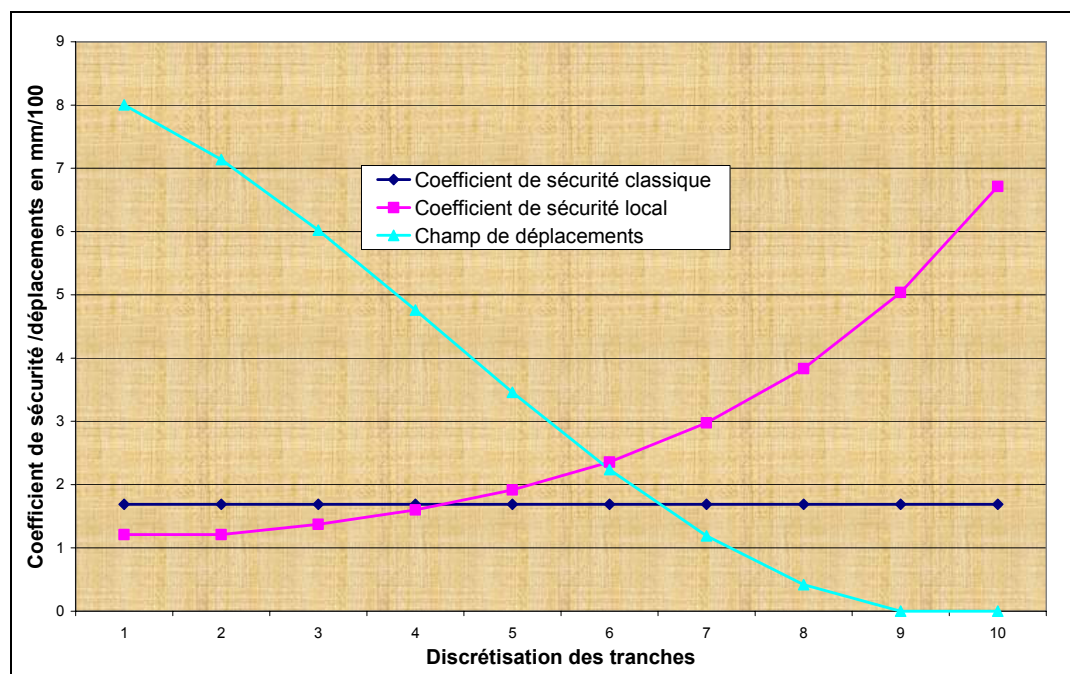


Figure 4 : Comparaison des coefficients de sécurité de chacune des tranches avec et sans déplacement dans un calcul à l'équilibre.

6. Références bibliographiques

- Angelli M.G., Gasparetto P., 2000, An Analytical Approach to Obtain the Actual Groundwater Response Using Open Standpipe Piezometers. 8th ISL , Cardiff, p 71-76
- Auray G., Faure R.M., 2009, Méthodes pour le dimensionnement des murs renforcés par géosynthétiques avec prise en compte du comportement au fluage des géosynthétiques. Proc. Journées des Géosynthétiques, Nantes.
- Athanasia C., 1980, Non linear slope stability analysis., Proc 3rd I.S.L. pp259-262, New-Delhi
- Bishop A.W., 1971, The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis. Geotechnique, vol 21, n2, pp168-172,
- Bjerrum L., 1967, Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales., A.S.C.E., Journal of the SMFD, V93, SM5, pp. 3-49
- Christian J.T., Whitman P.V., 1969, A one dimension model for progressive failure, Proc of 7th ICSMFE, Mexico, vol2, pp541-545
- Faure R.M., Gress J.C. Rojat F., 2002, An easy to use model for taking in account rainfall in slope displacement calculation. Landslides, Rybar, Prague, pp553-558
- Faure R.M., Seve G., Farhat H., Virollet M., Delmas P., 1992, A new methodology for evaluation of landslides displacement., Proc. 6th ISL, Landslides Bell editor Christchurch
- Faure R.M., 1985, Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations., Revue Française de Géotechnique no 33 pp49-59
- Law K.T., Lumb P., 1978, A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes., Canadian Geotechnical Journal, vol15, pp 113-122.
- Leroueil S., 2001. Rankine lecture n°39 Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. Geotechnique 51, No. 3, p.195-243.
- Lo K.Y., Morin J.P., 1972, Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. Can. Geot., 9-3, pp261-277
- Singh A.W., Mitchell J.K., 1968, General stress-strain-time function for soils. J. SMFD, ASCE, 94-1, pp21-46
- Shimizu M. (1988) Prediction of slope failures due to heavy rains using the tank model. 5th Int. Symp. on landslides, Lausanne, 1: 771-777.
- Ter-Stepanian G., 1996. Concentration du fluage avec le temps. Revue française de géotechnique, n°74, p.31-43.
- Ter-Stepanian G., 1975, Creep of a clay during shear and it rheological model, Geotechnique 25 No 2 pp299-320
- Vaunat J., Leroueil S., Faure R.M., 1994, Slope movements : A geotechnical perspective., 7th IAEG congress. Lisbonne. pp1637-1646,
- Vulliet L, Mayoraz F, 2000 Coupling neural networks and mechanical model for a better landslide management. 8th ISL 2000, Cardiff, in Landslides in research, theory and practice, Thomas Telford, London. p1521-1526