

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMCEM**



**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

Mémoire

Pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

**Infrastructure de Base et Géotechnique**

Option **Travaux Publics**

Intitulé

**LES GLISSEMENTS DE TERRAINS  
DANS LES SOLS NON SATURES  
- MODELISATION PAR LE LOGICIEL GEO-SLOPE -**

Présenté par

**M. DAHMANI HICHAM**

**M. KOLLI BEKKAYE**

Soutenu en octobre 2013 devant le jury composé de

**M. HASSAINE N.**

Président

**M<sup>me</sup> BENDI-OUIS A.**

Encadrante

**M. MELOUKA S.**

Encadrant

**PR. ALLAL M. A.**

Examineur

**PR. ABOU-BEKR N.**

Examineur



# REMERCIEMENTS

*Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donnés le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science et de la connaissance.*

*Nous adressons nos vifs remerciements à nos encadrants M. MELOUKA S. pour sa compréhension, ses conseils et son aide, et M<sup>me</sup> BENDI-OUIS A. pour sa gentillesse et ses orientations efficaces.*

*Nous tenons également à remercier M. HASSAINE N. d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'études.*

*Aussi, nous remercions MM. ALLAL M. A et ABOU-BEKR N. qui ont bien voulu examiné notre travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que nous avons effectué.*

*Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de la Faculté de Technologie en particulier à ceux du département de génie civil. Votre enseignement a porté ses fruits.*

*Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

# RESUME

L'étude présentée dans ce projet de fin d'études a pour objet une contribution à la recherche sur les glissements des terrains en pente dans les sols non saturés et leur analyse.

Après un bref exposé sur les sols non saturés et les techniques de contrôle ou de mesure de la succion, une synthèse bibliographique sur les glissements de terrains en général et dans les sols saturés en particulier a été nécessaire pour aborder ce phénomène dans les terrains partiellement saturés. Par la suite, un aperçu sur les différentes approches utilisées pour l'analyse des glissements de terrains dans les sols non saturés a été présenté.

Le travail a été achevé par une modélisation numérique par l'outil de calcul GEO-SLOPE, basé sur le principe de l'équilibre limite et incluant plusieurs méthodes. Des cas de pentes ont été analysés avec prise en compte de l'effet de la succion, et une étude comparative avec un autre logiciel intitulé LAGAMINE, et basé sur la méthode des éléments finis, a été faite.

**Mots clefs** sol, non saturé, succion, glissement, coefficient de sécurité, Géo-Slope.

# ABSTRACT

The study presented in this project end of studies aims to contribute to research on landslides on slopes in unsaturated soils and their analysis.

After a brief exposed of unsaturated soils and control techniques or measurement of suction, a bibliographical synthesis on landslides in general and in particular saturated soils was necessary for addressing this phenomenon in partially saturated soils. Thereafter, an overview on different approaches used for the analysis of landslides in unsaturated soils was presented.

The work was completed by a numerical modeling tool GEO-SLOPE calculation, based about the principle of limit equilibrium and including several methods. Of cases of slopes were analyzed taking into account the effect of suction, and a comparative study with other software entitled LAGAMINE, and based about the finite element method, was made.

**Keywords** soil,unsaturated, suction, slip, safety coefficient, Geo-Slope.

## ملخص

الدراسة التي قدمت في هذا مشروع التخرج تهدف إلى المساهمة في البحث عن الإنزلاقات الأرضية على منحدرات في التربة الغير المشبعة و تحليلها.

بعد عرض وجيز في التربة الغير المشبعة و تقنيات التحكم, التوليفة البليوغرافية في الانهيارات الأرضية عموماً و في التربة المشبعة على وجه الخصوص كان من الضروري لمعالجة هذه الظاهرة في أرض مشبعة جزئياً. بعد ذلك، لمحة عامة على نهج مختلفة تستخدم لتحليل الانهيارات الأرضية في التربة غير المشبعة التي تم تقديمها.

تم الانتهاء من العمل عن طريق النمذجة العددية بواسطة أداة حساب GEO-SLOPE استناداً إلى مبدأ التوازن الحدي ويتضمن العديد من الأساليب.

قد تم تحليل حالات المنحدرات مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير المص, ودراسة المقارنة مع برنامج آخر يسمى LAGAMINE، استناداً إلى طريقة العناصر المحدودة.

**الكلمات المفتاحية** التربة, غير المشبعة, المص, انزلاق, عامل السلامة, GEO-SLOPE.

# TABLE DES MATIERES

Remerciements .....	i
Résumé .....	ii
Table des matières .....	v
Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux .....	x
Liste des symboles et des abréviations .....	xi
Introduction .....	1
Chapitre 1 Généralités sur les sols non saturés.....	2
1. Introduction .....	2
2. Domaines d'application des sols non saturés dans le génie civil.....	2
3. Définitions : sols non saturés et succion.....	3
3.1. Différents états de saturation d'un sol.....	4
3.2. Composants de la succion.....	4
3.2.1. Succion capillaire.....	4
3.2.2. Succion d'adsorption.....	6
3.2.3. Succion osmotique.....	6
3.2.4. Succion totale.....	6
4. Techniques de mesure et d'imposition de la succion .....	7
4.1. Techniques de mesure de la succion.....	7
4.1.1. Méthode du tensiomètre .....	7
4.1.2. Méthode psychrométrique .....	8
4.1.3. Méthode du papier filtre .....	8
4.2. Techniques d'imposition de la succion.....	9
4.2.1. Méthode de translation d'axe.....	9
4.2.2. Technique d'imposition osmotique .....	10
4.2.3. Méthode des solutions salines.....	11
5. Notion de contrainte effective pour les sols non saturés .....	12
6. Conclusion.....	16

Chapitre 2	Les glissements de terrains dans sols saturés.....	17
1.	Introduction .....	17
2.	Les différents types d'instabilités de pentes .....	17
2.1.	Classification de Colas et Pilot (1976) .....	18
2.1.1.	Les écroulements .....	18
2.1.2.	Les glissements.....	18
2.1.3.	Les fluages.....	19
2.1.4.	Les coulées.....	19
2.2.	Classification suivant la surface de rupture .....	19
2.2.1.	Les glissements plans .....	19
2.2.2.	Les glissements circulaires ou rotationnels .....	19
2.3.	Autres classifications.....	20
3.	Les causes des glissements de terrain.....	20
3.1.	Les facteurs permanents .....	21
3.2.	Les facteurs dynamiques.....	21
4.	Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes .....	21
4.1.	Notion de coefficient de sécurité .....	21
4.2.	Les méthodes d'équilibre limite .....	22
4.2.1.	Rupture plane.....	23
4.2.2.	Rupture circulaire .....	24
4.2.3.	Rupture quelconque.....	29
4.3.	Les méthodes probabilistes.....	29
4.4.	Les méthodes numériques.....	30
4.4.1.	La méthode des éléments finis.....	30
4.4.2.	La méthode des éléments discrets.....	30
4.4.3.	La méthode des différences finies .....	31
5.	Conclusion.....	31
Chapitre 3	Les glissements de terrains dans sols saturés.....	33
1.	Introduction .....	33
2.	Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion .....	34
2.1.	Khalili et Khabbaz, 1998.....	34
2.2.	Fredlund et al., 1978.....	35
2.3.	Vanapalli et al., 1996.....	35
2.4.	Vilar, 2006.....	36

3.	Critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale .....	38
3.1.	Approche avec l'équation de Bishop.....	38
3.2.	Approche de Fredlund et al.....	39
3.3.	Approche d'Öberg .....	39
4.	CONCLUSION .....	39
Chapitre 4 Applications – Modélisation par le logiciel GEO-SLOPE .....		41
1.	Introduction .....	41
2.	Présentation du logiciel GEO-SLOPE.....	41
3.	Applications.....	42
3.1.	Talus homogène.....	42
3.2.	Talus hétérogène.....	47
3.3.	Comparaison entre SLOPE/W et LAGAMINE.....	51
4.	Conclusion .....	57
Conclusion Générale.....		58

# LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Organisation de la mécanique des sols globalement. ....	3
Figure 1.2	Action des forces sur une molécule d'eau (Aitchison, 1961 cités par Fredlund & Rahardjo, 1993).....	5
Figure 1.3	Remontée capillaire dans un tube (Aitchison, 1961 cité par Fredlund & Rahardjo, 1993). ....	6
Figure 1.4	Principe de la mesure de la succion par tensiomètre (Croney et al 1958).....	7
Figure 1.5	Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000). ....	8
Figure 1.6	Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide.Plan [Wf, s] (Belhachemi, 2005).....	9
Figure 1.7	Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe.....	10
Figure 1.8	Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).....	11
Figure 1.9	Principe de la méthode des solutions salines (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).....	12
Figure 1.10	Principe de contrainte effective en sol saturé, (Delage et al. 2001). ....	13
Figure 1.11	Relation proposée entre le paramètre $\chi$ et le degré de saturation $s_r$ (Bishop ,1963) .....	14
Figure 2.1	Classification de Colas et Pilot, 1976. ....	18
Figure 2.2	Principaux types de glissements (Flageollet J. C., 1989).....	20
Figure 2.3	Pente finie avec surface de rupture plane .....	23
Figure 2.4	Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement .....	24
Figure 2.5	Analyse d'un talus homogène avec $\phi > 0$ . ....	24
Figure 2.6	Schéma de base pour la méthode des Perturbations .....	25
Figure 2.7	Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante avec une surface de rupture quelconque (Nordine, 2010).....	26
Figure 4.1	Géométrie du talus d'une couche (GEO-SLOPE, 2007). ....	42
Figure 4.2	Surface de rupture et valeurs de F pour le talus homogène sans eau et sans succion.....	43
Figure 4.3	Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et $\phi^b = 0$ (sans succion)]. ....	43
Figure 4.4	Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et succion( $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ )]. ....	44
Figure 4.5	Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et succion( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ )]. ....	44

Figure 4.6	Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe en écoulement à différentes profondeurs et succion( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ )]. .....	45
Figure 4.7	Valeurs de F par la méthode GLE avec effets combinés de la nappe statique et en écoulement et de l'angle $\phi^b$ . .....	46
Figure 4.8	Géométrie du talus hétérogène (GEO-SLOPE, 2007). .....	47
figure 4.9	Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène sans eau et sans succion.....	48
Figure 4.10	Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et $\phi^b = 0$ (sans succion)]. ....	49
Figure 4.11	Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe à différentes profondeurs et $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ ]. .....	49
Figure 4.12	Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe à différentes profondeurs et $\tan \phi^b = \tan \phi'$ ]. .....	50
Figure 4.13	Valeurs de F pour différentes hauteurs de nappe et différentes valeurs de $\phi^b$ .. .....	51
Figure 4.14	Géométrie et cercle de glissement critique ( Masekanya, 2008). .....	51
Figure 4.15	Valeurs de F et surfaces de rupture pour différentes méthodes par SLOPE/W (sans nappe et sans succion ). .....	53
Figure 4.16	Surfaces de rupture et coefficient de sécurité avec la méthode GLE et l'effet de la succion ( $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ ) à différentes hauteurs de la nappe. ....	54
Figure 4.17	Surfaces de rupture et coefficient de sécurité avec la méthode GLE et l'effet de la succion ( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ ) à différentes hauteurs de la nappe.....	55
Figure 4.18	Comparaison graphique entre les valeurs du coefficient de sécurité pour différents logiciels et méthodes. ....	56

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Ordre de grandeur des suctions pour différentes méthodes. ....	12
Tableau 2.1	Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité .....	22
Tableau 4.1	Valeurs de F pour le talus homogène pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W .....	46
Tableau 4.2	Valeurs de F pour le talus homogène par la méthode GLE avec effets combinés de la nappe statique et en écoulement et de l'angle $\phi^b$ .....	46
Tableau 4.3	Paramètres géotechniques de talus hétérogène. ....	48
Tableau 4.4	Valeurs de F pour le talus hétérogène pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W .....	50
Tableau 4.5	Valeurs de F pour le talus hétérogène par la méthode GLE avec effets combinés de la nappe statique et en écoulement et de l'angle $\phi^b$ .....	50
Tableau 4.6	Paramètres géotechniques de talus. ....	52
Tableau 4.7	Valeurs de F pour différents logiciels et méthodes. ....	52
Tableau 4.8	Valeurs de F pour différents logiciels et méthodes avec nappe à différentes hauteurs et succion. ....	56

# LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

- $\chi$  : paramètre de perturbation ;  
F : coefficient de sécurité ;  
 $\sigma_0$  : valeur initiale approchée de la contrainte ;  
 $\phi$  : angle de frottement ;  
 $\omega$  : angle entre l'effort D et l'horizontale ;  
 $\alpha$  : angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale ;  
 $\delta, \kappa$  : deux scalaires inconnus ;  
 $\phi^b$  : deuxième angle de frottement ;  
 $(u_c)_b$  : succion au point d'entrée d'air ;  
 $\frac{A_a}{A_{tot}}$  : fraction de la surface occupée par l'air ;  
 $\frac{A_w}{A_{tot}}$  : fraction de la surface occupée par l'eau ;  
 $c_d^*$  : cohésion mobilisée le long de la surface de rupture du sol non saturé.  
 $c_a$  : cohésion apparente ;  
 $c_{ult}$  : résistance du sol ultime caractérisée ;  
 $\log(F)$  : logarithme décimal de la valeur absolue de la succion ;  
 $M_V$  : masse molaire de la vapeur d'eau ;  
 $p_v$  : pression partielle de vapeur (kPa) ;  
 $p_{vs}$  : pression de vapeur saturante à la température T (kPa) ;  
 $s_r$  : degré de saturation ;  
 $u_a - u_w$  : succion matricielle ;  
 $u_c$  : succion ;  
 $s_{osm}$  : succion osmotique ;  
 $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  : paramètres effectifs liés aux compressibilités du sol soumis respectivement à des chargements mécanique et de succion ;  
 $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ;  
 $\theta_r$  : teneur en eau résiduelle ;  
 $\theta_s$  : teneur en eau à saturation ;  
 $\sigma'$  : contrainte normale effective ;  
 $\sigma_{eq}$  : contrainte normale équivalente, fonction de la succion ;  
 $\chi_m$  et  $\chi_s$  : paramètres déterminés expérimentalement ;  
 $H_{cr}$  : hauteur critique ;  
 $H_r$  : humidité relative de l'air ;  
 $c_d$  : cohésion développée maximale ;  
 $r_s$  : rayon du tube ;  
 $u_a$  : pression atmosphérique ;  
 $u_w$  : pression de l'eau interstitielle ;

a: distance perpendiculaire de la force latérale résultante de l'eau au centre de rotation ou au centre des moments ;  
 $A_W$  : forces latérales résultantes de l'eau ;  
 b : largeur de la base de chaque tranche ;  
 D : charge externe ;  
 d : distance de l'effort D au centre de la rotation ou au centre des moments ;  
 e : distance verticale du centre de la surface de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;  
 $E_D$  : force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche ;  
 $E_G$  : force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche ;  
 f : excentricité de la force normale au centre de la rotation ou au centre des moments ;  
 g : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ ) ;  
 h : hauteur verticale moyenne de chaque tranche ;  
 h : charge hydraulique ;  
 $k_W$  : charge sismique horizontale appliquée au centre de la surface de chaque tranche ;  
 M : masse molaire de l'eau ( $18,016 \text{ g.mol}^{-1}$ ) ;  
 $m_t$  : coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente ;  
 N : force normale à la base de la tranche ;  
 $p''$  : représente la pression négative de l'eau ;  
 R : constante des gaz parfaits ( $8,31432 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$ ) ;  
 R : rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment associé à la force de cisaillement mobilisée T pour toute forme de surface de glissement ;  
 T : température absolue ;  
 T : force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche ;  
 $T_s$  : tension de surface ;  
 W : poids d'une tranche ;  
 x : distance horizontale entre la ligne centrale de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;  
 X : forces verticales inter-tranches de cisaillement ;  
 $\beta$  : l'angle de raccordement entre le ménisque et le tube ;  
 $\eta$  : est un paramètre équivalent ;  
 $\theta$  : teneur en eau volumique ;  
 $\Theta$  : teneur en eau normalisée ;  
 $\sigma$  : contrainte normale totale ;  
 $\chi$  : paramètre de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs) ;  
 z : altitude au dessus d'un plan de référence ;  
 GLE : méthode générale d'équilibre limite ;  
 M-P : Morgenstern-Price.

# INTRODUCTION GENERALE

Le risque de glissement de terrains croit dans tous les pays du monde en général et dans notre pays en particulier suite à la croissance démographique ainsi qu'à l'urbanisation et au développement renforcés. Si cette tendance semble avoir été renversée dans les pays technologiquement avancés, elle constitue aujourd'hui un problème essentiel dans les pays en voie de développement où la population augmente rapidement et le développement régional est souvent hors maîtrise.

Les glissements de terrains ont depuis longtemps fait l'objet de plusieurs travaux de recherche pour s'en prévenir ou y remédier. Plusieurs méthodes et outils ont été développés allant de la formulation la plus simple à des expressions incluant des calculs poussés et complexes. Pendant longtemps, ces méthodes ont été destinées principalement au cas des sols saturés car l'aspect polyphasique solide-liquide-air des sols n'était pas pris en compte en raison des difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures.

Toutefois, dans la nature, les terrains susceptibles au glissement sont souvent conditionnés par l'état de non-saturation du massif, et une analyse dans ces conditions s'avère parfois fondamentale. Pour cela, ces dernières décennies, la mécanique des sols non saturés a fait l'objet de plusieurs recherches et beaucoup d'auteurs ont participé à son développement en général et à celui des méthodes d'analyse des glissements de terrains en particulier.

Ce projet aborde cette thématique et est agencé comme suit :

Un premier chapitre présente une synthèse bibliographique des définitions de base ainsi que les caractéristiques les plus importantes des sols non saturés et les différents aspects expérimentaux.

Un second chapitre expose la classification des glissements de terrains et les méthodes de leur analyse qui ont suscité la réflexion de plusieurs auteurs.

Un troisième chapitre présente comment la non saturation a été introduite dans les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

Un quatrième chapitre propose une modélisation numérique par l'outil de calcul GEO-SLOPE, basé sur le principe de l'équilibre limite et incluant plusieurs méthodes. Des cas de pentes sont analysés avec prise en compte de l'effet de la succion.

# GÉNÉRALITÉS SUR LES SOLS NON SATURÉS

## 1. INTRODUCTION

La mécanique des sols et des roches s'est généralement intéressée dans le passé à l'étude de matériaux totalement saturés en eau ou parfaitement secs en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Mais, pendant ces dernières décennies, celle des sols non saturés a fait l'objet de plusieurs recherches et beaucoup d'auteurs ont participé à son développement.

Le but de ce chapitre est de faire une synthèse bibliographique des définitions de base ainsi que les caractéristiques les plus importantes des sols non saturés. Aussi, les méthodes de mesure et d'imposition de succion qui nous permettra de comprendre les différents aspects expérimentaux des sols fins non saturés seront sommairement présentés.

## 2. DOMAINES D'APPLICATION DES SOLS NON SATURÉS DANS LE GENIE CIVIL

En génie civil, on rencontre fréquemment des problèmes qui impliquent des sols ou des roches sous saturation partielle. De ce fait, la mécanique des sols non saturés trouve son champ d'application dans beaucoup d'ouvrages géotechniques :

- Les ouvrages en terre construits en sol compacté (remblais routiers, barrages en remblai, digues).
- Les fondations superficielles peuvent être affectées, comme le montre le cas extrême des dégâts causés aux bâtiments par les effets de la sécheresse.
- Les excavations en zone urbaine et les ouvrages de soutènements peuvent aussi être concernés.
- La géotechnique environnementale a recours à l'utilisation de matériaux compactés pour l'isolation des déchets de tout ordre. L'interface entre la terre et l'atmosphère est le plus souvent constituée d'une couche de sol non saturé

souvent soumise, dans les zones d'activité, aux infiltrations de polluants qui posent des problèmes lors de la reconversion des friches industrielles.

- Enfin, La stabilité des talus est souvent conditionnée par l'état de non-saturation du massif. Les ruptures sont souvent liées à des modifications du degré de saturation.

### 3. DEFINITIONS : SOLS NON SATURES ET SUCCION

Un sol non saturé est un milieu triphasique (solide + air + eau) en comparaison avec un sol qui est biphasique (solide + eau = saturé ou solide + air = sec) (cf. figure 1.1). L'interaction air-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé.

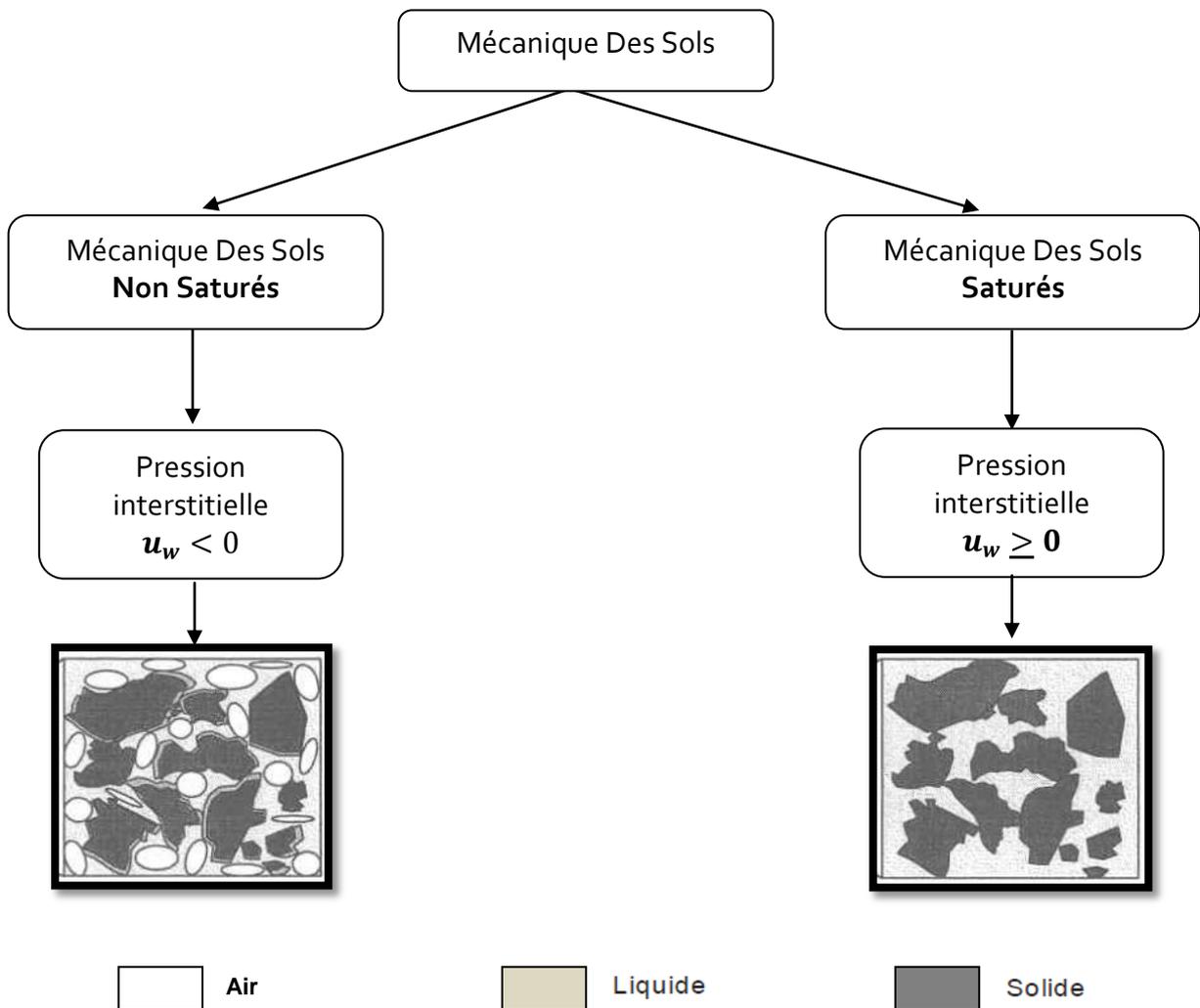


Figure 1.1 Organisation de la mécanique des sols globalement.

Par rapport aux sols saturés, les sols non saturés ont des propriétés de déformabilité et des ruptures changeantes avec la teneur en eau. Il en résulte des couplages

complexes entre les mouvements d'eau, la redistribution des contraintes internes et la réponse des massifs en termes de déformations.

La mécanique des sols s'est pendant très longtemps intéressée uniquement au cas des sols saturés. L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la première fois par le "Road Research Laboratory" au Royaume Uni (Cronney & Coleman, 1948 cité par Fredlund & Rahardjo, 1993).

Le terme de succion indique un déficit de pression de l'eau interstitielle par rapport à la pression atmosphérique. La succion peut varier dans une gamme très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa.

### **3.1 DIFFERENTS ETATS DE SATURATION D'UN SOL**

Dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés : ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. D'après Wroth & Housby, 1985, il est possible de distinguer trois catégories de sols non saturés :

- la phase liquide est continue, la phase gazeuse discontinue ;
- les phases liquide et gazeuse sont continues ;
- la phase liquide est discontinue, la phase gazeuse continue.

Aitchison (1959) définit quatre états de saturation :

- l'état saturé où le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;
- l'état partiellement saturé où le degré de saturation est voisin de 100 % mais où la succion n'est plus nulle ;
- l'état non saturé où le degré de saturation est très inférieur à 100 % et la succion non nulle ;
- le sol sec où le degré de saturation en eau est nul et la succion très forte.

### **3.2 COMPOSANTS DE LA SUCCION**

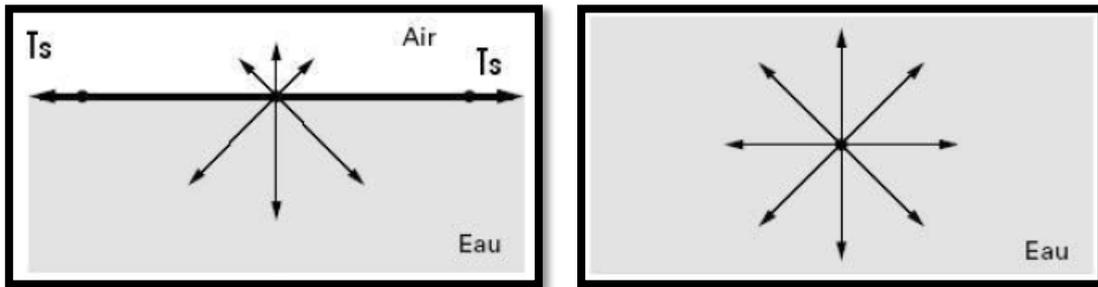
La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Fredlund & Rahardjo, 1993).

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

#### **3.2.1 Succion capillaire**

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides, car les molécules y sont soumises à un ensemble des forces d'interactions non équilibrées,

à la différence d'une molécule située au sein du même fluide. Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (cf. figure 1.2b), alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, elle est soumise à des actions différentes : actions dues à l'eau et actions dues à l'air (cf. figure 1.2a). Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre. C'est cette attraction qui engendre une tension de surface  $T_s$  à l'interface, représentée sur la figure 1.2a dans le cas d'une interface plane.



(a) à l'interface eau-air.

(b) au sein d'une masse d'eau.

**Figure 1.2** Action des forces sur une molécule d'eau  
(Aitchison, 1961 cités par Fredlund & Rahardjo, 1993).

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure 1.3, décrivant la remontée capillaire  $h$  de l'eau dans un tube de rayon petit plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$s = u_a - u_w = (2T_s \cos \beta) / r_s \quad (1.1)$$

Avec

$\beta$  : l'angle de raccordement entre le ménisque et le tube ;

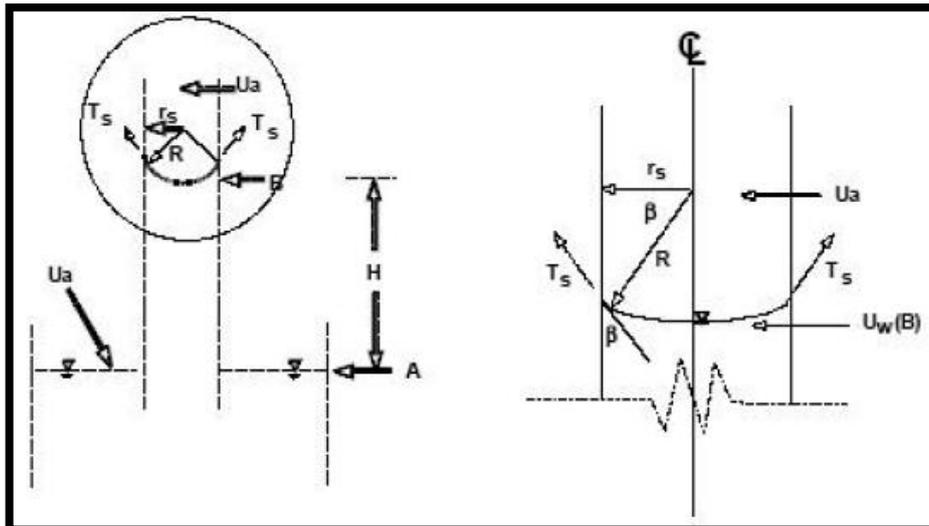
$r_s$  : le rayon du tube.

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air, et ce d'autant plus que  $r_s$  est petit. La pression atmosphérique étant prise nulle par convention, il s'en suit que la pression de l'eau dans le tube est négative, du fait de la tension gravitaire exercée sur l'eau. Si l'on considère la charge hydraulique  $h$  du fluide à l'équilibre hydrostatique, avec une origine placée à la surface plane du liquide, on a :

$$h = \left( \frac{u_w}{\gamma_w} \right) + z = \text{cst} = 0 \quad (1.2)$$

Et donc dans un fluide :

$$u_w = \gamma_w \cdot z \quad (1.3)$$



**Figure 1.3** Remontée capillaire dans un tube  
(Aitchison, 1961 citée par Fredlund & Rahardjo, 1993).

L'eau dans le tube capillaire est sous une tension proportionnelle à la hauteur d'eau. Dans les conditions usuelles, cette tension ne peut excéder la valeur de la pression de cavitation de l'eau, proche de 80 kPa.

### 3.2.2 Succion d'adsorption

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement, et qui, de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de la succion d'adsorption.

### 3.2.3 Succion osmotique

La composante osmotique de la succion ( $s_{osm}$ ) est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil & Motan, 1984; Houston et al., 1994).

### 3.2.4 Succion totale

Elle est la somme des trois composantes citées ci-dessus, elle peut être reliée à l'humidité relative par la loi de Kelvin :

$$u_c = -\gamma_w \cdot \left( \frac{R \cdot T}{M \cdot g} \right) \ln\left( \frac{p_v}{p_{vs}} \right) \quad (1.4)$$

Avec

$u_c$  : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits (8,31432 J.mol<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>) ;

T : température absolue (K) ;

$M$  : masse molaire de l'eau ( $18,016 \text{ g.mol}^{-1}$ );

$g$  : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ );

$p_v$  : pression partielle de vapeur (kPa);

$p_{vs}$  : pression de vapeur saturante à la température  $T$  (kPa).

#### 4. TECHNIQUES DE MESURE ET D'IMPOSITION DE LA SUCCION

La connaissance de la succion dans un sol non saturé a de multiples intérêts. En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée et influence fortement sur le comportement mécanique des sols. Il est donc indispensable de pouvoir la mesurer lorsqu'un sol est en état non saturé pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement hydrique ou mécanique des sols. Il y a aussi, un intérêt considérable à savoir contrôler ou imposer la succion dans les essais géotechniques.

Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme de succions rencontrées, et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de mégapascals. Cette difficulté est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés.

Croney et al., en 1958, ont cependant fourni très tôt une description très complète de la plupart des techniques qui reposent sur l'utilisation des pierres poreuses céramiques de très fine porosité et qui ne peuvent être désaturées que sous des succions beaucoup plus fortes que celles appliquées aux sols. Ces pierres restent donc toujours saturées, même lorsqu'elles sont soumises à des pressions d'air, et permettent d'assurer la continuité de l'eau entre le système de contrôle ou de mesure et le sol.

##### 4.1 TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION

###### 4.1.1 Méthode du tensiomètre

La technique la plus répandue et la plus simple est la tensiométrie illustrée par la figure 1.4.

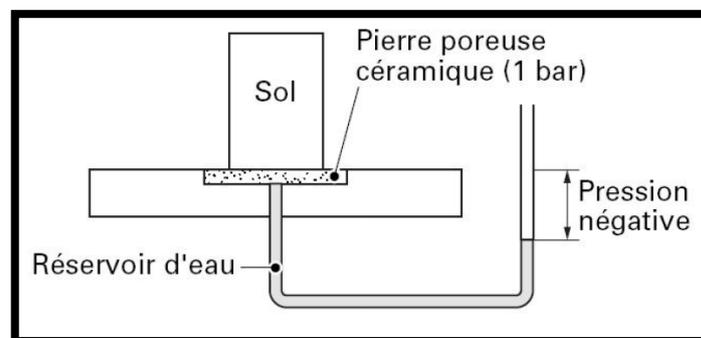


Figure 1.4 Principe de la mesure de la succion par tensiomètre (Croney et al, 1958).

C'est une mesure de la pression négative de l'eau sous tension, analogue, dans son principe, à celle des pressions positives, il est cependant nécessaire d'utiliser une pierre poreuse céramique fine, qui doit rester saturée à tout niveau de succion, et qui assure la continuité de l'eau entre le sol et la chambre de capteur, qui doit rester pleine d'eau. La parfaite saturation de la pierre céramique par l'eau désaérée est une condition essentielle au fonctionnement d'un tensiomètre.

#### 4.1.2 Méthode psychrométrique

Dans les techniques psychrométriques, on mesure l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé, et on en déduit la succion par la loi de Kelvin. L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air est sec.

Il s'agit d'une méthode assez sophistiquée dont les applications pratiques en mécanique des sol sont assez rare (Edil & al, 1981 ; Verbrugge, 1978 et Zerhouni, 1995), limitée à une succion maximale de 7MPa (95% d'humidité relative).

#### 4.1.3 Méthode du papier filtre

La méthode du papier-filtre est une méthode de mesure de succion simple et pratique, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au 1/10000e de gramme. Son principe est représenté sur la figure 1.5.

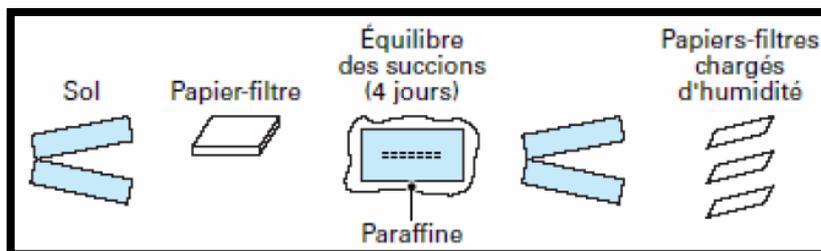


Figure 1.5 Méthode du papier filtre (Delage & Cui, 2000).

Cette méthode est basée sur l'emploi d'un papier-filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée au laboratoire. Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et attendre (24 h à plusieurs jours selon la nature du sol) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation: on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10000e. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol.

La figure 1.6 présente des courbes obtenues en chemin de séchage (humide) et de remouillage (sec) sur le papier Whatman n° 42, très fréquemment utilisé. On notera qu'il existe plusieurs courbes d'étalonnage suivant les différents auteurs.

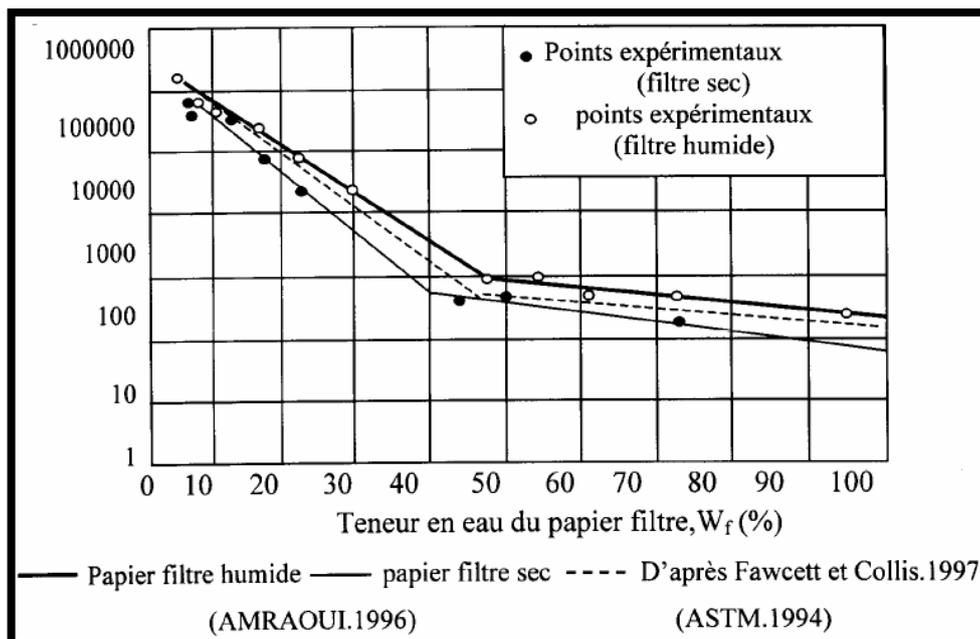


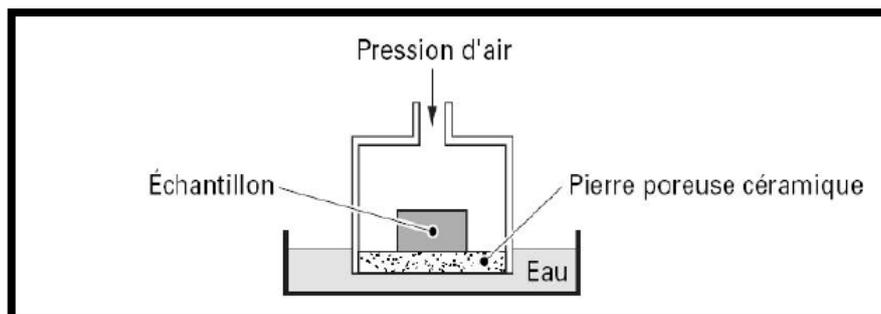
Figure 1.6 Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 sec et humide.

Plan  $[W_f, s]$  (Belhachemi, 2005).

## 4.2 TECHNIQUES D'IMPOSITION DE LA SUCCION

### 4.2.1 Méthode de translation d'axe

La technique de translation d'axes a été mise en œuvre par les pédologues à l'aide du dispositif de la figure 1.7 : il s'agit d'une cellule étanche à l'air dont la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique ; Comme on l'a vu, les pores de la pierre poreuse sont suffisamment petits pour qu'elle ne soit pas désaturée par la pression maximale d'air appliquée dans la cellule. La loi de Jurin montre qu'une céramique capable de contenir une pression maximale de 500 kPa, devra avoir des rayons de pores inférieurs à  $0,29 \mu\text{m}$ . On peut également utiliser des membranes semi perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale, ces membranes, qui sont à la base de la technique osmotique de contrôle de succion décrite plus loin, constitue une sorte de grillage avec une maille de l'ordre de 5 nm. Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité, pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ( $u_w = 0$ ).



**Figure 1.7** Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (Bendi-ouis, 2005).

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

Le principe de translation d'axe a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, triaxiaux, boîte de cisaillement). L'ordre de grandeur des succions maximales imposées par cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé. Des extensions à plusieurs dizaines de méga pascals ont été réalisées en Espagne, dans le cadre d'études de rétention de matériaux très plastiques pour l'étude des barrières ouvragées pour le stockage des déchets nucléaires, (Vilar, 1995).

#### 4.2.2 Technique d'imposition osmotique

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle ( $C_2H_4$ ), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1 000 à 20 000 (Il s'agit de masses molaires en gramme, mais l'usage veut que l'on ne mette pas d'unité.)

Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

La mise en œuvre de la technique osmotique pour la détermination de la rétention d'eau se fait suivant le principe de la figure 1.9.

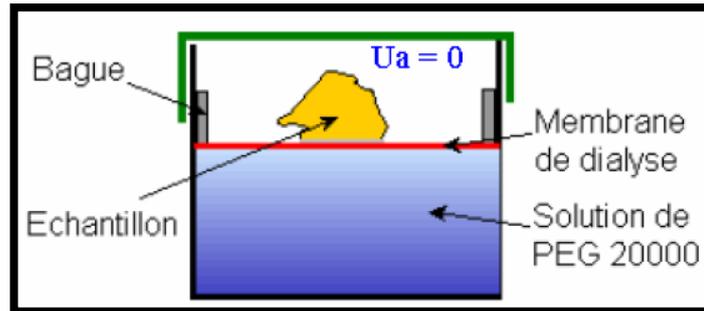


Figure 1.8 Mise en œuvre de la technique osmotique (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004, cités par Bendi-ouis, 2005 ).

L'intérêt majeur de cette technique est que la génération d'une succion positive  $u_c = u_a - u_w$ , ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air reste égale à la pression atmosphérique, et c'est réellement le terme  $u_w$  qui est négatif, comme dans la réalité. Des succions de 12.6 MPa, peuvent être atteintes.

#### 4.2.3 Méthode des solutions salines

La technique de contrôle de succion par solutions salines est basée sur la loi de Kelvin

$$u_c = \left( R \cdot T / M_v \right) \ln(H_r) \quad (1.5)$$

Avec

R : est la constante des gaz parfait ;

T : est la température ;

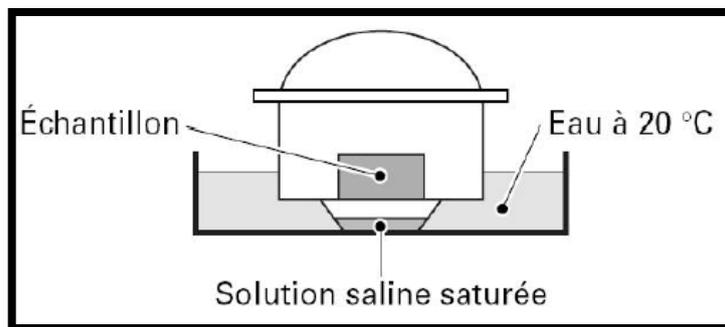
$M_v$  : est la masse molaire de la vapeur d'eau ;

$H_r$  : est l'humidité relative de l'air.

Le principe général de cette méthode consiste à placer un échantillon du matériau poreux dans une enceinte hermétique (appelée dessiccateur figure 1.10) contenant une solution saline saturée. A l'intérieur du dessiccateur, Le taux d'humidité relative de l'air  $H_r$ , est fixé par la solution saline saturée. L'échantillon est en contact uniquement avec l'air humide, et pas la solution saline. La succion est imposée au niveau des bords de l'échantillon par l'intermédiaire du taux d'humidité relative de l'air.

L'humidité relative de l'air  $H_r$ , au dessus de la solution saline saturée est le rapport entre la pression de la vapeur d'eau en équilibre avec la solution saline  $P_v$ , et la pression de la vapeur saturante,  $P_{vs}$

$$H_r = \left( \frac{P_v}{P_{vS(T)}} \right) \tag{1.6}$$



**Figure 1.9** Principe de la méthode des solutions salines (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004, cités par Bendi-ouis, 2005).

La valeur de  $H_r$  dépend à la fois de la solution employée (sel et concentration) et de la température. Pour un sel donné, tant que la solution saline reste saturée et la température constante, le taux d’humidité relative est lui aussi constant. Cette méthode est généralement utilisé pour imposer des succions de gammes très élevées > 1.5MPa.

Le tableau qui suit donne quelques ordres de grandeurs de la succion pour différentes méthodes.

**Tableau 1.1** Ordre de grandeur des succions pour différentes méthodes, (Fredlund et al, 1993).

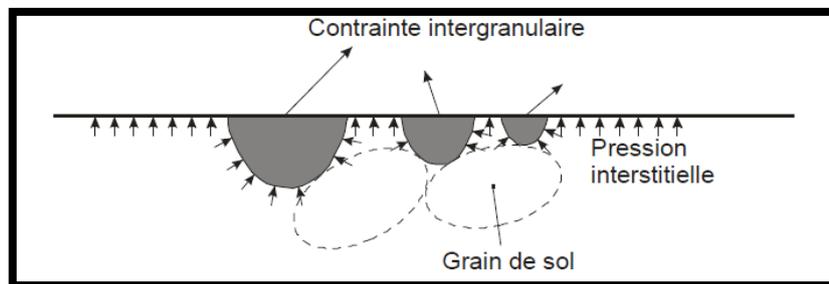
Méthode	Succion mesurée	Domaine d'application (kPa)	Temps d'équilibre	Paramètres sensibles
Tensiomètre	Capillaire	<90	des heures	bon contact
Papier filtre	totale ou capillaire	100-10000	des semaines 1 semaine	température
Osmotique	Capillaire	0-1500	des jours	bon contact
Solutions salines	Capillaire	<90	02 mois	Aucun contact par vapeur (température)

## 5. NOTION DE CONTRAINTE EFFECTIVE POUR LES SOLS NON SATURES

Dans le cas des sols saturés, l’expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la figure 1.10, où l’on représente une facette du milieu bi phasique caractéristique d’un sol granulaire.

Dans ce cas, la grandeur physique  $u$  est la contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. La Figure 1.10 illustre l'additivité de la contrainte inter granulaire et de la pression interstitielle. On a :

$$\sigma' = \sigma - u \tag{1.7}$$



**Figure 1.10** Principe de contrainte effective en sol saturé, (Delage et al. 2001, cités par MASEKANYA J.P., 2008).

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement  $u$  est positive ou nulle. Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permettrait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés.

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées.

Une première expression proposée pour la contrainte effective dans le cas d'un sol dont les vides sont remplis d'eau et d'air (partiellement saturé) est celle de Bishop :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \tag{1.8}$$

Avec :

$\sigma'$  : contrainte normale effective ;

$\sigma$  : contrainte normale totale ;

$u_a$  : pression interstitielle de l'air ;

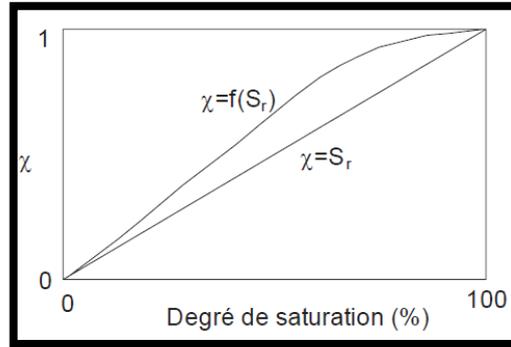
$u_w$  : pression interstitielle de l'eau ;

$u_a - u_w$  : succion matricielle ;

$\chi$  : paramètre de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs).

Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation  $s_r$ . Cependant, elles peuvent être aussi influencées par des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou de réhumidification où les contraintes changent, modifiant la valeur du degré de saturation  $s_r$ .

Bishop considère que la forme générale de la relation liant le paramètre au degré de saturation  $s_r$ ,  $\chi = f(s_r)$ , peut être admise selon la courbe de la figure 1.11 ci-dessous. La valeur du paramètre  $\chi$ , donnée par cette figure, correspond à des conditions de contrainte effective à la rupture. Elle n'est pas nécessairement valable pour estimer des variations de volume avant ce stade de rupture.



**Figure 1.11** Relation proposée entre le paramètre  $\chi$  et le degré de saturation  $s_r$  (Bishop, 1963)

D'autres auteurs ont proposé d'autres relations tels que :

- **Verbrugge et Leclercq (1985)** ont quant à eux proposé pour le limon de Sterrebeek l'expression :

$$\chi = 2,33 - 0,473 \cdot \log(F) \quad (1.9)$$

avec  $\log(F)$  : le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion qui varie entre 2,8 et 4,8.

Le problème est que cette expression se limite à une certaine gamme de succion et d'autres chercheurs ont proposé une autre expression pour couvrir une gamme de succion complète:

$$\chi = 0,22 + 0,78 \cdot s_r \quad (1.10)$$

Cette expression donne de bons résultats pour le limon et le sable, mais elle ne convient pas pour l'argile; il faut remarquer aussi qu'elle ne peut pas être égale à zéro quelle que soit la valeur de  $s_r$ .

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

D'autres expressions de la contrainte effective ont été proposées pour décrire le comportement des sols non saturés, citons quelques exemples:

- **Expression de Jennings (1960), Fredlund et al. (1993)** s'écrit:

$$\sigma' = \sigma + \eta p^n \quad (1.11)$$

Avec

$\eta$  : est un paramètre équivalent ;

$p''$  : représente la pression négative de l'eau.

- **Expression de Richards**

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (s + u_a) + \chi_s (s_{osm} + u_a) \quad (1.12)$$

Avec

$\chi_m$  et  $\chi_s$  : sont des paramètres à déterminer expérimentalement ;

$s$  : est la succion matricielle ;

$s_{osm}$  : est la succion osmotique.

- **Expression de Khalili et al. (1995)**

$$\sigma' = \sigma - \alpha_1 u_w - \alpha_2 u_a \quad (1.13)$$

Avec

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  : sont des paramètres effectifs liés aux compressibilités du sol soumis respectivement à des chargements mécanique et de succion.

L'avantage de cette expression est que les paramètres effectifs ont une signification physique claire. Leur détermination est relativement simple.

- **Coleman (1971)** a été le premier à suggérer de considérer indépendamment les variables contraintes nette  $(\sigma - u_a)$  et succion  $(u_a - u_w)$  et d'observer expérimentalement, en variations de volume et en mesure de résistance au cisaillement, les effets de ces deux variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides  $e$  ou le déviateur à la rupture.

- **Fredlund et al. (1977)** ont montré qu'il existe trois choix possibles pour des variables, correspondant aux trois combinaisons possibles entre  $\sigma$ ,  $u_a$  et  $u_w$  :

- $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  ;
- $(\sigma - u_a)$  et  $(\sigma - u_w)$  ;
- $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$ .

Les deux variables les plus utilisées actuellement sont la contrainte nette  $(\sigma - u_a)$  et la pression capillaire  $(u_a - u_w)$ , mais on peut utiliser en réalité n'importe quelle contrainte effective et la succion.

En terme de contrainte effective pour les sols non saturés, les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à atteindre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte et de la succion, qui permettait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés.

## 6. CONCLUSION

Les paramètres d'état du sol jouent un rôle essentiel dans la prévision du comportement du sol non saturé. La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés. La succion totale est la somme de la succion matricielle et la succion osmotique.

Les différentes techniques de mesure et de contrôle de la succion peuvent être scindées en deux catégories, les techniques de mesure de la succion dans l'échantillon, et les techniques qui imposent et maintiennent une succion à une valeur prédéterminée. Chacune de ces techniques présente des avantages et des inconvénients.

Il faut noter que le paramètre de la succion est essentiel dans les sols non saturés et son influence au niveau de la stabilité des pentes doit être significative. De ce fait, les chapitres qui suivent vont traiter les méthodes d'analyse des pentes sans et avec la prise en compte de la succion.

# LES GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LES SOLS SATURÉS

## 1. INTRODUCTION

Les mouvements de terrain sont des aléas très fréquents. Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roc le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité, qui s'amorce essentiellement où il y a un talus.

Un glissement de terrain constitue une menace sous deux aspects. Premièrement, le déplacement de la masse de sol ou de roc provoque le bris ou la destruction des éléments situés sur la portion de terrain en mouvement. Deuxièmement, l'étalement de la masse résultant de ce mouvement, qu'on appelle débris, peut être la source de dommages majeurs, voire meurtriers.

L'aspect des glissements (volume, profondeur, forme de la masse en mouvement) est très divers et dépend de la structure du sous-sol, du type de roche et les infiltrations et circulations d'eaux souterraines.

Au fil du temps, beaucoup de classifications et de méthodes d'analyse ont été élaborées tenant compte des différents paramètres suscitant les glissements de terrain. Ce chapitre les présentera sommairement.

## 2. LES DIFFERENTS TYPES D'INSTABILITES DE PENTES

Il existe de nombreuses références sur la thématique des instabilités de pentes. Par conséquence, en fonction des paramètres de reconnaissance et des objectifs poursuivis, de nombreuses classifications existent aussi (Varnes, 1984, Monjuvent et Marnezy, 1986 ; Antoine et Giraud, 1995). Certaines relèvent d'une optique géodynamique (Malatrait, 1975), d'autres d'une optique géotechnique (Colas et Pilot, 1976).

2.1 CLASSIFICATION DE COLAS ET PILOT (1976)

C'est la classification la plus utilisée, elle est basée sur la nature des matériaux et le type de déplacement, elle retient quatre familles : les écroulements, les glissements, les fluages et les coulées. La figure qui suit montre ces différentes familles.

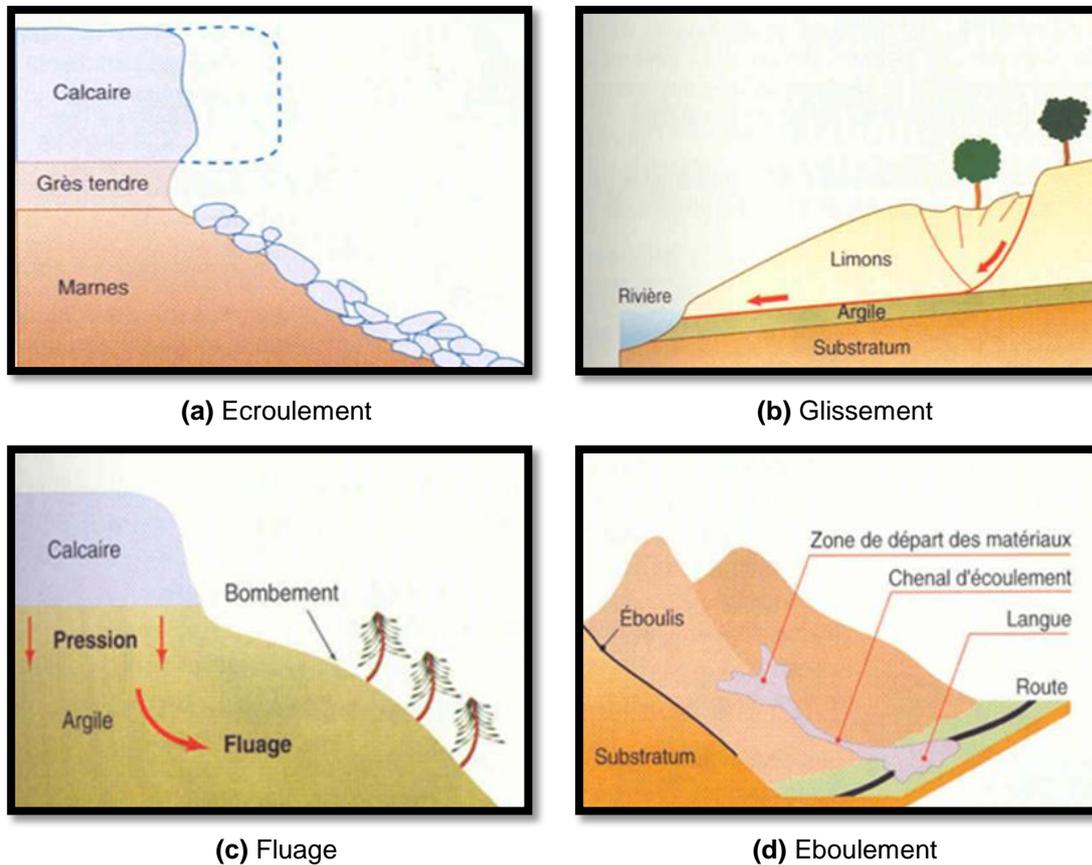


Figure 2.1 Classification de Colas et Pilot, 1976.

2.1.1 Les écroulements

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils sont engendrés par le détachement rapide. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise verticale. Ces mouvements se produisent rarement mais peuvent être catastrophiques. Les blocs se fracturent au contact du sol et peuvent alors parcourir des distances importantes.

2.1.2 Les glissements

Le glissement de pente est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an) le long d'une surface de rupture identifiable, d'une masse de terrain cohérente. Le volume des terrains impliqués est très variable et la surface de rupture est généralement courbe (glissement circulaire) mais elle peut se développer le long d'une discontinuité plane (glissement plan). Les profondeurs de glissement sont très variables, de quelques décimètres à plus de 10 m.

### 2.1.3 Les fluages

Il s'agit d'un mouvement lent et superficiel de terrains généralement argileux, sur faible à forte pente. Ce mouvement survient par déformation gravitaire continue d'une masse parfois importante non limitée par une surface de rupture clairement identifiée ; il se traduit par l'apparition de moutonnements visibles dans les champs et peut affecter des versants entiers.

### 2.1.4 Les coulées

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle peut également apparaître dans la partie aval d'un glissement de terrain. Dès sa formation ou en dévalant, elle est en mesure d'incorporer des matériaux ce qui la rend tout particulièrement dangereuse. Sont considérées ici les coulées dérivant des glissements de pente ou du déclenchement par saturation d'un horizon superficiel. Les coulées agricoles survenant en territoire de plaine.

## 2.2 CLASSIFICATION SUIVANT LA SURFACE DE RUPTURE

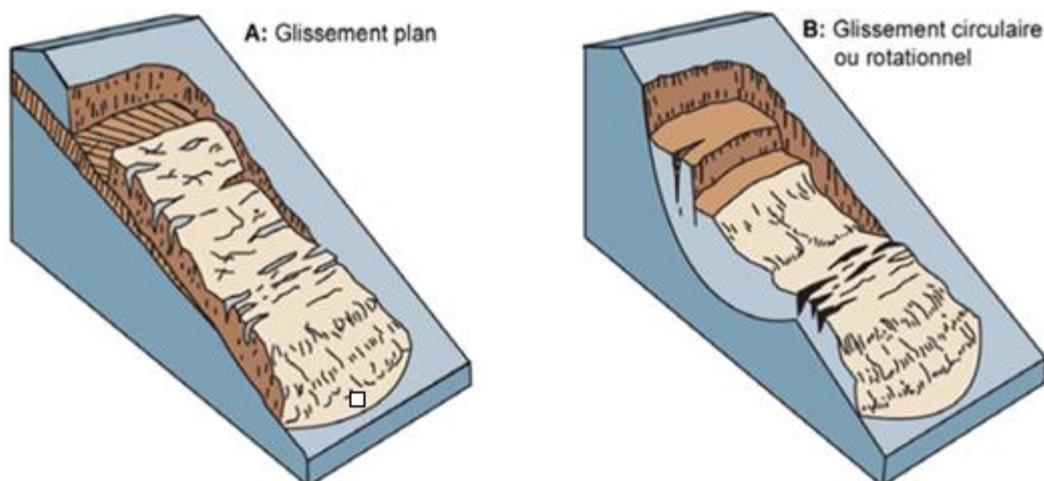
On peut classifier les glissements selon leur surface de cisaillement. Il s'agit de la surface de séparation entre matériau en place et matériau en mouvement. Varnes (1978) et par la suite Flageollet (1989) ont subdivisé les glissements en deux catégories :

### 2.2.1 Les glissements plans

Il correspond à un mouvement de masse évoluant le long d'un plan de faible résistance mécanique. Lorsque dans un tel type de glissement une seule unité est mobilisée, on parle de "glissement par blocs". Les glissements plans sont très souvent contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces ou zones de moindre résistance mécanique.

### 2.2.2 Les glissements circulaires ou rotationnels

Il s'agit là du phénomène le plus courant. La surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut avec une éventuelle présence de fissures concentriques, en plan, et concaves suivant la direction du glissement (forme d'une cuillère). La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées. L'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides. En amont de la niche d'arrachement, il peut apparaître des fissures de traction et une évolution régressive vers l'amont ou latérale du mouvement est possible.



**Figure 2.2** Principaux types de glissements (Flageollet J. C., 1989 cité in rapport sur glissement, 2008).

### 2.3 AUTRES CLASSIFICATIONS

De nombreux auteurs de toutes nationalités ont depuis présenté d'autres classifications en faisant intervenir des critères tels que : nature du matériau, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie et type de surface de rupture, cause de la rupture, âge de la rupture, etc.

La classification de Varnes (1978) est basée sur deux axes qui sont : la nature des formations affectées par la déstabilisation étudiée, le type de mouvement en rapport avec la structure géologique : éboulements (Falls), renversements (Topples), glissements (Slides), extension latérale (Lateral spreads), écoulement (Flows), complexes et échelle de vitesse.

La classification de Meunier (1991) a classé les différents types de processus de déstabilisation de versant en fonction de deux grands pôles : l'un représenté par l'eau et l'autre par les matériaux solides.

## 3. LES CAUSES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels. Leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravants, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions d'eau souterraine, etc.

Les glissements de terrain sont toujours le résultat de deux ensembles de facteurs : les conditions naturelles qui contrôlent la stabilité des versants et les facteurs déclenchant d'origine naturelle ou anthropique (Dai et al, 2002 ; Glade et Crozier, 2005). Ces derniers peuvent être classés ainsi :

### 3.1 LES FACTEURS PERMANENTS

- Les caractéristiques lithologiques des affleurements exercent une influence importante sur l'évolution des terrains.
- La structure, la présence d'eau et la raideur de la pente jouent un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrain.
- La pesanteur est une action peut être directe. Peut entraîner une rupture de pente.
- Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau.

### 3.2 LES FACTEURS DYNAMIQUES

- La pluie et la neige s'exercent essentiellement sur la tranche superficielle, la plupart des ruptures se produisent pendant les saisons de fortes pluies.
- Les températures augmentent l'évapotranspiration de la plante et l'évaporation de l'eau du sol principalement sur le versant.
- Les Tremblements de terre, les éruptions volcaniques et les explosions artificielles peuvent menacer l'équilibre des forces dans la pente et être la principale cause du déclenchement ou de la réactivation des glissements de masse qui sont stables.

## 4. METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Les méthodes d'analyse se sont développées au cours du temps en partant des méthodes classiques d'équilibre limite les plus simples aux méthodes modernes numériques les plus complexes. Celles-ci ne cessent d'évoluer avec l'évolution de l'outil numérique.

### 4.1 NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $F = 1$ , les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 2.2.

**Tableau 2.1** Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, (Lambe, 1973).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = T_{\max} / T$
Rapport de forces	$F = F_{\text{résistante}} / F_{\text{motrice}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{résistant}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par exemple $H / H_{\max}$

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcul le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le coefficient de sécurité  $F$  doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles. La valeur courante de  $F$  est de 1.5.

## 4.2 LES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite ; c'est un calcul à la rupture où on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Les variables utilisées pour cette analyse sont les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et la géométrie de la pente. Le rendement d'une analyse traditionnelle de stabilité est une simple valeur déterministe qui évalue si la pente est stable ou non. Le rendement peut être exprimé en tant que coefficient de sécurité.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des

méthodes directes de calcul du coefficient de sécurité « F » et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Selon la forme de la surface de rupture plusieurs méthodes ont été développées.

L'analyse traditionnelle de la stabilité des pentes, par les méthodes d'équilibre limite, emploie des évaluations simples pour chaque valeur des variables dans les équations de stabilité. Ces dernières décennies, l'outil numérique a permis de les numériser tout en donnant la possibilité d'inclure plusieurs variables

### 4.2.1 Rupture plane

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes.

#### 4.2.1.1 Stabilité des pentes finies (Méthode de Culmann, 1886)

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

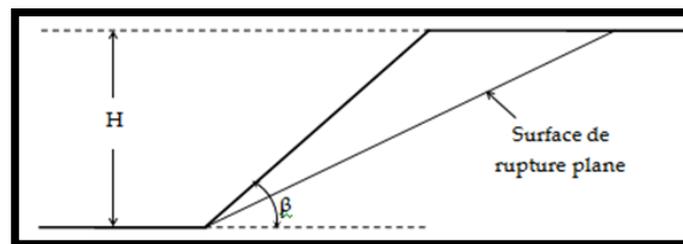


Figure 2.3 Pente finie avec surface de rupture plane (Nordine, 2010).

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants :

$$F = \frac{4c}{\gamma H} \left[ \frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.1)$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[ \frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.2)$$

#### 4.2.1.2 Stabilité des pentes infinies (1910)

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle à l'inclinaison de la pente.

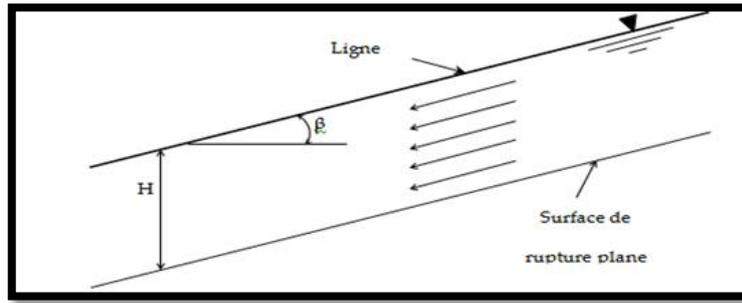


Figure 2.4 Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement (Nordine, 2010).

L'équilibre des forces s'exerçant sur une tranche de largeur quelconque donne le coefficient de sécurité et la hauteur critique indépendants de cette dernière :

$$F = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{sat} \tan \beta} \tag{2.3}$$

$$H_{cr} = \frac{c}{\cos^2 \beta (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)} \tag{2.4}$$

### 4.2.2 Rupture circulaire

La grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque peut, en général, être divisée en deux classes principales :

#### 4.2.2.1 Les méthodes globales (Taylor, Caquot,...)

##### a) Méthode de Taylor (Méthode du cercle de frottement, 1937)

Dans ce cas, la masse de sol sujette au glissement est prise en totalité pour l'étude de l'équilibre. Cette méthode est pratique quand le sol qui forme la pente est supposé être homogène, bien que ce soit rarement le cas pour les pentes naturelles.

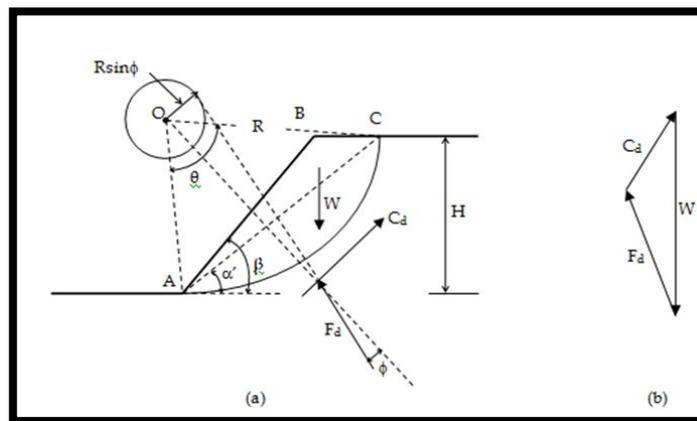


Figure 2.5 Analyse d'un talus homogène avec  $\phi > 0$  (Nordine, 2010).

$$C_d = \frac{C_d}{AC} \tag{2.5}$$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit :

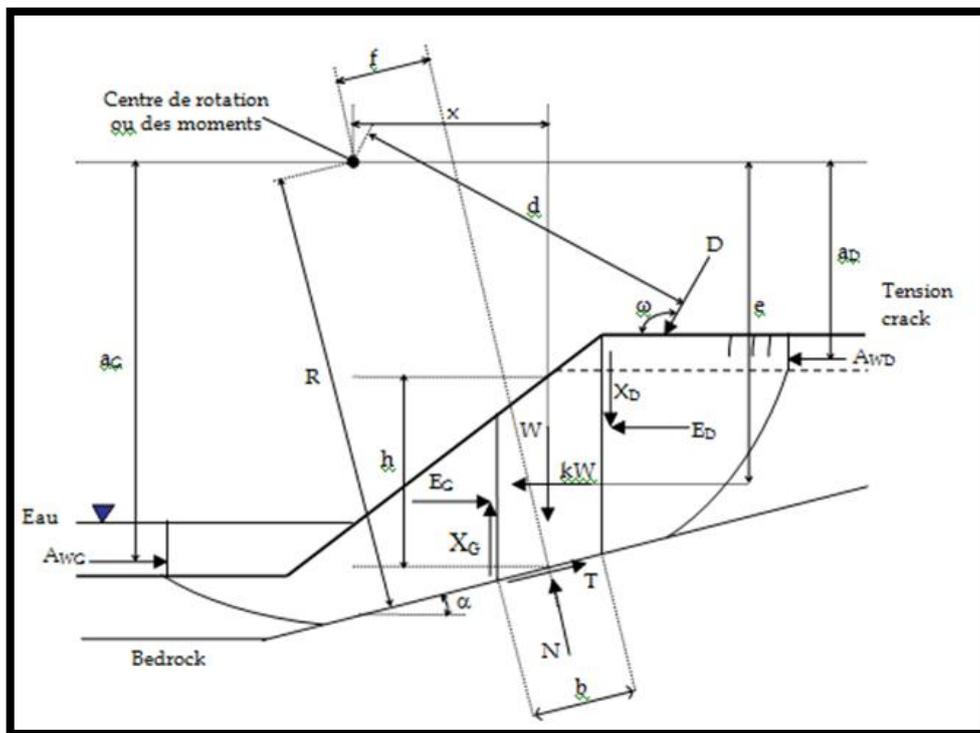
$$c_d = \gamma \cdot H \cdot m_t \quad (2.6)$$

Avec

$m_t = f(\alpha', \beta, \theta, \phi)$  : coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de  $\phi$  et  $\beta$  sont tirées à partir d'un abaque.

#### 4.2.2.2 Les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop,...)

Dans cette procédure, la masse de sol sujette au glissement est divisée en un nombre de tranches verticales. La stabilité de chaque tranche est calculée séparément. C'est une technique souple dans laquelle l'hétérogénéité des sols et la pression interstitielle peuvent être prises en considération.



**Figure 2.7** Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante avec une surface de rupture quelconque (Nordine, 2010).

Avec

$W$  : poids d'une tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$  ;

$N$  : force normale à la base de la tranche ;

$T$  : force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche ;

$E_D$  : force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche ;

$E_G$  : force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche ;

$X$  : forces verticales inter-tranches de cisaillement ;

$D$  : charge externe ;

$kW$  : charge sismique horizontale appliquée au centre de la surface de chaque tranche ;

$R$  : rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment associé à la force de cisaillement mobilisée  $T$  pour toute forme de surface de glissement ;

$f$  : excentricité de la force normale au centre de la rotation ou au centre des moments ;

$x$  : distance horizontale entre la ligne centrale de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

$e$  : distance verticale du centre de la surface de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

$d$  : distance de l'effort  $D$  au centre de la rotation ou au centre des moments ;

$h$  : hauteur verticale moyenne de chaque tranche ;

$a$  : distance perpendiculaire de la force latérale résultante de l'eau au centre de rotation ou au centre des moments ;

$A_w$  : forces latérales résultantes de l'eau ;

$\omega$  : angle entre l'effort  $D$  et l'horizontale ;

$\alpha$  : angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale ;

$b$  : largeur de la base de chaque tranche.

La magnitude de la force de cisaillement pour satisfaire les conditions d'équilibre de chaque tranche est :

$$T = \frac{\tau b}{F} = \frac{b [c + (\sigma - u_w) \tan \phi]}{F} \quad (2.8)$$

Avec  $\sigma = \frac{N}{b}$  = contrainte normale moyenne à la base de chaque tranche.

**a) Méthode de Fellenius (1927)**

Les hypothèses qui caractérisent cette méthode sont les suivantes :

- La surface de rupture est seulement circulaire ;
- L'équilibre des moments est satisfait ;
- L'équilibre des forces verticales est satisfait ;

- L'équilibre des forces horizontales n'est pas satisfait ;
- Les forces inter-tranches s'équilibrent totalement entre elles (verticalement et horizontalement).

Ainsi, en négligeant la charge externe et la charge sismique, le coefficient de sécurité correspondant à cette méthode devient :

$$F = F_m = \frac{\sum [cb + (N - u_w b) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.9)$$

Il faut noter que, dans le cas où le massif glissant est stratifié, les caractéristiques utilisées pour chaque tranche seront ceux de la couche où se trouve la base de celle-ci.

**b) Méthode de Bishop (1954)**

Cette méthode est basée sur les mêmes hypothèses que celles de Fellenius, sauf que dans ce cas, les forces inter-tranches ne sont pas négligées.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = F_m = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[cb + (W + (X_D - X_G) - u_w b) \tan \phi]}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F}} \quad (2.10)$$

Pour déterminer F il faut :

- Procéder par itérations successives, puisque F figure aux deux membres de l'équation ;
- Définir  $X_D - X_G$ . Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer  $X_D - X_G$  est alors possible. Toutefois le calcul est très fastidieux et ne peut être réalisé que par ordinateur.

L'hypothèse supplémentaire est que  $X_D - X_G = 0$ , quelle que soit la tranche considérée.

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[cb + (W - u_w b) \tan \phi]}{m_\alpha} \quad (2.11)$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F} \quad (2.12)$$

**c) Méthode de Bishop et Morgenstern (1960)**

Bishop et Morgenstern ont développé des tableaux pour le calcul du coefficient de sécurité des pentes homogènes avec présence d'eau. Le principe de leur développement est que :

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \quad (2.13)$$

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma \cdot h} = \frac{h_w \cdot \gamma_w}{\gamma \cdot h} \quad (2.14)$$

Avec

$h_w$  : la distance verticale du centre de la base au centre de la ligne de saturation de chaque tranche.

$$F = m' - n' r_u \quad (2.15)$$

Avec

$m'$  et  $n'$  : des coefficients de stabilité qui dépendent de la géométrie de la pente et des propriétés du sol. Ils sont donnés sur des tableaux pour différentes géométries et différentes valeurs des caractéristiques.

**4.2.3 Rupture quelconque**

Beaucoup d'autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour une surface de rupture potentielle de forme quelconque et chacune d'elles a des hypothèses spécifiques.

Les méthodes des tranches élargies pour n'importe quelle forme de surface de rupture sont par exemple celles de Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, et la méthode d'équilibre limite généralisée notée dans ce qui suit GLE, ...

Dans ce travail, nous n'avons pas présenté tous les détails ni toutes les méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs.

**a) Méthode de Raulin, Rouques et Toubol (Méthode des Perturbations, 1974)**

La méthode des Perturbations est une méthode globale qui vérifie les trois équations de la statique. Elle permet de calculer le coefficient de sécurité, mais également le lobe des contraintes normales le long de la surface de rupture potentielle. Elle est particulièrement utilisée pour le calcul de la stabilité en rupture quelconque d'un milieu stratifié avec une présence d'eau. Elle inspire son nom du fait que la contrainte s'appliquant sur une facette portée par la courbe de rupture est une perturbation de la contrainte de Fellenius.

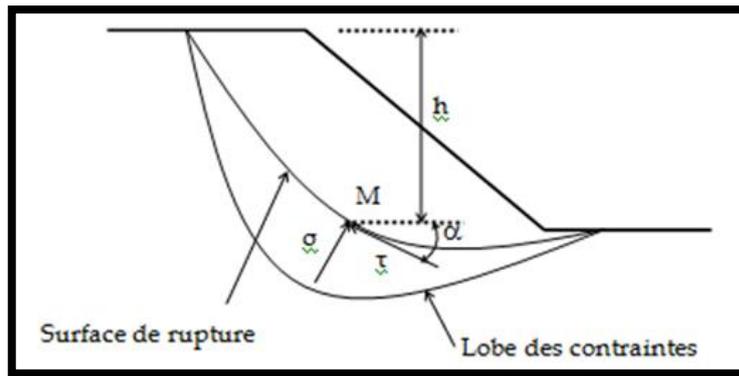


Figure 2.6 Schéma de base pour la méthode des Perturbations (Nordine, 2010).

On suppose connaître le long de la courbe de rupture une répartition de la contrainte normale  $\sigma$  suivant l'expression suivante :

$$\sigma = \sigma_0 (\delta + \kappa \cdot \chi) \tag{2.7}$$

Avec

$\sigma_0$  : valeur initiale approchée de la contrainte ;

$\delta, \kappa$  : deux scalaires inconnus que le calcul définira ;

$\chi$  : paramètre de perturbation.

### 4.3 LES METHODES PROBABILISTES

La variabilité spatiale des paramètres du sol est la variation naturelle que celui-ci présente, d'un lieu à un autre. Cette diversité est le résultat du processus complexe de formation du sol, qui a conduit à une fluctuation des propriétés des sols, dans le temps et dans l'espace. Cette variabilité naturelle ne présente d'intérêt que par ses conséquences sur les propriétés physiques et mécaniques utilisées dans les calculs.

Par ailleurs, la variabilité des propriétés mécaniques, c'est-à-dire l'hétérogénéité du massif, est un élément primordial du comportement et doit être prise en compte par la méthode de calcul. L'utilisation d'un modèle oblige l'utilisateur à reconsidérer le choix des paramètres par des approches probabilistes dans lesquelles interviennent également des incertitudes liées, notamment, aux effets d'échelle.

Beaucoup de travaux basés sur l'approche probabiliste ont été effectués et ont permis de compléter les études déterministes conventionnelles de stabilité des pentes, mais le doute en ce qui concerne l'application des résultats obtenus reste toujours présent.

#### 4.4 LES METHODES NUMERIQUES

L'objectif de la modélisation en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante.

Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier. Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par :

- le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;
- le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;
- le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.
- le choix du couplage hydraulique-mécanique.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire aux méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire qu'elles sont aujourd'hui « populaires ». On distingue, en général, les principales méthodes numériques suivantes :

##### 4.4.1 La méthode des éléments finis

Le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de mêmes dimensions, soumise aux mêmes conditions aux limites et formée par un assemblage d'éléments de dimensions finies qui constituent le maillage. Les équations de base de ces méthodes telles que l'équation différentielle d'équilibre, les relations traduisant la continuité du milieu, ou la loi de comportement des matériaux modélisés sont résolues au moyen d'une approximation numérique sur chaque élément.

##### 4.4.2 La méthode des éléments discrets

Elle est façonnée pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre important mais limité de discontinuités et donc de blocs de matériaux, et où la réponse globale du massif est dominée par le comportement de ces premières. Elle

permet d'obtenir de grandes déformations le long des discontinuités et peut aussi bien reproduire les effets de la translation ou de la rotation des blocs rocheux.

#### 4.4.3 La méthode des différences finies

Quant à elle, traite le problème comme un milieu continu, dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Elle permet aussi d'introduire, en nombre limité, des discontinuités, mais la réponse globale du massif est cependant dominée par la déformation de la roche.

Le calcul du coefficient de sécurité dans ces méthodes est basé sur le principe de réduction des paramètres mécaniques  $c$  et  $\phi$  et ainsi :

$$F = \frac{c_{Re}}{c_{Rp}} = \frac{\tan\phi_{Re}}{\tan\phi_{Rp}} \quad (2.16)$$

Avec

$c_{Re}$  et  $\phi_{Re}$  : caractéristiques réelles.

$c_{Rp}$  et  $\phi_{Rp}$  : caractéristiques à la rupture.

Le choix de la méthode est fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.). Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

En s'appuyant sur des données géométriques, géologiques et géomécaniques relatives au profil du talus, on se propose de réaliser des modèles numériques dont l'analyse nous permettra d'évaluer le comportement du massif, à court et à moyen terme, afin d'optimiser les mesures de renforcement, ainsi que les systèmes d'instrumentations sur les pentes, si cela s'avérait nécessaire. Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture.

## 5. CONCLUSION

La classification des glissements de terrain et les méthodes de leur analyse ont suscité la réflexion de plusieurs auteurs. Ainsi, différents critères et hypothèses ont été pris en considération d'où la diversité dans la classification et les méthodes d'analyse des terrains en pente. Mais, il faut noter que la finalité est exactement la même c'est-à-dire que quelque soit la manière de les classer et de les analyser, le plus important est d'apporter les meilleures solutions à chaque problème séparément.

Dans ce chapitre, on s'est limité à présenter les méthodes d'analyse dans le cas des sols saturés ; c'est à dire que la succion n'est pas prise en considération. Dans le

chapitre qui suit, nous verrons comment tenir compte de l'influence de la succion dans le calcul du coefficient de sécurité.

# LES GLISSEMENTS DE TERRAIN DANS LES SOLS NON SATURÉS

### 1. INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité de pentes, en relation avec les variations de teneur en eau, provoquent d'importants dégâts: ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées.

A mesure que le sol absorbe de l'eau, sa résistance est généralement diminuée à cause d'une décroissance de la résistance due à la cohésion  $c$  et à l'angle de frottement interne  $\phi$ . Une pression interstitielle positive peut se développer suite à l'accumulation des infiltrations d'eau provenant des précipitations, spécialement quand la percolation est ralentie par un horizon de sol moins perméable. Une telle augmentation de pression interstitielle est la plus commune des causes de glissement de terrain suite à une réduction de la résistance du sol (Rose, 2006). Toutefois, dans les terrains en pente, les sols sont souvent partiellement saturés et le comportement mécanique est différent de celui des sols saturés à cause de l'effet de la succion.

Les méthodes d'équilibre limite et celles du calcul en contraintes-déformations précitées dans le deuxième chapitre utilisent des paramètres de résistance des sols saturés et ne prennent pas en compte l'effet de la succion. Pour cela, des critères de rupture, faisant intervenir ce paramètre, ont été développés; deux types sont utilisés actuellement :

- un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la cohésion, qui consiste à considérer une cohésion supplémentaire due à la succion
- un critère de rupture avec prise en compte de la succion dans la contrainte normale (Cui et al., 2003 ; Verbrugge, 2007).

Dans ce qui suit, on présentera ces deux critères.

## 2. CRITERE DE RUPTURE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA SUCCION DANS LA COHESION

En se basant sur l'hypothèse de contrainte effective de Bishop, un premier critère de type Mohr-Coulomb prenant en compte la succion a été proposé :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (3.1)$$

$$\tau = c' + c_a + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (3.2)$$

Avec

$c'$  et  $\phi'$  les mêmes valeurs que pour les sols saturés ;

$c_a = \chi(u_a - u_w) \tan \phi' > 0$  représente la cohésion apparente.

En posant pour la succion :

$$u_c = (u_a - u_w)$$

On peut écrire :

$$c_a = \chi \cdot u_c \cdot \tan \phi' \quad (3.3)$$

$c_a$  varie en fonction de  $\chi$  et de  $u_w$  et s'annule lorsque le sol est saturé, c'est-à-dire lorsque la succion s'annule. Le paramètre n'est pas une constante, il dépend du degré de saturation  $s_r$  et de la microstructure du sol. Le plus souvent, on considère pour simplifier que  $\chi = s_r$

D'autres auteurs ont proposé d'autres expressions tels que :

### 2.1 KHALILI ET KHABBAZ, 1998

Ils ont réexploité des données publiées dans la littérature, en considérant la succion au point d'entrée d'air et ont proposé :

$$\chi = \left( \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^{-0.55} \quad (3.4)$$

Ou encore

$$\chi = \left( \frac{(u_c)}{(u_c)_b} \right)^{-0.55} \quad (3.5)$$

Avec

$(u_c)_b$  : succion au point d'entrée d'air.

La pression d'entrée d'air correspond à la succion quand la phase gazeuse (air) commence à investir le milieu poreux et que le drainage commence à se faire.

Deux approches ont été développées pour l'évaluation de la cohésion apparente. La première approche développée a consisté à supposer une valeur empirique  $c_a$  constante. En Suède, une valeur empirique de  $c_a = 15$  à  $25$  kPa a été utilisée afin

d'expliquer la tenue de nombreuses pentes de sols sableux (Cui et al., 2003). Cette approche à l'inconvénient évident de ne pas prendre en compte l'effet du profil de succion existant de fait dans le massif de sol.

### 2.2 FREDLUND ET AL., 1978

L'approche consiste à écrire la résistance au cisaillement d'un sol non saturé dans une forme étendue du diagramme Mohr-Coulomb relatif à un sol saturé

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + u_c \tan \phi^b \quad (3.6)$$

L'utilisation de ce critère est complexe dans la mesure où l'angle  $\phi^b$  n'est pas constant, car l'enveloppe de rupture dans le plan  $(\tau, u_c)$  n'est pas linéaire (Cui et al., 2003).

La détermination de l'angle  $\phi^b$  se fait en réalisant des essais de cisaillement triaxiaux à succion contrôlée. On peut remarquer que le critère de rupture proposé par Fredlund et al. (1978) correspond à :

$$c_a = u_c \cdot \tan \phi^b \quad (3.7)$$

Par rapport à la première approche, celle-ci présente l'avantage de faire apparaître la succion. Pour cette raison, elle est largement utilisée dans les travaux développés récemment.

Dans le critère de rupture proposé par Fredlund et al. (1978), le deuxième angle de frottement  $\phi^b$  correspond à l'intersection de la surface plane caractérisant la rupture avec le plan  $(\sigma - u_a = 0)$ . Certains auteurs restent critiques par rapport à la dépendance entre  $\phi^b$  et la succion (Delage et al., 2001 ; Cui et al., 2003).

En fait, on peut assimiler ce critère avec celui basé sur la contrainte effective en prenant :

$$\tan \phi^b = \chi \cdot \tan \phi' \quad (3.8)$$

Il devient dès lors visible qu'il existe une certaine ressemblance entre les deux critères.

### 2.3 VANAPALLI ET AL., 1996

Vanapalli et al. (1996) ont également proposé que la résistance au cisaillement d'un sol non saturé soit exprimée comme suit pour une valeur de succion donnée :

$$\tau = [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] + u_c \Theta^k \tan \phi^b \quad (3.9)$$

Avec

$\Theta$  : La teneur en eau normalisée ;

$k$  : Un paramètre d'ajustement.

Sur cette même base, une autre équation a été proposée par Vanapalli et al. (1996) pour prédire la résistance au cisaillement sans utiliser le paramètre  $k$ . il s'en suit :

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + u_c \left[ (\tan \phi') \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \right] \quad (3.10)$$

L'équation (3.10) peut également s'écrire en fonction du degré de saturation sous la forme suivante :

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + u_c \left[ (\tan \phi') \left( \frac{s - s_r}{100 - s_r} \right) \right] \quad (3.11)$$

$s_r$  : est le degré de saturation résiduel.

La teneur en eau résiduelle et le degré de saturation résiduelle peuvent être déterminés à partir de la courbe de rétention.

La teneur en eau normalisée s'obtient par l'expression suivante :

$$\theta = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (3.12)$$

Avec

$\theta$  : la teneur en eau volumique ;

$\theta_s$  : la teneur en eau à saturation ;

$\theta_r$  : la teneur en eau résiduelle.

## 2.4 VILAR, 2006

Depuis 1992, une fonction hyperbolique a été utilisée avec succès pour représenter l'influence de la succion matricielle sur la résistance au cisaillement d'un sol non saturé pour des sols brésiliens (Vilar, 2006 citant Röhm et Vilar, 1995 ; Teixeira et Vilar, 1997 ; Machado et Vilar, 1998). Cette forme d'équation a été utilisée par Miao et al. (2001) dans la formulation des résultats de leurs expériences (Vilar, 2006). L'expression mathématique suivante est utilisée :

$$c = c' + \frac{u_c}{(a + b \cdot u_c)} \quad (3.13)$$

Avec

$c$  : est la cohésion correspondant à  $u_c$  ;

$u_c$  : la succion du sol ;

$a$  et  $b$  : les paramètres de la courbe.

En considérant que le point d'entrée d'air définit la transition entre les états saturé et non saturé du sol, il est établi qu'à l'état de saturation :

$$\tan \phi^b = \tan \phi' \quad (3.14)$$

On assume que lorsque  $u_c$  approche de zéro, la pente de la relation entre  $c$  et  $u_c$  vaut  $\tan \phi'$ . On en déduit :

$$\frac{1}{a} = \tan \phi' \quad (3.15)$$

Selon ce que rapporte Vilar (2006), plusieurs essais confirment une augmentation de la résistance du sol avec une augmentation de la succion jusqu'à une valeur maximum, après quoi la résistance du sol demeure constante même si la succion continue d'augmenter (Vilar, 2006 citant Escario, 1988 ; de Campos Carrillo, 1995 ; Machado and Vilar, 1998). Il est admis que la résistance du sol peut atteindre une valeur ultime correspondant à la teneur en eau résiduelle. De ce fait, quand  $u_c$  approche de l'infini, il est assumé que la résistance du sol approche de sa valeur ultime caractérisée par  $c_{ult}$  ou  $\tau_{ult}$ . On obtient alors les équations suivantes :

$$\lim_{u_c \rightarrow \infty} c = c_{ult} = c' + \frac{1}{b} \quad (3.16)$$

Avec

$$b = \frac{1}{(c_{ult} - c')} \quad (3.17)$$

A la limite

$c_{ult}$  : s'obtient sur un sol sec.

Ainsi, si l'on connaît les paramètres de résistance effective du sol à saturation et la résistance ultime du sol pour la teneur en eau résiduelle, les deux paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être obtenus et la résistance du sol en condition non saturée peut être prédite en se basant sur les hypothèses qui relient la succion à la résistance du sol.

Selon Verbrugge (2007), dès que  $c'$  et  $\phi'$  sont connus, la détermination de la cohésion apparente peut se faire aisément à partir d'un essai de compression simple sous une contrainte normale de compression  $\sigma_n$ . On a dans ce cas la relation suivante :

$$c + c' = \frac{(\sigma_n - u_a)}{2 \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad (3.18)$$

Dans l'analyse de la stabilité des pentes dans les sols non saturés, l'influence de la succion matricielle étant considérée comme une augmentation dans la cohésion du sol, on peut dès lors conserver les mêmes équations pour le calcul du coefficient de sécurité que le sol soit saturé ou non saturé (Fredlund, 1979 ; Ching et al., 1984). La résistance au cisaillement du sol non saturé s'écrit alors :

$$\tau = c^* + \sigma_n \cdot \tan \phi' \quad (3.19)$$

$$c^* = c' + (u_a - u_w) \tan \phi' \left( \frac{s - s_r}{100 - s_r} \right) \quad (3.20)$$

Et le coefficient de sécurité dans le cas des méthodes classiques d'équilibre limite devient :

$$F = \frac{c^* + \sigma_n \cdot \tan \phi'}{c_d^* + \sigma_n \cdot \tan \phi_d} \quad (3.21)$$

Avec :

$c_d^*$ : Désigne la cohésion mobilisée le long de la surface de rupture du sol non saturé.

Dans le cas des méthodes numériques (MEF, MDF, ...), on peut également définir un coefficient de sécurité par rapport à la cohésion  $F_{c^*}$ , et un coefficient de sécurité par rapport à l'angle effectif de friction  $F_{\phi'}$  (Das, 2007).

$$F_{c^*} = \frac{c^*}{c_d^*} \quad (3.22)$$

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi_d} \quad (3.23)$$

Lorsque  $F_{c^*}$  devient égal à  $F_{\phi'}$ , on retrouve le coefficient de sécurité par rapport à la résistance à la rupture du sol. On peut dès lors écrire :

$$F_{c^*} = F_{\phi'} = F_s \quad (3.24)$$

### 3. CRITERE DE RUPTURE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA SUCCION DANS LA CONTRAINTE NORMALE

Dans le cas de la prise en compte de la succion dans la contrainte normale, l'écriture générale du critère de rupture est la suivante :

$$\tau = c' + \sigma_{eq} \tan \phi' \quad (3.25)$$

Avec

$\sigma_{eq}$  : la contrainte normale équivalente, fonction de la succion.

On distingue trois approches suivant l'expression choisie pour  $\sigma_{eq}$  (Cui et al., 2003).

#### 3.1 APPROCHE AVEC L'EQUATION DE BISHOP

$$\sigma_{eq} = (\sigma - u_a) + \chi \cdot u_c \quad (3.26)$$

Pour une raison de simplicité,  $\chi$  est généralement considéré comme un paramètre qui varie linéairement avec le degré de saturation ou la succion, malgré les travaux

réalisés montrant que ce paramètre dépend non seulement du degré de saturation, mais aussi de la microstructure, du type de sol.

### 3.2 APPROCHE DE FREDLUND ET AL.

Basée sur une relation tenant compte du degré de saturation résiduel  $S_{rr}$  :

$$\sigma_{eq} = (\sigma - u_a) + \int_0^{u_c} \frac{s_r - S_{rr}}{1 - s_r} du_c \quad (3.27)$$

Avec

$u_c$  : la succion qui correspond au potentiel de l'eau d'un sol.

### 3.3 APPROCHE D'ÖBERG

Basée sur l'équation suivante :

$$\sigma_{eq} = \sigma - \frac{A_w}{A_{tot}} u_w - \frac{A_a}{A_{tot}} u_a \quad (3.28)$$

Avec

$\frac{A_w}{A_{tot}}$  : la fraction de la surface occupée par l'eau.

$\frac{A_a}{A_{tot}}$  : la fraction de la surface occupée par l'air.

Cette approche est en fait identique à celle de Bishop simplifiée avec  $\chi = S_r$ , car on a :

$$\sigma_n = \sigma - s_r u_w - (1 - s_r) u_a \quad (3.29)$$

L'équation (3.29) peut encore s'écrire :

$$\sigma_n = (\sigma - u_a) + s_r \cdot u_c \quad (3.30)$$

## 4. CONCLUSION

Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes ont, de tout temps, considéré le milieu saturé ou sec, de ce fait l'effet de la succion a toujours été négligé. Ces dernières décennies, beaucoup de chercheurs ont développé des formulations afin d'inclure ce paramètre et ainsi les méthodes classiques ont été élargies pour toutes les conditions possibles du milieu : sec, saturé ou partiellement saturé.

Ces approches se distinguent entre elles par l'expression avec laquelle la succion est intégrée, elle peut être introduite dans la cohésion de différentes façons ou dans la contrainte normale de différentes façons aussi. Ainsi, la résistance au cisaillement du sol va être modifiée et les résultats d'une analyse de la stabilité des terrains en

Les pentes non saturées deviennent différentes de celles obtenues pour le cas des terrains saturés.

Dans le chapitre qui suit, des exemples de pentes vont être traités, dans différentes conditions : sans ou avec succion, et son impact sur la stabilité.

# APPLICATIONS – MODELISATION PAR LE LOGICIEL GEO-SLOPE

## 1. INTRODUCTION

Après un bref aperçu sur les sols non saturés et leur intégration dans l'analyse de la stabilité des pentes, une modélisation numérique vient achever notre travail. Cette dernière a été élaborée par le logiciel GEO-SLOPE qui sera défini ultérieurement.

Des cas de pentes ont été traités dans des conditions de la saturation partielle et des comparaisons vis-à-vis du coefficient de sécurité ont été faites.

En premier lieu, deux cas de pentes (homogène et hétérogène) ont été traités sans ou avec nappe d'eau statique ou en écoulement et sans ou avec prise en compte de la succion.

En second lieu, un cas de pente traité préalablement, trouvé dans la littérature, par un logiciel intitulé LAGAMINE basé sur la méthode des éléments finis a fait l'objet d'une comparaison avec les résultats de GEO-SLOPE dans différentes conditions.

## 2. PRESENTATION DU LOGICIEL GEO-SLOPE

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules distincts. Dans notre travail, les deux modules intéressants à utiliser sont :

- SLOPE/W pour le calcul des coefficients de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price,...);

- SEEP/W pour calculer, analyser et évaluer, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau.

Une fois le modèle géométrique du talus défini, les principales caractéristiques du sol sont intégrées et une analyse à l'équilibre limite est faite pour le calcul du coefficient de sécurité. La possibilité d'intégrer l'effet de la succion permet l'analyse de la stabilité des terrains en pente non saturés.

### 3. APPLICATIONS

Dans notre travail, plusieurs cas de calcul ont été considérés :

- Un premier cas dans lequel la stabilité d'un modèle homogène (une seule couche) est étudiée sous l'action seulement du poids propre du massif, sans nappe et sans succion. Après l'effet de la nappe, sans ou avec écoulement à différentes profondeurs, et celui de la succion combinés sont intégrés pour le calcul de la stabilité.
- Un deuxième cas dans lequel la stabilité d'un modèle hétérogène (deux couches) dans les mêmes conditions que le premier cas est étudiée.
- Un troisième et dernier cas dans lequel une comparaison entre les résultats d'un cas de pente, traité par le logiciel LAGAMINE aux éléments finis, trouvé dans la littérature, et ceux trouvés par GEO-SLOPE.

#### 3.1 TALUS HOMOGENE

La figure 4.1 donne la géométrie et les caractéristiques géotechniques de l'exemple traité.

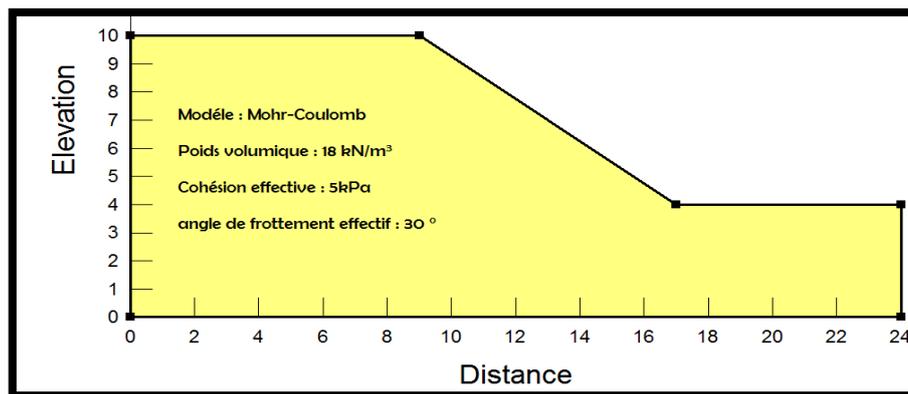


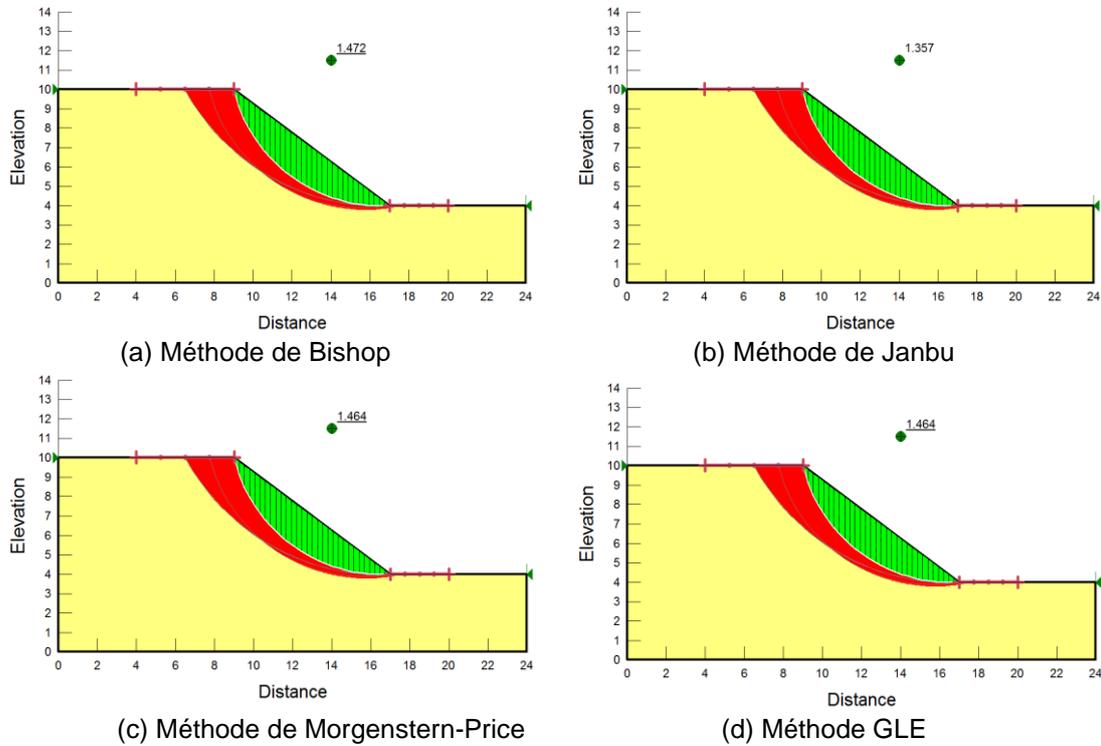
Figure 4.1 Géométrie du talus homogène (GEO-SLOPE, 2007).

En ce qui concerne cet exemple on va analyser la stabilité en procédant comme suit :

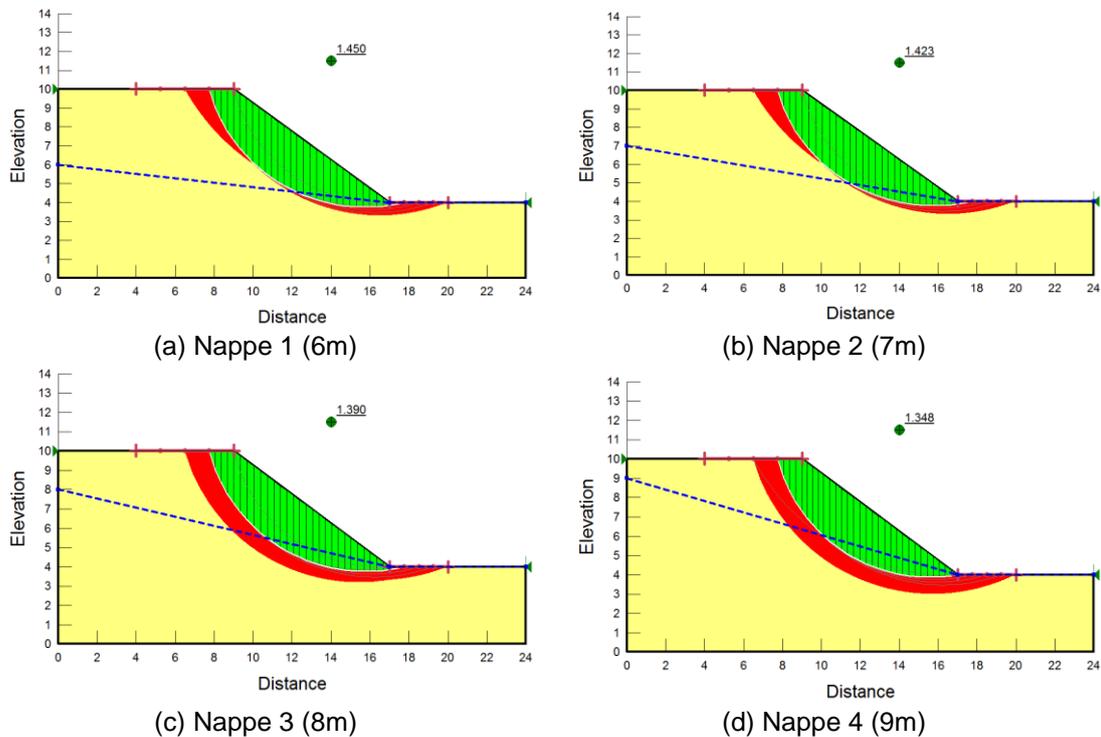
- Talus sans nappe d'eau et sans succion.
- Talus avec nappe statique ou en écoulement et sans succion.
- Talus avec nappe statique ou en écoulement et avec succion (différentes valeurs de  $\phi^b$ ).

Pour les deux dernières situations, le module SEEP/W à été utilisé pour la prise en compte de l'écoulement.

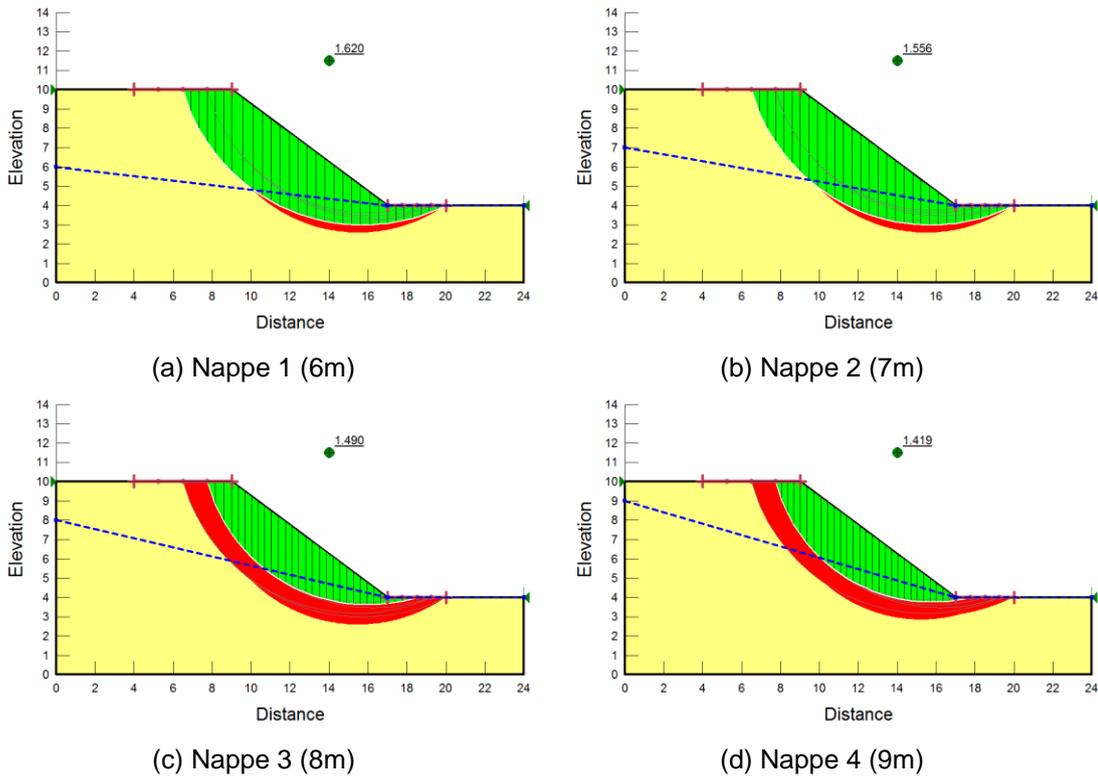
Les figures 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 et 4.6 montrent quelques résultats obtenus parmi ceux de toutes les situations invoquées.



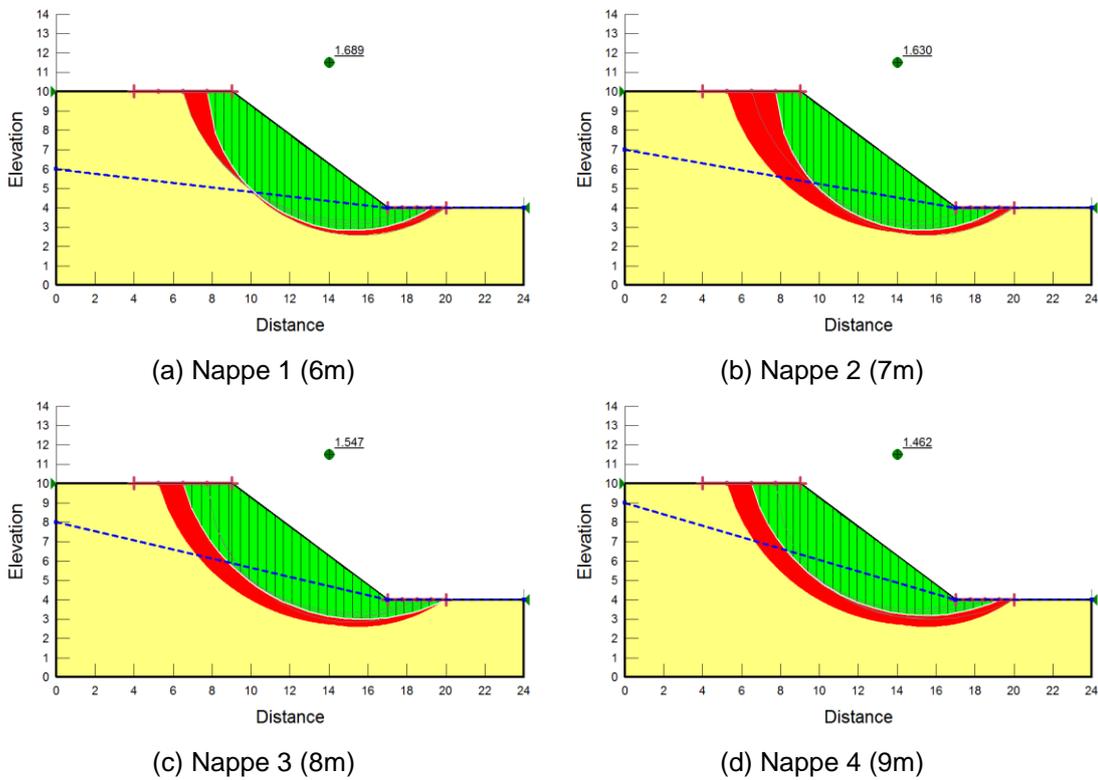
**Figure 4.2** Surface de rupture et valeurs de F pour le talus homogène sans eau et sans succion



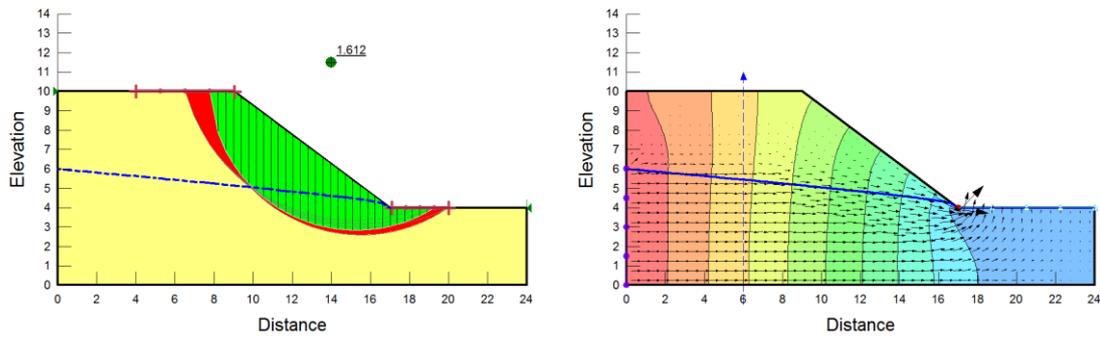
**Figure 4.3** Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et  $\phi^b = 0$  (sans succion)]



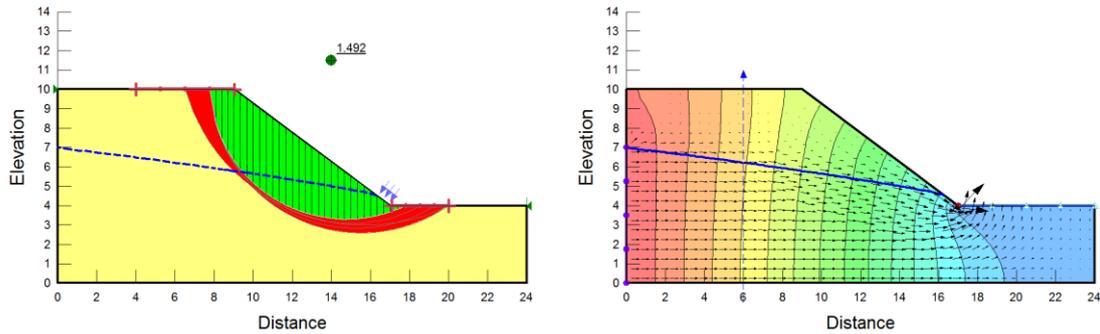
**Figure 4.4** Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et suction ( $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ )]



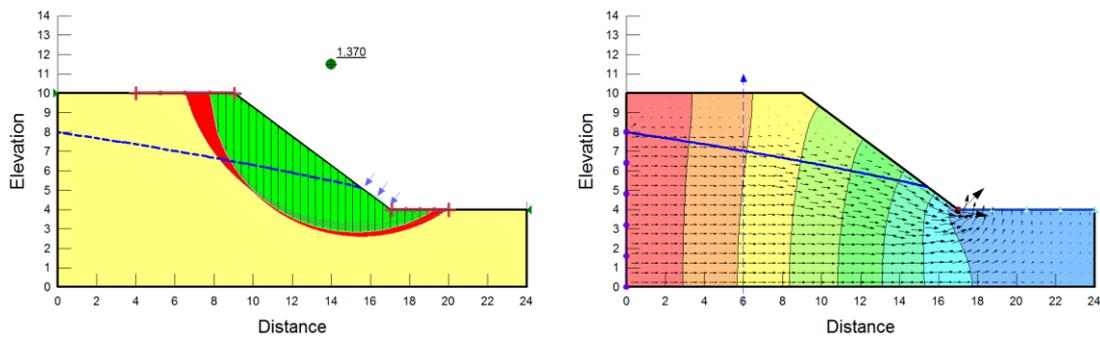
**Figure 4.5** Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE [Nappe statique à différentes profondeurs et suction ( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ )]



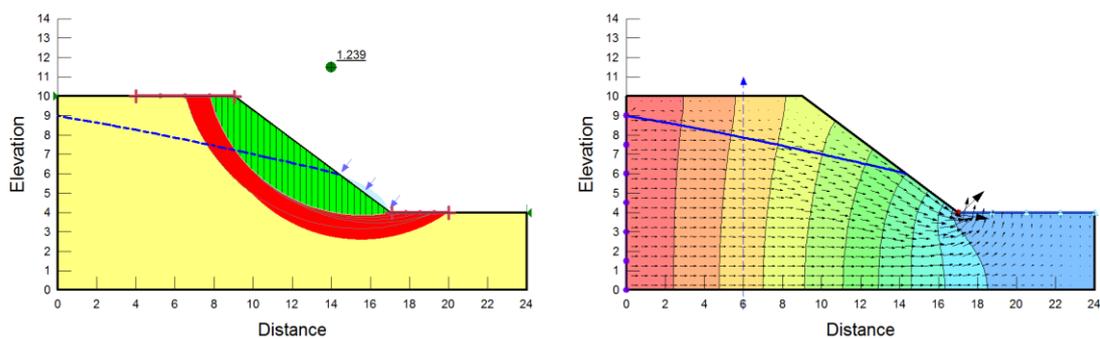
(a) Nappe 1 (6m)



(b) Nappe 2 (7m)



(c) Nappe 3 (8m)



(d) Nappe 4 (9m)

**Figure 4.6** Surface de rupture et valeurs de F avec la méthode GLE  
 [Nappe en écoulement à différentes profondeurs et succion ( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ )]

Le tableau 4. 1 donne les valeurs de F pour les différentes méthodes pour le cas du talus sans nappe et sans prise en compte de la succion.

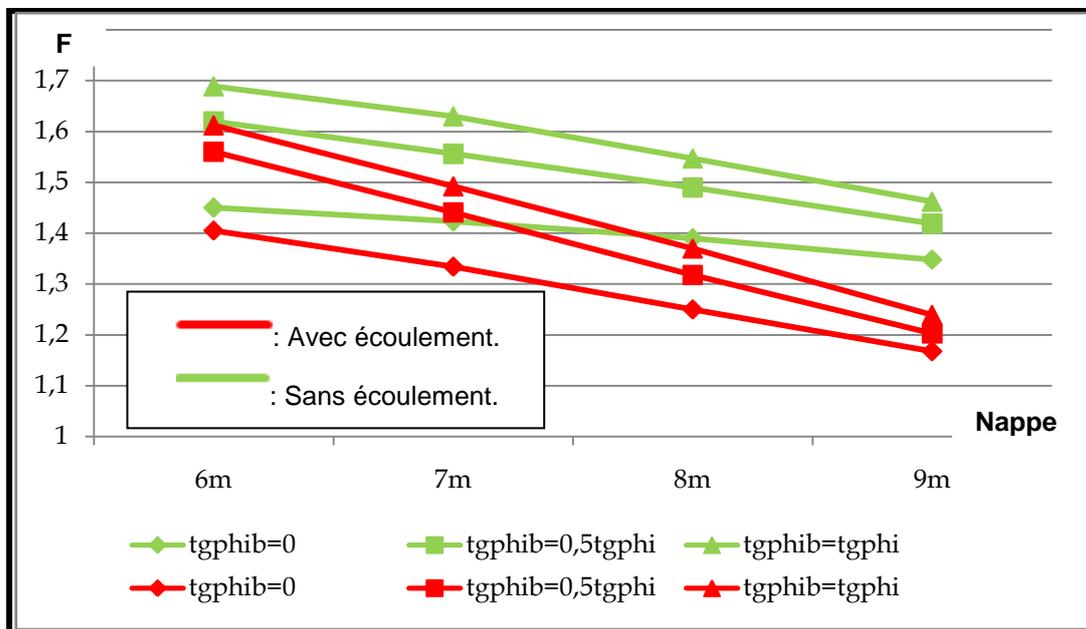
**Tableau 4.1** Valeurs de F pour le talus homogène (sans nappe et sans succion) pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W.

Méthode	Bishop	Janbu	M-P	GLE
F	1,472	1,357	1,464	1,464

Le tableau qui suit (4.2) donne un récapitulatif des différentes valeurs du coefficient de sécurité trouvées et la figure 4.7 montre une comparaison graphique.

**Tableau 4.2** Valeurs de F pour le talus homogène par SLOPE/W (méthode GLE) avec effets combinés de la nappe statique ou en écoulement et de l'angle  $\phi^b$

Nappe	$\tan \phi^b =$	F			
		Nappe1 (6m)	Nappe2 (7m)	Nappe3 (8m)	Nappe4 (9m)
statique	0	1,450	1,423	1,390	1,348
	$0,5 \tan \phi'$	1,620	1,556	1,556	1,419
	$\tan \phi'$	1,689	1,630	1,547	1,462
en écoulement	0	1,405	1,334	1,250	1,168
	$0,5 \tan \phi'$	1,560	1,441	1,318	1,203
	$\tan \phi'$	1,612	1,492	1,370	1,239



**La figure 4.7** Valeurs de F par SLOPE/W (méthode GLE) avec effets combinés de la nappe statique ou en écoulement et de l'angle  $\phi^b$

Dans le cas de l'analyse de la stabilité des pentes traitées par les différentes méthodes d'équilibre limite, disponibles sur le module SLOPE/W (Fellenius, Janbu,

GLE,...), des écarts au niveau des valeurs du coefficient de sécurité sont notées. Ceci est dû au fait que les hypothèses de calcul sont différentes d'une méthode à l'autre.

Nous observons que lorsque la nappe est plus profonde (nappe 1 et nappe 2), ou la zone non saturée est très étendue, l'influence de la succion devient plus importante sur la valeur du coefficient de sécurité. Donc l'importance des effets capillaires est très significative lorsque la zone non saturée est étendue ; les valeurs de F obtenus dans ce cas sont élevés. Aussi, plus la zone non saturée se rétrécit, plus les coefficients de sécurité calculés se rapprochent car l'effet de la saturation devient insignifiant.

Une augmentation de la hauteur de la nappe s'accompagne par une augmentation de la pression interstitielle et ainsi une diminution de la contrainte effective qui conduit à une réduction du coefficient de sécurité et donc une déstabilisation du talus.

Il est à noter que lorsque l'écoulement est pris en considération, le coefficient de sécurité diminue et ce par le fait qu'il y ait une diminution de la résistance au cisaillement due à la prise en compte des forces d'écoulement provoquées par le mouvement de l'eau et qui dépendent du gradient hydraulique.

La succion est introduite dans le cas du logiciel SLOPE/W dans la cohésion. Cette dernière est majorée par la cohésion dite apparente due à la succion. Son augmentation se suit par une augmentation de la résistance au cisaillement et ainsi une augmentation du coefficient de sécurité. L'augmentation de la cohésion apparente par l'accroissement de la valeur de  $\tan \phi^b$  a une influence significative, et surtout lorsque la zone non saturée est importante.

### 3.2 TALUS HETEROGENE

La figure 4.8 et le tableau 4.3 donnent la géométrie et les caractéristiques géotechniques de l'exemple traité.



Figure 4.8 Géométrie du talus hétérogène (GEO-SLOPE, 2007).

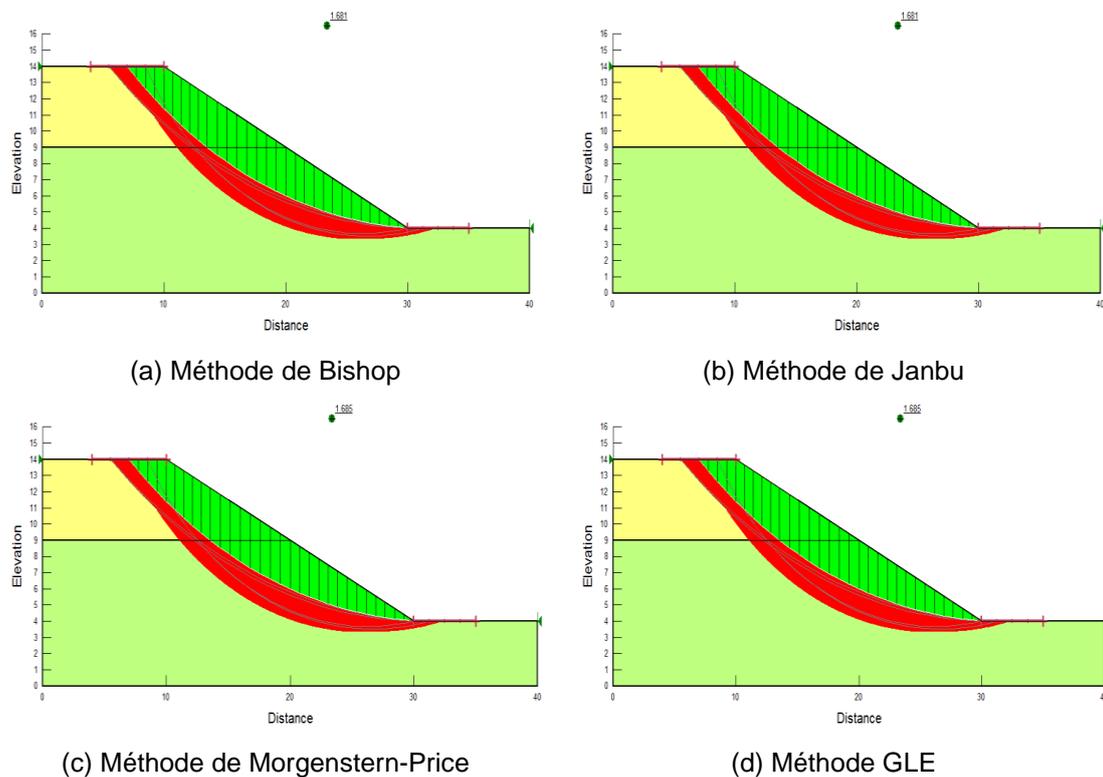
**TABLEAU 4.3** Paramètres géotechniques du talus hétérogène

	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	φ' [°]
Couche 01	15	5	20
Couche 02	18	10	25

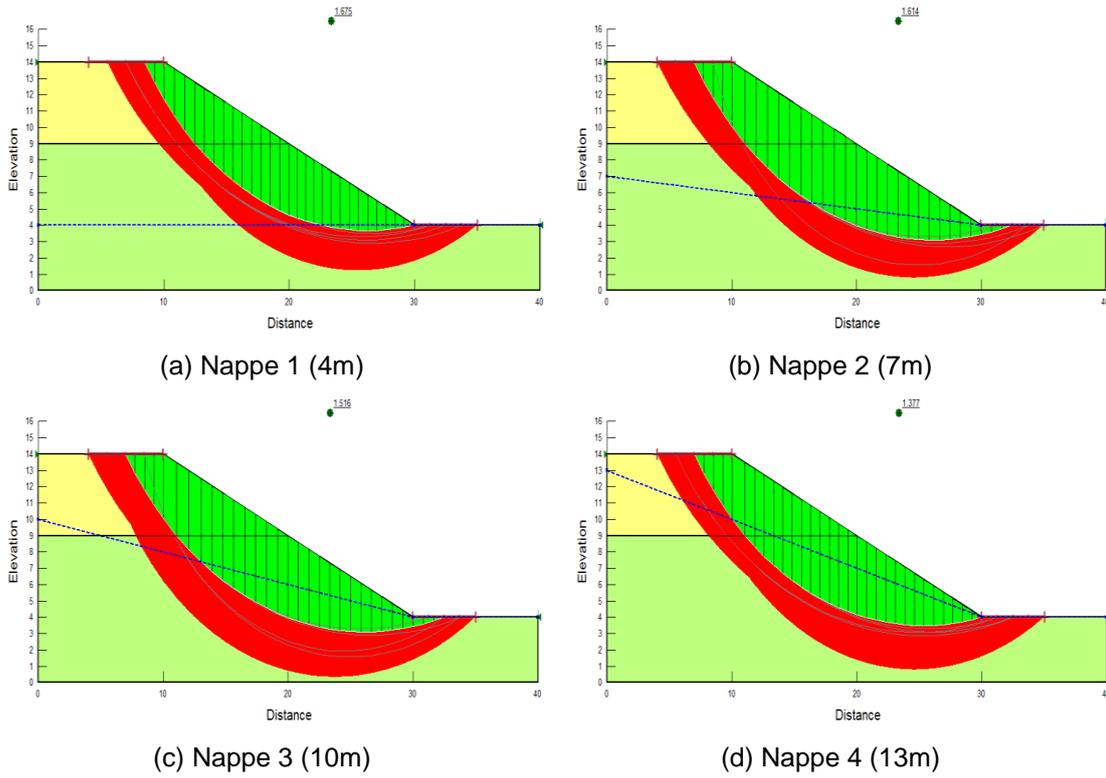
En ce qui concerne cet exemple on va procéder de la même manière que le premier exemple comme suit :

- Talus sans nappe d'eau et sans succion.
- Talus avec nappe statique et sans succion.
- Talus avec nappe statique et avec succion et différentes valeurs de  $\phi^b$ .

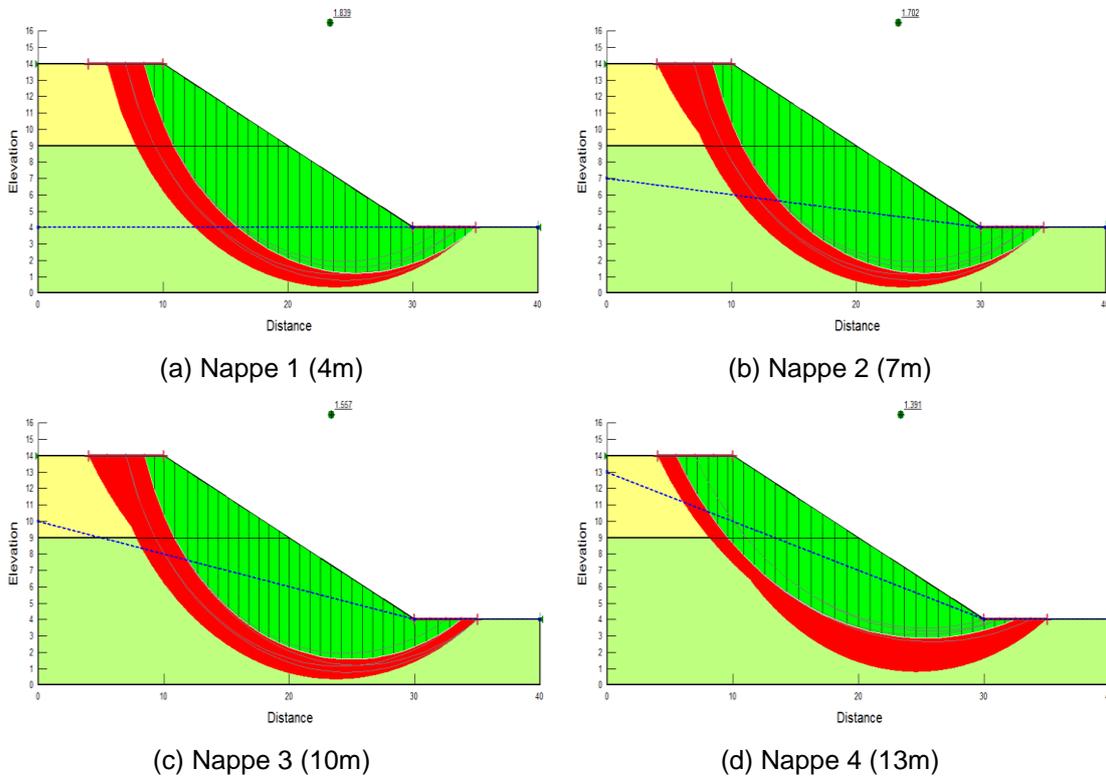
Les figures 4.9, 4.10, 4.11 et 4.12 montrent quelques les résultats obtenus pour toutes les situations invoquées.



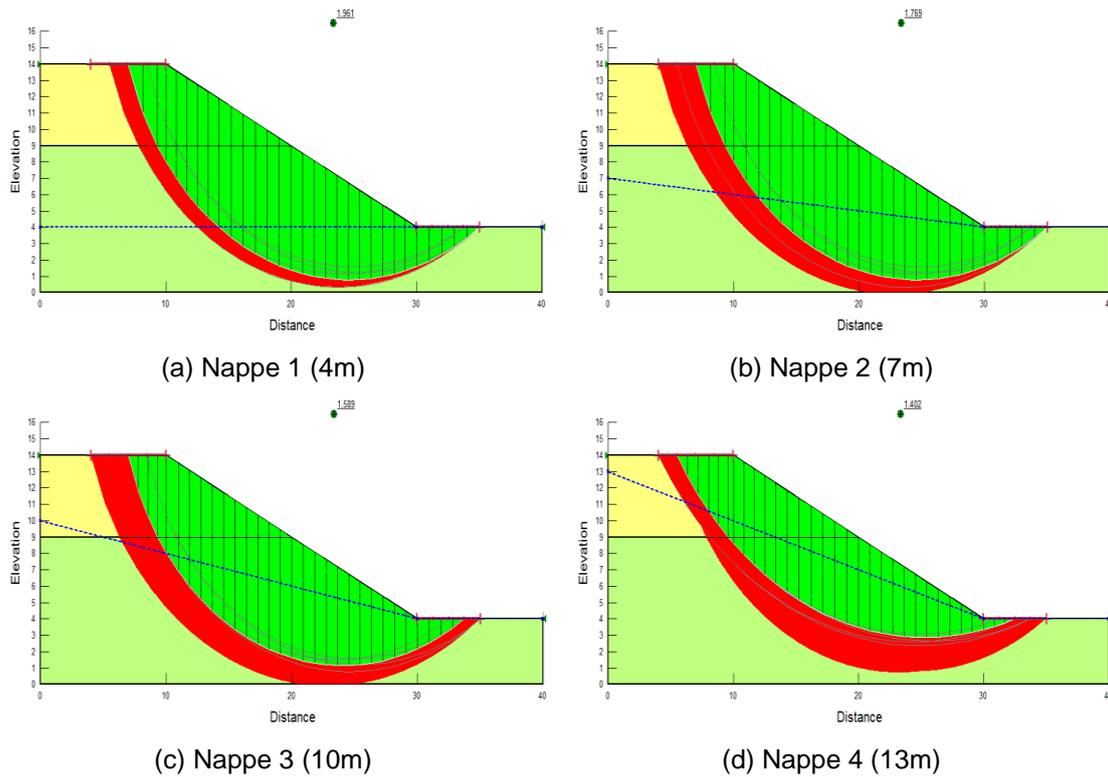
**Figure 4.9** Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène sans eau et sans succion



**Figure 4.10** Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe à différentes profondeurs et  $\phi^b = 0$  (sans succion)]



**Figure 4.11** Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe à différentes profondeurs et  $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi$ ]



**Figure 4.12** Surface de rupture et valeurs de F pour le talus hétérogène avec la méthode GLE [Nappe à différentes profondeurs et  $\tan \phi^b = \tan \phi'$ ]

Le tableau 4.4 regroupe les valeurs de F pour les différentes méthodes.

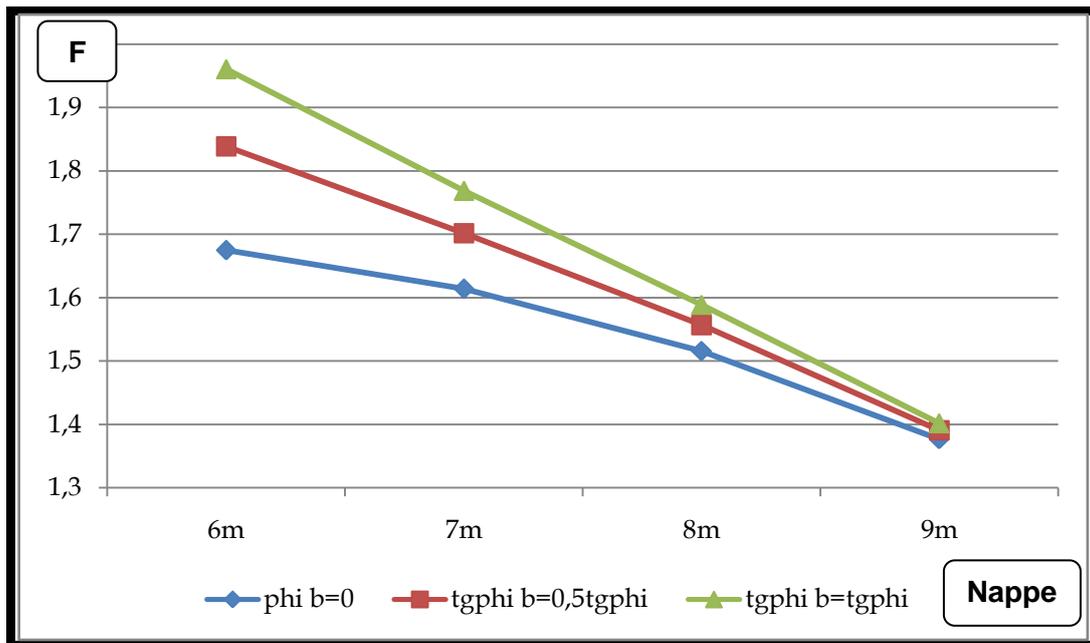
**TABLEAU 4.4** Valeurs de F pour le talus hétérogène (sans nappe et sans succion) pour les méthodes utilisées dans SLOPE/W.

Méthode	Bishop	Janbu	M-P	GLE
F	1,681	1,618	1,685	1,685

Le tableau 4.5 donne un récapitulatif des coefficients de sécurité trouvés, et la figure 4.13 une comparaison graphique.

**TABLEAU 4.5** Valeurs de F pour le talus hétérogène par la méthode GLE avec effets combinés de la nappe statique et en écoulement et de l'angle  $\phi^b$

$\tan \phi^b =$	F			
	Nappe 1 (4m)	Nappe 2 (7m)	Nappe 3 (10m)	Nappe 4 (13m)
0	1,675	1,614	1,516	1,377
$0,5 \tan \phi'$	1,839	1,702	1,557	1,391
$\tan \phi'$	1,961	1,769	1,589	1,402



La figure 4.13 Valeurs de F pour différentes hauteurs de nappe et différentes valeurs de  $\phi^b$

Les résultats obtenus dans cet exemple confirment les observations faites au niveau de l'exemple du talus homogène.

### 3.3 COMPARAISON ENTRE SLOPE/W ET LAGAMINE

Dans cette partie, il s'agit de comparer les résultats trouvés dans la littérature pour un talus homogène par le logiciel LAGAMINE, basé sur la méthode des éléments finis, avec ceux trouvés par GEO-SLOPE. Dans ce cas, on a procédé comme suit :

- Talus ans eau et sans succion.
- Talus avec eau à différentes profondeurs et sans succion.
- Talus avec eau à différentes profondeurs et avec succion.

La figure 4.13 et le tableau 4.6 qui suivent donnent respectivement la géométrie et les caractéristiques géotechniques du talus analysé

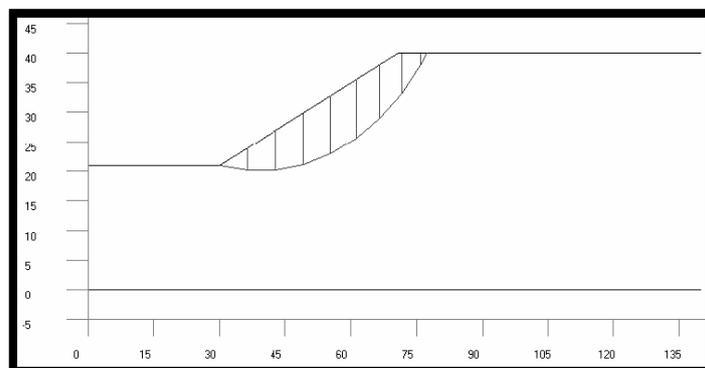


Figure 4.14 Géométrie et cercle de glissement critique (Masekanya, 2008)

Les valeurs du coefficient de sécurité trouvées dans la littérature (Masekanya, 2008) sont obtenues par la méthode aux éléments finis en utilisant le logiciel LAGAMINE et les méthodes analytiques d'équilibre limite. Le calcul du coefficient de sécurité par ce logiciel est basé sur la méthode de « c- $\phi$  réduction » et pour plusieurs modèles de comportement (Mohr-Coulomb, Van-Eekelen et Drücker-Prager).

**TABLEAU 4.6** Paramètres géotechniques du talus

Caractéristiques	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]
	19.251	20	20

L'analyse effectuée par SLOPE/W et par les différentes méthodes d'équilibre limite donnent les résultats représentés sur la figure 4.14.

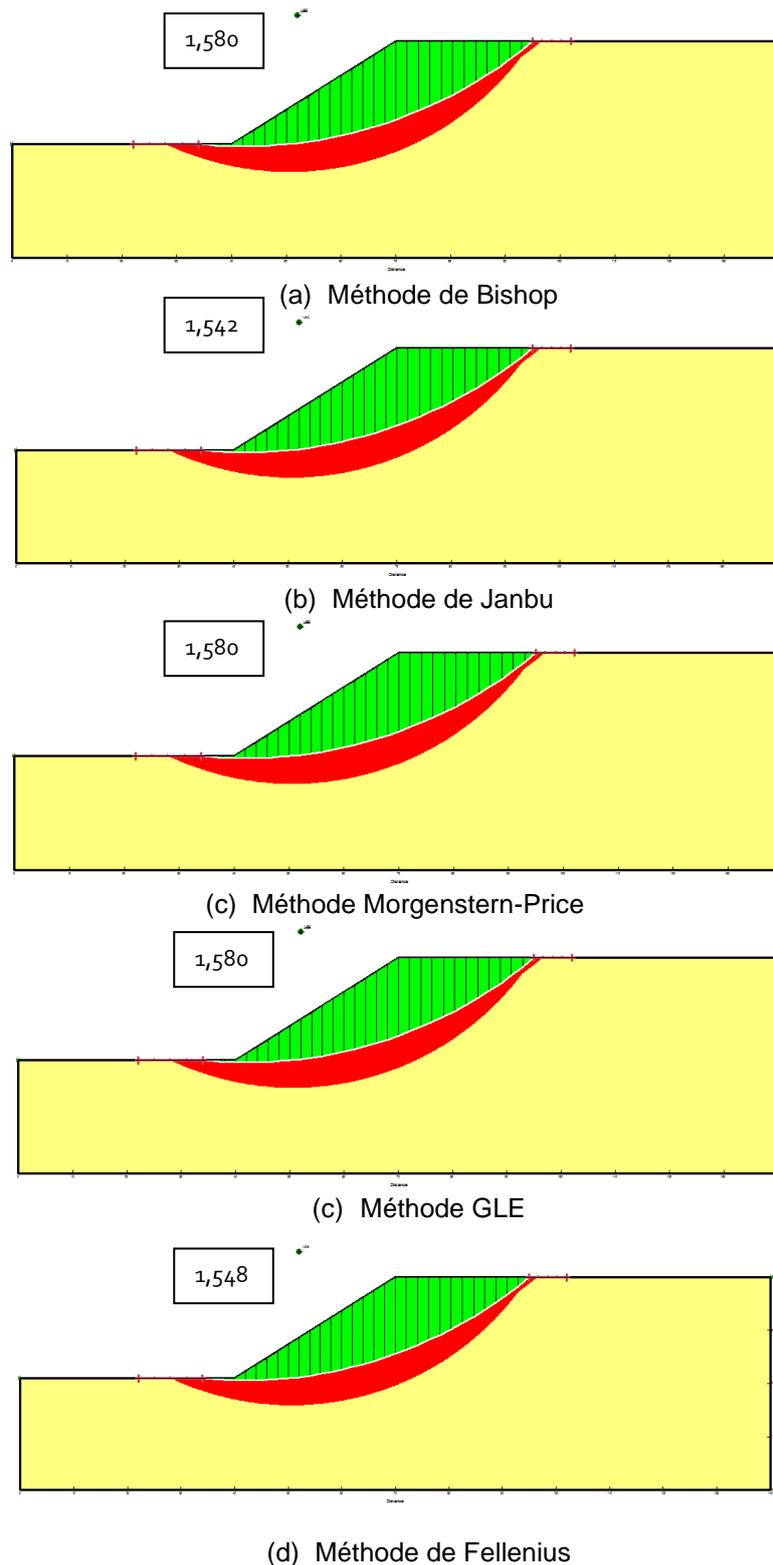
Les valeurs de F, pour le talus sans eau et sans succion, obtenues par les différentes méthodes et logiciels sont regroupées dans le tableau 4.7 qui suit :

**Tableau 4.7** Valeurs de F pour différents logiciels et méthodes.

Méthode	Modèle	Programme		
		SLOPE/W	LAGAMINE	Méthode analytique (Masekanya, 2008)
Fellenius	-	1,548	-	1,492
Cercle Phi	-	-	-	1,510
Bishop	-	1,580	-	1,565
Janbu	-	1,542	-	1,565
Morgenstern-Price	-	1,580	-	-
GLE	-	1,580	-	-
c- $\phi$ réduction	Mohr-Coulomb	-	1,508	-
	Van-Eekelen	-	1,740	-
	Drücker-Prager	-	1,850	-

Les valeurs de F trouvées par différents logiciels et méthodes dans ce cas s'approchent. Les petites différences obtenues sont dues aux différences au niveau des formulations utilisées dans les différentes approches.

Nous voyons que le coefficient de sécurité trouvé à l'aide de la méthode de c- $\phi$  réduction selon le critère de Mohr-Coulomb est proche de ceux trouvés par le code SLOPE/W et les méthodes analytiques. Les critères de Van-Eekelen et Drücker-Prager donnent des coefficients de sécurité plus élevés. Ceci peut s'expliquer par le fait que les méthodes d'équilibre limite sont basées sur le critère de Mohr-Coulomb.



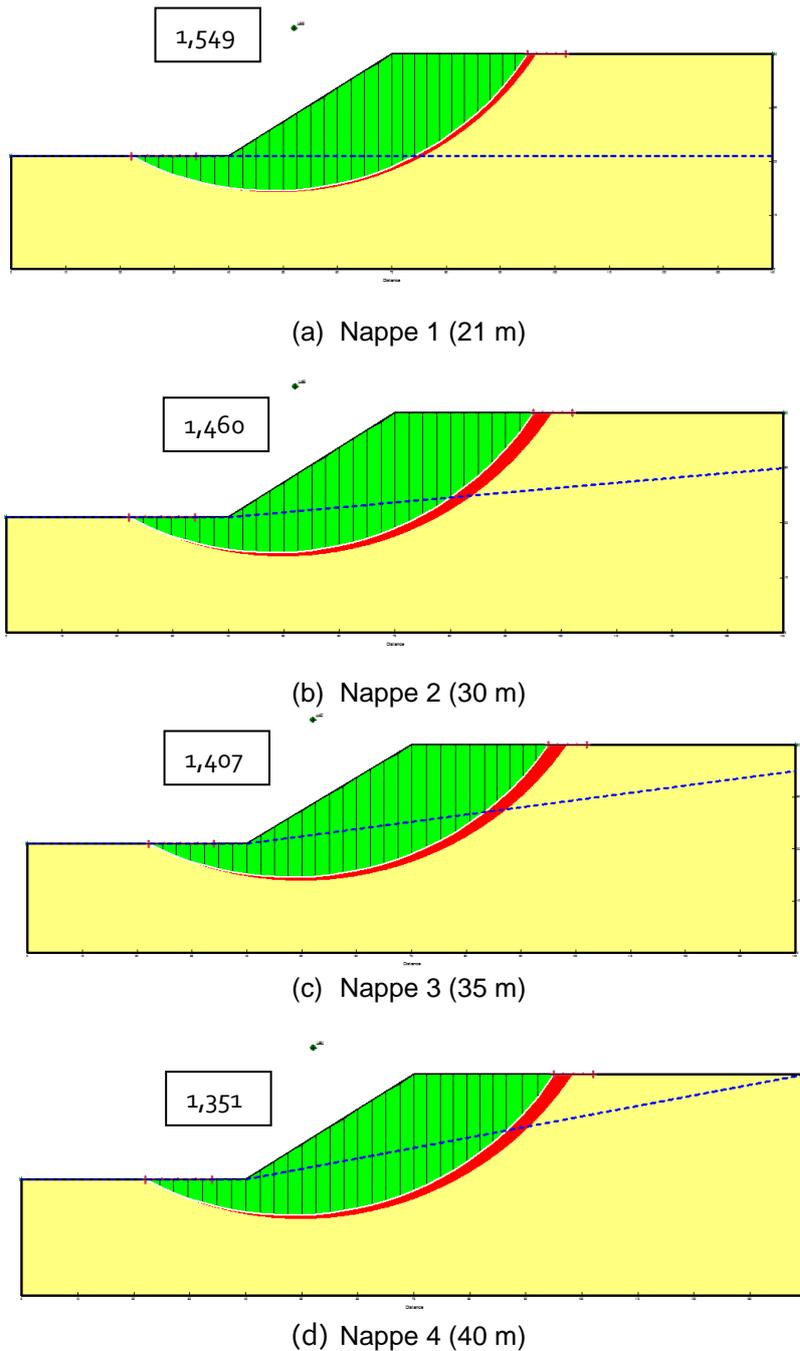
**Figure 4.15** Valeurs de F et surfaces de rupture pour différentes méthodes par SLOPE/W (sans nappe et sans succion)

Maintenant, nous allons mener une analyse paramétrique avec quatre profondeurs de nappe et tenir compte des effets de l'eau et de la saturation partielle, par la méthode GLE. Les figures 4.16 et 4.17 donnent quelques résultats obtenus.

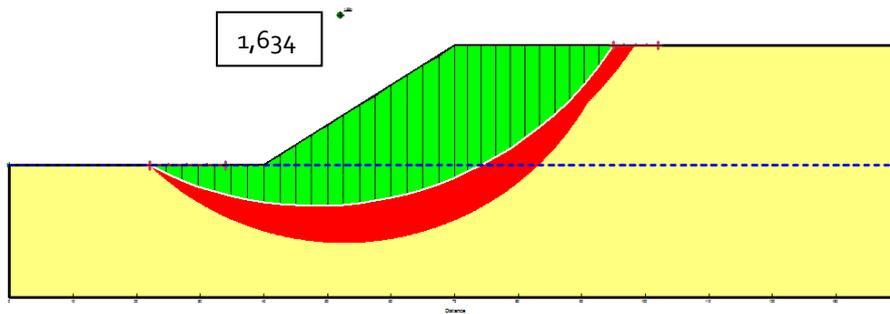
Dans la méthode aux éléments finis, il est tenu compte du couplage entre la pression d'eau et le comportement mécanique via le postulat de Terzaghi.

La méthode des éléments finis offre la possibilité de tenir compte de l'effet de la non saturation via la cohésion capillaire déduite notamment de la contrainte effective de Bishop:  $c_a = s_r \cdot \tan \phi' \cdot s$

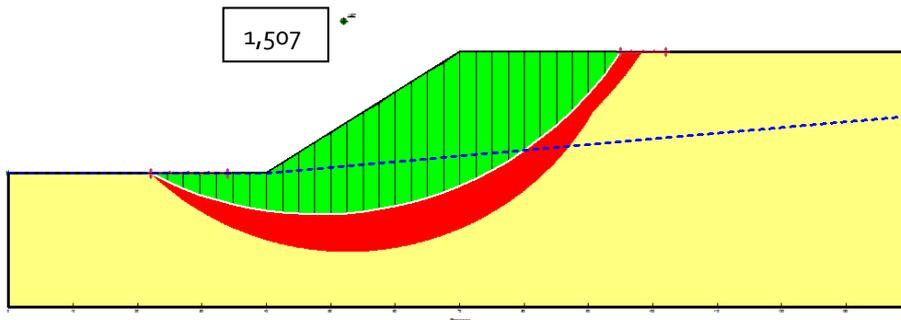
Le calcul a été fait en utilisant d'abord la contrainte effective de Terzaghi, ensuite la contrainte de Bishop pour prendre en compte la succion.



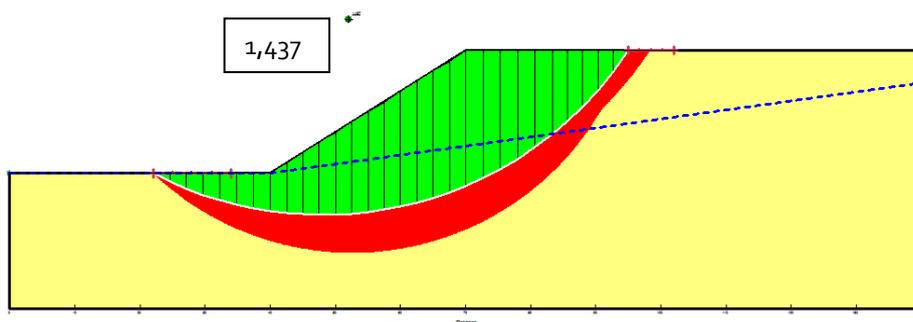
**Figure 4.16** Surfaces de rupture et coefficient de sécurité avec la méthode GLE et l'effet de succion ( $\tan \phi^b = 0.5 \tan \phi'$ ) à différentes hauteurs de la nappe



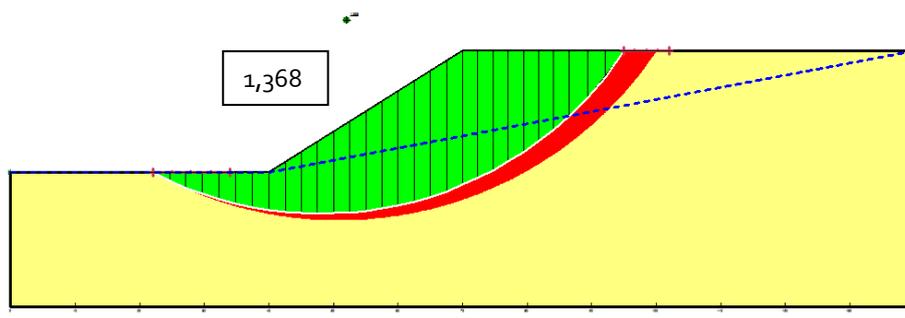
(a) Nappe 1 (21 m)



(b) Nappe 2 (30 m)



(c) Nappe 3 (35 m)



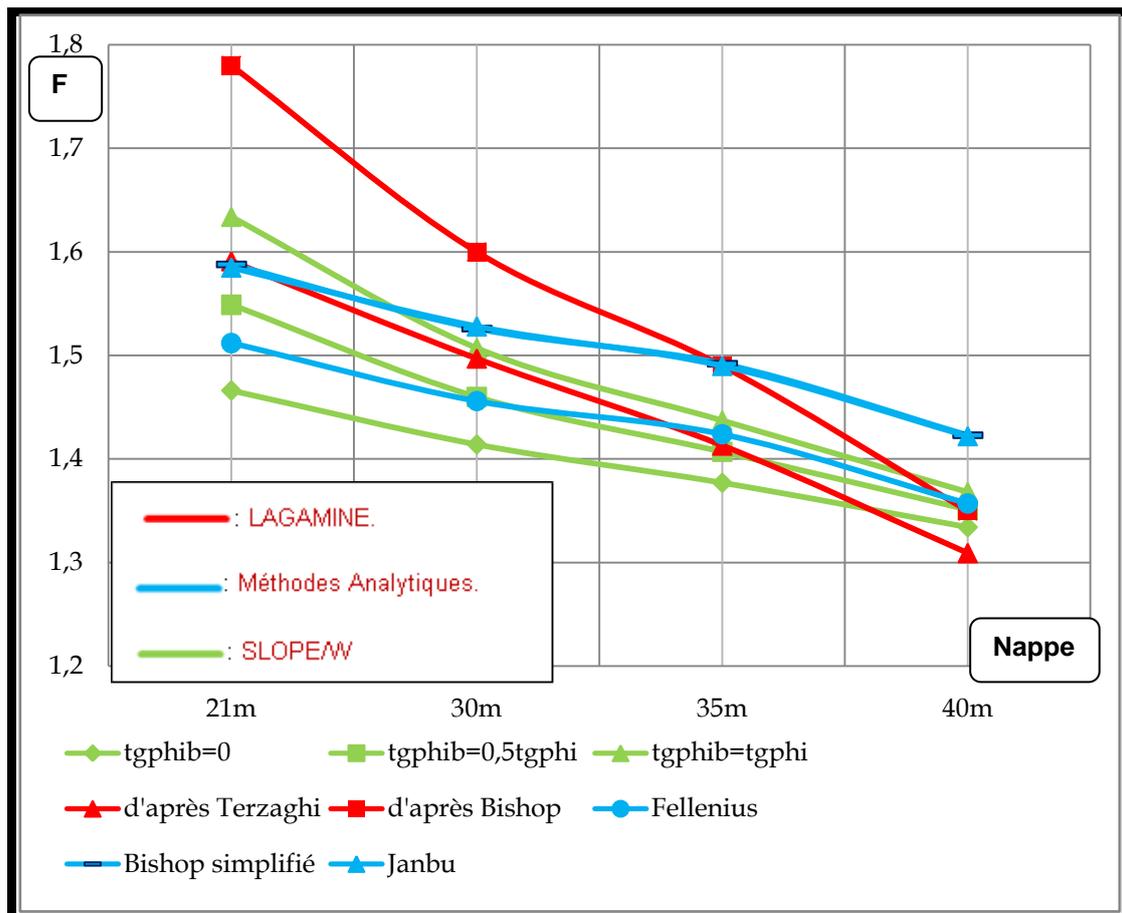
(a) Nappe 4 (40 m)

**Figure 4.17** Surfaces de rupture et coefficient de sécurité avec la méthode GLE et l'effet de succion ( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ ) à différentes hauteurs de la nappe

Les valeurs de F obtenues par Slope/W, la méthode aux éléments finis de LAGAMINE et les méthodes analytiques trouvées dans la littérature sont regroupées dans le tableau 4.8

**Tableau 4.8** Valeurs de F pour différents logiciels et méthodes avec nappe à différentes hauteurs et succion.

Hauteur de la nappe	Programme							
	SLOPE/W (GLE)			LAGAMINE		Méthodes analytiques (Masekanya, 2008)		
	GLE			MEF		Fellenius	Bishop	Janbu
	$\phi^b = 0$	$\tan \phi^b = 0,5 \tan \phi'$	$\tan \phi^b = \tan \phi'$	d'après Terzaghi	d'après Bishop			
Nappe 1 (21 m)	1,466	1,549	1,634	1,591	1,780	1,512	1,588	1,585
Nappe 2 (30 m)	1,414	1,460	1,507	1,497	1,600	1,456	1,526	1,528
Nappe 3 (35 m)	1,377	1,407	1,437	1,413	1,490	1,424	1,492	1,490
Nappe 4 (40 m)	1,334	1,351	1,368	1,309	1,350	1,357	1,423	1,422



**La figure 4.18** Comparaison graphique entre les valeurs du coefficient de sécurité pour différents logiciels et méthodes

Les valeurs de  $F$ , lorsque la zone non saturée est de grande hauteur, trouvées par SLOPE/W et LAGAMINE (1,634 et 1,780) montre une certaine disparité qui peut s'expliquer par le fait que l'effet de la succion est inclus différemment dans les deux programmes : dans SLOPE/W, elle est introduite dans la cohésion et dans LAGAMINE au niveau de la contrainte normale.

Nous observons aussi, que plus la zone non saturée se rétrécit, plus les coefficients de sécurité calculés suivant Terzaghi ou Bishop se rapprochent car l'effet de la saturation devient insignifiant. Nous observons également que quel que soit le type de contraintes considéré, une remontée de la nappe s'accompagne d'une diminution de  $F$ , et donc d'une déstabilisation du talus.

Nous remarquons que les méthodes d'équilibre limite utilisées dans le code SLOPE/W dans le cas de " $\phi^b = 0$ " et celle de "c- $\phi$  réduction" utilisant la contrainte effective de Terzaghi donnent un résultat assez proche, et ceci s'explique par la négligence de la succion. Quant aux coefficients de sécurité, de valeurs élevées (1,634 et 1,780), obtenus par le code SLOPE/W avec l'effet de la succion ( $\tan \phi^b = \tan \phi'$ ) et celui par LAGAMINE avec la contrainte effective de Bishop, s'explique par la hauteur importante de la zone non saturée.

Les courbes en bleu correspondent aux méthodes analytiques et présentent une allure différente de celle des courbes correspondant à SLOPE/W et LAGAMINE. Cela s'explique par le fait que l'effet de la succion n'est pas du tout pris en considération dans ce cas.

#### 4. CONCLUSION

Ce chapitre a fait l'objet de l'analyse de la stabilité de quelques exemples de terrains en pente avec la prise en compte de la succion. Cette étude a permis de donner quelques conclusions :

- La prise en compte de la succion produit un accroissement de la résistance au cisaillement qui se suit par une augmentation du coefficient de sécurité.
- Plus la zone non saturée se rétrécit, plus l'effet de la succion devient insignifiant.
- L'approche utilisée pour introduire l'effet de la succion a une influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, un modeste travail a été réalisé sur les glissements de terrains dans les sols non saturés et nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la mécanique des sols en général et les glissements de terrains en particulier.

Les paramètres d'état du sol jouent un rôle essentiel dans la prévision du comportement des sols. Parmi les plus importants, des sols non saturés en particulier, est le paramètre de la succion et sa conséquence sur le comportement hydromécanique est significative. Une grande difficulté se pose dans la mesure de ce paramètre et beaucoup de techniques ont été proposées présentant chacune des avantages et des inconvénients.

Les terrains en pente sont souvent non saturés et leur susceptibilité au glissement est fortement influencée par le paramètre de la succion. Les premières formulations élaborées pour l'analyse de la stabilité des pentes négligeaient ce paramètre, mais son importance a suscité les géotechniciens à développer des approches qui le prennent en compte. Ainsi, des critères de rupture incluant la succion ont été développés et les méthodes d'analyse élargies pour toutes les conditions hydriques possibles.

Ces approches se distinguent entre elles par l'expression avec laquelle la succion est intégrée, elle peut être introduite dans la cohésion de différentes façons ou dans la contrainte normale de différentes façons aussi. Ainsi, la résistance au cisaillement du sol va être modifiée et les résultats d'une analyse de la stabilité des terrains en pente non saturés deviennent différents de ceux obtenus pour le cas des terrains saturés.

Les différents cas de pentes qui ont été modélisés par le logiciel GEO-SLOPE dans plusieurs conditions : avec ou sans succion et différentes profondeurs de la nappe phréatique, et les comparaisons faites vis-à-vis du coefficient de sécurité ont permis de tirer et de confirmer les points suivants :

- La prise en compte de la succion produit un accroissement de la résistance au cisaillement qui se suit par une augmentation du coefficient de sécurité.
- Plus la zone non saturée se rétrécit, plus l'effet de la succion devient insignifiant.
- L'approche utilisée pour introduire l'effet de la succion a une influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

Ainsi, on peut dire que l'effet de la succion est un paramètre à ne pas négliger du tout lors de l'analyse de la stabilité des pentes, car cela peut, par exemple, nous permettre d'augmenter l'inclinaison des talus artificiels et d'éviter plus qu'il n'en faut de système de parade dans les talus naturels susceptibles de glisser.

# BIBLIOGRAPHIE

**BELHACHEMI D., 2005**, Contribution à l'étude des sols affaissables de la région d'Oran, Mémoire de Magistère, Université des Sciences et Technologie d'Oran, Algérie.

**BENDI-OUIS A., 2005**, Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumises a une pression interstitielle négative, Mémoire de Magister, Université Abou-BekrBelkaïd, Tlemcen, Algérie.

**BERTHOUMIEUX J.J., 2012**, Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes, application au glissement de Kenscoff-Mahotièrè (Haïti), Thèse de Doctorat, Université catholique de Louvain, Haïti.

**BISHOP.A.W. & BLIGHT.G.E.,1963**, Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils, Géotechnique, nO 3, vol. XIII, pp. 177-197.

**CRONEY.D, COLEMAN.J.D, BLACK .W.P.M, 1958**, The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance, Highway research Board, Special Report, Washington. no 40.

**CUI Y.J. & DELAGE P., 2000**, Sols non saturés, Application au calcul des ouvrages in Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction C303.

**DELAGE P. & CUI Y.J., 2000**, Comportement mécanique des sols non in Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C302.

**DELAGE P. & CUI Y.J., 2000**, L'eau dans les sols non saturés in Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction C301.

**FLAGEOLLET J. C., 1989**, Les mouvements de terrains et leur prévention, Editions Masson, Série Géographie, Paris, 224 p.

**FLEUREAU J.M., KHEIRBEK-SAOUD S., 2004**, Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification, Ecole Centrale de Paris, France.

**FREDLUND D.G. & RAHARDJO H., 1993**, Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley and Sons Editions, New York, U.S.A.

**GEOSTUDIO TUTORIALS., 2004**, Manuel d'utilisation, GEO-SLOPE international Ltd, Calgary, Alberta, Canada.

**GUEYE I, 1993**, Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique de Thiès, Sénégal.

**MASEKANYA J.P., 2008**, Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique, Thèse de Doctorat de l'Université de Liège, Belgique.

**NORDINE M. Z., 2010**, Contribution a l'étude numerique de la stabilite des pentes sous chargement dynamique et de leur renforcement par plaxis 2D, Mémoire de Master, Université Abou-BekrBelkaïd, Tlemcen, Algérie.

**RAMEAU R.M., 2011**, Influences de la pluviométrie sur la stabilité de talus routiers, Méthodologie adaptée pour l'évaluation du profil hydrique temporel du sol et sa prise en compte dans les calculs de stabilité en Haïti, Thèse de Doctorat. Université Libre de Bruxelles, France.

**Rapport sur l'identification du risque glissements de terrain., 2008**, Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques, Secrétariat d'Etat auprès du Ministère de l'Énergie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement, Maroc.