



Republique Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique
Université de 8 mai 1945/Guelma
Faculté des sciences et de l'ingénierie
Département de génie civil



MEMOIRE

*Présenté pour l'obtention du diplôme
de magister en génie civil*

OPTION : Mécanique des sols

PAR

DERGHOUM RABAH

THEME

**INFLUENCE DES POINTS DE PERTE DES RESEAUX
HYDRAULIQUES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN
(CAS DE CILOC DE CONSTANTINE)**

Présenté et soutenu à Guelma le : **25 mai 2008**
devant le jury composé de :

Guenfoud Mohamed	Pr.	Président	Université de Guelma
Hammami Mounir	Pr.	Examineur	Université de Skikda
Meksaouine Mohamed	M.C	Rapporteur	Université de Annaba
Belabed Lazhar	M.C	Examineur	Université de Guelma
Nouaouria M. Salah	M.C	Examineur	Université de Guelma

Remerciements

A l'heure où j'apporte la touche finale de ce mémoire, je tiens à exprimer tout d'abord ma reconnaissance, et ma sympathie, à mon encadreur Monsieur **Meksaouine Mohamed**, Maître de conférences à L'Université de Annaba, pour sa confiance, sa disponibilité, son aide scientifique, et son optimisme communicatif, qui m'a été fort précieux au cours de cette période.

Mes vifs remerciements s'adressent à Monsieur **Guenfoud Mohamed**, Professeur à l'Université de Guelma, Directeur du Laboratoire de Génie Civil et Hydraulique, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette soutenance.

Je remercie chaleureusement Monsieur **Hammami Mounir**, Professeur à L'Université de Skikda, pour me faire l'honneur d'accepter d'examiner mon travail, et faire partie de jury.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude, à Messieurs, **Belabed Lazhar** et **Nouaouria Mohamed Salah**, Maîtres de conférences à L'Université de Guelma, pour avoir accepté de juger mon travail, et participer à ce jury de soutenance.

Je voudrais également remercier, tout le personnel du département Génie civil, ainsi tous les membres de la direction d'urbanisme et investissement de la mairie de Guelma et particulièrement le vice président Monsieur **Fetatenia abdelhak** et mon collaborateur Monsieur **Guerrini chérif**, qui m'ont offert l'aide nécessaire, en assurant un déroulement normal des services de la direction, pendant toute l'année théorique.

Tout mes respects et ma profonde gratitude, à ma mère et à mon père, qui ont su me donner sans cesse leur soutien au cours de ma vie, pour former ma personnalité et prendre possible mes études.

En fin, Je tiens à remercier également ma femme, pour sa patience, sa compréhension et son soutien, sans oublier mes enfants, mes frères et sœurs.

Guelma, Novembre 2007

Abstract

Landslides are becoming increasingly more frequent and causing both human suffering as well as hampering economic development. The forecast of these risks, notably with regard to catastrophic landslides, is consequently an essential need. In this context, the numerical modelling must be pertinent and capable of predicting real phenomena.

The dilapidation of the hydraulic networks of Constantine city, as well as the quantities of underground water, injected in the under soil urbanized from these networks, of which the even valued size, pushed us to choose this axis of research, has shortcoming, we try to clarify the effect of these points of loss on landslides of the slope of the CILOC.

In this work, after bibliographic study on the movements of land and classical methods of stability analysis of slopes , a geotechnical model of CILOC'S slope is introduced in the code of calculation of finite elements PLAXIS. The establishment of its geometrical model, calculations will be carried with the two models: perfectly elastic plastic of Mohr-Coulomb and elasto plastic with work hardening Soil. A comparison of the results obtained starting from the two models will be presented in the form of a synthesis accompanied by the conclusions drawn from this analysis in particular the significant regression from the safety factor with the increase in the flows of loss.

Finally, the parametric study, which shows the effect of various parameters on the behaviour of the soil. The comparison is presented on diagrams for each parameter. In conclusion, the study highlighted the significant influence not only of the flows injected into the soil coming from the points of loss of the hydraulic networks, but also of the geotechnical, and parameters modelling on calculation results.

Key words:

Landslides - Finite elements – Numerical modelling - Points of loss - Plaxis.

Table des matières

Remerciements	I
Résumé	II
Abstract	III
ملخص	IV
Table des matières	V
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XIV
Notations et abréviations	XV
1. Introduction générale	1
Chapitre I : Etude bibliographique sur les mouvements de Terrain	
1.1. Introduction	3
1.2. Les mouvements de terrains	4
1.3. Classification des mouvements de terrain	5
1.4. Types de mouvements	6
1.4.1. Mouvements rapides et discontinus	6
1.4.2. Les mouvements lents et continus	8
1.4.2.7. Description des principaux types de glissements	11
1.5. Historique des risques de glissements de terrain dans le monde	14
1.6. Les glissements de terrain de Constantine	16
1.7. Conclusions	18
Chapitre II : Analyse de stabilité des pentes	
2.1. Analyse de stabilité des pentes sans eau	19
2.1.1. Introduction	19
2.1.2. Notion du coefficient de sécurité	20
2.1.3. Méthodes de calcul en rupture plane	21
2.1.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire	23
2.1.5. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches	27
2.1.6. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la ligne de poussée	32
2.1.7. Méthode des tranches faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches	34
2.1.8. Méthode des tranches faisant appel à des hypothèses sur des contraintes le long de ligne de glissement	35
2.2. Analyse de stabilité des pentes en présence d'eau	37
2.2.1. Introduction	37
2.2.2. Facteurs influencent la stabilité des pentes	37

2.2.3. Méthodes classiques de calcul en rupture plane et en présence d'eau	38
2.2.4. Méthodes classiques de calcul en rupture circulaire	42
2.2.5. Méthodes globales	44
2.2.6. Méthodes des tranches	44
2.3. Conclusions	52

Chapitre III : Présentation du code de calcul PLAXIS

3.1. Introduction	53
3.2. Méthode des éléments finis en géomécanique	55
3.3. Quelques rappels d'élastoplasticité en géomécanique	59
3.4 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS	64
3.4.5. le modèle de Mohr-Coulomb	67
3.4.6. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil model)	71
3.4.7. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)	75
3.4.8. Modèle pour sols « mous » avec effet de temps (Soft Soil Creep Model)	79
3.5 Conclusions	81

Chapitre IV : Etablissement d'un modèle de calcul de référence

4.1. Introduction	82
4.2. Description du site d'étude	82
4.3. Reconnaissances géotechniques	85
4.4. Hydrogéologie	86
4.5. Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant du Ciloc	87
4.6. Représentation du modèle de référence	88
4.6.2. Les modèles géotechniques des matériaux	89
4.7. Procédure de calculs	93
4.7.1. Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb	94
4.7.1.1. Les principaux résultats	94
4.7.2. Le modèle élasto-plastique avec écrouissage (Hardening soil)	99
4.8. Comparaison des résultats des deux modèles MC et HS	104
4.9 Conclusions	106

Chapitre V : Etude paramétrique

5.1. Introduction	107
5.2. Les paramètres de modélisation	107
5.3. Effet des paramètres géométriques	110
5.4. Effet des paramètres de résistance du sol	113
5.5. Effet des paramètres élastiques du sol	116
5.6. Effet de la perméabilité des couches	118

5.7. Synthèse des résultats de calculs	120
5.7. Conclusions	121

Chapitre VI : Recommandations et conclusions

6.1. Introduction	122
6.2. Recommandations	122
6.3. Conclusion générale	124
6.4. Perspectives	125
6.5. Références bibliographiques	126
6.6. Annexe	127

Liste des figures

Chapitre I

Figure 1.1 :	<i>Evolutions possibles des cavités et effondrement de terrain</i>	6
Figure 1.2 :	<i>Chute des blocs (Rock fall)</i>	7
Figure 1.3 :	<i>Affaissement de terrain dû à une exploitation minière</i>	8
Figure 1.4 :	<i>Exemple de fluage</i>	9
Figure 1.5 :	<i>Les différentes composantes d'un glissement</i>	11
Figure 1.6 :	<i>Exemple d'un glissement superficiel</i>	11
Figure 1.7 :	<i>Glissement plan (Translational landslide)</i>	12
Figure 1.8 :	<i>Exemple d'un glissement rotationnel (Rotational landslide)</i>	12
Figure 1.9 :	<i>Exemple de glissement boueux (Débris flow)</i>	13
Figure 1.10 :	<i>Exemple de coulée de boues (Earth flow)</i>	14

Chapitre II

Figure 2.1 :	<i>Pente infinie</i>	19
Figure 2.2 :	<i>Pente finie</i>	19
Figure 2.3 :	<i>Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent</i>	21
Figure 2.4 :	<i>Cercle de pied de talus (Talus raide)</i>	23
Figure 2.5 :	<i>Cercle de pied de talus (Talus doux)</i>	23
Figure 2.6 :	<i>Cercle de flan de talus</i>	24
Figure 2.7 :	<i>Cercle de rupture profond</i>	24
Figure 2.8 :	<i>Equilibre global du massif</i>	25
Figure 2.9 :	<i>Rupture quelconque</i>	27
Figure 2.10 :	<i>Forces agissant sur la tranche « i »</i>	28
Figure 2.11 :	<i>Forces agissant sur une tranche selon Fellenius</i>	30
Figure 2.12 :	<i>Cercles profonds</i>	31
Figure 2.13 :	<i>Forces agissant sur une tranche selon Jambu</i>	32
Figure 2.14 :	<i>Forces agissant sur une tranche selon Spencer</i>	34
Figure 2.15 :	<i>Forces agissant sur la tranche « i »</i>	35
Figure 2.16 :	<i>Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent avec écoulement</i>	38
Figure 2.17 :	<i>Détermination de la pression interstitielle</i>	39
Figure 2.18 :	<i>Pente infinie avec écoulement parallèle</i>	41
Figure 2.19 :	<i>Rupture circulaire</i>	42
Figure 2.20 :	<i>Forces agissant sur la tranche « i » lors d'un glissement circulaire</i>	44
Figure 2.21a :	<i>Massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures</i>	46
Figure 2.21b :	<i>Equilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau</i>	47

Chapitre III

Figure 3.1 :	Actions agissant sur le domaine Ω	58
Figure 3.2 :	Domaine Ω discrétisé	58
Figure 3.3 :	Comportement élastique a- idéal, b- réel	60
Figure 3.4 :	Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique	61
Figure 3.5 :	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	61
Figure 3.6 :	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	61
Figure 3.7 :	Définition des modules E_0 et E_{50}	68
Figure 3.8 :	Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense	69
Figure 3.9 :	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$	70
Figure 3.10 :	Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation	72
Figure 3.11 :	Forme des surfaces de charge du HSM	73
Figure 3.12 :	Surface de rupture pour le Hardening soil model, cas d'un sol frottant	73
Figure 3.13 :	Définition du module œdométrique tangent	74
Figure 3.14 :	Définition de l'angle de dilatance	75
Figure 3.15 :	Différentes représentations de l'essai œdométrique	76
Figure 3.16 :	Surface de rupture pour un Soft Soil Model	79
Figure 3.17 :	Effet du temps sur les essais oedométriques	79
Figure 3.18 :	Diagramme de p^{eq} dans le plan p, q	80

Chapitre IV

Figure 4.1 :	Plan de situation du site de CILOC	83
Figure 4.2 :	Vue générale du site du CILOC	84
Figure 4.3 :	Vue aérienne du site de CILOC	84
Figure 4.4 :	Plan de recollement des sondages et collecteur d'assainissement	86
Figure 4.5 :	Profil représentatif du modèle	89
Figure 4.6 :	Maillage du modèle	92
Figure 4.7 :	Définition des niveaux de la nappe phréatique	93
Figure 4.8 :	Répartition des pressions interstitielles initiales	93
Figure 4.9 :	Répartition des contraintes effectives initiales	93
Figure 4.10 :	Le maillage déformé	95
Figure 4.11 :	Déplacements totaux	95
Figure 4.12 :	La valeur moyenne du $M_{sf}=1,115$	96
Figure 4.13 :	Le maillage déformé	96
Figure 4.14 :	Déplacements totaux	96
Figure 4.15 :	Le maillage déformé	97

Liste des figures

Figure 4.16 :	Coupe transversale près du sondage S_2	97
Figure 4.17 :	La régression du M_{sf} avec l'accroissement des débits des fuites	98
Figure 4.18 :	Une concordance totale entre les déplacements et le M_{sf}	98
Figure 4.19 :	Le M_{sf} est inversement proportionnel avec Q et U	99
Figure 4.20 :	Le maillage déformé	100
Figure 4.21 :	Déplacements totaux	100
Figure 4.22 :	Le maillage déformé	100
Figure 4.23 :	Déplacements totaux	101
Figure 4.24 :	Le maillage déformé	101
Figure 4.25 :	Déplacements produits autour du point de perte	101
Figure 4.26 :	La valeur moyenne du $M_{sf}=1,129$	102
Figure 4.27 :	Evolution du M_{sf} lors du processus de calcul	102
Figure 4.28 :	Une régression significative du M_{sf} induite par l'accroissement de Q	103
Figure 4.29 :	Relation inversement proportionnelle entre M_{sf} et Q	103
Figure 4.30 :	Synthèse des principaux résultats du modèle	104
Figure 4.31 :	La convergence totale des résultats des deux modèles de calcul	105
Figure 4.32 :	Epures des M_{sf} pour les deux modèles de calcul	105

Chapitre V

Figure 5.1 :	Influence du maillage sur le coefficient de sécurité	108
Figure 5.2 :	Influence du maillage sur la coupe horizontale	108
Figure 5.3 :	Influence de la précision de calcul sur le coefficient de sécurité	109
Figure 5.4 :	Influence de la précision de calcul sur la coupe horizontale	110
Figure 5.5 :	Influence de la profondeur du point de perte sur le coefficient de sécurité	111
Figure 5.6 :	Influence de la profondeur du point de perte sur la coupe horizontale	111
Figure 5.7 :	Influence du nombre de points de perte sur le coefficient de sécurité	112
Figure 5.8 :	Influence du nombre de points de perte sur la coupe horizontale	112
Figure 5.9 :	Influence de la cohésion C sur le coefficient de sécurité	113
Figure 5.10 :	Influence de la cohésion C sur la coupe horizontale	114
Figure 5.11 :	Influence de l'angle de frottement φ sur le coefficient de sécurité	115

X

Liste des figures

<i>Figure 5.12 :</i>	<i>Influence de l'angle de frottement ϕ sur la coupe horizontale</i>	115
<i>Figure 5.13 :</i>	<i>Influence des modules E_{ur}, E_{50} et E_{oed} sur le coefficient de sécurité</i>	116
<i>Figure 5.14 :</i>	<i>Influence des modules E_{ur}, E_{50} et E_{oed} sur la coupe horizontale</i>	116
<i>Figure 5.15 :</i>	<i>Influence du coefficient de Poisson sur le coefficient de sécurité</i>	117
<i>Figure 5.16 :</i>	<i>Influence du coefficient de Poisson sur la coupe horizontale</i>	118
<i>Figure 5.17 :</i>	<i>Influence de perméabilité sur le coefficient de sécurité</i>	119
<i>Figure 5.18 :</i>	<i>Influence de perméabilité sur la coupe horizontale</i>	119
Chapitre VI		
<i>Figure 6.1 :</i>	<i>Coupe transversale d'une tranchée drainante</i>	123

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau 1.1.	<i>Différentes classes des mouvements de terrain</i>	5
Tableau 1.2.	<i>Les principaux sites affectés par l'aléa de glissement</i>	16

Chapitre III

Tableau 1..2.	<i>Valeur des paramètres de compressibilité et gonflement λ et k</i>	76
---------------	--	-----------

Chapitre IV

Tableau 4.1.	<i>Caractéristiques physico-mécaniques des sols</i>	87
Tableau 4.2.	<i>Coordonnées du modèle géométrique du talus</i>	88
Tableau 4.3.	<i>Coordonnées des inclinomètres</i>	88
Tableau 4.4.	<i>Coordonnées de la nappe phréatique</i>	89
Tableau 4.5.	<i>Les paramètres du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb</i>	90
Tableau 4.6.	<i>Les paramètres du modèle élasto-plastique avec écrouissage [HS]</i>	91
Tableau 4.7.	<i>Principaux résultats des calculs du modèle Mohr-Coulomb</i>	95
Tableau 4.8.	<i>Principaux résultats des calculs du modèle Hardening soil [HS]</i>	99
Tableau 4.9.	<i>Valeurs du M_{sf} pour les deux modèles de calcul</i>	104

Chapitre V

Tableau 5.1.	<i>Principaux résultats de l'étude paramétrique du modèle de référence</i>	120
--------------	--	------------

Liste des tableaux

Notations et abréviations

Symbole	Définition	unité
C	Cohésion apparente	[KN/m ²]
C'	Cohésion drainée à long terme	[KN/m ²]
C_u	Cohésion non drainée à court terme	[KN/m ²]
C_i	Cohésion apparente de la tranche « i »	[KN/m ²]
E	Module d'Young	[KN/m ²]
E_{50}	Module de d'Young sécant à 50% de la résistance en compression.	[KN/m ²]
E_{50}^{ref}	Module de d'Young sécant dans un essai triaxial	[KN/m ²]
E_{oed}^{ref}	Module de d'Young tangent dans un essai œdométrique	[KN/m ²]
E_{ur}^{ref}	Module de d'Young en décharge	[KN/m ²]
E_0	Module de d'Young tangent	[KN/m ²]
f	Coefficient correcteur empirique de Jambu	[-]
$e(x)$	Fonction de la ligne de poussée	[-]
F	Coefficient de sécurité global	[-]
F_{local}	Coefficient de sécurité local	[-]
G	Module de cisaillement	[KN/m ²]
h	Hauteur de la tranche	[m]
H_c	Hauteur critique du massif	[m]
H_i	forces horizontales agissant sur la tranche « i »	[KN/m]
HS	Hardening soil	[-]
K_0	Coefficient de poussée des terres au repos	[-]
K_x	Perméabilité horizontale	[m/s]
K_y	Perméabilité verticale	[m/s]
K^*	Indice de compression	[-]
\vec{k}''	Force de cohésion	[KN/m]
m	Puissance	[-]
MC	Modèle du Mohr-Coulomb	[-]
Msf	Multiplier safety factor	[-]
\vec{N}	Composante normale de \vec{R}	[KN/m]
N_{i0}	Valeur proche de l'effort normal	[KN/m]
P	Fonction de perturbation	[-]
$P_{réf}$	Contrainte de référence	[KN/m ²]
Q	Débit de perte	[m ³ /j/m]
\vec{R}	Résultante des forces de frottement	[KN/m]
R_f	Coefficient à la rupture	[-]
r_u	Coefficient de proportionnalité le long de la surface de glissement	[-]

\vec{T}	Composante tangentielle de \vec{R}	[KN/m]
T_X	Transposé de la matrice X	[-]
\vec{U}	Force de la pression interstitielle (hydraulique)	[KN/m]
u^*	Vecteur vitesse virtuelle	[-]
V_i	Force verticales sur la tranche « i »	[KN/m]
W_1	Poids volumique du sol au-dessus du niveau de référence ± 0.00	[KN/m ³]
W_2	Poids volumique du sol déjaugé	[KN/m ³]
W_i	Poids volumique de la tranche « i »	[KN/m ³]
$y(\beta)$	Fonction de la ligne de poussée	[-]
α	Angle d'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale	[°]
γ	Poids volumique apparent	[KN/m ³]
γ_{sat}	Poids volumique saturé	[KN/m ³]
γ_w	Poids volumique de l'eau	[KN/m ³]
λ^*	Indice de compression	[-]
λ_i	Paramètre à déterminer égale à H_i / V_i	[-]
ψ	Angle de dilatance	[°]
ε	Pseudo-vecteur vitesse de déformation réelle	[-]
ε^*	Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle	[-]
ε_v	Déformation volumique	[-]
φ	Angle de frottement	[°]
φ'	Angle de frottement drainé	[°]
φ_u	Angle de frottement non drainé	[°]
μ_1 et μ_2	Paramètres inconnus de la perturbation	[-]
$\mathcal{G}(M_i)$	Fonction de perturbation définie au point M_i	[-]
ν	Coefficient du Poisson	[-]
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en décharge- recharge (par défaut=0,20)	[-]
σ	Contrainte totale	[KN/m ²]
σ'	Contrainte totale effective	[KN/m ²]
$\sigma_{tension}$	Résistance à la traction ($\sigma_{tension}=0$)	[KN/m ²]
τ	Contrainte du cisaillement sur la surface de rupture	[KN/m ²]
τ_{max}	La résistance au cisaillement maximale	[KN/m ²]

Introduction générale

Les glissements de terrain s'expliquent par la jonction d'un ensemble de facteurs permanents, qui dépendent généralement, de la nature des formations géologiques et leur morphologie (degré de déclivité des pentes) et des facteurs déclenchants comme la pluie, ou une fuite de canalisation...etc. Ces facteurs sont souvent à l'origine des déclenchements des mouvements de terrain.

La circulation des eaux souterraines peut entraîner à long terme une altération progressive des terrains affectés, avec une réduction de leurs caractéristiques de résistance.

Dans ce contexte, le présent travail s'inscrit dans la thématique de recherche portant sur la modélisation numérique des points de fuite des réseaux hydrauliques, qui affectent le versant du Ciloc de Constantine et voir le comportement hydromécanique du modèle.

PLAXIS 2D permet de modéliser ces points de perte à l'aide de la fonction **puits** « **Well** », qui sont utilisées pour imposer des points à l'intérieur du modèle géométrique où un débit donné est injecté dans le sol.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier, par la modélisation numérique du code de calcul d'éléments finis PLAXIS 2D, l'influence des points de perte des réseaux hydrauliques sur la stabilité globale du versant du CILOC.

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique et des connaissances relatives au phénomène de mouvements de terrain, il y est notamment question des différents types de mouvements. La thèse de l'effet important des fuites provenant des réseaux hydrauliques vétustes, dont les débits non encore estimés, de la ville de Constantine est abordée dans ce chapitre.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons une synthèse des différents modes d'instabilités des pentes, et aux méthodes classiques courantes utilisées pour analyser la stabilité des pentes, en présence ou sans eau.

Le troisième chapitre est réservé à une présentation du code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D. Ensuite une introduction sur la méthode des éléments finis en géomécanique et les différents modèles de comportement utilisés par PLAXIS 2D sera effectuée. Notre attention sera principalement portée vers les

modèles élastoplastiques et plus particulièrement, le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb et le modèle élastoplastique avec écrouissage (Hardening soil model).

Dans le chapitre quatre, qui porte sur la modélisation d'un cas réel du versant du CILOC, a pour objectif de déterminer les effets induits par les fuites des réseaux lors d'un débit graduellement croissant. Nous concluons par une étude comparative, en terme de stabilité globale, entre les deux modèles de comportement MC et HSM du site en question.

Le chapitre cinq, a pour objectif de voir l'influence de changement de différents paramètres, quels soient de modélisation, ou géotechniques sur le comportement du modèle numérique de référence, établit dans le chapitre précédent. Pour cela une étude paramétrique est effectuée, afin de mieux prédire des phénomènes qui pourraient affecter le site d'étude.

Le dernier chapitre de ce mémoire, présente les principales conclusions de ce travail ainsi que les perspectives envisagées pour un travail futur.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN.

1.1. Introduction :

Les mouvements de terrain, sont des phénomènes naturels d'origines diverses, résultent de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol.

Ces phénomènes sont largement répandus dans certains pays du monde, qu'ils peuvent se placer au premier rang en terme de coûts économiques et de pertes humaines, avant les tremblements de terre et les éruptions volcaniques.

Dans le monde, les mouvements de terrain provoquent la mort de 800 à 1000 personnes par an, sans compter les mouvements dus aux séismes, probablement les meurtriers [22].

Les mouvements de terrain, sont classés comme des risques naturels.

Leur apparition est conditionnée par les contextes géologiques, hydrogéologique et topographiques, aggravées par les conditions météorologiques ou anthropiques.

La présence de l'eau dans le sol joue un rôle déstabilisant qui peut être extrême comme les glissements de terrain.

Les fluctuations des niveaux des nappes souterraines, liées aux conditions météorologiques, ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine déclenchement des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées de boues ou laves torrentielles.

Ce phénomène, peut provoquer outre la mort d'une dizaine de personnes, l'endommagement du cadre bâti du tissu urbain, la destruction des ouvrages et l'obstruction des voies de communication, ces mouvements ont aussi un effet désastreux sur l'environnement, comme la destruction des forêts, le recul du littoral et la modification du réseau d'écoulement superficiel...etc.

Vu les effets importants de ce phénomène, considéré parmi les aléas naturels et hormis le phénomène sismique qui concerne l'ensemble de la zone du nord du pays et les hauts plateaux, le risque relatif au glissement de terrain est certainement le plus répandu à travers le territoire national.

Cet aléa naturel présente donc la caractéristique d'être souvent provoqué ou amplifié par l'activité humaine inhérente à la l'urbanisation.

A ce propos plusieurs cas de glissements de terrain sont recensés de manière régulière (Bejaia, Skikda, Constantine, Oran, Tizi-ouzou et Guelma) portant essentiellement atteinte à l'économie et nécessitant la destruction des bâtiments et le relogement des familles [6].

La situation à Constantine mérite une attention particulière en raison de l'ampleur de phénomène observé aux plans économique et social à travers ses effets sur l'immobilier urbain et son impact sur la population.

Ce phénomène se manifeste d'une part dans la vieille ville, mais également à l'extrémité de l'ex-faubourg de Saint-Jean. Il semble dû à la jonction d'un certain nombre de causes :

- Fragilité naturelle des lieux.
- Infiltration des eaux pluviales ou eaux provenant des fuites de réseaux AEP/ou d'assainissement, dues surtout de la vétusté de canalisations.

Les désordres actuels qui affectent une superficie du tissu urbain d'environ 120ha et d'une population de près de 100.000 habitants, sont répartis à travers une quinzaine de sites répertoriés, parmi eux figure le site du Ciloc qui couvre une superficie de 27ha, abritant une population qui voisine les 15.000 habitants [6].

Dans ce contexte nous présentons cette étude sur le glissement du Ciloc, à travers une modélisation hydromécanique, qui doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux, de confortements et une surveillance qui demeurent indispensables, en vue d'assurer une meilleure prévention de ce risque naturel.

1.2. Les mouvements de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement gravitaire, plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle (fonte de neige, pluie violente, séisme,... etc.), ou anthropique (terrassment, déboisement, exploitation des matériaux ou des nappes,... etc.).

Les mouvements de terrain recouvrent des formes diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes générateurs (érosion, déformation et rupture sous charges statiques et dynamiques). Eux-mêmes liés à la diversité des comportements

géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de glissement (structure géologique, caractéristiques des nappes aquifères) [23].

1.3. Classification des mouvements de terrain :

La plupart des classifications récentes restent fondées sur ces deux facteurs :

- Le type de mouvement.
- Le type de matériau.

Auxquels s'ajoutent le type et la quantité de fluide agissant dans le déplacement c.à.d l'air et surtout l'eau.

Les types des mouvements constituant les landslides sont les suivants :

Chute de blocs ou éboulement (fall), basculement (topple), glissement (landslide), déplacement latérale (spread) et coulées (flow).

Les matériaux contenus dans un mouvement de terrain peuvent être des roches cohérentes ou de terrains meubles. Suivant leur teneur en eau, ces matériaux déplacés peuvent être secs, humides ou très humides. Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes. Le tableau (1.1) montre les différentes classes de mouvements de terrains et leur vitesses y afférentes [5].

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5m/sec
6	Très rapide	3m/min
5	Rapide	1,8m/heure
4	Modéré	13m/mois
3	Lent	1,6m/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	-

Tableau 1.1. Différentes classes des mouvements de terrain.

1.4. Types de mouvements :

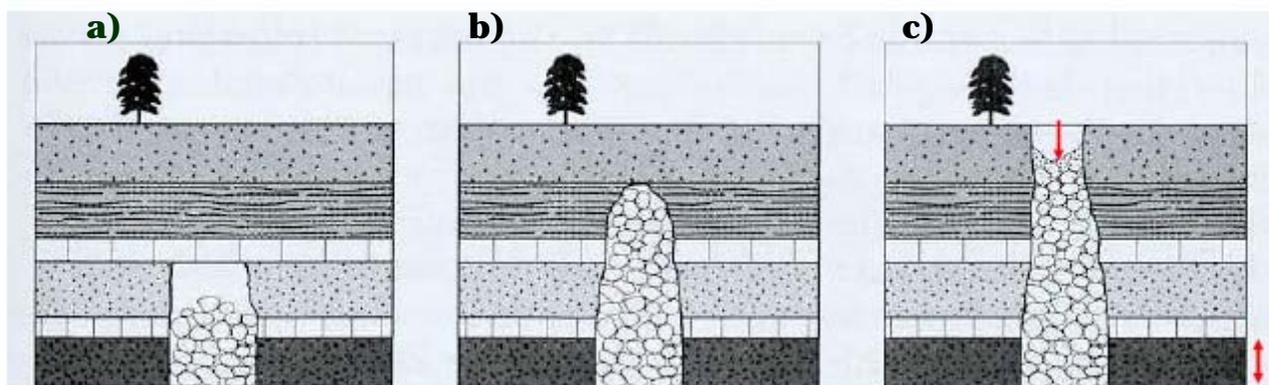
1.4.1. Mouvements rapides et discontinus :

Caractérisés par leur brutalité, qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de déplacement des matériaux, en masse, ou en état remanié [9].

Le premier groupe comprend :

1.4.1.1. Les effondrements :

Sont des mouvements gravitaires, à composante verticale, qui se produisent de façon plus ou moins brutale et spontanée. Il résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité naturelle ou artificielle préexistante. L'effondrement peut être ponctuel ou généralisé s'il concerne des surfaces importantes. Dans le premier cas l'ouverture d'excavation est grossièrement cylindrique dont le diamètre est généralement inférieur à 50m est appelée fontis (figure 1.1). L'action humaine peut être également responsable des effondrements, conséquence du creusement des galeries souterraines ou de fuites de réseaux d'eau d'assainissement [9].



a. Stabilisation par formation de voûte

b. Stabilisation grâce au foisonnement

c. Propagation de la rupture jusqu'à la surface (Fontis)



Figure 1.1. Evolutions possibles des cavités et effondrement de terrain.

1.4.1.2. Les écroulements et les chutes des blocs :

Ce phénomène affecte les fronts de carrières ou de falaises, il se manifeste par le déclenchement d'éléments et va de la simple chute de pierre à l'éboulement catastrophique. Les blocs déstabilisés, dont le volume est très variable, peuvent s'accumuler au pied de l'escarpement, ou dévaler un talus sur une grande distance.

Suivant le volume total éboulé (NF P95-307), on distingue :

- Les chutes des pierres ou de blocs d'un volume total inférieur à la centaine de m³.
- Les éboulements en masse d'un volume compris entre les centaines et les centaines des milliers de m³.
- Les éboulements en grande masse ou écroulement d'un volume supérieur au million de m³ (figure 1.2).



Figure 1.2. Chute de blocs (Rock fall).

Le second groupe comprend :

1.4.1.3. Les laves torrentielles :

Résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans les torrents de montagne.

1.4.1.4. Les coulées de boue :

Sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remanié, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elles prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

1.4.2. Les mouvements lents et continus :

Dans ce type de mouvement, la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture, mais en principe d'aucune accélération brutale.

Ils peuvent induire lentement, mais de façon continue des dégâts et des destructions des bâtiments, de culture et des forêts.

Parmi les mouvements lents, les plus souvent continus dans le temps on distingue :

1.4.2.1. Les affaissements :

Les affaissements se manifestent par la déformation d'une cuvette à grand diamètre de courbure, due au fléchissement lent et progressif des terrains sur une cavité souterraine.

Si cette dernière est assez grande et proche à la surface, l'affaissement évolue vers un effondrement (formation de fontis). Dans ce type de mouvement la composante verticale de déplacement est prépondérante. Les efforts de flexion, de traction, de cisaillement et de tassement différentiel préjudiciables aux structures, peuvent se manifester dans la zone de bordure (figure 1.3) [9].

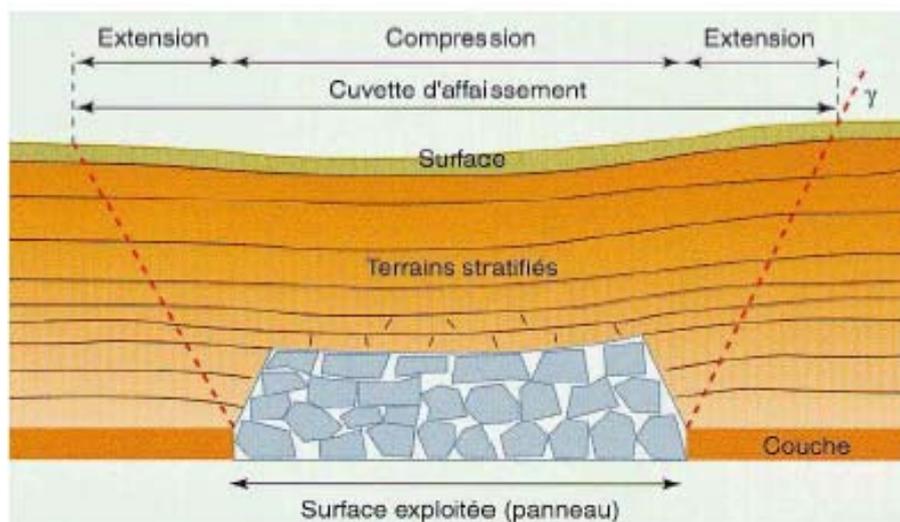


Figure 1.3. Affaissement de terrain dû à une exploitation minière.

1.4.2.2. Les tassements :

Ils sont généralement dus à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet des charges appliquées au niveau du sol. Le plus souvent, la diminution de volume est liée à l'abaissement du niveau des aquifères (surexploitation). Ces tassements

affectent surtout les terrains vaseux et tourbeux, s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvion, etc.). Exemple la ville de Mexico, qui est construite sur des alluvions, s'est tassée de 7m depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe, tout comme à Osaka, Bangkok, Venise [22].

1.4.2.3. Les phénomènes de gonflement-retrait :

Ce phénomène lent et progressif, est spécifique des terrains argileux. En période sèche, les roches argileuses se déshydratent et les terrains se tassent. Lorsqu'ils se réhydratent, les minéraux argileux contenus dans la roche gonflent et les terrains augmentent de volume.

Ces variations de volume entraînent des tassements différentiels au niveau des constructions.

Ce phénomène est aggravé par le couvert végétal et l'imperméabilisation des zones urbanisées.

1.4.2.4. Le fluage :

Le fluage correspond à des déformations lentes et permanentes sur de longues périodes, dues à des sollicitations constantes et permanentes proches à la rupture (domaine plastique). L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

Dans la figure (1.4), le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire.

Ceci peut entraîner une fissuration de banc calcaire peu déformable et un risque d'éroulement de la falaise [10].

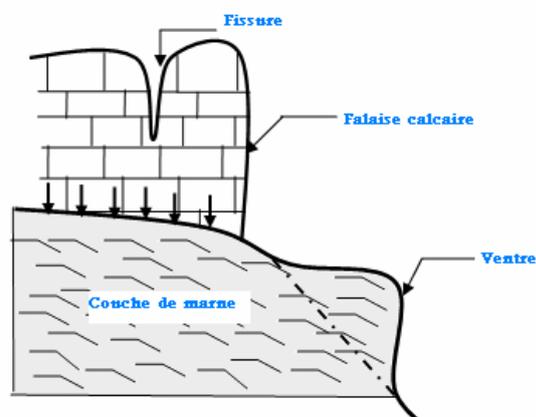


Figure 1.4. Exemple de fluage.

1.4.2.5. La solifluxion :

La solifluxion ou reptation est un cas particulier de fluage. Il concerne les couches de sol superficielles. Ce phénomène est dû aux variations volumiques du sol en relation avec les cycles de gel et dégel. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres. Elle se produit dans les pentes taillées dans des argiles gonflantes [10].

1.4.2.6. Les glissements de terrain :

Ils correspondent aux déplacements des matériaux par gravité sur les versants. Ils peuvent affecter seulement les couches les plus superficielles (solifluxion), ou, au contraire être très profonds. Le déplacement est généralement lent (quelques mm par an à quelques mètres par jour), sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de glissement ou de cisaillement) identifiable, d'une masse cohérente, de volume et d'épaisseur variable.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan).

Les facteurs déclenchants d'un glissement sont :

- Une diminution de résistance du sol entraînée par une diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau.
- Une augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, ou l'accumulation d'eau rejetée dans le sol.
- Une augmentation de la charge en amont comme la construction d'un ouvrage.
- Une diminution des appuis de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, rejets d'eau, supprimant une butée stabilisatrice.
- Plus rarement, un facteur de déclenchement peut intervenir telle qu'une vibration de machine, il est à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, réorganisant les écoulements d'eaux souterraines.

La figure (1.5) présente un glissement idéalisé montrant la nomenclature utilisée généralement pour marquer les différentes parties d'un glissement.

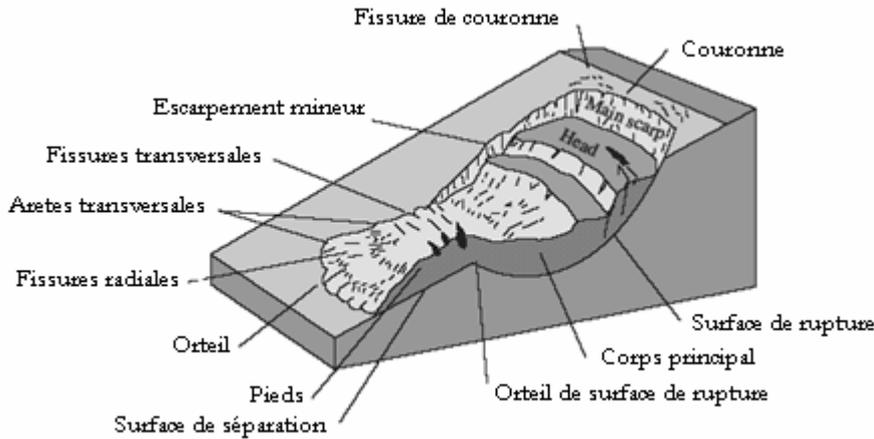


Figure 1.5. Les différentes composantes d'un glissement [18].

1.4.2.7. Description des principaux types de glissements :

Selon leur type, les glissements de terrain peuvent présenter des caractéristiques très différentes et atteindre des dimensions fort variables. Ceux survenant dans des sols argileux sont les plus importants :

Ils sont les plus fréquents ils occasionnent les plus graves préjudices. Cependant, de façon plus rigoureuse, chaque glissement de terrain porte un nom différent selon ses caractéristiques.

a. Glissement superficiel :

Ce glissement se produit presque exclusivement dans les talus taillés sans en toucher le sommet, caractérisé par une surface peu profonde généralement inférieure à 1,5m. Il n'affecte, dans les sols argileux que la couche de sol superficiel altéré appelé croûte (figure 1.6) [20].

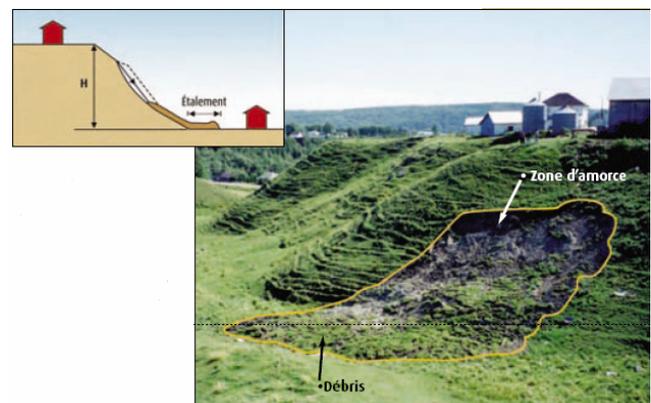


Figure 1.6. Exemple d'un glissement superficiel.

b. Glissement plan :

Dans ce cas en général, les couches de terrain ou l'ensemble des couches stratifiées glissent sur une couche mince de mauvaises caractéristiques, sur laquelle s'exerce d'ailleurs souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée savon (figure 1.7) [10].

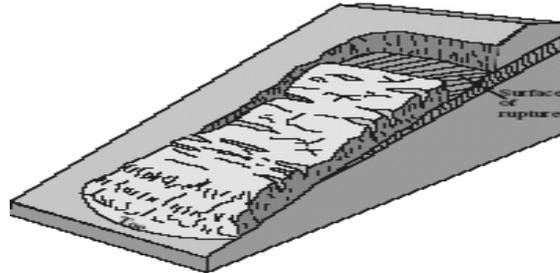


Figure 1.7. Glissement plan (Translational landslide) [18].

c. Glissement rotationnel :

De façon naturelle, ce glissement se produit la plus part du temps dans un talus en bordure de cours d'eau, où l'érosion est active et dans les terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas on distingue :

- Des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement.
- Un escarpement correspondant au départ de la surface du glissement.
- A la base un bourrelet formé par des matières glissées.

Dans la plupart des cas la ligne de glissement peut être assimilée à un cercle, d'où le nom du glissement circulaire (figure 1.8) [5].

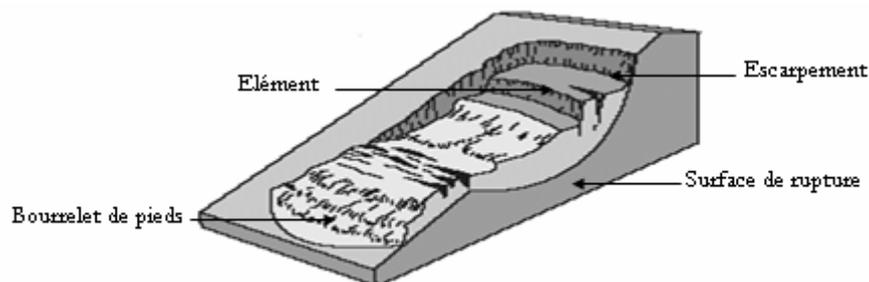


Figure 1.8. Glissement rotationnel (Rotational landslide) [18].

d. Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont (figure 1.8). Le mouvement est très semblable au précédent (rotationnel) dans son allure externe, mais la section verticale de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

e. Glissement-écoulements :

On peut ranger sous cette rubrique des mouvements de matériaux dont le mode initial (glissement) évolue vers un mode de déplacement différent (écoulement).

e.1. Glissements boueux :

L'avalanche de boue est amorcée par un glissement superficiel ou rotationnel, qui se produit généralement dans la partie supérieure du talus.

L'avalanche de boue, dans le cas le plus fréquent se produit lorsque le glissement a lieu dans un talus d'argile ayant une longue pente de forme concave et un sommet abrupt.

En dévalant la pente, les débris entraînent sols et autres éléments sur leur passage de sorte que le volume de matériaux augmente pendant la descente. Ce type de glissements de terrains se produit d'une importante infiltration d'eau, les débris s'écoulent sous forme de boue et peuvent s'étaler sur une distance horizontale égale à deux fois la hauteur de talus (figure 1.9) [20].



Figure 1.9. Exemple d'un glissement boueux (Debris flow).

e.2. Glissements coulées :

Est un mouvement rapide d'une masse remaniée, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse, elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

La coulée boueuse est généralement amorcée par un glissement rotationnel profond, atteignant l'argile intacte, en bordure de cours d'eau, suivi d'une succession de ruptures affectant le sommet de talus sur une distance très variables (figure 1.10).



Figure 1.10. Exemple de coulée de boues (Earth flow).

1.5. Historique des risques de glissements de terrain dans le monde :

Ces risques ont des conséquences très différentes selon les climats, les régions et les populations concernées.

- Le 24 novembre 1248, en France, en mont Granier, Savoie, un éboulement en grande masse de 300 millions de m³ mobilisés, recouvrent plusieurs villages a causé la mort de 5000 personnes [21].
- En 1756, un glissement de terrain dû à un séisme, dans la Chine a causé 100.000 victimes [21].

- En 1881, en Suisse, un éboulement en grande masse de 10 millions de m³ de matériaux, détruisant la ville d'Unterfal, et une partie de celle de d'Elm. Causant la mort de 115 personnes [21].
- Le 13 novembre 1932, un glissement de terrain à la colline des Balmes, Lyon, Rhône, a causé 40 victimes dans le quartier Saint-Jean.
- Le 09 octobre 1963, en Val Serpentine, en Italie, un glissement de terrain a inondé six villages, laissant 2000 morts et six millions de livres de dégât.
- Le 16 avril 1970, en plateau d'Assy, Haute-Savoie, des coulées boueuses avaient laissé 71 morts dans le Sanatorium de praz-contant.
- En 1988, à Péto polis, au Brésil, des coulées boueuses, ont causé la mort de 160 personnes et 10.000 sans abri.
- Le 29 janvier 1988, un glissement de terrain, à Treuil, au nord de la ville de Gros Morne à Haïti après une forte pluie. Bilan cinq personnes tuées, 4 maisons ensevelies, 100.000 m³ de matériaux déplacés.
- Le 29 mars 1993, en Equateur, un glissement de terrain de 20 millions de m³ de matériaux a causé plusieurs dizaines de victimes et entraînant la lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique [21].
- En décembre 1999, à Venezuela, un glissement de terrain et des centaines de coulées boueuses, avaient causé la mort de 20.000 personnes [21].
- Le 18 janvier 2002, en Indonésie et au Sumatra, une pluie torrentielle, a causé un glissement de terrain qui a laissé 18 morts et 3 disparus.
- Le 27 juin 2002, un glissement de terrain, après une forte pluie dans la Chine a laissé 471 morts, 300 disparus, 4 blessés et 32.000 sans abri.
- Le 4 à 12 août, en Corée de sud, un glissement de terrain a causé une perte humaine de 31 victimes.
- Le 31 mars 2003, à Chima, Bolivie, un glissement de terrain a laissé plusieurs centaines de disparus et la destruction de 400 habitations [21].
- Le 07 octobre 2003, un glissement de terrain à Vivy Mitchell, destruction de deux habitations et fissuration de plusieurs d'autres.

- Le 17 février 2006, au philippine, une coulée boueuse tombée sur un village fait plus de 300 morts et 1500 disparus dans l'est du pays [21].

1.6. Les glissements de terrain de Constantine :

L'apparition de manière inquiétante du phénomène remonte à la fin des années cinquante. Le plan d'urbanisme directeur de 1960 avait déjà procédé à l'identification des zones déclarées non aédificandi. Cependant, toutes ces zones considérées à l'époque non constructibles ont été absorbées, de façon manifeste, par l'extension de la ville, puisque les glissements de terrains en sites urbains qui se sont développés régulièrement à partir des années 1970, ont marqué le début du processus intensif d'urbanisation de Constantine.

Les désordres actuels qui affectent une superficie du tissu urbain d'environ 120ha et une population de près de 100.000 habitants sont répartis à travers une quinzaine de site répertoriés, dont les principaux sont indiqués au tableau ci-dessous :

Sites	Début du phénomène.	Superficie des sites affectés (Ha).	Population concernée (hab.)
Belouizdad-Kaidi-Kitouni.	1972	32	60.000
Mosquée Emir Abdelkader.	1974-1977	28	5.000
Pont El Bey.	1978	08	-
Pont Sidi Rached	1979	-	-
Bardo Ciloc Bellevue.	1988	27	15.000
El-Menia Boudraâ Salah.	1988	29	15.000
	Totaux	124	95.000

Tableau 1.2. Les principaux sites affectés par l'aléa de glissement.

[Source : Ministère de l'habitat et de l'urbanisme]

Ces désordres, rapportés au patrimoine immobilier, représentent l'équivalent de 15.000 logements, hormis les équipements, les réseaux de viabilité urbaine et les ouvrages d'infrastructures [6].

Les analyses déjà effectuées renvoient à plusieurs inhérents essentiellement à :

1. L'action humaine à travers urbanisation anarchique.
2. Une démographie sans cesse croissante à l'origine d'une densification effrénée, en effet, la population de Constantine qui était 114.000 habitants en 1954 s'élève aujourd'hui à 580.000 âmes [RGPH 1998], alors que logiquement elle ne devait pas dépasser 250.000 habitants.
3. Une suroccupation de constructions vétustes.
4. La réalisation d'importants programmes d'habitat ou d'équipements lourds sur des remblais non consolidés.
5. Un déboisement intensif suite à l'urbanisation des poches urbaines.
6. Des évacuations d'eaux usées ou pluviales effectuées dans des conditions non-conformité, la vétusté et la dégradation des réseaux entraînent des écoulements souterrains (fuites) dont l'ampleur non encore identifiée.

Dans le but de stabiliser le mouvement des sites et d'atténuer les dégradations sur le cadre bâti, la collectivité locale a entrepris en 1992, la mise en œuvre d'un programme d'études et de confortement relatif à :

- Le cloutage des sols au moyen de pieux de 20 à 30 mètres de profondeur.
- La réalisation des banquettes de stabilisation en béton armé.
- L'exécution et la rénovation de système de drainage de collecte des eaux.
- L'aménagement de zones boisées [6].

Toutefois, le dispositif développé à travers les actions concrétisées citées ci-dessus n'a pas atteint ces objectifs.

L'effondrement d'une soixantaine de logements de la cité Kitouni rue des Maquisards, en 1993 s'explique par l'approche partielle retenue.

1.7. Conclusions :

Ce chapitre a été consacré à une brève recherche bibliographique relative aux mouvements de terrains. Nous avons décrit les différents types des mouvements de terrains, qui peuvent être survenus, à partir desquels, on s'aperçoit que les causes déclenchant ce phénomène sont multiples, elles peuvent être naturelles (géologiques, hydrologiques et topographiques), aggravées par les conditions météorologiques ou anthropiques.

Les glissements de terrains sont considérés selon l'ordre des vitesses atteintes, comme des mouvements lents ou rapides.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant d'un simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur, pouvant concerner l'ensemble du versant.

Selon la profondeur de la surface de glissement, on peut parler de glissement superficiel, dont les signes visibles en surfaces sont souvent spectaculaire (fissures des murs des habitations, bourrelets dans le champs...) et des glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Les études réalisées sur les glissements de la ville de Constantine n'écartent pas la thèse de la vétusté et la dégradation des réseaux hydrauliques, qui entraînent des écoulements souterrains dont l'ampleur n'est pas encore estimée.

CHAPITRE II

ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

2.1. Analyse de stabilité des pentes sans eau :

2.1.1. Introduction :

L'ensemble des données géologiques, morphologiques, recueillies fera l'objet d'une représentation graphique du modèle géologique. Le modèle est conçu pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, la structure géologique et les hypothèses hydrauliques sont définies. Ces dernières sont essentielles, un préalable à tout calcul de stabilité est de définir la répartition des pressions interstitielles dont la connaissance est nécessaire pour analyse de la stabilité [14].

Les pentes peuvent être classées comme infinies ou finies. Dans la pratique, une pente est considérée comme infinie quand les propriétés de sol aux profondeurs correspondantes sont identiques et quand la profondeur D à un substratum dur est constante et petite comparativement avec la longueur de la pente. Pour cette géométrie, n'importe quel mouvement entraîne des déplacements ayant une longueur plus grande que sa profondeur. La figure (2.1) ci-dessous indique le chemin potentiel de glissement [17].

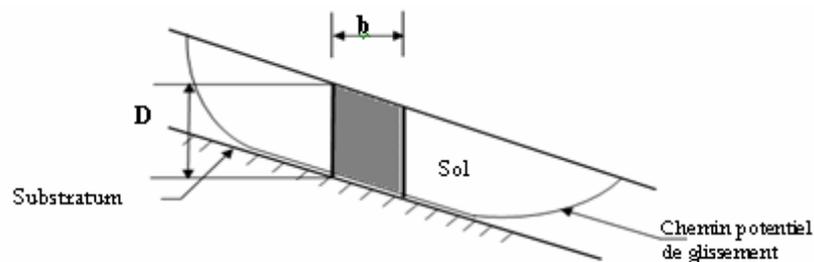


Figure 2.1. Pente infinie

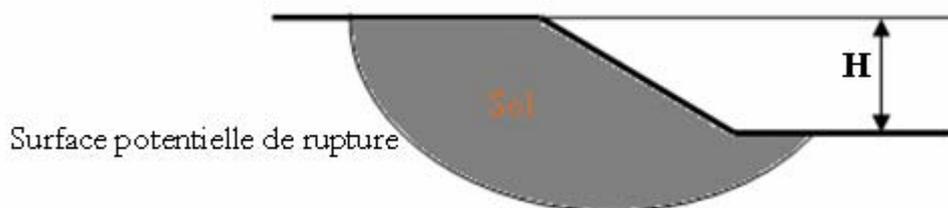


Figure 2.2. Pente finie

Une pente finie est illustrée dans la figure (2.2), ceci représente le cas le plus général. L'analyse des pentes finies est habituellement plus complexes que celle pour les pentes infinies.

2.1.2. Notion du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité local en point de la surface de rupture potentielle est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface [14].

Si :

- $F > 1$ Il n'y a pas de rupture.
- $F = 1$ Il y a rupture locale.

$$F_{local} = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (2.1)$$

En faisant appel à une modélisation complexe en vue d'évaluer la répartition des contraintes le long de la surface de rupture, on constate que la coefficient de sécurité global :

$$F = \frac{\int \tau_{\max}}{\int \tau} \quad (2.2)$$

non constant le long de la surface.

Les méthodes de calcul présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes τ_{\max} d'une part et τ d'autre part.

La résistance au cisaillement τ_{\max} est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général elle dépend de la contrainte normale effective σ' . Selon le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.3)$$

La contrainte de cisaillement τ est déduite de l'équilibre limite pour des caractéristiques de résistance mécanique du sol réduites :

$$\tau = \frac{C'}{F} + \sigma \cdot \frac{\text{tg } \varphi'}{F} \quad (2.4)$$

L'étude de stabilité consiste à chercher la surface de rupture la plus défavorable, c.à.d dont le coefficient de sécurité le plus faible, c'est celle qui conditionne la stabilité du talus [14].

2.1.3. Méthodes de calcul en rupture plane :

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface guide le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum), la surface est à peu près plane.

Le modèle de calcul est celui d'un massif du sol infini, reposant par un interface plane sur un substratum sans écoulement parallèle à la pente.

2.1.3.1. Massif pulvérulent sans écoulement d'eau :

L'analyse de stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements naturels se produisent le long d'une surface plane [1].

Lorsque la hauteur est plus petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie. La pente est inclinée à l'horizontale d'un angle α et de hauteur h (figure 2.3).

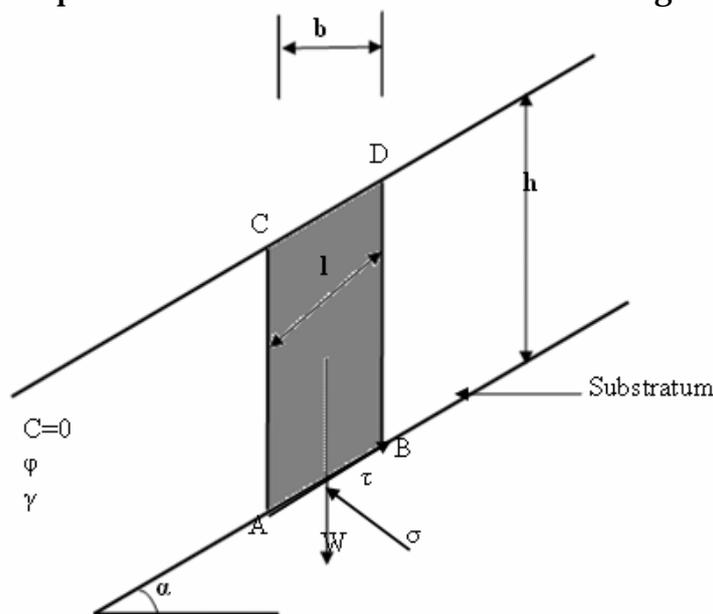


Figure 2.3. Rupture plane, cas d'un milieu pulvérulent

Le poids de la tranche induit sur la base AB une contrainte verticale :

$$\sigma = \frac{w}{l} = \frac{\gamma \cdot h \cdot b}{l}$$

avec : $b = l \cdot \cos \alpha$

$$\Rightarrow \sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \quad (2.5)$$

Qui se décompose suivant la facette de rupture AB en :

➤ Une contrainte normale : $\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (2.6)$

➤ Une contrainte tangentielle : $\tau = \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (2.7)$

➤ Selon la loi de Coulomb, la stabilité est assurée si :

$$\tau \leq \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_c$$

Or
$$\tau = \sigma \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}$$

$$\Rightarrow F = \frac{\sigma}{\tau} \operatorname{tg} \varphi > 1 \quad (2.8)$$

$$\Rightarrow \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \geq \gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha$$

$$\Rightarrow \varphi \geq \alpha \quad \text{condition de stabilité [1].}$$

2.1.3.2. Cas d'un massif cohérent :

La résistance au cisaillement vaut :

$$\tau_{\max} = C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

➤ $\alpha \leq \varphi$ dans ce cas l'équilibre est assuré puisque la cohésion vient s'opposer en plus au mouvement.

➤ $\alpha \geq \varphi$ le massif est en équilibre, si son épaisseur est limitée à une profondeur critique H_c telle que :

$$\gamma \cdot H_c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \leq \gamma \cdot H_c \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + C$$

$$H_c = \frac{C}{(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi) \cdot \gamma \cdot \cos^2 \alpha} \quad (2.9)$$

2.1.4. Méthodes de calcul en rupture circulaire

2.1.4.1. Types de rupture d'un massif homogène en absence d'eau :

Les cercles de pied de talus qui recoupent le talus à son pied en C.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (figures 2.4 et 2.5).

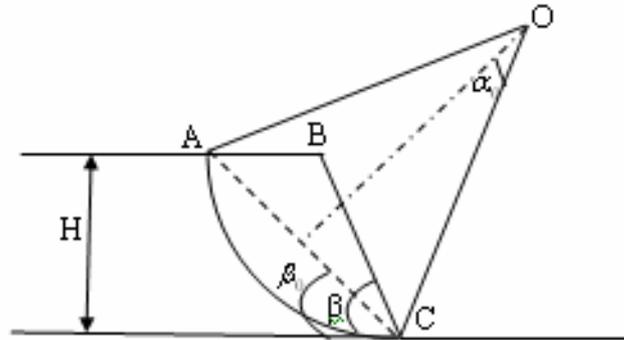


Figure 2.4. Cercle de pied de talus. (Talus raide)

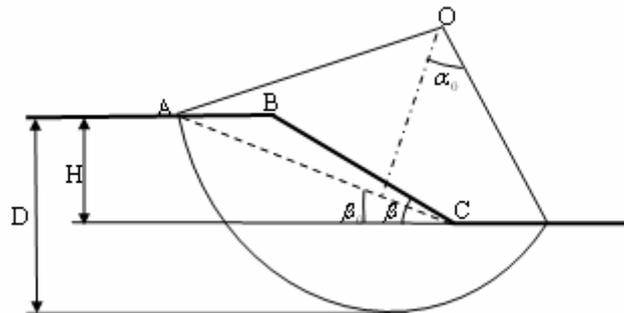


Figure 2.5. Cercle de pied de talus. (Talus doux).

Les cercles du flan de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située peu en dessous du niveau du pied, dans cette condition le cercle recoupe le talus en un point au-dessus de son pied (figure 2.6) [11].

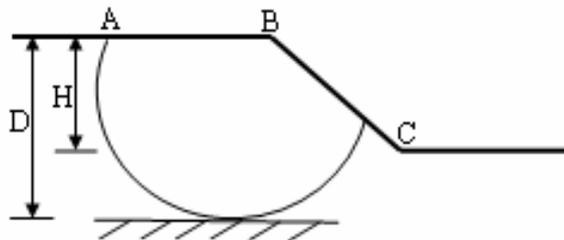


Figure 2.6. Cercle de flan de talus

Les cercles de rupture profondes qui englobent une large masse de terrain, dans ce

Cas le centre « O » du cercle doit être situé sur la verticale du milieu de talus BC, ce type de rupture est dit cercle à mi-pente (figure 2.7).

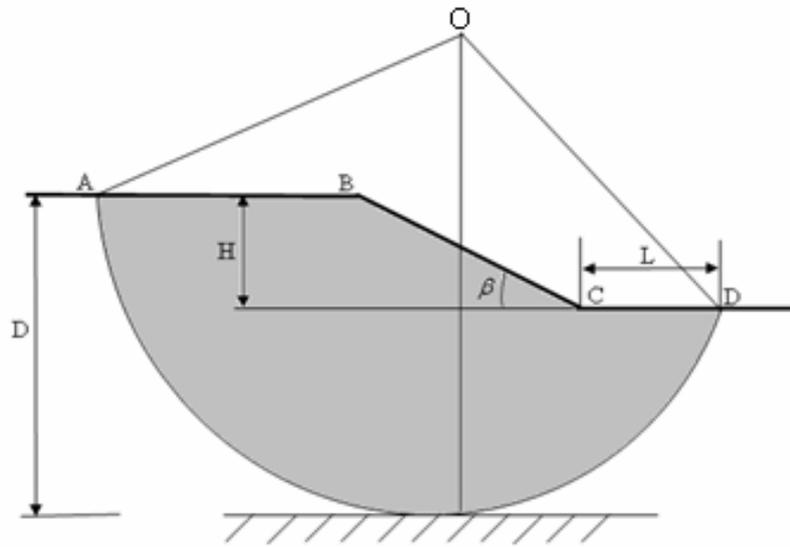


Figure 2.7. Cercle de rupture profond

La grandeur et position de ces cercles, sont définies par une série des paramètres, dont la signification apparaît sur les figures sus-indiquées. Ceux sont outre β et H il y a lieu d'ajouter α_0 , β_0 , D, L.

2.1.4.2. Méthode globale de Taylor et Caquot :

Il n'est pas possible de traiter la stabilité des talus sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor, développée par cet auteur dès 1937 et qui pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette de glissement.

La méthode de Taylor est également connue sous le nom de méthode de cercle de frottement [11].

La figure (2.8) ci-dessous, représente les grandeurs intervenant dans cette méthode :

- R^p La résultante des forces de frottement sur l'arc AB.
- T^p La composante tangentielle de R^p
- N^p La composante normale de R^p

- K' La force de cohésion.
- U La force de pression interstitielle (ou hydraulique).
- T Coupe la bissectrice OI de l'angle AOB au point E .

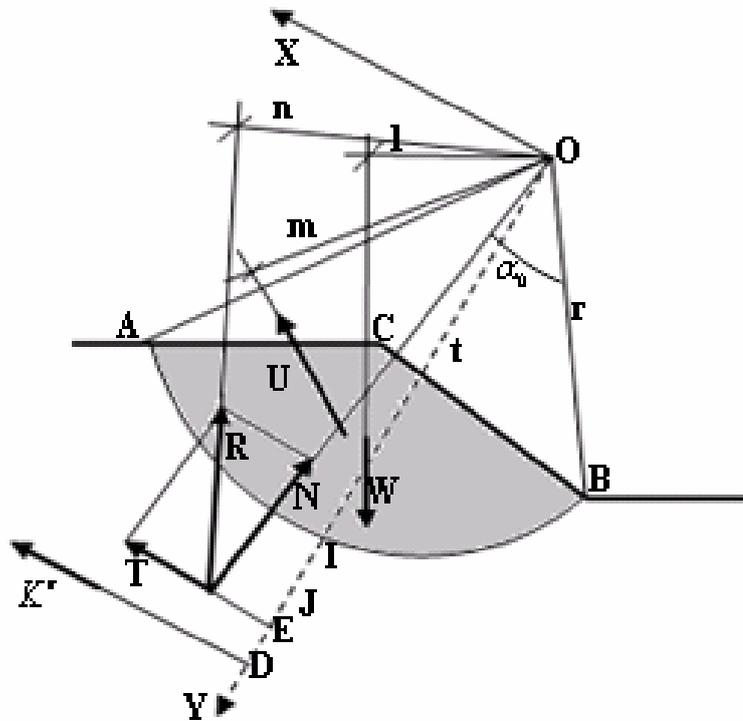


Figure 2.8. Equilibre global du massif

K' " Coupe la bissectrice OI au point D .

La force N passe par O , ses coordonnées sont N_x et N_y .

La force T est perpendiculaire à N son intensité égale à : $\frac{N \cdot \text{tg } \varphi}{F}$ elle

passse par le point $E(0, t)$, ses coordonnées sont donc : $(-N_y \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F}, N_x \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F})$, et

son moment $M = t \cdot N_y \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F}$, le problème comporte trois inconnus, F, N_x, N_y et on

doit respecter trois équations d'équilibre :

$$1. \sum F_x = 0 \Rightarrow W_x + N_x - N_y \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F} + 2C \cdot r \cdot \frac{\sin \alpha_0}{F} = 0$$

$$2. \sum F_y = 0 \Rightarrow W_y + N_y + N_x \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{F} = 0$$

$$3. \quad \sum M /_o = 0 \Rightarrow -M_w - t.N_y \frac{tg \varphi}{F} + 2C.r^2 \cdot \frac{\alpha_0}{F} = 0$$

Il est donc possible d'éliminer N_x , N_y et de calculer F donné par une équation troisième degré :

$$-F^3 M_w + F^2 \cdot (t.W_y \cdot tg \varphi + 2C.r^2 \alpha_0) - F tg^2 \varphi \cdot (M_w + t.W_x) + 2C.r tg^2 \varphi (r \alpha_0 - t \sin \alpha_0) = 0$$

Soit $t \cong OD$ le terme constant est pratiquement nul ($OD = \frac{r \cdot \alpha_0}{\sin \alpha_0}$)

Caquot a constaté que le terme en F est très petit devant les termes en F^2 et F^3 .

On le vérifie aisément lorsque W_x et M_w correspondent au seul poids du milieu.

$$U = 0$$

On peut, en première approximation, ne conserve que les termes F^2 et F^3 , on tire :

$$\text{aussitôt : } F = \frac{t \cdot w_y \cdot tg \varphi + 2C \cdot r^2 \cdot \alpha_0}{M_w} \quad (2.10)$$

2.1.4.3. Méthodes des tranches :

L'étude de l'équilibre global d'une masse homogène sujette à une rupture circulaire ne répond pas aux besoins de la pratique la plus courante.

Les méthodes des tranches sont beaucoup plus générales et permettent la prise en compte de lignes de glissement quelconques, profil de talus non rectiligne et de massifs hétérogènes.

Elles s'adaptent aussi à des conditions de géométrie complexe [11].

Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.
- Les hypothèses adoptées pour rendre le problème déterminé.

La méthode des tranches ou méthode suédoise est due à Petterson 1916, développée pour les ruptures circulaires par Fellénus en 1927, perfectionnée plus récemment

par Bishop en 1954, étendue enfin aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965 [11].

2.1.5. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches :

2.1.5.1 Méthodes de Bishop généralisée :

Cette méthode a été développée par Nonveiller en 1965, dans le cas où la ligne de glissement est circulaire de rayon r , le calcul de bras de levier présenté sur la figure 2.9 est aisé :

$$x = r \cdot \sin \alpha$$

$$a = r$$

$$f = 0$$

α : Angle d'inclinaison De la pente par rapport A l'horizontale.

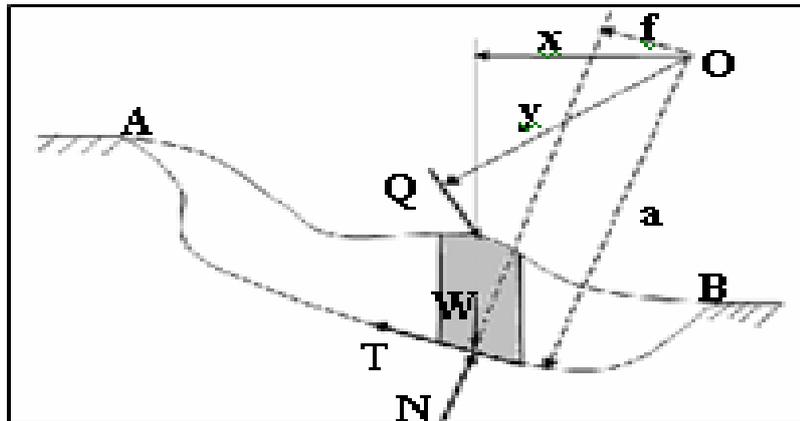


Figure 2.9. Rupture quelconque

On suppose que la surcharge Q est nulle [11].

1. L'équilibre vertical donne (figure 2.10) :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T \sin \alpha_i \quad (2.11a)$$

La résistance au cisaillement R_i qui se décompose à :

➤ Une composante normale. $N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$

➤ Une composante tangentielle $T_i = \tau_i l_i$ or $\tau_i = C_i + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_i = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}$

En remplaçant σ_i par sa valeur on obtient :

$$T_i = \frac{C}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \quad (2.11b)$$

On remplace T_i par sa valeur dans la relation (2.11a) qui devient :

$$W_{i+} (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i \quad (2.11c)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (2.11d)$$

Ou bien sous forme compacte, en désignant la quantité :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) \quad (2.12)$$

Et la relation 2.11d devient :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha}$$

L'équilibre global de la masse sujette au glissement, se fait à travers le calcul des moments des forces extérieures agissant sur cette masse par rapport au centre du cercle de glissement d'où on obtient :

$$r \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i}{F} \frac{b}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) = r \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \quad (2.13)$$

Cette égalité permet de calculer F est indépendant de r pour une ligne de glissement circulaire.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.14a)$$

On porte la valeur de N_i de l'équation (2.11d), l'expression de F devient :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \quad (2.14b)$$

Le deuxième membre de l'équation (2.14b) contient explicitement F et par l'intermédiaire de m_α , mais la formule est prête très bien à une résolution par approximation successives

2. L'équilibre horizontal de la tranche « i » s'écrit :

$$H_i - H_{i+1} + T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = 0$$

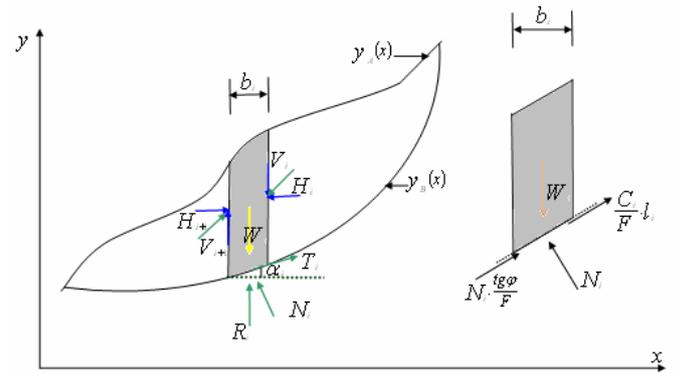


Figure 2.10. Forces agissant sur la tranche « i »

$$\Rightarrow (H_i - H_{i+1}) + N_i \cdot \left(\frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0 \quad (2.15)$$

$$\text{D'où la valeur de : } N_i = \frac{\frac{C_i}{F} b_i + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (2.16)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontal et vertical (2.11a) et (2.15), donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter tranches :

$$(H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \cdot \left[\frac{\frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i b_i}{F} \text{tg } \alpha_i \cdot \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i}{F} b_i \quad (2.17)$$

2.1.5.2. Méthode de Bishop simplifiée :

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode généralisée a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour rendre l'application plus abordable.

Il suppose que pour toute la tranche « i », $(V_i - V_{i+1}) = 0$, ce qui équivalent à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante [1].

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \text{tg } \varphi_i \cdot \left(\frac{W_i - \frac{C_i}{F} b_i \text{tg } \varphi_i}{m_{\alpha_i}} \right) \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

(2.18)

On souligne, qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n- équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- Une équation du moment global.

Les inconnus sont les efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F .

Cette méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

φ_i et C_i , sont les caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est située la base de la tranche « i » [10].

2.1.5.3. Méthode de Fellenius :

Encore appelée méthode suédoise. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifié considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur la base de la tranche est le poids W , à l'exception des forces internes [5].

La répartition des efforts normaux N_i à la base de la tranche « i » sera entachée d'erreur comparativement aux autres méthodes, puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante [1].

En écrivant l'équilibre des forces :

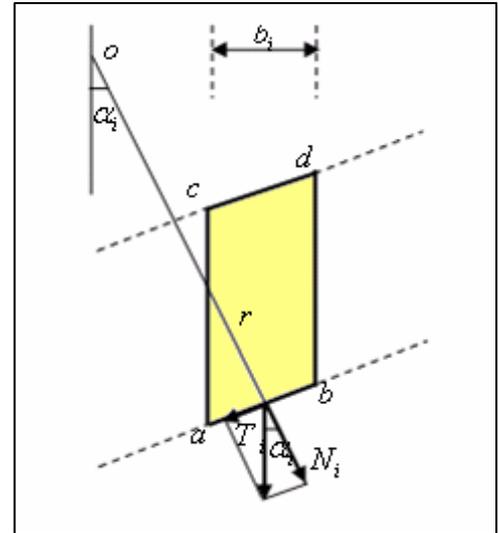


Figure 2.11. Forces agissant sur une tranche selon Fellenius.

- Suivant la normale de glissement :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (2.19a)$$

L'équilibre global des moments par rapport au centre du cercle O .

$$r \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = r \sum_{i=1}^n T_i$$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg } \varphi_i}{F} \right). \quad (2.19b)$$

Des relations 2.19a et 2.19b, on tire l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i \text{tg } \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (2.19)$$

Remarques :

- On constate de la relation (2.19) que le coefficient de sécurité F peut être pris directement sur les caractéristiques mécaniques.
- Lorsque l'on a affaire à des cercles profonds, pour lesquels la ligne de rupture dépasse l'aplomb du cercle vers le coté aval, le massif du sol situé au coté aval à un effet stabilisateur (figure 2.12).
- L'équation (2.19) définissant F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop (2.18) pour une ligne de glissement circulaire, mais

les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une réparation différente des contraintes sur la base des tranches.

- La valeur du facteur de sécurité donnée par l'expression (2.19) de Fellenius, sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop [1].
- Si le milieu est purement cohérent, $\varphi = 0$ dans ce cas les efforts $R_i = N_i$, passe tous par le centre de glissement et l'expression de F s'écrit :

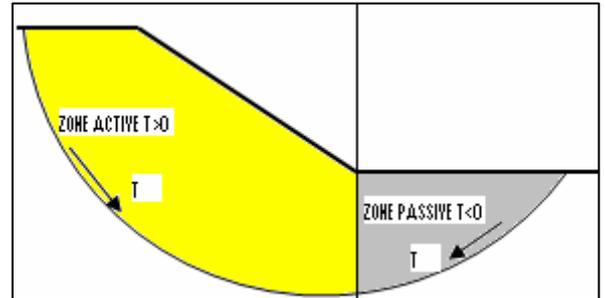


Figure 2.12. Cercles profonds

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.20)$$

2.1.6. Méthodes des tranches faisant appel à des hypothèses sur la ligne de poussée :

2.1.6.1. Méthode complète de Jambu :

Jambu suppose, lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, le point d'application de chaque force inter tranche puisse être défini par sa position sur une ligne de poussée (figure 2.13).

Jambu suppose, que la ligne de poussée située au tiers inférieur de la hauteur de la tranche [1].

L'équilibre horizontal à la base de la tranche nous donne F .

$$W_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i + \Delta V_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F \cos \alpha_i} \cos \alpha_i \dots (2.21a) \Rightarrow (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{S_i}{F} \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i}$$

D'où la valeur de F :

$$\text{Avec : } F = \frac{\sum_{i=1}^n b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (2.21)$$

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i}}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi_i}{F}} \quad (2.22)$$

L'expression de S_i est déduite de l'équilibre des contraintes à la base de la tranche :

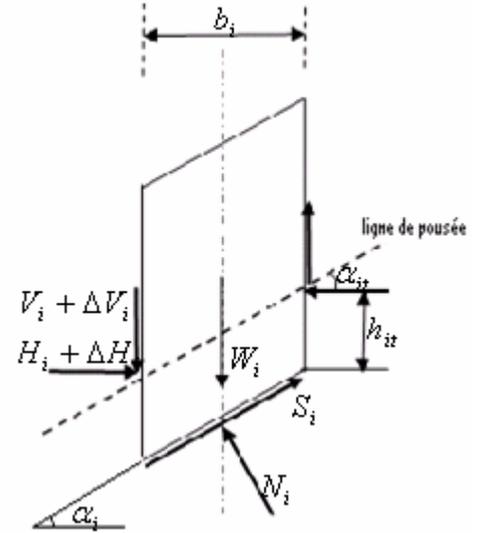


Figure 2.13. Forces agissant sur une tranche selon Jambu

$$C_i \cos \alpha_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{\frac{b_i}{\cos \alpha_i}} tg \varphi_i = S_i \cos \alpha_i + S_i \sin \alpha_i \frac{tg \varphi_i}{F}$$

$$\Rightarrow \cos \alpha_i \left(C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} tg \varphi_i \right) = S_i \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi_i}{F} \right).$$

$$S_i = \frac{\left(C_i + \frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} tg \varphi_i \right)}{\left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi_i}{F} \right)}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées à partir des équations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H = (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i - \frac{S_i}{F} \frac{b_i}{\cos^2 \alpha_i} \quad (2.23)$$

Et

$$V_i + H_i tg \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H}{b_i} = 0$$

Dans lesquelles :

ΔH_i : Est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives.

ΔV_i : Est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranches successives.

α_{it}, h_{it} : définissent la direction et la position de la ligne de poussée.

2.1.6.2. Méthode de Jambu simplifiée :

La méthode de Jambu propose une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches [1].

$$F = f \cdot \frac{\sum_{i=1}^n b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (2.24)$$

Avec :

$$S_i = \frac{C_i + \frac{W_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (2.25)$$

Où :

f : Etant un coefficient correcteur empirique de Jambu qui dépend du rapport $\frac{d}{L}$

(donné directement à partir de l'abaque de Jambu) et de la nature du sol.

d : Est la profondeur de la surface de glissement.

L : Sa longueur.

2.1.7.1. Méthode des tranches faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches :

2.1.7.1. Méthode de Spencer :

Cette méthode considère que les efforts intertranches comme parallèles entre eux c.à.d :

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg} \theta_i = \lambda .$$

Où :

λ : Est un paramètre à déterminer.

θ_i : L'angle que fait la résultante des efforts intertranches avec l'horizontale.

Spencer suppose que l'angle θ_i doit être compris entre l'angle de talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche avec l'horizontale [1].

La figure (2.14) montre les forces agissant sur une tranche selon l'hypothèse de Spencer.

Q_i : Représente la résultante des forces intertranches qui fait un angle $(\alpha_i - \theta_i)$ avec la base de la tranche « i ».

A l'équilibre, la projection des forces sur la parallèle de la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.26)$$

De même sur la normale de la base de cette tranche donne :

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.27)$$

Sachant que :

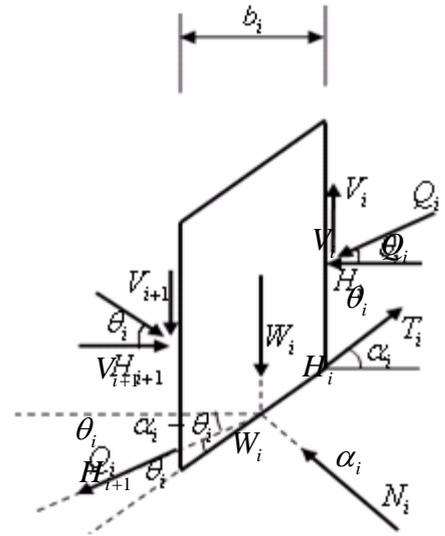


Figure 2.14. Force agissant sur une tranche selon Spencer [1].

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}$$

Remplaçant T_i par sa valeur dans la relation (2.26), multipliant l'équation (2.27) par $\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F}$ et en éliminant N_i entre les expressions (2.26) et (2.27)

On obtiendra l'expression de Q_i :

$$Q = \frac{\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \cdot \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \operatorname{tg}(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (2.28)$$

2.1.8. Méthode des tranches faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement :

2.1.8.1. Méthode de perturbation :

Cette méthode est basée sur l'idée de partir d'une valeur proche de l'effort normal, N_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme P , d'où on peut écrire :

$$N_i = N_{i0} \cdot P \quad (2.29)$$

Avec :

N_i : Effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche « i ».

P : Fonction de perturbation, elle est donnée sous la forme :

$$P = \mu_1 + \mu_2 \mathcal{G}(M) \quad (2.29a)$$

Où :

μ_1 et μ_2 : Sont des paramètres inconnus de perturbation.

$\mathcal{G}(M)$: Fonction de perturbation définie au point M_i Soient :

- $y(B)$: la fonction de la ligne de glissement.
- $e(x)$: la fonction de la ligne de poussée (figure 2.15).

Cette méthode préconise de prendre l'effort normal donné par l'équilibre de Fellenius,

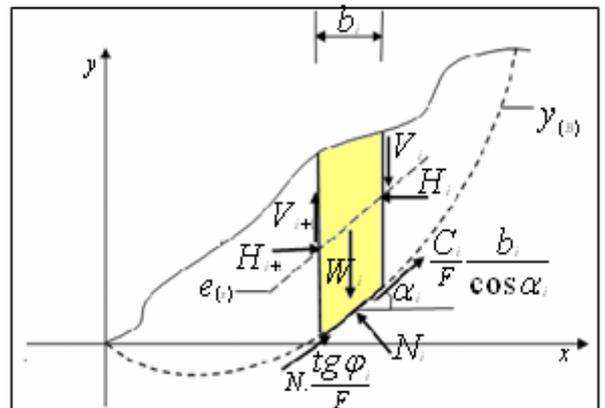


Figure 2.15. Forces agissant sur la tranche « i »

c.à.d obtenu sans efforts intertranches : $W_i \cos \alpha_i$

et une fonction de perturbation :

$$\mathcal{G}_i(M_i) = \text{tg} \alpha_i \text{ [Pincent et al 1974] [1].}$$

L'expression de l'effort normal devient :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \text{tg} \alpha_i) \quad (2.30).$$

L'équilibre vertical de la tranche « i » :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \left(\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \right) \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.31)$$

L'équilibre horizontal de la tranche « i » :

$$(H_i - H_{i+1}) + \left(\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \alpha_i}{F} \right) \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (2.32)$$

La somme des moments des forces par rapport à l'origine des axes :

$$\begin{aligned}
 & -x_{iG}W_i - x_iV_i + x_{i+1}V_{i+1} - (y_{B_{i+1}} + e_{i+1})H_{i+1} + H_i(y_{B_i} + e_i) + \frac{1}{2} \left[\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi_i}{F} \right] \cdot [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \\
 & + \frac{1}{2} N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0 \dots \dots \dots (2.33)
 \end{aligned}$$

Faisant la somme de n-équations données par la relation (2.31) et sachant que $V_0 = V_n = 0$.

On s'aperçoit que les autres V_i disparaissent.

$$\sum (W_i - \frac{C_i}{F} b_i tg \alpha_i) = \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i (\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i (\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i) \dots \dots (2.34)$$

De même pour la relation (2.34), avec $H_0 = H_n = 0$ et les termes H_i disparaissent [1].

$$\sum \frac{C_i}{F} b_i = \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i (\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i (\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i) \dots \dots \dots (2.35).$$

De la somme des équations (2.35) on obtient :

$$\begin{aligned}
 \sum x_{iG}W_i = \frac{1}{2F} \sum & \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_i + y_{i+1}) \cos \alpha_i] \\
 & + \frac{1}{2} \sum N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] \dots \dots \dots (2.36).
 \end{aligned}$$

D'où finalement la formule du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[N_i tg \varphi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{iG}W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i]} \dots \dots \dots (2.37).$$

La méthode de calcul se présente de la manière suivante :

1. On fixe F .
2. On calcule μ_1 et μ_2 à partir du système des équations (2.34) et (2.35), puis N_i de la relation (2.30).
3. La dernière équation (2.39) peut permettre d'itérer sur F .

2.2. Analyse de stabilité des pentes en présence d'eau :

2.2.1. Introduction :

Le problème de la stabilité des pentes est un thème classique dans la mécanique des sols, qui a fait essentiellement l'objet de développement dans l'hypothèse de la saturation des pentes, alors que la non saturation peut souvent y être décisive.

Les méthodes les plus courantes sont basées sur la détermination de la surface de rupture, le long desquelles on suppose que les propriétés mécaniques de résistance maximale au cisaillement du sol mobilisées [19].

Dans cette partie, on citera au début la majorité des facteurs influençant la stabilité des pentes et dans ce qui suit, on présentera les différentes méthodes classiques de calcul de stabilité avec prise en compte de l'influence de la pression interstitielle.

2.2.2. Facteurs influençant la stabilité des pentes :

2.2.2.1. Type de sol :

Un sol présentant une résistance au cisaillement importante définie par son angle de frottement φ et sa cohésion C permet une plus grande stabilité.

2.2.2.2. Conditions climatiques :

Sont fonction notamment de l'intensité et la durée de précipitation. Une précipitation violente et soutenue est favorable au glissement

2.2.2.3. Perméabilité des sols :

Un sol peu perméable permettra une grande stabilité qu'un sol plus perméable.

2.2.2.4. Etat de surface du sol :

Une surface rendue peu perméable par la végétation, la surconsolidation, la couverture de la surface du sol en béton projeté, ...etc., réduit sensiblement le taux d'infiltration et diminue le risque de glissement.

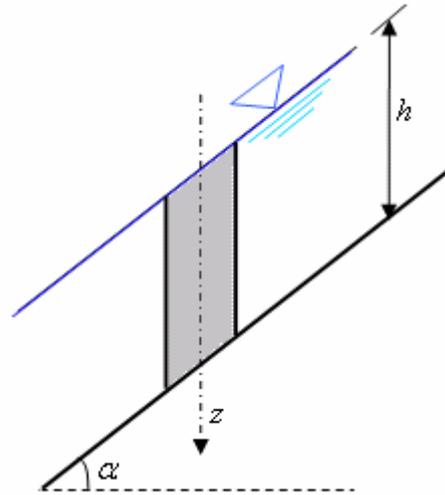


Figure 2.16. Rupture plane, milieu Pulvérulent
avec écoulement

2.2.2.5. Niveau de la nappe phréatique

Une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

2.2.3. Méthodes classiques de calcul en rupture plane et en présence d'eau

2.2.3.1. Massif frottant avec écoulement parallèle à la surface topographique

Dans ce cas :

$$\sigma = \gamma_{sat} \cdot h \cos^2 \alpha \quad (2.38a)$$

$$\tau = \gamma_{sat} \cdot \cos \alpha \sin \alpha \quad (2.38b)$$

$$U = \gamma_w h \cos^2 \alpha \quad (2.38c)$$

Pour qu'il y ait un équilibre il faut que :

$$\tau \leq (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.39a)$$

$$\Rightarrow \gamma_{sat} h \cos \alpha \sin \alpha \leq (\gamma_{sat} - \gamma_w) h \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.39)$$

Le facteur de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_{dat} \operatorname{tg} \alpha} \quad (2.40)$$

2.2.3.2. Calcul de la pression interstitielle à la base de la tranche

Les charges hydrauliques en A et B sont identiques, par définition de l'équipotentielle, (figure 2.17).

$$h_A = h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} - z_A\right) = \left(\frac{u_B}{\gamma_w} - z_B\right).$$

Soit :

$$u_B = \gamma_w (z_B - z_A) \tag{2.41}$$

Or :

$$u_A = z_w + x \operatorname{tg} \alpha .$$

Avec :

$$x = (z_B - z_A) \operatorname{tg} \alpha .$$

D'où :

$$z_A = z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha .$$

$$\Rightarrow z_B - z_A = z_B - z_w + (z_B - z_A) \operatorname{tg}^2 \alpha .$$

$$(z_B - z_A) \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) = z_B - z_w$$

Soit :

$$z_B - z_A = (z_B - z_w) \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} .$$

$$\Rightarrow z_B - z_B = (z_B - z_w) \cdot \cos^2 \alpha$$

Soit enfin :

$$u_B = \gamma_w (z_B - z_w) \cos^2 \alpha \tag{2.42}$$

Si le niveau de la nappe est confondu avec la topographie, on trouve avec $z_w = 0$:

$$u_B = \gamma_w z_B \cos^2 \alpha \tag{2.43}$$

2.2.3.3. Pente infinie, rupture plane, cas d'un sol général avec écoulement :

Les caractéristiques du sol, le niveau de la nappe qui s'écoule parallèlement à la pente (le cas courant), sont montrés sur la figure (2.18) ci-dessous.

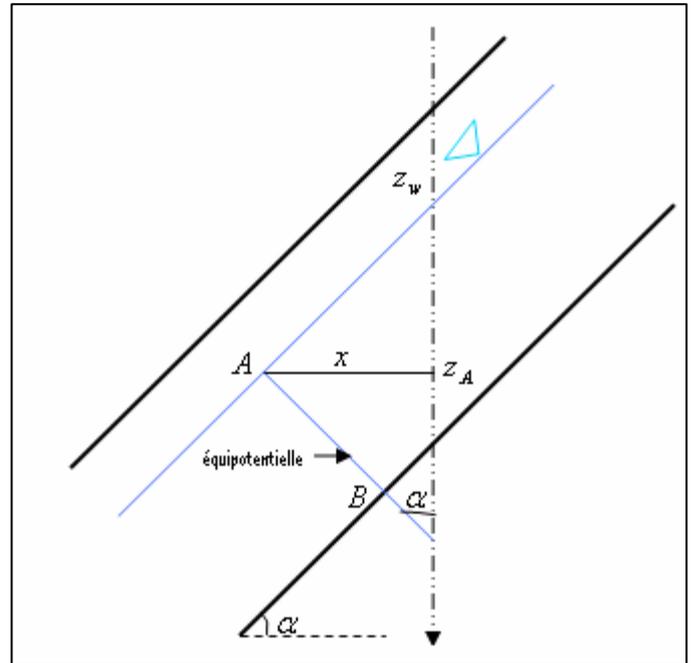


Figure 2.17. Détermination de la pression interstitielle

Les lignes de courant sont parallèles à la pente et les équipotentielles sont des droites inclinées d'un angle α sur la verticale [10].

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur b , par symétrie les réactions sur AB et BC sont égales et opposées.

Le poids: $W = [\gamma (z - h_w) + \gamma_{sat} h_w]$

Il peut s'écrire sous la forme :

$$W = b \sum_0^z \gamma . h$$

Où :

h : étant l'épaisseur d'une tranche quelconque.

γ : Son poids spécifique apparent.

Décomposons W en deux composantes, normale N et tangentielle T on déduit :

$$N = b \cos^2 \alpha \sum_0^z \gamma . h \quad (2.44)$$

$$T = b \sin \alpha \sum_0^z \gamma . h \quad (2.45)$$

La résultante U orientée sur la normale à AB est égale :

$$U = u . AB$$

$$\Rightarrow U = \gamma_w h_w . b \cos \alpha \quad (2.46)$$

Finalement, la résistance mobilisée en cisaillement le long de AB et selon le critère de Coulomb :

$$R = C' AB + (N - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

Soit :

$$R = C' \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + \left(\sum_0^z \gamma . h - \gamma_w . h_w \right) b \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi' \quad (2.47)$$

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture le long du plan situé à la profondeur z est égal :

$$F = \frac{R}{T} = \frac{C' + \left(\sum_0^z \gamma . h - \gamma_w h_w \right) \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{\sin \alpha \cos \alpha \sum_0^z \gamma . h} \quad (2.48)$$

Ou bien :

$$F = \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{C'}{\sum_0^z \gamma \cdot h} + \frac{(\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w h_w) \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{\sin \alpha \cos \alpha \sum_0^z \gamma \cdot h \operatorname{tg} \varphi} \quad (2.48)$$

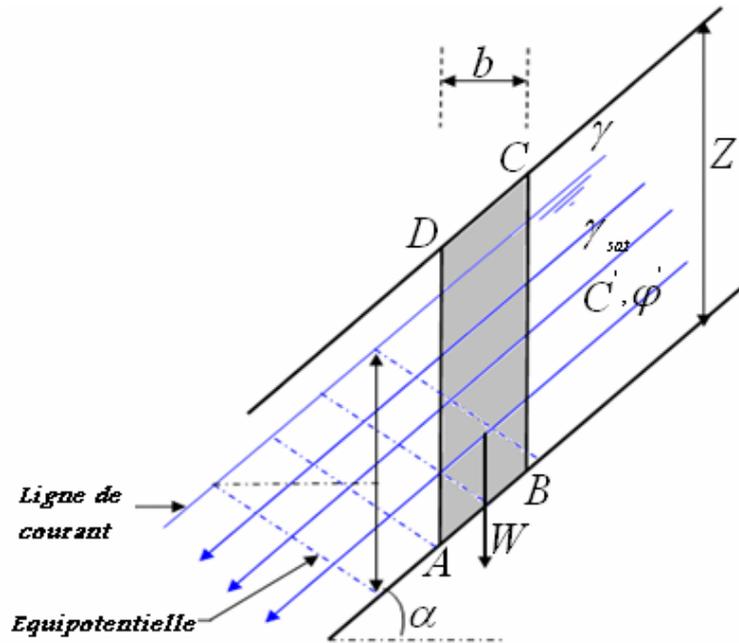


Figure 2.18. Pente infinie avec écoulement parallèle.

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, l'expression (2.48) se simplifie :

Pour un milieu purement frottant :

- La nappe d'eau affleure la surface ($h = h_w$).

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (2.49)$$

Pour un matériau purement cohérent :

- La nappe d'eau affleure la surface ($h = h_w$).

$$F = \frac{2}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot h} \quad (2.50)$$

2.2.4. Méthodes classiques de calcul en rupture circulaire :

2.2.4.1. Coefficient de sécurité en rupture circulaire :

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe (2.1.2), est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture (figure 2.19).

$$F = \frac{M_{résis \tan i}}{M_{moteur}}$$

$$\text{Moment résistant} = \frac{C_u \cdot l \cdot r}{F}$$

$$\text{Moment moteur} = W \cdot x$$

Pour l'équilibre :

$$W \cdot x = \frac{C_u \cdot l \cdot r}{F} \quad (2.51)$$

Avec :

$$l = r \cdot \theta \quad \text{et } \theta \text{ en radian.}$$

$$\text{Soit } F = \frac{C_u \cdot r^2 \cdot \theta}{W \cdot x} \quad (2.52)$$

Où :

C_u : La cohésion non drainée.

l : La longueur de l'arc du cercle de glissement.

r : Le rayon de cercle de glissement.

Pour étudier la stabilité d'une pente et afin d'évaluer les valeurs des contraintes effectives σ' sur la surface de rupture, on imagine un découpage de talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur dx assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (figure 2.20). Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées [14].

- Son poids propre : $W = \gamma \cdot h \cdot dx$
- Deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques) de part et d'autre H et $H + dH$ qui proviennent des tranches voisines.
- Deux forces verticales V et $V + dV$ qui proviennent des tranches voisines.

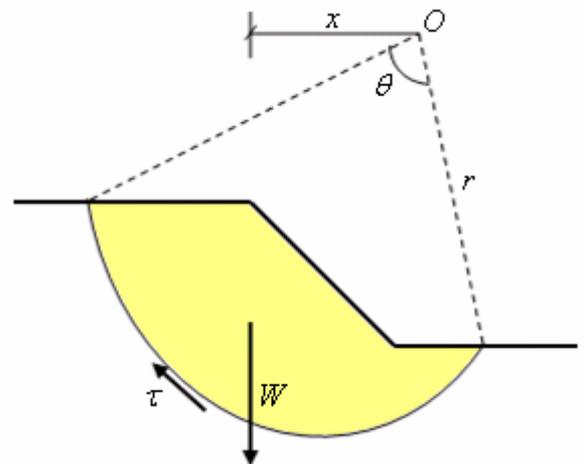


Figure 2.19. Rupture circulaire.

- La résultante des contraintes normales σ et tangentielle τ à la base de la tranche.

L'équilibre de la tranche « i » s'écrit, en projetant les forces sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments par rapport au centre du cercle est négligée) [14].

$$\sum F_h = 0.$$

$$\Rightarrow dH_i - \sigma_i \operatorname{tg} \alpha_i . dx + \tau_i dx = 0 \quad (2.53)$$

$$\sum F_v = 0.$$

$$\Rightarrow dV_i - \gamma . h_i dx + \sigma_i dx + \tau_i \operatorname{tg} \alpha_i . dx = 0 \quad (2.54)$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{\max} = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$) et en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on aura :

$$F = \frac{\sum [C + (\sigma_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi]}{\sum \gamma . h_i \sin \alpha_i} \frac{1}{\cos \alpha_i} \quad (2.55)$$

Où :

h_i : La hauteur de la tranche « i ».

u_i : La pression interstitielle sur la base de la tranche supposée connue.

σ_i : Contrainte normale, inconnue, on utilise les conditions d'équilibre pour l'évaluer.

Le Coefficient de sécurité calculé dépend de nombre de tranches considérées 50 à 100 tranches sont nécessaires pour que la valeur de F se stabilise [14].

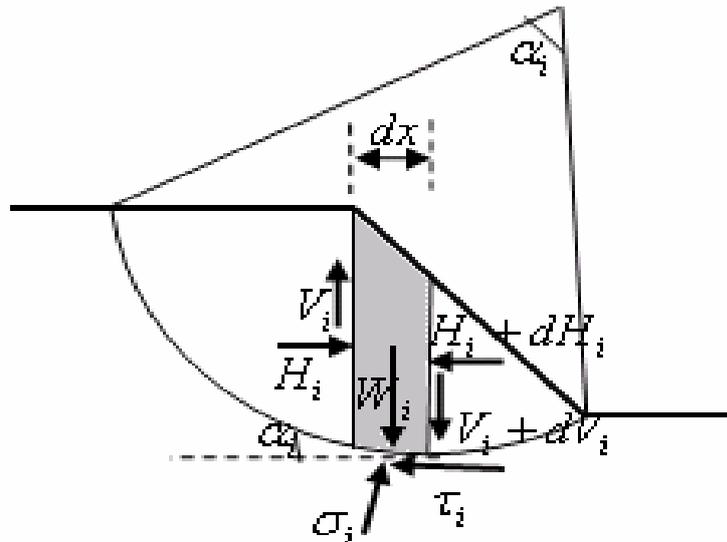


Figure 2.20. Forces agissant sur la tranche « i » lors d'un glissement circulaire

2.2.5. Méthodes globales :

Il s'agit de l'étude de stabilité d'un massif homogène de poids volumique apparent γ et de caractéristiques mécaniques ϕ et C , qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H , ce cas est relativement simple (massif hétérogène dans le cas courant).

En tout état de cause, il s'agit là au moins d'une première approximation, ce massif peut renfermer une nappe phréatique ou être le siège d'un écoulement [11].

2.2.5.1. Méthode de Taylor et Caquot :

L'équation (2.10) devient dans le cas d'une présence d'eau dans le massif (figure 2.8).

$$M_w = (W.L - U.m) .$$

$$W_y = (W + U)_y \text{ et } t = r \cdot \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} .$$

$$F = \frac{2.C.r^2\alpha_0 + rtg\phi \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} (W + U)_y}{W.L - U.m}$$

(2.56)

2.2.6. Méthodes des tranches :

L'équilibre d'une tranche de talus en présence d'eau exige des changements au niveau des équations décrites précédemment ; il faudra alors remplacer :

➤ N_i par $N'_i + U_i$.

➤ φ_i par φ'_i .

➤ C_i par C'_i .

Où :

U_i : Etant la pression interstitielle à la base de la tranche considérée.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle. Ils supposent que cette pression est de la forme :

$$U_i = r_u \cdot \gamma_{sat} \cdot h \quad (2.57)$$

r_u : Etant un coefficient de proportionnalité constant le long du cercle de glissement.

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé.

h : La distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface de talus.

2.2.6.1. Théorie générale de Nonveiller :

La figure (2.21a) montre un massif de forme quelconque, soumis à des forces extérieures données (surcharges, écoulement d'eau) et susceptible de se rompre le long d'une ligne de glissement potentielle de forme arbitraire que l'on fixe à priori.

On divise la masse supposée en mouvement, en une série de tranches verticales relativement minces et pour chacune desquelles la ligne de glissement a une forme simple (à peu près rectiligne) et se développe dans un milieu homogène et sous un seul régime hydraulique [11].

Les figures (2.21b) et (2.21c) représentent les différentes forces qui agissent sur la tranche i .

Le poids W du sol et de l'eau qu'il contient. On va mettre la somme $W + W_w$ sous une forme simple valable pour n'importe quelle tranche ; on appellera :

- W_1 : Le poids du sol et de l'eau qu'il contient au-dessus de niveau de référence (± 0).
- W_2 : Le poids du sol déjaugé situé sous le même niveau de référence.

Lorsque la surface de la tranche est hors de l'eau, on doit considérer le seul terme :

$$W = W_1 + (W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w) \quad (2.58a)$$

Lorsque la surface de la tranche est à une profondeur h sous le niveau d'eau aval :

$$W + W_w = [W_2 + (z - h) \cdot b \cdot \gamma_w] + b \cdot h \cdot \gamma_w$$

$$W + W_w = W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w \quad (2.58b)$$

On constate que les deux expressions (2.58a) et (2.58b), sont identiques puisque dans le deuxième cas W_1 est nul, on pose donc :

$$W = W_1 + W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w \quad (2.58)$$

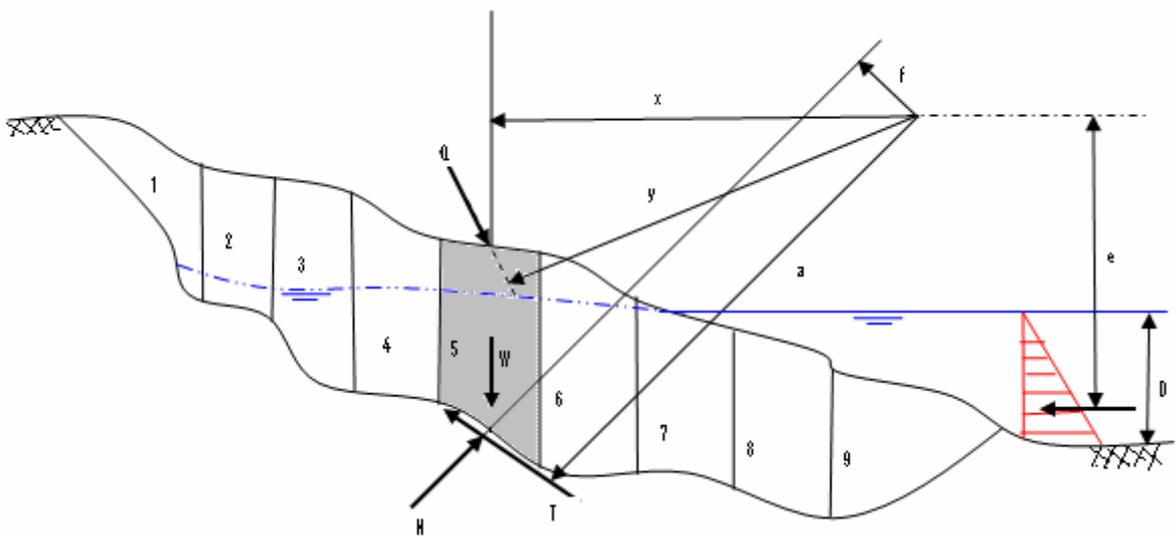


Figure 2.21a. Massif de forme quelconque soumis à des forces extérieures.

Cette formule est valable quelque soit la tranche considérée et inclut les efforts verticaux exercés par l'eau à la partie supérieure de la tranche.

Les surcharges sur la face supérieure, soit la surcharge Q , soit les composantes de l'action hydrostatique de l'eau W_w et P_w .

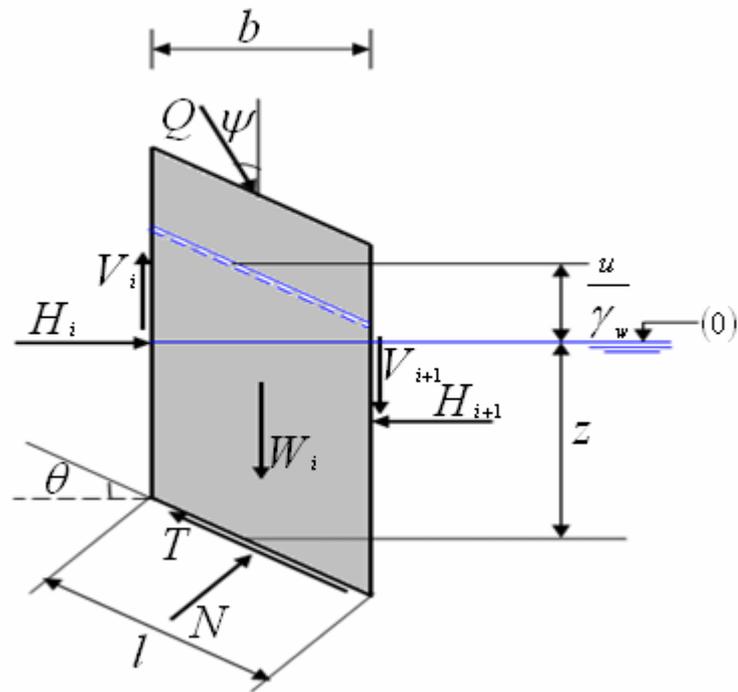


Figure 2.21b. Equilibre d'une tranche dont la surface est hors d'eau

Sur les face latérales, exercent les efforts intertranches, verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .

Sur la surface inférieure, c.à.d le long de la ligne de glissement, les composantes des résultantes des contraintes normales et tangentielles N et T .

La contrainte totale au point M a pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{l}$$

et

$$\tau = \frac{T}{l}$$

On considère les contraintes effectives, pour apprécier la résistance au cisaillement du massif, cette contrainte a pour composantes :

$$\sigma' = \frac{N'}{l}$$

$$\Rightarrow \sigma' = \frac{[\sigma - (z \cdot \gamma_w + u)]l}{l}$$

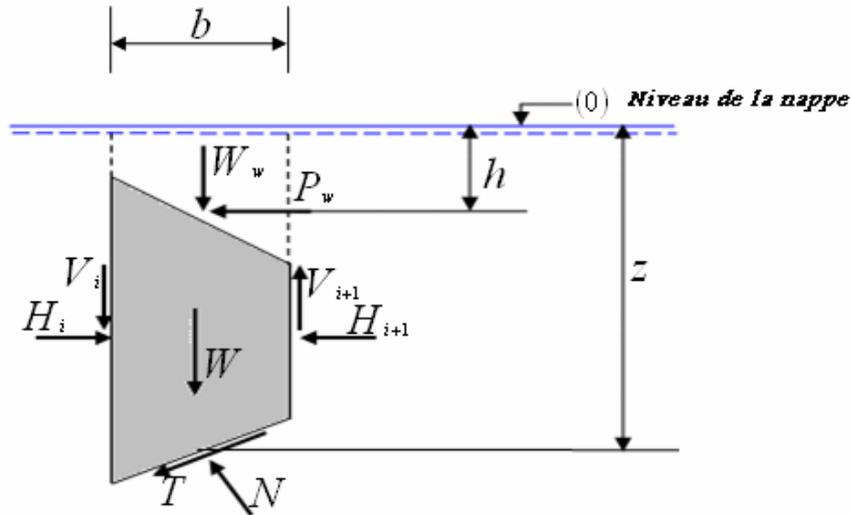


Figure 2.21c. Equilibre d'une tranche dont la surface est sous l'eau.

$$\Rightarrow \sigma' = \sigma - (z \cdot \gamma_w + u) \tag{2.59a}$$

On adoptera la même définition du coefficient de sécurité de la relation (2.4)

$$\tau = \frac{1}{F}(C + \sigma' \tan \varphi).$$

$$\Rightarrow T = \frac{1}{F}(C \cdot l + N' \tan \varphi) \tag{2.59b}$$

avec :

$$N' = N - u \cdot l - z \cdot \gamma_w \cdot l \tag{2.59c}$$

Examinons les conditions d'équilibre à savoir :

- Une équation de rotation s'exprimant par un moment résultant nul, par rapport à un point quelconque du plan.
- Deux équations de translation, à savoir la somme des forces des deux directions.

C'est à partir de ces équations, que les coefficients de sécurité sont définis.

L'équilibre des forces verticales agissant sur une tranche :

$$Q \cos \psi + W_1 + W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w + (V_i - V_{i+1}) = N \cos \alpha + T \sin \alpha \tag{2.60}$$

Avec :

$$\Delta_i V = V_i - V_{i+1} .$$

$$T = \frac{1}{F}(Cl - N'tg\varphi).$$

$$N = N' + z.l.\gamma_w + u.l. \text{ et } l \sin \alpha = btg\alpha .$$

On tire :

$$N' = \frac{Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - ub - \frac{C}{F}btg\alpha}{\cos \alpha (1 + \frac{1}{F}tg\alpha tg\varphi)} \quad (2.61)$$

On pose :

$$m_\alpha = \cos \alpha (1 + \frac{1}{F}tg\alpha tg\varphi). \quad m_\alpha : \text{ Est un coefficient tiré directement de l'abaque.}$$

$$\sum M / o = 0.$$

On note que les forces intertranches H_i et H_{i+1} s'éliminent puisque ce sont des forces intérieures.

$$\sum [(W_1 + W_2 + b.z.\gamma_w)x + Q.y] = \sum [(N' + U.l + l.z.\gamma_w)f + (Cl.l + N'tg\varphi)a] + P.e \quad (2.62)$$

On remarque que :

$$\sum b.z.\gamma_w.x = \sum l.z.\gamma_w.f + P.e.$$

Puisque cette équation exprime tout simplement l'équation du volume d'eau.

Après simplification, on tire le coefficient de sécurité F .

$$F = \frac{\sum (Cl + N'tg\varphi).a}{\sum [(W_1 + W_2)x + Q.y] - \sum (N' - ul)f} \quad (2.63a)$$

On remplace N' par sa valeur donnée par la relation (2.62), on obtient finalement :

$$F = \frac{\sum [Cb + tg\varphi(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - ub)] \frac{a}{m_\alpha}}{\sum [(W_1 + W_2)x + Q.y] - \sum \left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V) + \frac{b}{F}tg\alpha (utg\varphi - C) \right] \frac{f}{m_\alpha}} \quad (2.63)$$

Le deuxième membre de l'équation (2.64) contient explicitement F et par l'intermédiaire de m_α mais la formule est prête très bien à une résolution par approximations successives.

$$\sum F_H = 0.$$

On note que : $\Delta_i H = H_i - H_{i+1}$.

$$\Delta_i H + N \sin \alpha + Q \sin \psi = T \cos \alpha + P_w \quad (2.64a)$$

Pour éliminer N de l'équation (2.64a), on reprend l'équation d'équilibre vertical (2.61), en multipliant les deux membres de l'égalité (2.60) par $\text{tg} \alpha$, pour faire apparaître $N \sin \alpha$, on porte cette valeur dans l'équation (2.64a) qui devient :

$$\Delta_i H + b.z.\gamma_w \text{tg} \alpha - P_w = \frac{T}{\cos \alpha} - \text{tg} \alpha (W_i + W_2 + \Delta_i V) - Q(\sin \psi + \cos \psi \text{tg} \alpha) \quad (2.64b)$$

Avec :

$$T = \frac{1}{F} (C.l + N' \text{tg} \phi) = \frac{1}{F.m_\alpha} [(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - ub) \text{tg} \phi + C.b] \quad (2.65)$$

Pour déterminer l'étude de l'équilibre de la tranche « i », il faut écrire le moment résultant des forces est nul. Toutefois, on négligera cette condition, c'est le seul point faible de la méthode.

Pour l'équilibre global de la masse de terre sujette au glissement, on a déjà écrit que le moment résultant était nul.

Il faut écrire en outre que les composantes verticale et horizontale de la résultante des forces extérieures soient nulles. Cela conduit naturellement à :

$$\blacktriangleright \text{Pour } \sum \Delta_i H = 0.$$

$$\sum (b.z.\gamma_w \text{tg} \alpha - P_w) = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \text{tg} \alpha (W_i + W_2 + \Delta_i V) - \frac{Q \cdot \sin(\psi + \alpha)}{\cos \alpha} \right]$$

Or le premier membre de l'égalité 2.66 est nul :

$$\Rightarrow b.z.\gamma_w \text{tg} \alpha - p_w = l.z.\gamma_w \sin \alpha \quad (2.65a)$$

La relation (2.66a) représente la composante horizontale de la pression interstitielle sur la base d'une tranche « i » [11].

Pour satisfaire toutes les conditions d'équilibre du massif, les différences $\Delta_i V$ doivent vérifier les deux équations :

$$\Delta_i V = 0. \text{ et } \sum \Delta_i V = 0.$$

$$\sum \Delta_i V \text{tg} \alpha = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \text{tg} \alpha (W_i + W_2) - \frac{Q \cdot \sin(\psi + \alpha)}{\cos \alpha} \right] \quad (2.66)$$

$$\text{Avec : } T = \frac{1}{F.m_\alpha} [(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_i V - ub) \text{tg} \phi + C.b].$$

2.2.6.2. Méthode de Bishop généralisée :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \phi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) + (V_i - V_{i+1}) - \frac{C'_i}{F} b_i tg \alpha_i}{m_{\alpha_i}} \right] \right] \right] \quad (2.67)$$

2.2.6.3. Méthode de Bishop simplifiée :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \phi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) - \frac{C'_i}{F} b_i tg \alpha_i}{m_{\alpha_i}} \right] \right] \right] \quad (2.68)$$

2.2.6.4. Méthode de Fellenius :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum (W_i \cos \alpha_i - u_i) tg \phi'_i + C'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (2.69)$$

Avec

$$m_{\alpha} = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \phi'_i}{F} \right).$$

2.2.6.5. Méthode de Jambu :

$$F = \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i} \quad (2.70)$$

$$\text{Avec } S_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} - u_i \right) tg \phi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \phi'_i}{F}}.$$

2.2.6.6. Méthode de Jambu simplifiée :

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i S_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i tg \alpha_i} \quad (2.71)$$

$$\text{Avec } S_i = \frac{C'_i + \frac{W_i}{b_i} tg \phi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \phi'_i}{F}}$$

2.2.6.7. Méthode de Spencer :

$$Q = \frac{\frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{tg \phi'_i}{F} (W_i \cos \alpha_i - u_i) - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{tg \phi'_i}{F} tg(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (2.72)$$

2.2.6.8. Méthode de perturbations :

$$F = \frac{\sum \left[(N_i - u_i) tg \phi'_i + \frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] \left[(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i \right]}{\sum 2X_{Gi} W_i - N_i \left[(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i \right]} \quad (2.73)$$

2.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude détaillée a été consacrée aux différentes méthodes de calcul de stabilité, en insistant particulièrement sur les hypothèses, sur lesquelles s'appuie chaque méthode. Une manipulation mathématique est développée pour aboutir à la formulation du coefficient de sécurité. La forme de la surface de glissement est un paramètre prépondérant pour le choix de la méthode de calcul.

- Pour les ruptures planes, les calculs sont pratiquement simples et les conditions de stabilité peuvent être facilement définies.
- Pour les ruptures circulaires, les méthodes de calcul font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et par conséquent les coefficients de sécurité obtenus sont donc différents.
- Pour les ruptures suivant une surface quelconque, la méthode de perturbation demeure à l'heure actuelle la plus performante.

Des calculs effectués par différents auteurs montrent, que la méthode de Fellenius sous-estime le coefficient de sécurité, est donc prudente, ce qui va au côté de la sécurité, mais avec des solutions pratiques coûteuses.

Les méthodes exposées ci-dessus sont les méthodes couramment utilisées. Des éléments importants, tel que la prise en compte de la troisième dimension, le phénomène de fluage dans le temps, sont négligés.

Enfin, l'utilisation de la méthode des éléments finis, pour les glissements de terrains, constitue un pas important, pour les analyses de stabilité des cas réels. En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux composant le massif à modéliser et qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique sont relativement bien connus. L'évaluation de l'état de contrainte dans une pente est un problème délicat, ainsi la modélisation par éléments finis du comportement d'une pente, font actuellement l'objet de recherche.

CHAPITRE III

PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

3.1. Introduction :

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques et élastoviscoplastiques en 2D ou 3D [7].

Le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [2].

3.1.1. Options par défaut, Solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable de traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillages : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur les faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir de menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante -et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique est proche de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approché, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui souvent très appréciable [2].

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notion un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue également ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastique, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul en éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. C'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées [3].

3.2. Méthode des éléments finis en géomécanique

3.2.1. Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis

des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale mécanique, technique off-shore, etc.

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistances des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires.
- L'informatique appliquée : technique de développement et de maintenance de grands logiciels.

3.2.2. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, en raison de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

3.2.3. Les éléments finis et la géomécanique :

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformation linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématiques locales (le

champ de déplacement d'un solide est continu par morceau ou par élément), c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements et dans le domaine informatique.

3.2.4. Formulation de la MEF en géomécanique :

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (figure 3.1).

$$\int_{\Omega} T \cdot \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) = \int_{\Omega} T \cdot u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} T \cdot u^* (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma \quad (3.1)[18].$$

$\forall \mathbf{u}$ Déplacement virtuel cinématiquement admissible sur l'étape de chargement n ,
Avec :

\mathbf{u} : Vecteur déplacement réel (petits déplacements).

\mathbf{u}^* : Vecteur vitesse virtuelle.

σ : Pseudo-vecteur contrainte (réelle).

ε : Pseudo-vecteur déformation (réelle).

ε^* : Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.

f : Vecteur force de volume.

t : Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_{σ} de la frontière

Γ de Ω (Conditions aux limites en contrainte

Conditions aux limites aux déplacements ($u=u$) sur le complément de

$$\Gamma_{\sigma} \quad (\Gamma = \Gamma_{\sigma} \cup \Gamma_u).$$

Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue).

Indice (n-1) : relatif à l'étape de chargement précédente numéro n-1 (dont la solution est parfaitement connue).

T_X : Transposé de la matrice X.

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds (figure 3.2).

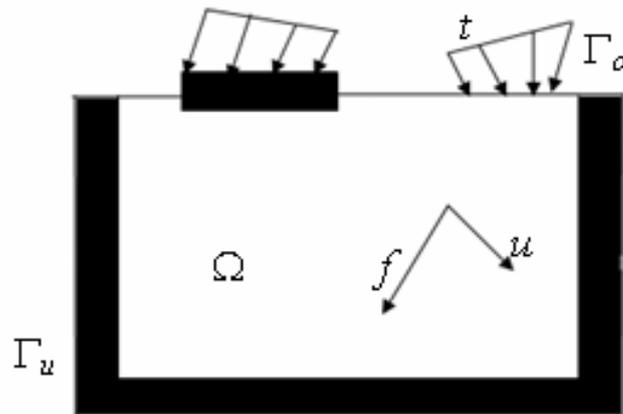


Figure 3.1. Actions agissant sur le domaine Ω .

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- D'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape **n** (inconnues principales).
- D'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement **n** (inconnues liées aux inconnues principales).

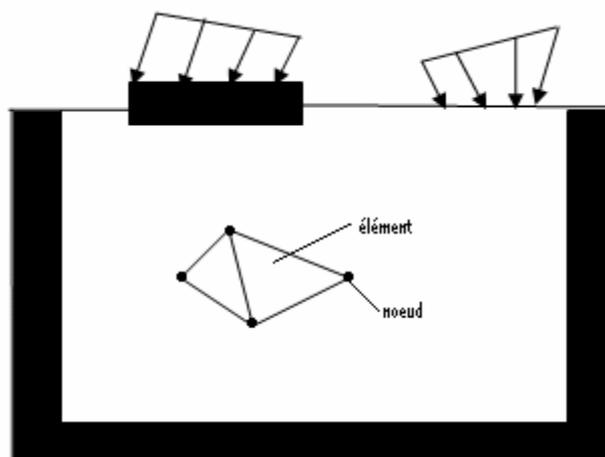


Figure 3.2. Domaine Ω discrétisé.

3.2.5. Remarques :

1. IL s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.
2. Si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
3. Il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées ; ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul ; des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.
4. On utilise en général une méthode directe classique de résolution de système algébriques linéaires (Gauss par exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.
5. Un algorithme non linéaire peut diverger. Pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant) [2].

3.3. Quelques rappels d'élastoplasticité en Géomécanique :

3.3.1. Comportement élastique :

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de

charge (figure 3.3) et ceci quelque soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La figure (3.3b), montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite [15].

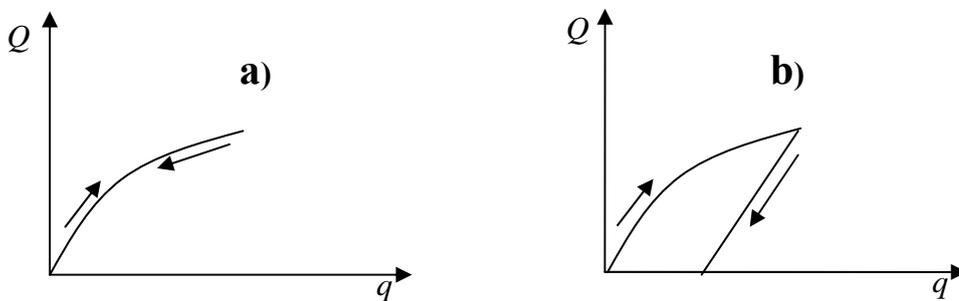


Figure 3.3. Comportement élastique **a-** idéal, **b-** réel

3.3.2. Comportement plastique :

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.à.d sans disparition de la cohésion le long de certaines surfaces. On admet en général que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité.

Il faut faire à ce sujet de remarques :

1. On n'exige pas qu'au dessus de seuil les déformations restent parfaitement élastiques mais seulement qu'après décharge le corps reprenne progressivement sa forme initiale.
2. Dans la majorité des cas ce seuil doit être considéré comme une schématisation, commode parce qu'au dessus du seuil les déformations permanentes deviennent plus importante que les déformations élastiques [15].

3.3.3. Comportement élasto-plastique :

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle unidimensionnel associant en série un ressort de raideur \mathbf{K} , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil \mathbf{S}_0 (figure 3.4). La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve présenté sur la figure (3.5.)



Figure 3.4. Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.

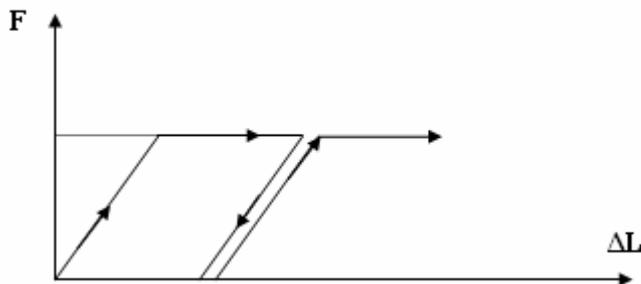


Figure 3.5. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge élastique, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique a priori indéterminée. Le comportement présenté par les figures (3.4) et (3.5) est un comportement élasto-plastique sans écrouissage.

La figure (3.6) représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage, qui définit comme un chargement d'un milieu jusqu'à sa limite de plasticité, puis décharger, après rechargement, il se produit une augmentation de sa limite d'élasticité.

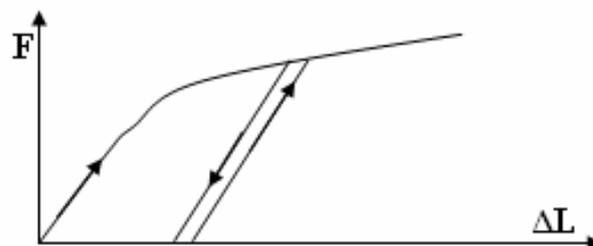


Figure 3.6. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Les schémas présentés en figures (3.4) et (3.5) sont une analogie mécanique unidimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν , pour la partie élastique, tandis que le seuil S_0 se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite).

3.3.4. Hypothèses de base de la théorie incrémentale de la plasticité :

a- Sur les déformations :

Les déformations étant admises petites, on peut les décomposer en une partie élastique (e) et l'autre plastique (p), la partie élastique étant liée par la loi de Hooke Cauchy.

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^p + d\boldsymbol{\varepsilon}^e \quad (3.2)$$

De plus les déformations plastiques sont supposées incompressibles, et premier invariant est responsable de changement de volume c.à.d : $tr(\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p) = 0$ ou

$$d \varepsilon_{mm}^p = 0 \text{ [12].}$$

b- Sur l'existence de surface de plasticité :

L'état de contrainte peut se présenter par un point dans l'espace à neuf dimensions des contraintes, l'origine est l'état non contraint de la configuration initiale du corps, te, en, son voisinage, existe une zone où un accroissement des contraintes $d\boldsymbol{\sigma}_{ij}$ ne produit qu'un accroissement élastique $d \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^e (d \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p = 0)$, la frontière de cette zone est la surface de plasticité ou d'écoulement, initiale dont on suppose qu'elle existe. Elle se présente par l'équation : $F_0(\boldsymbol{\sigma}_{ij}) = 0$.

- Un état de contrainte situé à l'intérieur de celle-ci caractérise un état élastique $d \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p = 0$.
- Un point situé sur cette surface définit un état élastoplastique.
- Un point situé à l'extérieur de cette surface est impossible à atteindre.

Lorsqu l'érouissage se produit la surface de plasticité change au fur et à mesure que les déformations progressent ; l'expression mathématique de ces surfaces de

plasticité successives s'appelle la fonction de charge (loading function), elle dépend de l'état de contrainte atteint σ_{ij} , de l'histoire des déformations plastiques ε_{ij}^p et de l'érouissage par l'intermédiaire du paramètre K .

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, K) = 0 \quad (3.3).$$

Si le point \mathbf{M} représentatif de l'état de contrainte est telle que :

- $\mathbf{F} < \mathbf{0}$: Le matériau est élastique c.à.d $d\sigma_{ij}$ provoque $d\varepsilon_{ij}^e$ seulement.
- $\mathbf{F} = \mathbf{0}$: Etat plastique, $d\sigma_{ij}$ peut provoquer $d\varepsilon_{ij}^p$.
- $\mathbf{F} > \mathbf{0}$: Etat inadmissible (sans signification).

L'incrément de déformation élastique $d\boldsymbol{\varepsilon}^e$ se calcule à partir de l'élasticité, tandis que l'incrément de déformation plastique $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ dépend de la règle d'écoulement.

D'après le postulat de Drucker qui dit que le travail effectué pendant un cycle quelconque de chargement formé dans l'espace de contraintes est non négatif.

Ce postulat est une définition de l'érouissage, il permet de montrer que toute surface de plasticité ($\mathbf{F} = \mathbf{0}$) est convexe et que le tenseur des incréments des déformations est normal à la surface de plasticité. Cette propriété de normalité permet de définir l'incrément de déformation plastique $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ par la donnée d'un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ et par un multiplicateur $\lambda > \mathbf{0}$, comme suit :

$$d\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3.4).$$

Dans ce cas la plasticité est dite associée à la loi d'écoulement c.à.d au potentiel plastique $\mathbf{F} = \mathbf{0}$. Si $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ est perpendiculaire à une autre surface de plasticité dans ce cas la plasticité est dite non associée [12].

c- Critères de plasticité :

On appelle critère de plasticité une expression qui définit explicitement la forme de la surface de plasticité. Les critères de plasticité ont été initialement développés pour les métaux et ont ensuite été utilisés pour les sols, notamment en tant que critère de rupture.

3.4. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS :

3.4.1. Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre de l'ingénierie même complexes. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. (Colloque de Villard de Lans 1983, Colloque de Cleveland 1987,...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiqués. Le coût de ces calculs est très généralement important.

La démarche suivie dans le développement de PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés en PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé [2].

3.4.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et décrire les lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non-variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous sollicitation sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. En fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre facilement que :

$$\Delta u = \frac{k_w}{\eta} \varepsilon_v$$

Où :

Δu : Est la surpression interstitielle, η : la porosité, k_w : le module volumique de l'eau et \mathcal{E}_v : la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent, par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

3.4.3. Modélisation d'un comportement d'un sol :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet de chargement. Ce comportement non- linéaire en contrainte-déformation peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire augmente avec ce degré de sophistication.

3.4.4. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E et le coefficient de poisson ν .

Le modèle élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Dans PLAXIS, les tableaux de rentrée de données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau $G_u = G$, ce qui n'est pas le cas des modules d'Young ($E_u > E$). Il aurait pu sembler logique, si est utilisé comme paramètre élastique d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspond à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E , par la relation :

$$E = 2 G (1+\nu) \quad (3.5)$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métallique en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.4.5. Le modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ . Les deux premiers paramètres sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres ϕ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires [3].

a- Le module d'Young :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle Mohr-Coulomb, dans ce dernier le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faible déformation). Un module de déformation a la dimension d'une contrainte. En mécanique des sols la pente initiale est appelée module tangent E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (figure 3.7). Pour des argiles surconsolidées ou sables denses avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 . Alors pour que les sables lâches et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface [3].

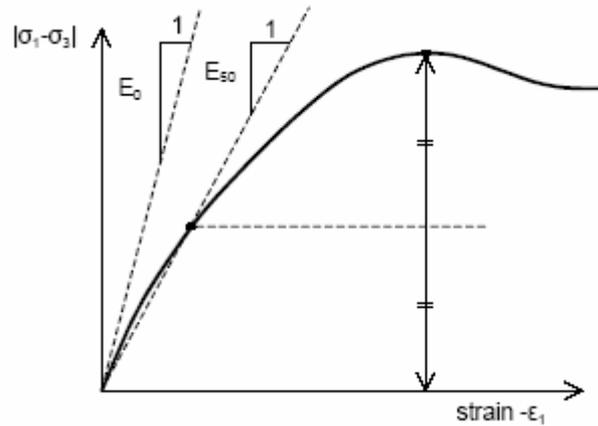


Figure 3.7. Définition des modules E_0 et E_{50}

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau et le cheminement de contrainte.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Les modules à employer dépendent alors, du niveau de contrainte ou de niveau de déformation. Le module dit tangent à l'origine E_0 n'est pas représentatif, ni le module moyen E_{50} . Il y a donc de choisir un module représentatif. Il est possible d'entrer des valeurs de module par élément pour tenir compte de ce phénomène.

b- Coefficient de Poisson :

ν est généralement compris entre 0 et 0,50 (0,495 pour un matériau incompressible : argile saturée). La valeur de ν est très importante, car elle

intervient dans l'initialisation des contraintes $(k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v})$.

On conseille une valeur de 0,20 à 0,40 pour le coefficient de Poisson, celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles [3].

c- Angle de frottement :

Pour des calculs avec des argiles saturées non drainées, $\phi = 0$ accompagne un calcul prenant en compte la cohésion non drainée C_u .

Dans PLAXIS, l'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

Les angles de frottement supérieur à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

d- La cohésion :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionnent pas bien. Il est conseillé aux utilisateurs, d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 Kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyse en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (Kpa/m).

e- L'angle de dilatance :

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement (figure 3.8). On considère une règle d'écoulement définie par $\psi < \varphi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux [16].

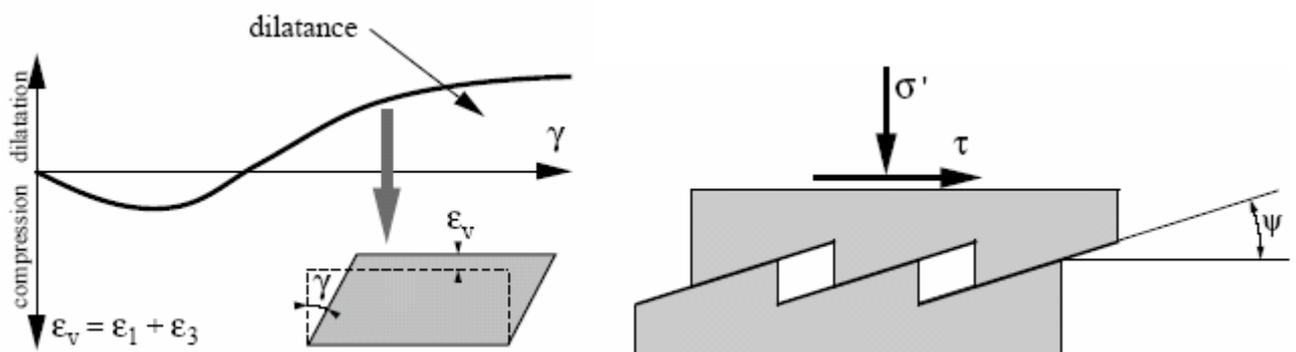


Figure 3.8. Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\Psi = \varphi - 30^\circ$ pour $\varphi > 30^\circ$.
- $\Psi = 0$ pour $\varphi < 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f- Les contraintes de traction :

Dans des problèmes pratiques, il peut apparaître une zone soumise à des contraintes de traction. Ceci se produit lorsque la contrainte de cisaillement (rayon de cercle de Mohr) est suffisamment petite. Exemple de la surface du sol proche d'une tranchée creusée dans l'argile montre parfois des fissures de traction. Cela montre que le sol peut se rompre en traction plutôt qu'en cisaillement. Un tel comportement peut être inclus dans une analyse réalisée par PLAXIS.

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.9). Celle-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression des traction (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (Tensile strength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis. Pour le modèle Mohr-Coulomb et le modèle avec écrouissage, la suppression des tractions de surface est activée par défaut, avec une résistance à la traction nulle [2].

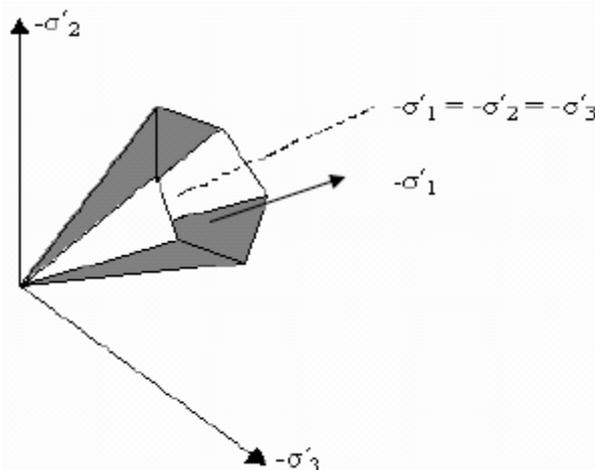


Figure 3.9. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.

g- Paramètres avancés :

Pour le modèle Mohr-Coulomb l'option *advanced* permet d'accéder à des paramètres additionnels pour des modélisations avancées. Les paramètres additionnels comprennent l'accroissement de la rigidité (*stiffness*) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée.

g-1 Augmentation de la rigidité ($E_{\text{increment}}$) :

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contraintes, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte cet accroissement, la valeur de $E_{\text{increment}}$ peut être utilisée. $E_{\text{increment}}$ est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur (KN/m²/m). A la cote donnée par y_{ref} , la rigidité est égale au module d'Young de référence E_{ref} entré dans l'onglet **parameters**.

La valeur de module d'Young au niveau des points situés sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et de $E_{\text{increment}}$. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte[3].

g-2 Augmentation de la cohésion $C_{\text{increment}}$:

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur, en utilisant l'option $C_{\text{increment}}$ (KN/m²/m).

A la cote y_{ref} la cohésion est égale à la cohésion de référence C_{ref} entrée dans l'onglet **parameters**. La cohésion au niveau des points de contraintes sous y_{ref} est obtenue à partir de la valeur de référence et de $C_{\text{increment}}$ [3].

3.4.6. Modèle de sol avec écroissage (Hardening Soil Model) :

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas droites

- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas définie [2].

a- Courbes effort-déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f.$$

Et avec :

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q_a = q_f / R_f.$$

b- Les modules :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{Kpa}.$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan. Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad [4].$$

La figure 3.10 redonne ces définitions :

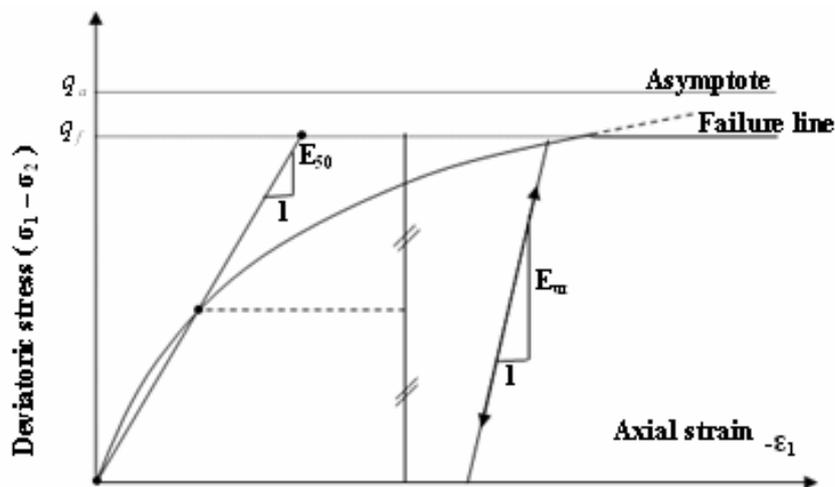


Figure 3.10. Représentation du Hardening Soil Model dans le repère Contrainte- déformation.

c- les surfaces de charge :

En fonction du paramètre d'érouissage, on obtient alors dans le plan $q - p$ la forme des surfaces de charge (figure 3.11).

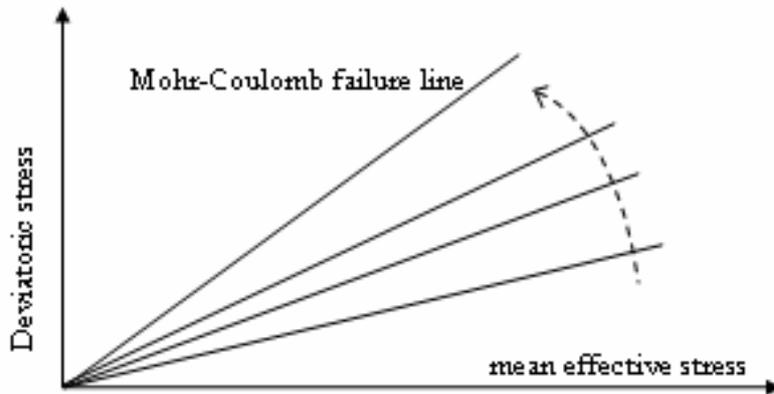


Figure 3.11. Forme des surfaces de charge du HSM [4].

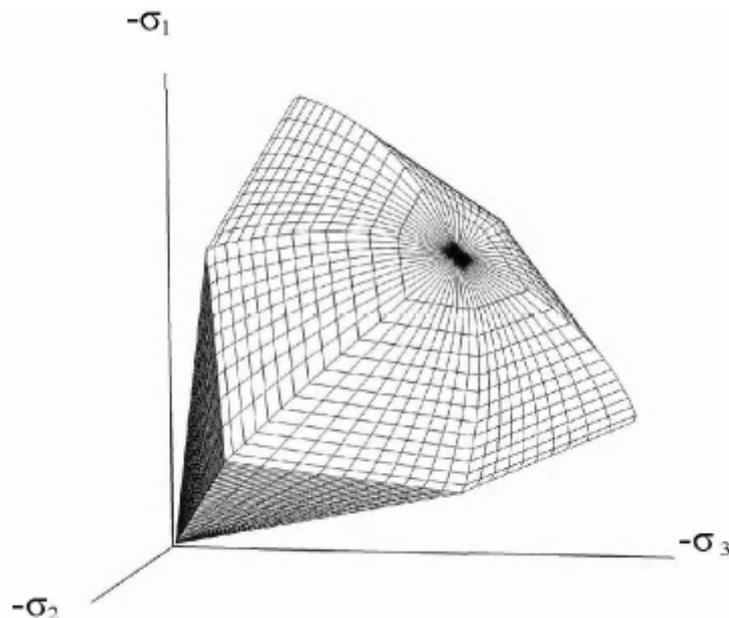


Figure 3.12. Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol frottant.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : Cohésion (effective) [KN/m²]

φ : Angle de frottement [°]

Ψ : Angle de dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial. [KN/m²]

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai œdométrique [KN/m²]

m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$) [KN/m²]

ν_{ur} : Coefficient en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]

p^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [KN/m²]

k_0^{nc} : k_0 -consolidation (par défaut $k_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.90$) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction ($\sigma_{tension} = 0$). [KN/m²]

$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$) [KN/m²]

La définition de module œdométrique tangent est donnée sur la figure (3.13) et celle de la dilatance sur la figure (3.14).

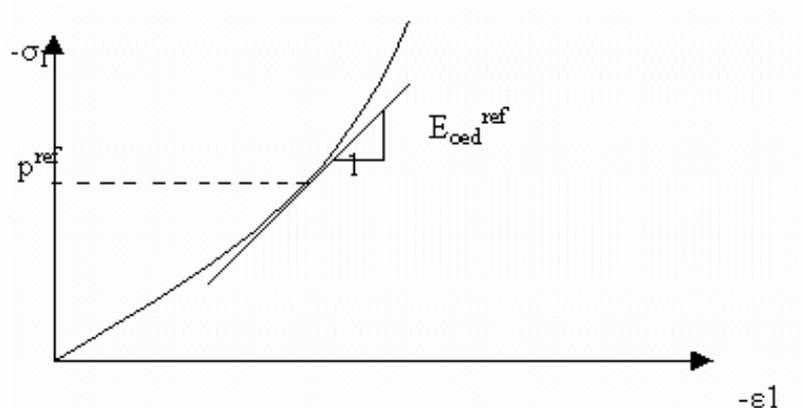


Figure 3.13. Définition du module œdométrique tangent.

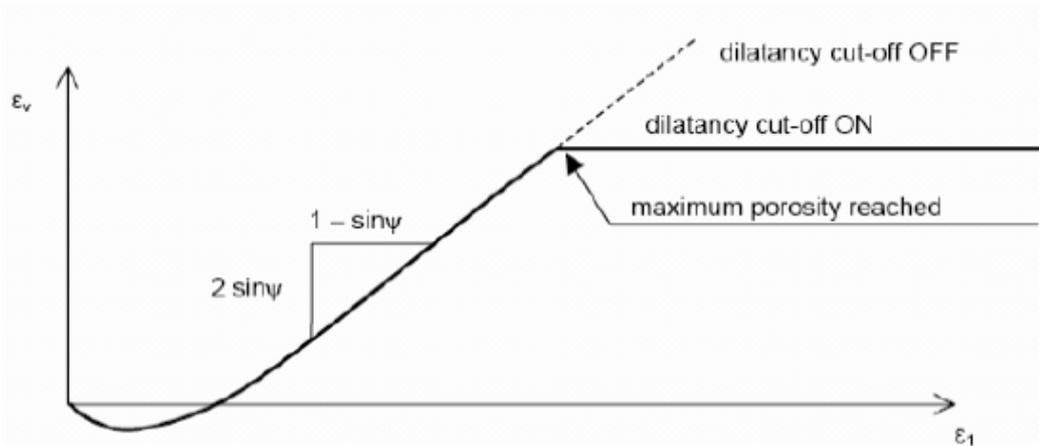


Figure 3.14. Définition de l'angle de dilatance.

3.4.7. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M) :

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissement que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles [2].

a- Paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et k . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (3.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées au tableau (3.1) :

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de Compressibilité et de gonflement.	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	(6) $k^* \approx 1.3 \frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 3.1. Valeur des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

La figure ci-dessus résume les différentes définitions des paramètres.

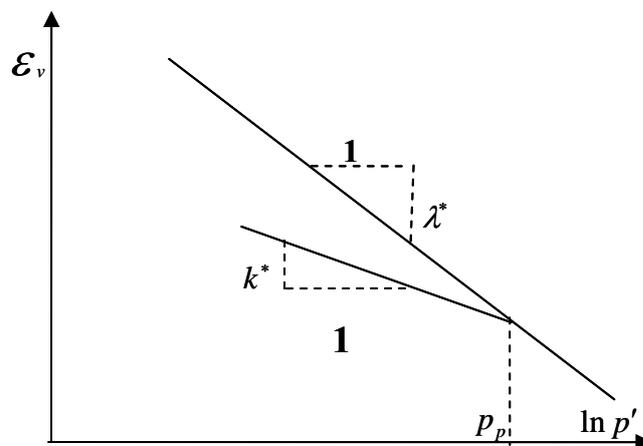


Figure 3.15. Différentes représentations de l'essai œdométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b- La cohésion :

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

c- Paramètre de frottement :

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d- Paramètre de dilatance :

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

e- Paramètre de contrainte K_0 :

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/K^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \dots\dots\dots(3.6).$$

$$M = 3.0 - 2.8 K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage dans le plan p-q.

f- Coefficient de poisson :

Dans le modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 (c.à.d. $\nu/1-\nu$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{\Delta \sigma_{yy}}$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

g- Les surfaces de charges :

Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant [2]).

h- Remarques :

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de C et ϕ .

i- Prise en compte de la surconsolidation :

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)) [2].

j- Résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^* :	Indice de compression	[-]
k^* :	Indice de gonflement	[-]
c :	Cohésion	[KN/m ²]
φ :	Angle de frottement.	[-]
ψ :	Angle de dilatance.	[-]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} :	Coefficient de poisson en charge décharge	[-]
K_0^{NC} :	Paramètre de contrainte	[-]
M :	Paramètre lié à K_0^{NC}	[-]

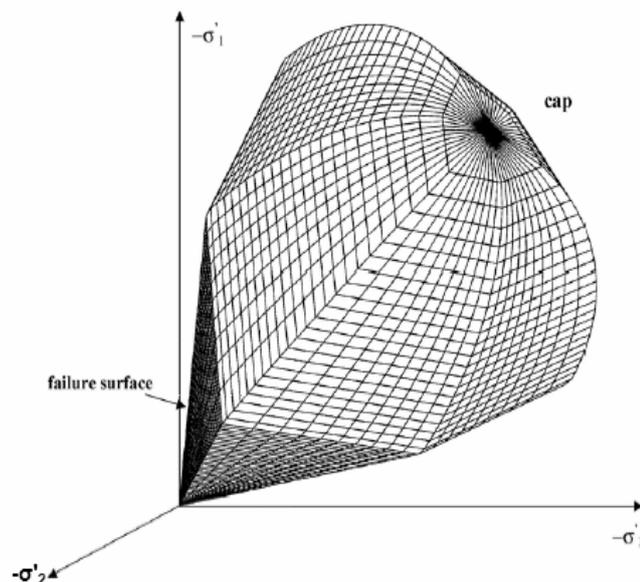


Figure 3.16. Surface de rupture pour un soft soil model SSM.

3.4.8. Modèle pour sols “mous” avec effet de temps

(Soft Soil Creep Model) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure (3.17) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

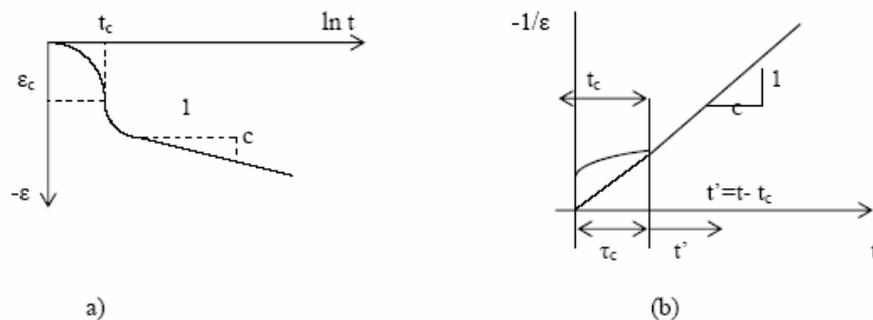


Figure 3.17. Effet du temps sur les essais œdométriques.

Le Soft Soil Model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui " s'appuient " sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

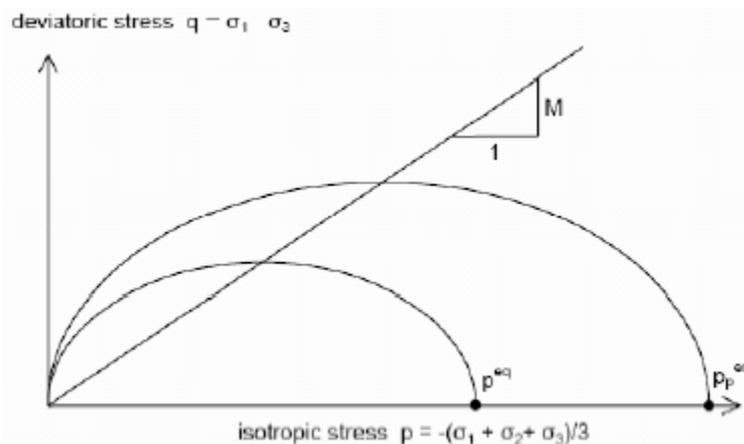


Figure 3.18. Diagramme de p^{eq} dans le plan p, q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}}$$

$$p^{éq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \dots\dots\dots(3.7).$$

Les paramètres de SSCM :

- Le paramètre de fluage est μ^* définit par :

$$\mu = \frac{C_{\alpha_v}}{2.3(1 + e)}$$

- Les Paramètres de modèle de Mohr-Coulomb :

C :	Cohésion	[KN/m ²]
φ :	Angle de frottement	[°]
ψ :	Angle de dilatance	[°]

- Paramètres de consolidation :

k^* :	Indice de gonflement	[-]
λ^* :	Indice de compression	[-]
μ^* :	Indice de fluage	[-]

- Paramètres avancés :

ν_{ur} :	Coefficient en charge-décharge (par défaut 0,15)	[-]
$K_0^{NC} : \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$	Coefficient de poussée des terres au repos pour un sol normalement consolidé.	[-]
M :	Pente de la ligne de l'état critique	[-]

3.5. Conclusions :

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations.

Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent en général à la géotechnique, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel".

CHAPITRE IV

ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL DE REFERENCE

4.1. Introduction :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle numérique dit de référence, pour le site du Ciloc de la ville de Constantine, en utilisant le logiciel PLAXIS 8.2 dans le but de modéliser les pertes des réseaux hydrauliques qui peuvent affecter le site d'étude, en analysant leur influence sur le comportement global du modèle en vue d'obtenir une meilleure simulation de ce phénomène.

Pour bien simuler ce phénomène, on impose à l'intérieur du modèle de référence, soit un incrément de pression interstitielle, soit on injecte de l'eau dans les différentes couches du modèle avec des débits variables à différentes profondeurs, avec ou sans rabattement de la nappe phréatique.

Le logiciel PLAXIS 8.2 permet de modéliser de manière détaillée ce type de problème, en spécifiant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites.

Les principaux résultats d'un calcul en élément finis, sont les déplacements aux nœuds, les déformations, les contraintes ainsi que le coefficient de sécurité déduit à partir de l'option phi-c réduction qui est disponible en tant qu'option de calcul à part entière.

4.2. Description du site d'étude :

Le bâti du site du CILOC se résume aux cinq immeubles (R+12), nommés A, B, C, D, et E du nord au sud (figure 4.1), construits en 1958 dans le cadre du plan de Constantine, ces bâtiments occupent la bordure occidentale du plateau de Bellevue et dominent un versant de pente relativement élevée (20 à 25%) jusqu'à la RN27.

Les abords des immeubles et leurs accès sont dans un état environnemental préoccupant marqué par de nombreux dépôts de déchets, avaloirs obstrués, écoulement des eaux usées formant un petit cours d'eau qui descend vers l'ouest jusqu'à la route au sud ouest du versant (RN27) et souffrent sérieusement d'un entretien insuffisant.

Ces abords doivent faire en priorité l'objet d'un large aménagement incluant les différents réseaux et en liaison étroite avec les travaux de confortement de versant.

Depuis février 1987, le versant sud ouest au pied du bâtiment B est affecté par un glissement déclaré [Montjoie 1987, A.Benaïssa 1989], traduit par un arrachement en

tête en forme circulaire à une distance de 2 à 3 mètres de la partie sud ouest du bâtiment B.

Vers l'ouest l'arrachement s'étend sur une distance de 100 à 120 mètres où la limite est marquée par un ou deux bourrelets.

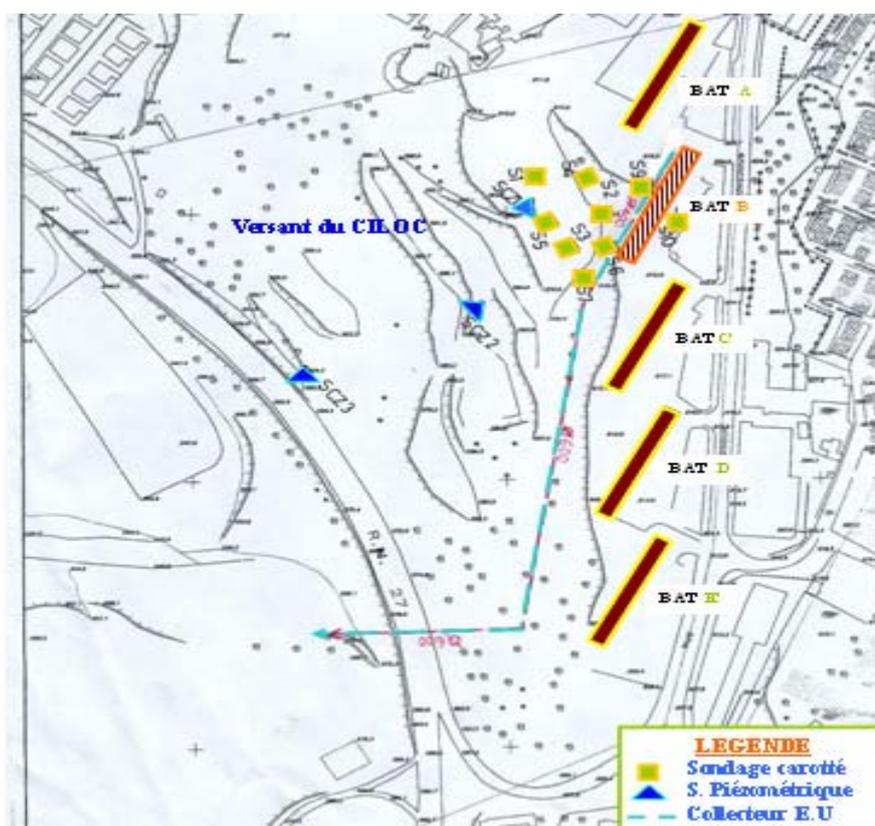


Figure 4.1. Plan de situation du site de CILOC [8].



Figure 4.2. Vue générale du site du Ciloc

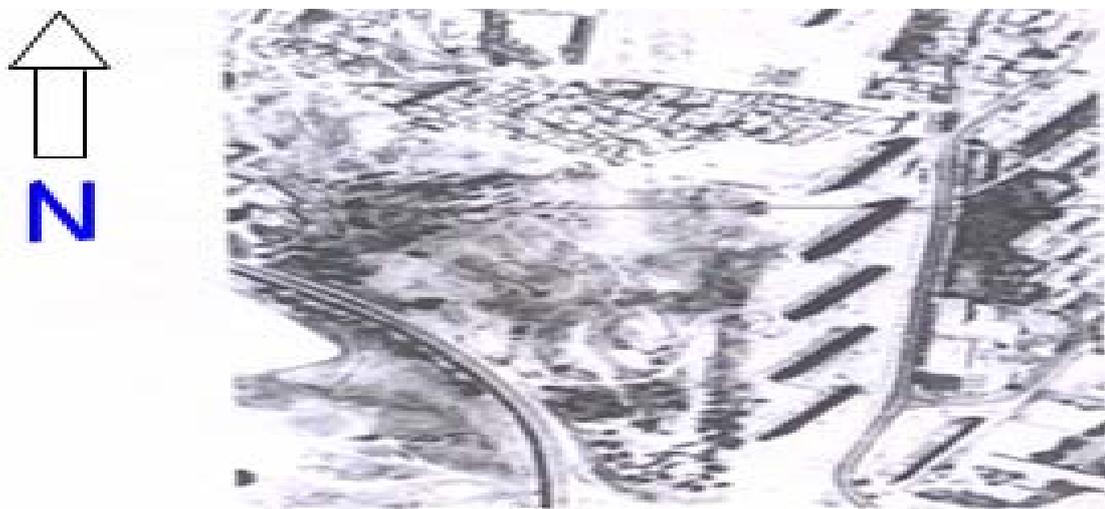


Figure 4.3. Vue aérienne du site de Ciloc [8].

4.3. Reconnaissances géotechniques :

Le site du Ciloc a fait l'objet de plusieurs compagnes de reconnaissance géotechnique, depuis 1987 un programme de reconnaissance a été réalisé par LTP/Est en collaboration avec l'Université de Liège, les travaux se sont surtout axés sur la région près de l'immeuble B [8].

a. Sondages carottés :

Neuf sondages ont été réalisés en 1987 par LTP/Est, S1 à S7, S9 et S10 (figure 4.3). Leur objectif étant de reconnaître les abords de l'immeuble B menacé par un glissement déclaré.

b. Inclinomètres :

Six des neufs sondages carottés ont été équipés de tubes inclinométriques, seuls appareils de mesure capables de déterminer avec précision la profondeur des surfaces de rupture et leur déplacement au cours du temps.

c. Piézomètres :

Les piézomètres installés lors des compagnes de reconnaissance géotechniques positionnent la nappe à 4 /5 mètres de profondeur. On notera la remontée à la surface de l'eau dans le forage S2 de 1987, qui a recoupé une nappe en charge dans les formations graveleuses.

Trois piézomètres ont été installés par LTP/Est dans le versant, SCZ1 en tête du talus, SCZ2 à proximité du forage S3 et SCZ3 en pied de versant, près de la RN27 (figure 4.4). En précisant ces données :

- L'eau est très près du terrain en SCZ2, 2.38 à 0.97m.
- Entre 6.1 et 5.25m au niveau de SCZ3.
- Entre 10.49 et 8.92m au piézomètre SCZ1 [8].

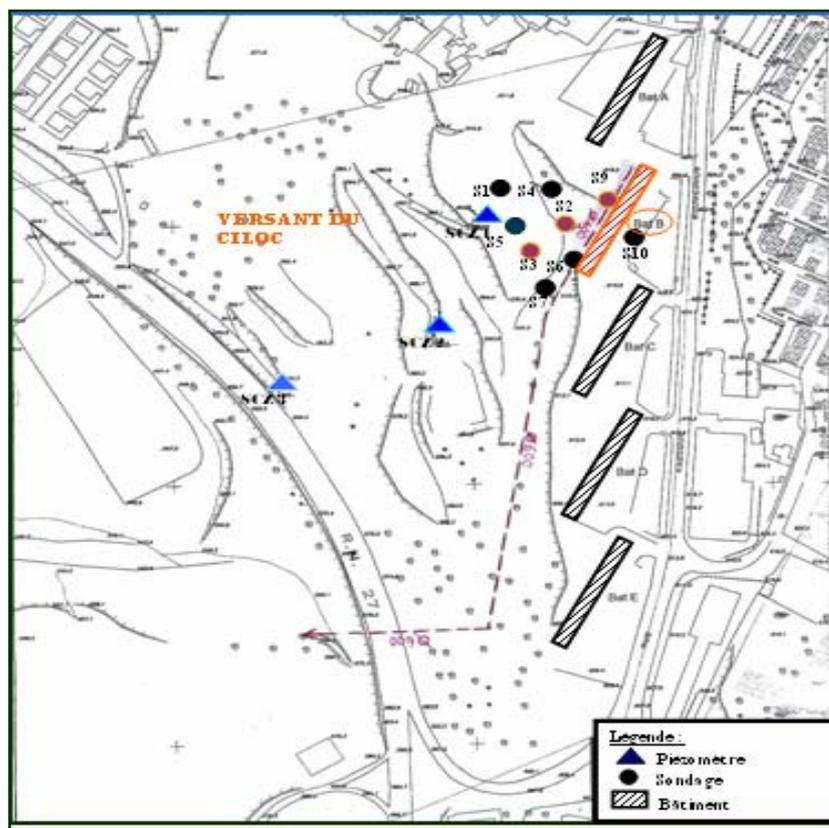


Figure 4.4. Plan de recollement des sondages et collecteur d'assainissement.

4.4. Hydrogéologie :

Du point de vue hydrogéologique, les sondages réalisés à proximité du bâtiment B, ont mis en évidence la présence d'un niveau hydrostatique à quelques mètres de profondeur. Cet état de saturation qui prévaut à faible profondeur, est entretenu par des rejets constants d'eaux usées provenant des fuites des réseaux d'assainissement du Ciloc. Les eaux anthropiques sont très présentes dans cette zone. On pu être observés :

- Ecoulement de l'eau usée provenant des bâtiments B et C qui déborde dans un petit cours d'eau qui descend vers l'ouest jusqu'à la RN27 au sud ouest du versant.
- Des fuites de réseau le long de la RN27.

Ceci ne préjuge pas de l'existence d'autres fuites, très probables, mais sans manifestations visibles en surface, de plus cette situation est sans aucun doute évolutive, en fonction des opérations d'entretien réalisées et de nouveaux incidents.

4.5. Caractéristiques géologiques et géotechniques du versant du Ciloc :

Le site de Ciloc est situé dans une zone tectoniquement complexe au nord ouest de la ville de Constantine et sujette à des instabilités actives.

Ce versant d'une longueur de quelques centaines de mètres présente une dénivelée importante et composée dans sa partie superficielle des formations sensibles aux eaux d'infiltration.

D'après les observations sur site et la synthèse des coupes de sondages carottés, d'une profondeur allant jusqu'à 35 mètres, la section du versant comprise entre le Ciloc et la RN27 est représentée de haut en bas par la série stratigraphique suivante :

- Remblais argilo graveleux de 2 à 6m d'épaisseur localisé sur le site même du Ciloc.
- Sables fins et graviers recoupés en particuliers par le sondage S2.
- La formation de marnes de base sableuse, il s'agit d'argiles marneuses compactes a passé sableuses et graveleuses.

Les caractéristiques géomécanique des terrains sont très dispersées, on en a reproduit une synthèse sur le tableau (4.1) et retenu les caractéristiques mécaniques moyennes utilisées dans les calculs.

Couche N°	Nature	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C (KN/m ³)	Φ (°)
01	Argiles graveleuses	17	19.5	15	12
02	Sables et graviers	15	17.5	8	21
03	Argiles marneuses sableuses compactes	18	21.5	55	22

Tableau 4.1. Caractéristiques physico- mécaniques des sols [13].

La dispersion des résultats des essais est révélatrice de l'hétérogénéité des sols, on note aussi le caractère frottant des sols.

4.6. Représentation du modèle de référence :

Pour que le code de calculs PLAXIS puisse faire les calculs correctement on doit lui saisir toutes les données suivantes :

4.6.1. Définition du modèle géométrique :

Le modèle géométrique est défini par 27 points, le modèle a une hauteur de 49m et une longueur de 272 m, il est composé de trois couches :

- Couche I : Argile graveleuse.
- Couche II : Sables et graviers.
- Couche III : Argiles marneuses sableuses compactes.

Point N°	X (m)	Y (m)	Point N°	X (m)	Y (m)
0	0	0	14	131.5	33.5
1	272	0	15	121	37
2	272	14	16	100	43.5
3	221.5	14	17	0	43.5
4	196.5	18	18	272	23
5	171.5	18.5	19	221.5	23
6	131.5	24.5	20	196.5	32.5
7	100	41	21	171.5	34.5
8	0	41	22	131.5	35.5
9	272	17.5	23	124.5	41.5
10	221.5	17.5	24	121	43.5
11	196.5	17.5	25	100	49
12	171.5	21.5	26	0	49
13	155	28	-	-	-

Tableau 4.2. Coordonnées du modèle géométrique du talus.

Positions des inclinomètres :

Sondage N°	X	Y
S2	135	35
S9	95	49
S3	165,5	34,5

Tableau 4.3. Coordonnées des inclinomètres.

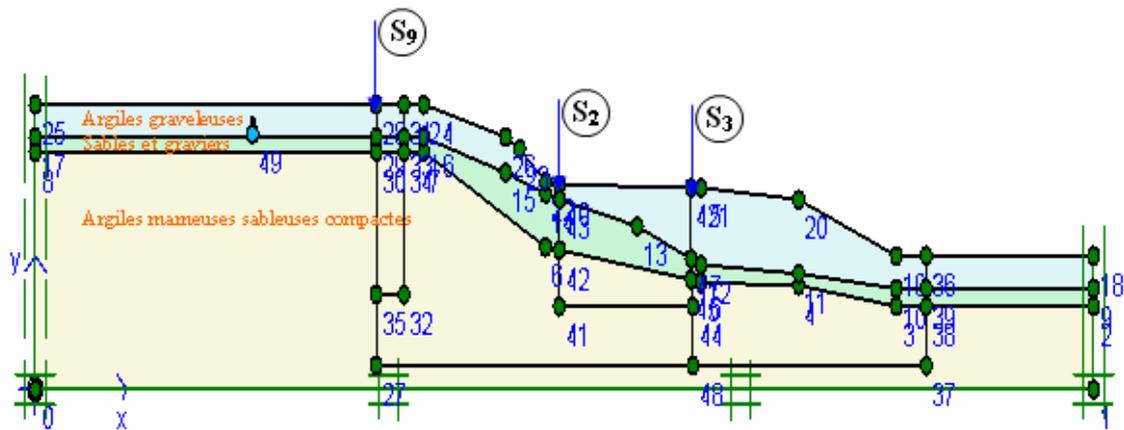


Figure 4.5. Profil représentatif du modèle.

A l'intérieur du modèle un point de perte d'une canalisation hydraulique (EU, EP..), situé à -5m de profondeur est imposé à l'aide de la fonction « **Well** », dont les coordonnées (56, 44), où un débit donné est injecté dans le sol en provenance dudit conduite.

La nappe phréatique est définie par six points :

Point N°	X (m)	Y (m)
A	0	42
B	100	41.5
C	131.5	35
D	171.5	30.5
E	221.5	22
F	272	17.5

Tableau 4.4. Coordonnées de la nappe phréatique.

4.6.2. Les modèles géotechniques des matériaux :

a. Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation au premier ordre du comportement du sol. Ce modèle comporte cinq paramètres, le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ et l'angle de dilatance ψ .

Le tableau (4.5) regroupe les paramètres physico mécaniques utilisés des trois couches pour décrire le comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

Paramètres	Nom	Argiles graveleuses	Sables et graviers	Argiles marneuse sableuse compactes	unité
Type de matériau	Material model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	–
Type de comportement	Material type	Drainé	Drainé	Drainé	–
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19.5	17,5	21,5	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsat}	17	15	18	[KN/m ³]
Perméabilité horizontale	K_x	1x10 ⁻¹⁰	1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻¹²	[M/s]
Perméabilité verticale	K_y	1x10 ⁻¹⁰	1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻¹²	[M/s]
Module d'Young	E_{50}^{ref}	2100	2200	6600	[KN/m ²]
Cohésion	C_{ref}	15	8	55	[KN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.30	0.30	–
Angle de frottement	φ	12	21	22	[°]
Angle de dilatance	ψ	0	0	0	[°]

Tableau 4.5. Les paramètres du modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

b. Le modèle élasto-plastique avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique -de second ordre – de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. Les caractéristiques des trois couches sont représentées dans le tableau (4.6) ci-dessous :

Paramètres	Nom	Argiles graveleuses	Sables et graviers	Argiles marneuse sableuse compactes	unité
Type de matériau	Material model	HS	HS	HS	–
Type de comportement	Material type	Drainé	Drainé	Drainé	–
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19,5	17,5	21,5	[KN/m ³]
Poids volumique sec	γ_{unsat}	17	15	18	[KN/m ³]
Perméabilité horizontale	K_x	1x10 ⁻¹⁰	1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻¹²	[M/s]
Perméabilité verticale	K_y	1x10 ⁻¹⁰	1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻¹²	[M/s]
Cohésion	C_{ref}	15	8	55	[KN/m ²]
Angle de frottement	φ	12	21	22	[°]
Angle de dilatance	ψ	0	0	0	[°]
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.30	0.30	–
Module d'Young	E_{50}^{ref}	2100	2200	6600	[KN/m ²]
Module œdométrique	E_{oed}^{ref}	2100	2200	6600	[KN/m ²]
Module en décharge	E_{ur}^{ref}	6300	6600	19800	[KN/m ²]
Contrainte de référence	P^{ref}	100	100	100	[KN/M ²]
Exposant	m	0.6	0.5	0.65	-

Tableau 4.6. Les paramètres du modèle élasto-plastique avec écrouissage [HS] [13].

4.6.3. Génération de maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds, il est constitué de 466 éléments, 3925 nœuds et de 5592 points de contraintes. (Figure 4.6).

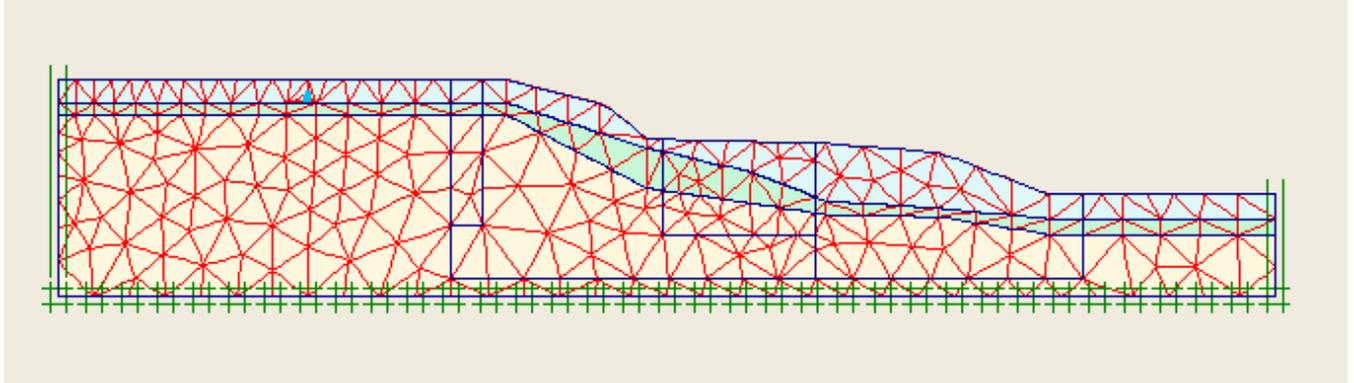


Figure 4.6. Maillage du modèle

4.6.4. Les conditions aux limites :

Le modèle utilisé est en déformations planes (planes strain), les déplacements perpendiculaires à la surface du modèle sont considérés comme nuls.

Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse X est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses X du modèle sont bloquées horizontalement ($\mathbf{u}_x = \mathbf{0}$).
- Les lignes géométriques horizontales pour lesquelles la cote Y est égale à la plus petite ordonnée Y du modèle sont entièrement bloquées ($\mathbf{u}_x = \mathbf{u}_y = \mathbf{0}$)

4.6.5. Les conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données.

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales et l'autre pour générer des contraintes totales et effectives initiales.

Les niveaux de la nappe phréatique, la pression interstitielle, ainsi que la contrainte effective initiale, sont respectivement représentés sur les figures (4.7), (4.8) et (4.9).

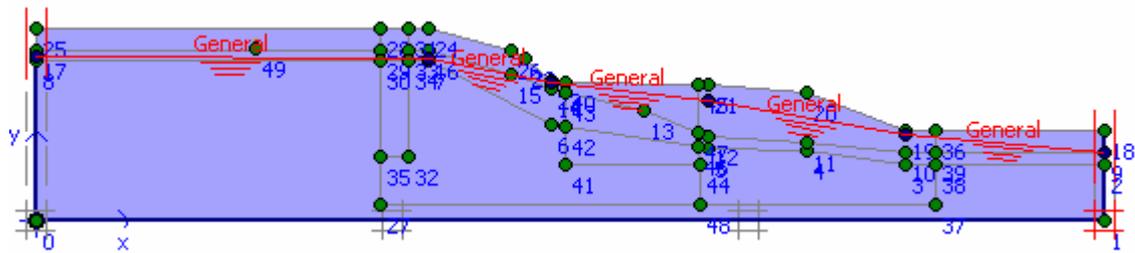


Figure 4.7. Définition des niveaux de la nappe phréatique.

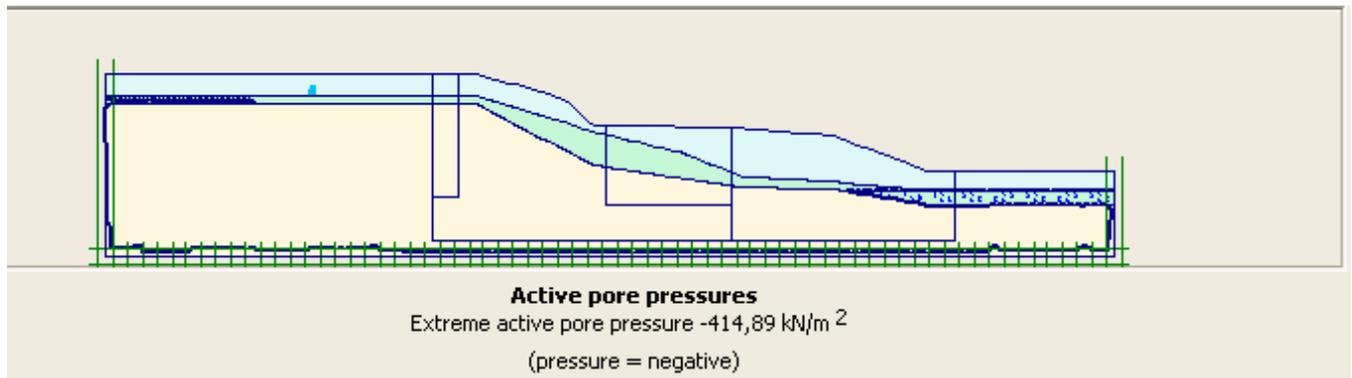


Figure 4.8. Répartition des pressions interstitielles initiales

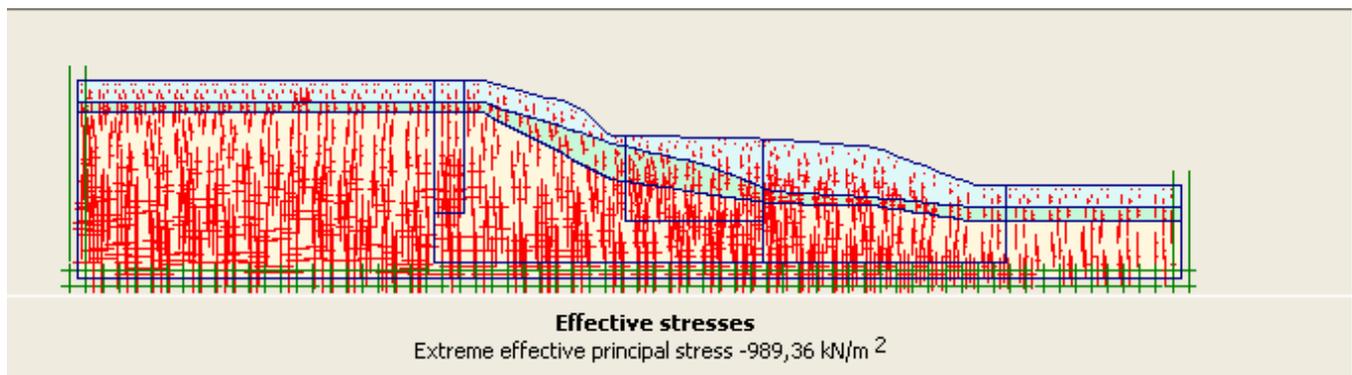


Figure 4.9. Répartition des contraintes effectives initiales

Il est constaté que la pression hydrostatique initiale est de l'ordre de 414,89 KN/m², évaluée à partir d'un calcul d'écoulement, or la contrainte effective initiale déduite est de l'ordre de 989,36 KN/m².

4.7. Procédure de calculs :

Les calculs sont effectués en déformation plane, à partir d'une initialisation des contraintes interstitielles déduite d'un calcul hydraulique d'écoulement et les contraintes effectives qui en résultent. Ces calculs ont été réalisés de la même manière pour les deux modèles, élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb et élastoplastique avec écrouissage [Hardening Soil].

4.7.1. Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb :

PLAXIS 2D permet de modéliser ces points de perte à partir de la fonction **puits** « *Well* », qui sont utilisées pour imposer des points à l'intérieur du modèle géométrique où un débit donné est injecté dans le sol.

Le calcul du modèle de référence se fait en **11** phases, dans un ordre croissant partant d'un débit nul, jusqu'à un débit de fuite qui pourrait influencer sensiblement la valeur du coefficient de sécurité.

- Cette analyse est réalisée selon un calcul plastique, débutée par l'application totale de la gravité en condition drainée et cela permet l'évaluation du comportement du modèle à long terme.
- Des phases de calcul plastique se succèdent traitées comme des constructions par étape, cette fonction qui offre la possibilité d'accéder au module hydraulique et permet l'activation du/des point(s) de fuite imposé(s) à l'intérieur du modèle, en leur(s) affectant des débits dans un ordre croissant partant de zéro jusqu'à une valeur proche à l'ordre de la perméabilité de la couche du sol dans laquelle le/ les point(s) de perte est/sont imposé(s).
- Une fois le / les point(s) de perte est/sont activé(s) et un débit de fuite théorique est affecté, un calcul de réseau d'écoulement pour chaque phase plastique est réalisé, car il est très utile pour réinitialiser les pressions interstitielles. Après avoir définir la phase en question on lance les calculs y afférents.
- Chaque phase plastique est suivie par une de sécurité selon la méthode phi-c réduction qui serve à déterminer le coefficient de sécurité de la phase concernée.
- **4.7.1.1. Les principaux résultats :**

Les principaux résultats des calculs, sont les déplacements aux nœuds et le coefficient de sécurité de chaque phase plastique, déterminé par la méthode phi-c réduction. Le tableau (4.6) indiqué ci-dessous montre les différentes valeurs des déplacements totaux et la régression sensible du coefficient de sécurité, entraînée

par des débits imposés dans un ordre croissant, d'un point de perte situé à une profondeur de -5m dans la couche d'argile graveleuse.

Débit de perte [m ³ /jour/m]	Déplacement total [m]	Coefficient de sécurité
00	38,70x10 ⁻³	1,133
1x10 ⁻⁷	38,90x10 ⁻³	1,133
3x10 ⁻⁷	39,10x10 ⁻³	1,131
4x10 ⁻⁷	39,42x10 ⁻³	1,133
6x10 ⁻⁷	2,84	0,986

Tableau 4.7. Principaux résultats des calculs du modèle Mohr-Coulomb

Les figures (4.10), (4.11), (4.12), (4.13), (4.14), (4.15), (4.16) et (4.17), montrées ci-dessous, représentent respectivement : le maillage déformé, les déplacements totaux, la variation du coefficient de sécurité pour un débit nul, un débit de perte égale à 3x10⁻⁷ et enfin pour un débit de 6x10⁻⁷.

a- Principaux résultats de la phase 2 : Q=0 [m³/jour/m]

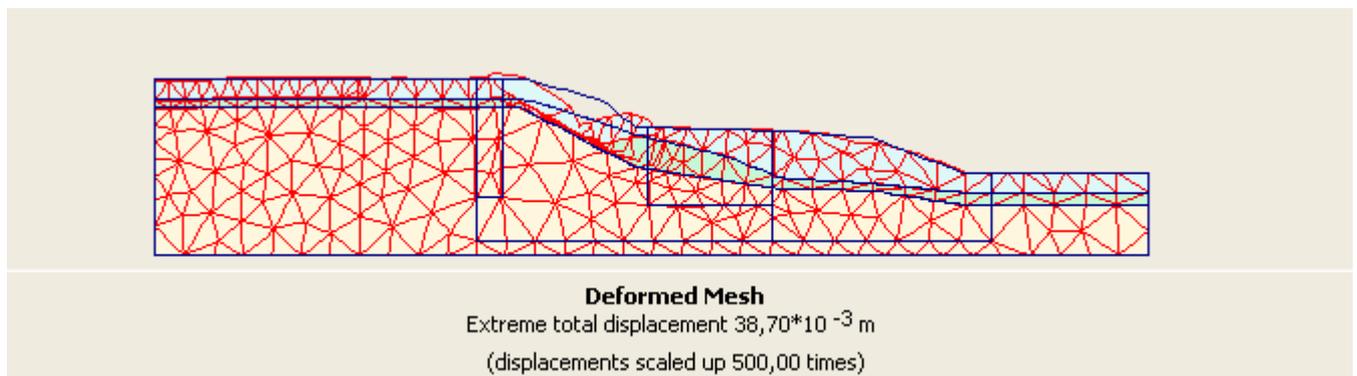


Figure 4.10. Le maillage déformé.

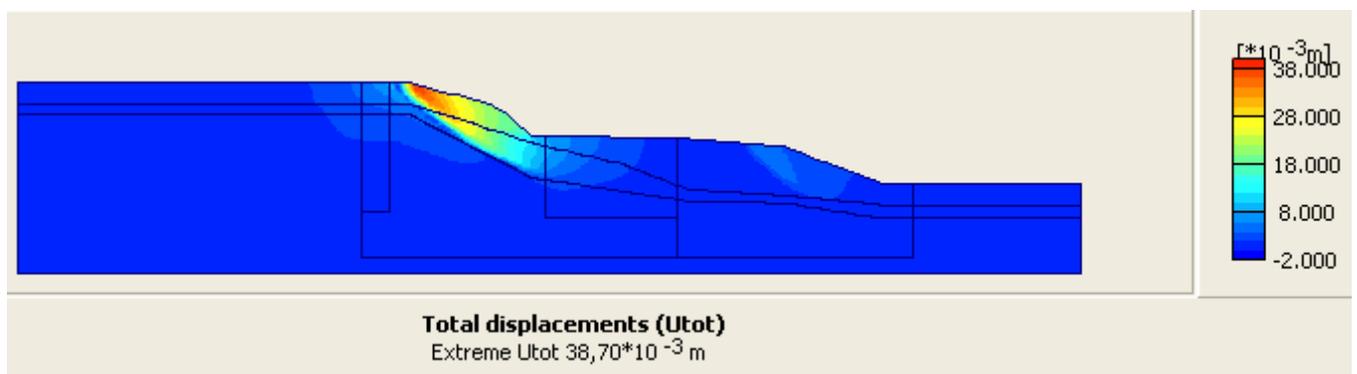


Figure 4.11. Déplacements totaux

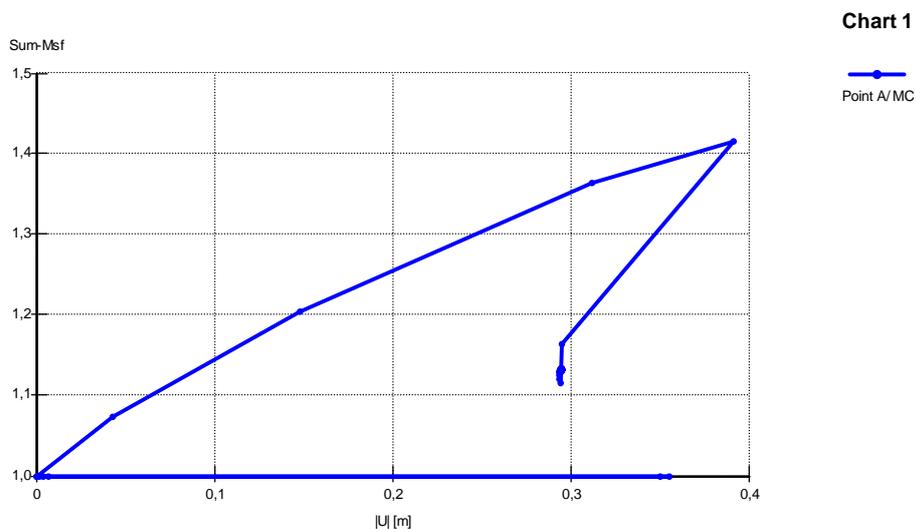


Figure 4.12. La valeur moyenne du $Msf=1,115$

b- Principaux résultats de la phase6 : $Q=3 \times 10^{-7}$ [m³/jour/m]

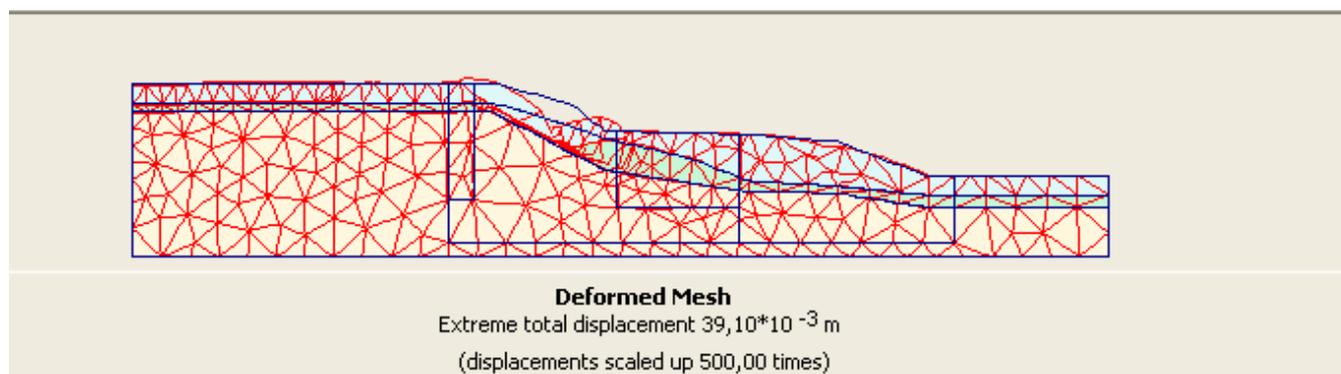


Figure 4.13. Le maillage déformé.

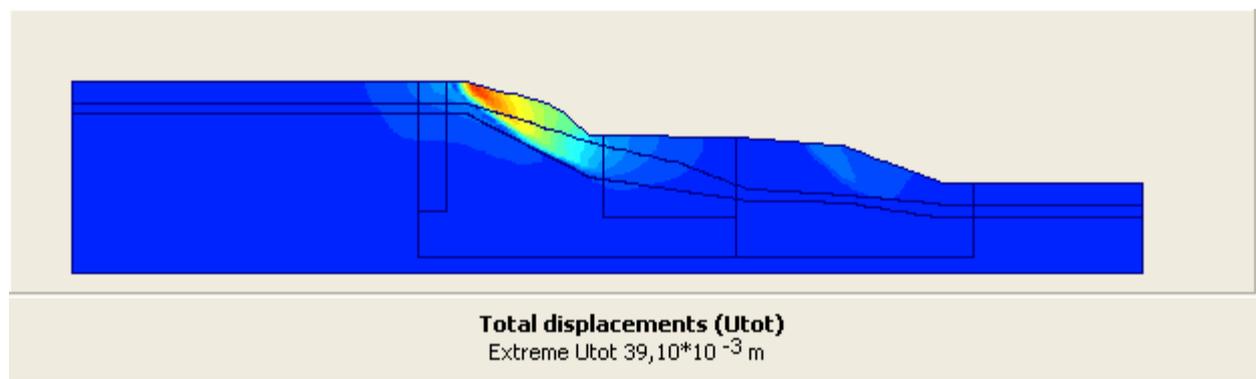


Figure 4.14. Déplacements totaux.

c- principaux résultats de la phase 10 : $Q=6 \times 10^{-7} [\text{m}^3/\text{jour}/\text{m}]$.

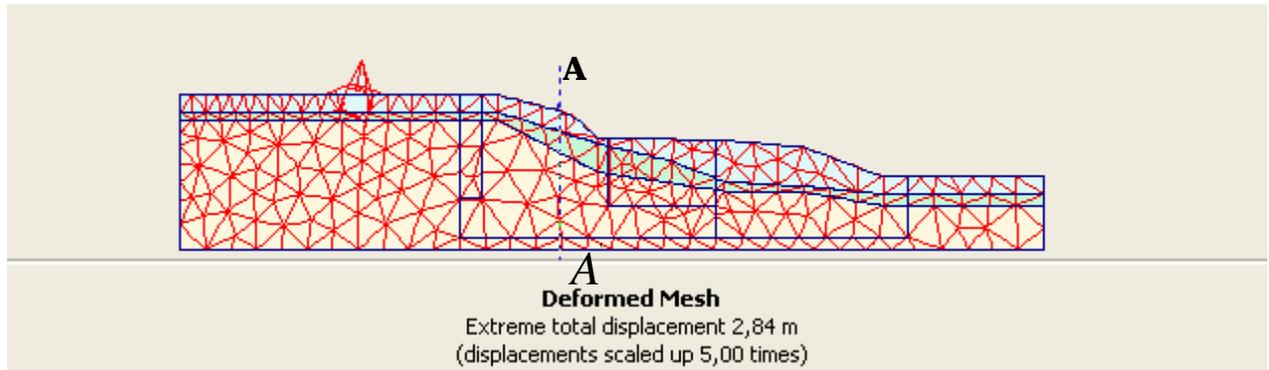


Figure 4.15. Le maillage déformé.

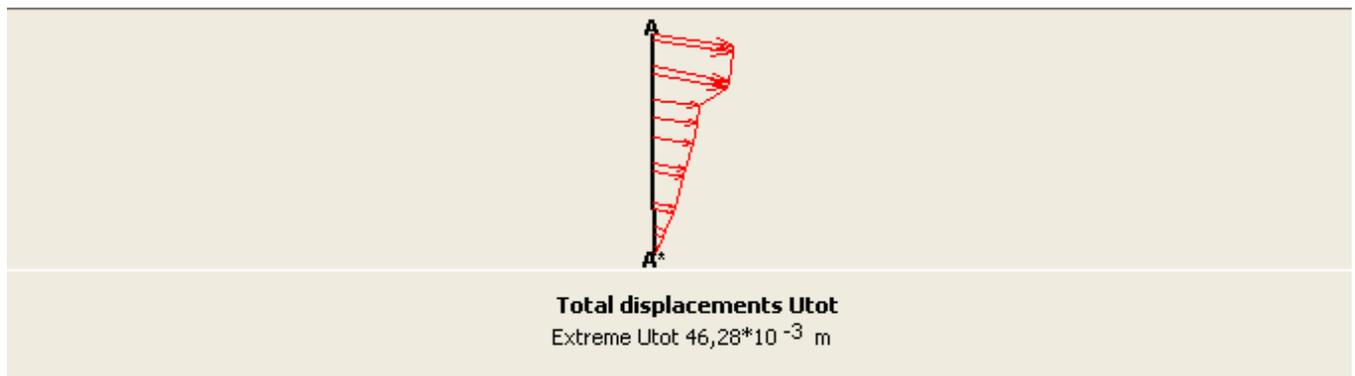


Figure 4.16. Coupe transversale près du sondage S_2 .

Les figures (4.17) et (4.18) sous indiquées, montrent explicitement la non-proportionnalité entre M_{sf} et Q d'une part et les déplacements produits à cause des pertes d'autre part.

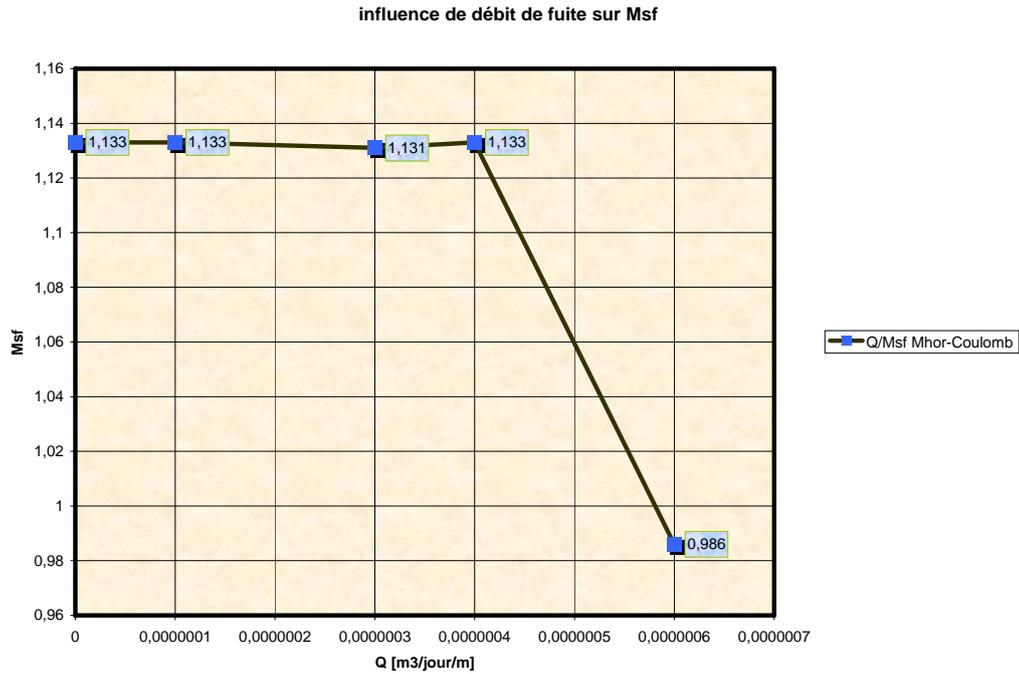


Figure 4.17. La régression du Msf avec l'accroissement de débits de fuite.

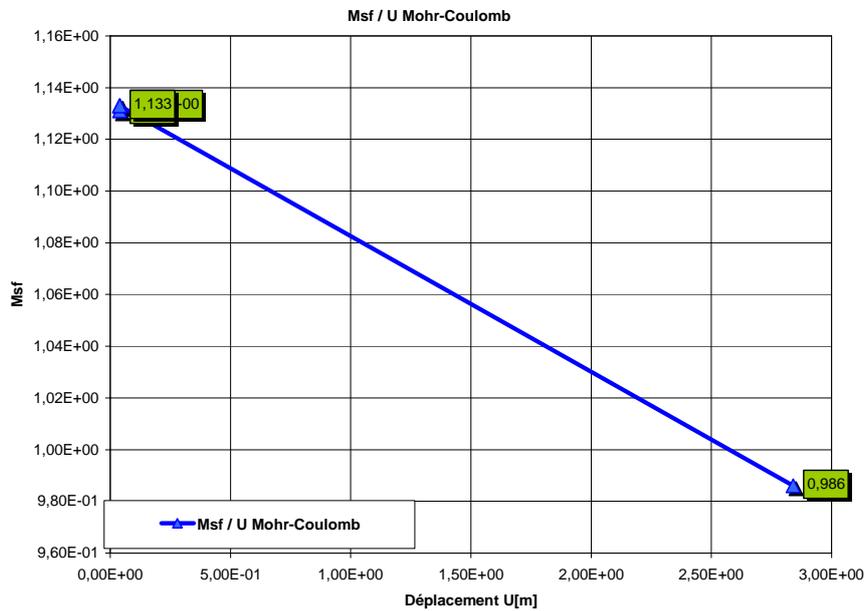


Figure 4.18. Une concordance totale entre les déplacements et le Msf.

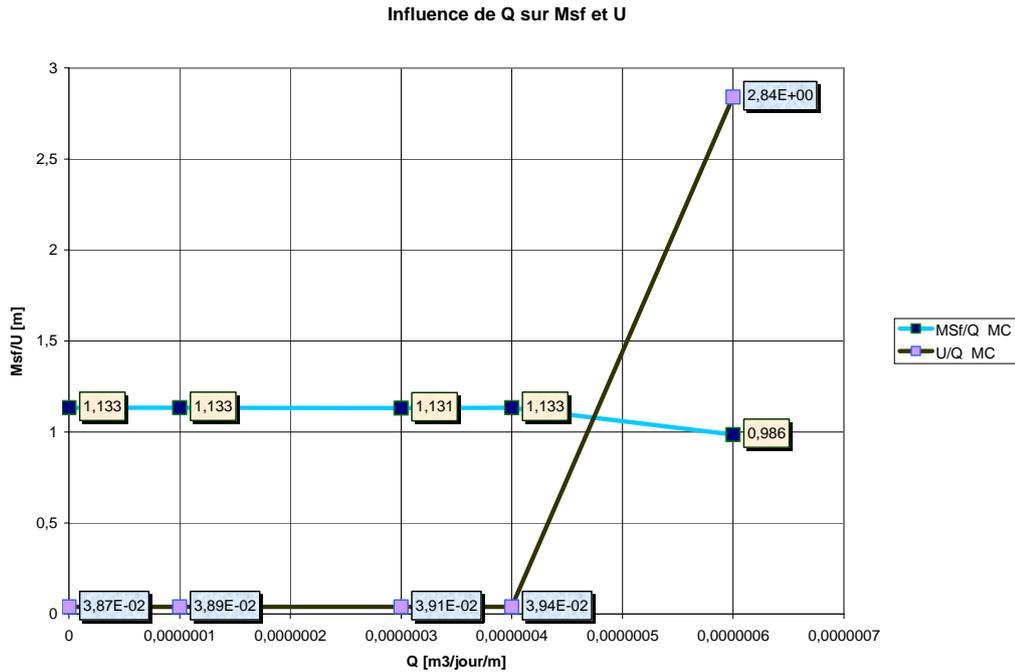


Figure 4.19. Le Msf est inversement proportionnel avec Q et U.

4.7.2. Le modèle élasto-plastique avec écrouissage (Hardening Soil) :

Les mêmes étapes de calcul adoptées pour le modèle Mohr-Coulomb, avec reprise des calculs pour le modèle de référence et pour la même profondeur du point de fuite située dans la couche d'argile graveleuse. Dans ce cas, le nombre de **13** phases été suffisant pour voir clairement la régression sensible du coefficient de sécurité induite par l'accroissement des débits de pertes imposés à l'intérieur du modèle géométrique. Le tableau (4.7) montre les principaux résultats des calculs.

Débit de perte [m ³ /jour/m]	Déplacement [m]	Coefficient de sécurité
00	40,48x10 ⁻³	1,129
1x10 ⁻⁷	40,36x10 ⁻³	1,129
3x10 ⁻⁷	40,43x10 ⁻³	1,129
4x10 ⁻⁷	40,52x10 ⁻³	1,135
6x10 ⁻⁷	686,88x10 ⁻³	0,998
7x10 ⁻⁷	2,44	0,630

Tableau 4.8. Principaux résultats du modèle Hardening soil [HS].

Les figures (4.20), (4.21), (4.22), (4.23), (4.24) et (4.25) indiquées ci-dessous, représentent respectivement : le maillage déformé, les déplacements totaux, la variation du coefficient de sécurité pour un débit nul, pour un débit de perte égale à 3×10^{-7} et enfin pour un débit de 6×10^{-7} .

a- Déplacements résultant de la phase 2 : $Q=0$ [$m^3/jour/m$].

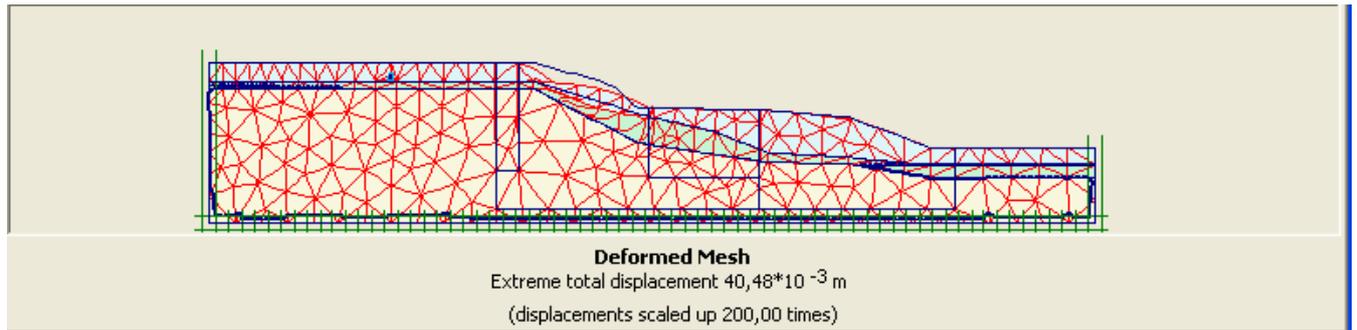


Figure 4.20. Le maillage déformé.

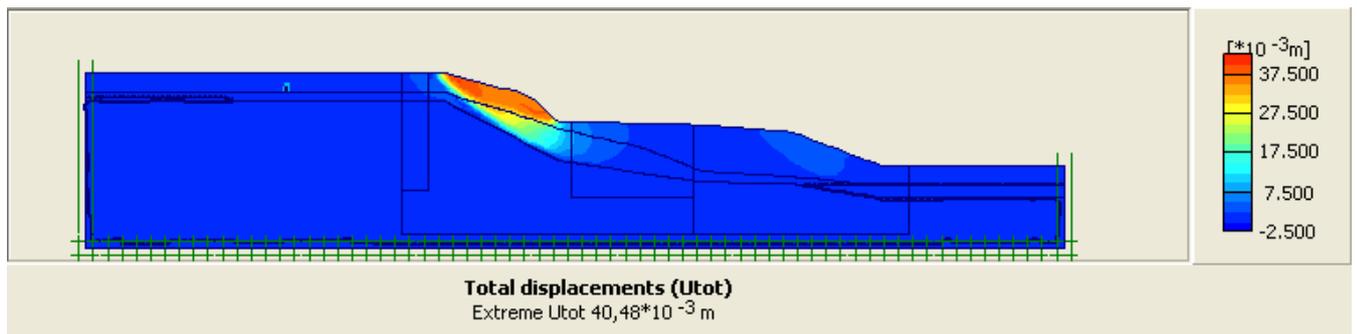


Figure 4.21. Déplacements totaux.

b- Déplacements résultants de la phase 6 : $Q=3 \times 10^{-7}$ [$m^3/jour/m$].

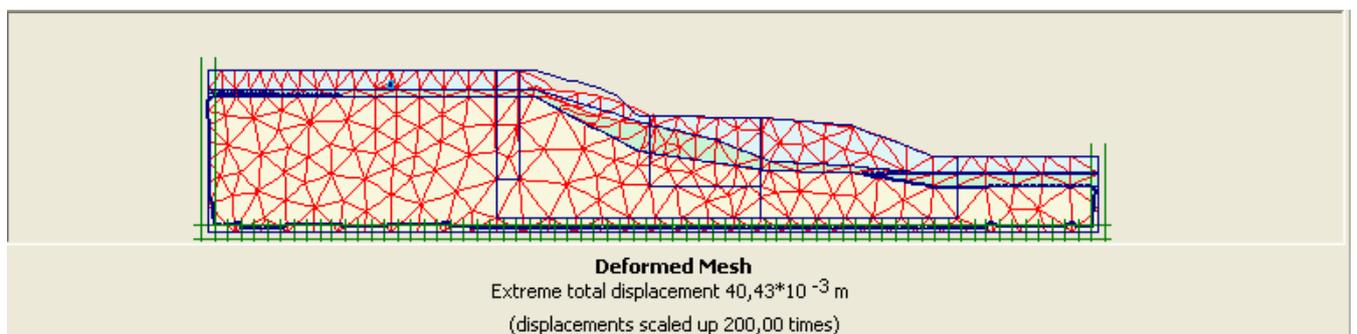


Figure 4.22. Le maillage déformé.

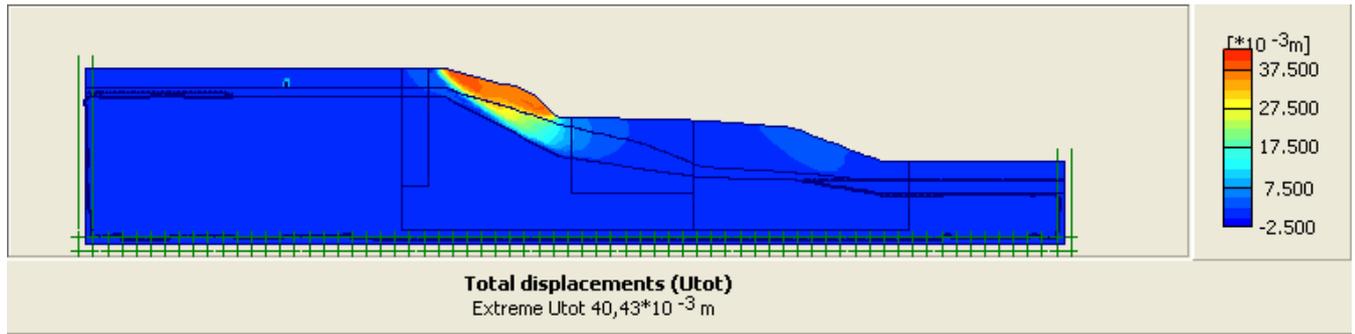


Figure 4.23. Déplacements totaux.

c- Déplacements résultants de la phase 10 : $Q=6 \times 10^{-7}$ [m³/jour/m].

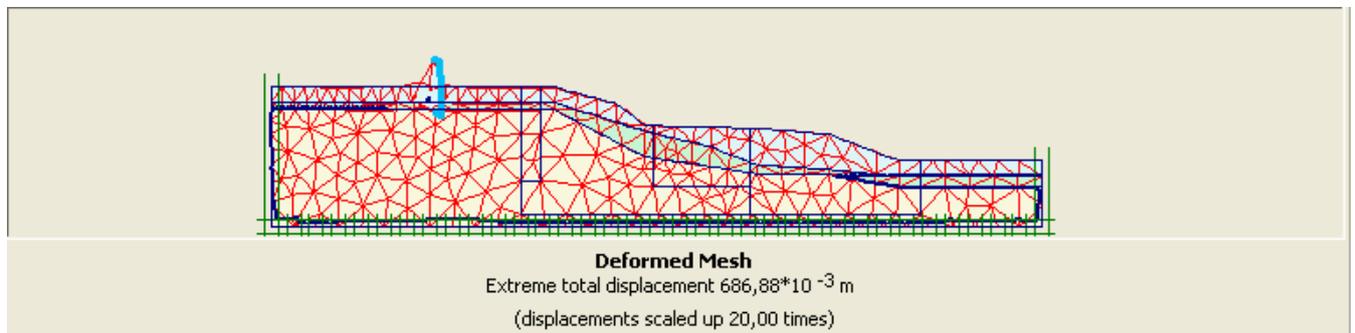


Figure 4.24. Le maillage déformé.

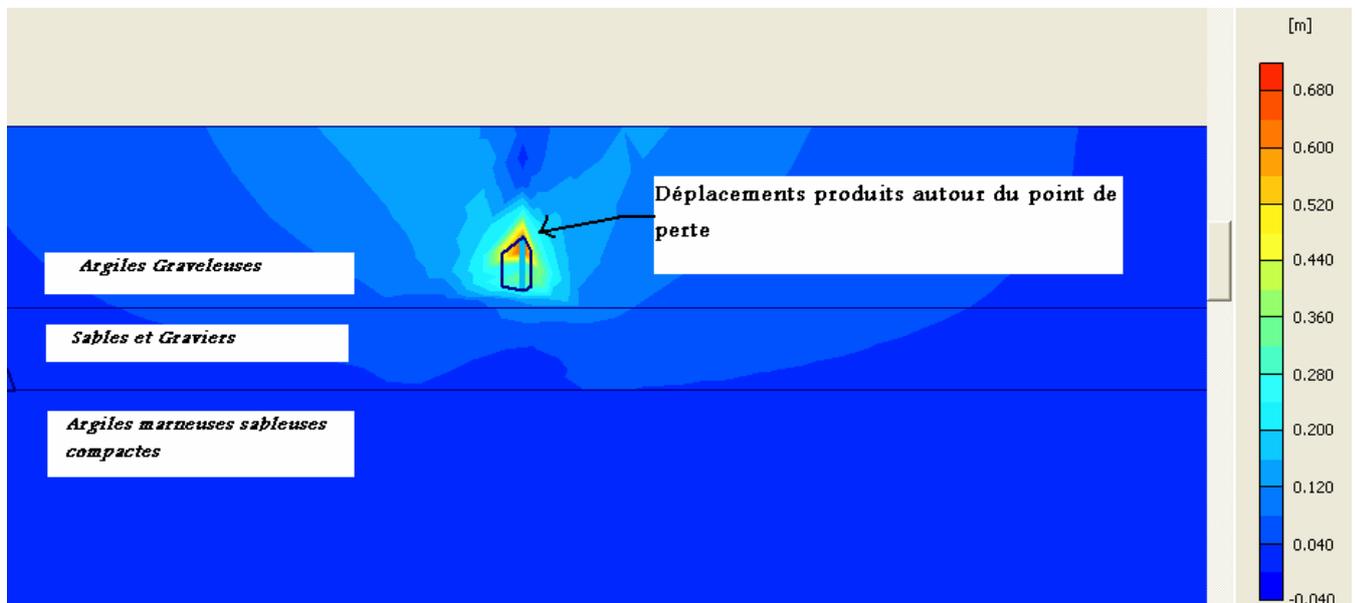


Figure 4.25. Déplacements produits autour du point de perte.

d- Coefficient de sécurité :

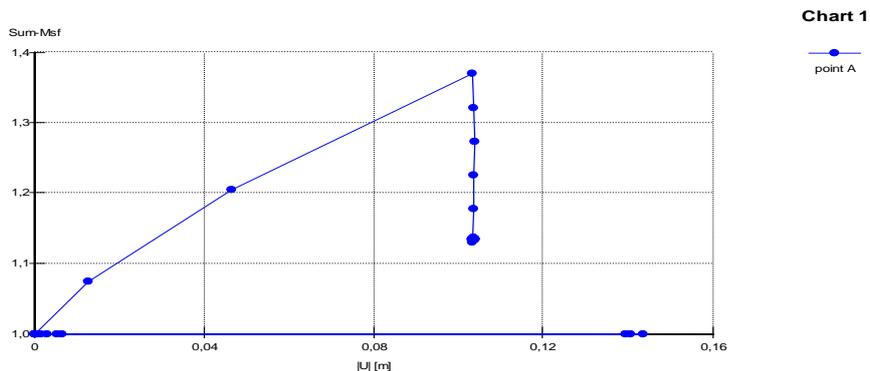


Figure 4.26. La valeur moyenne du $Msf= 1,129$

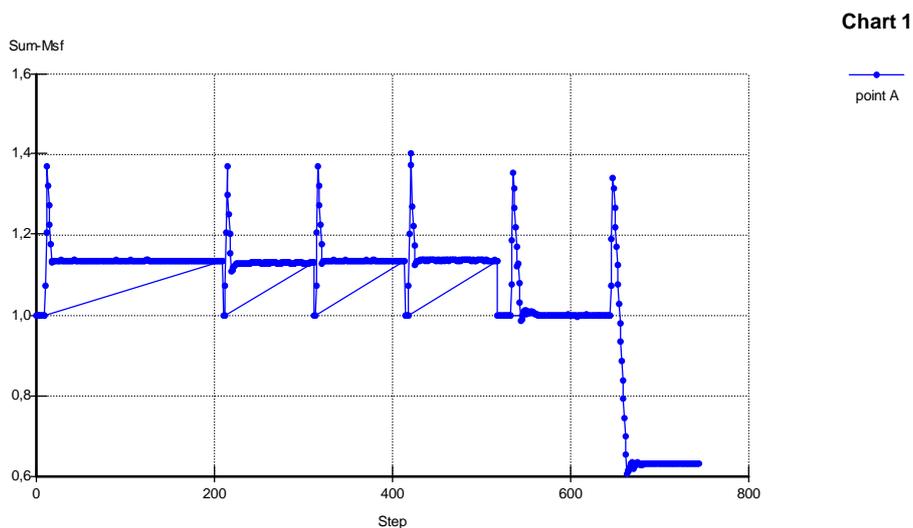


Figure 4.27. Evolution du Msf lors du processus de calcul.

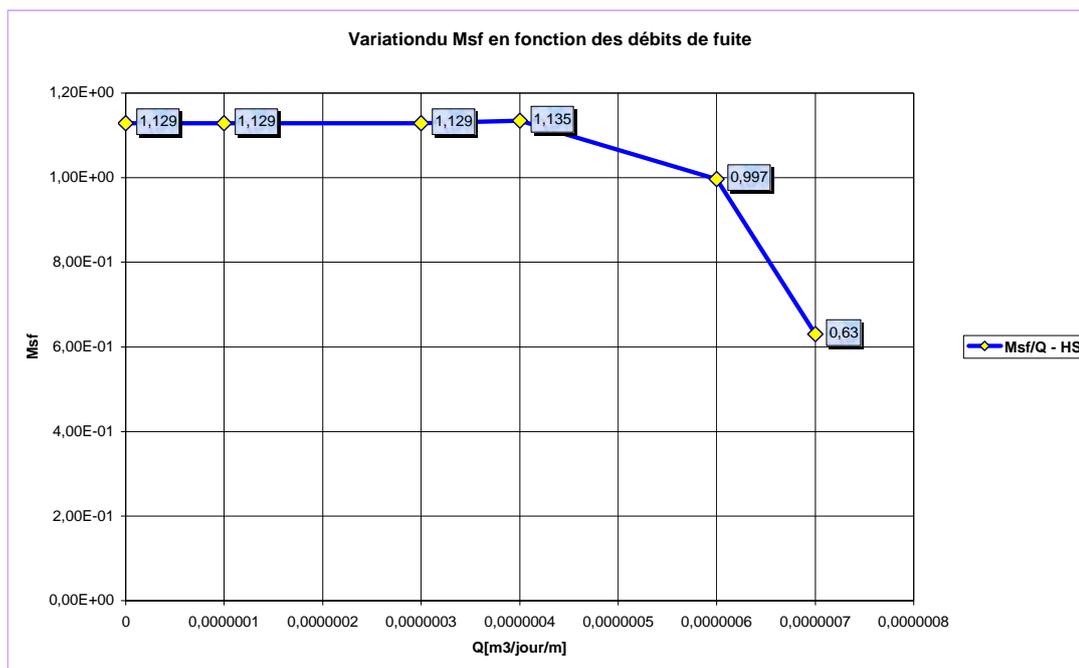


Figure 4.28. Une régression significative du Msf induite par l'accroissement de Q.

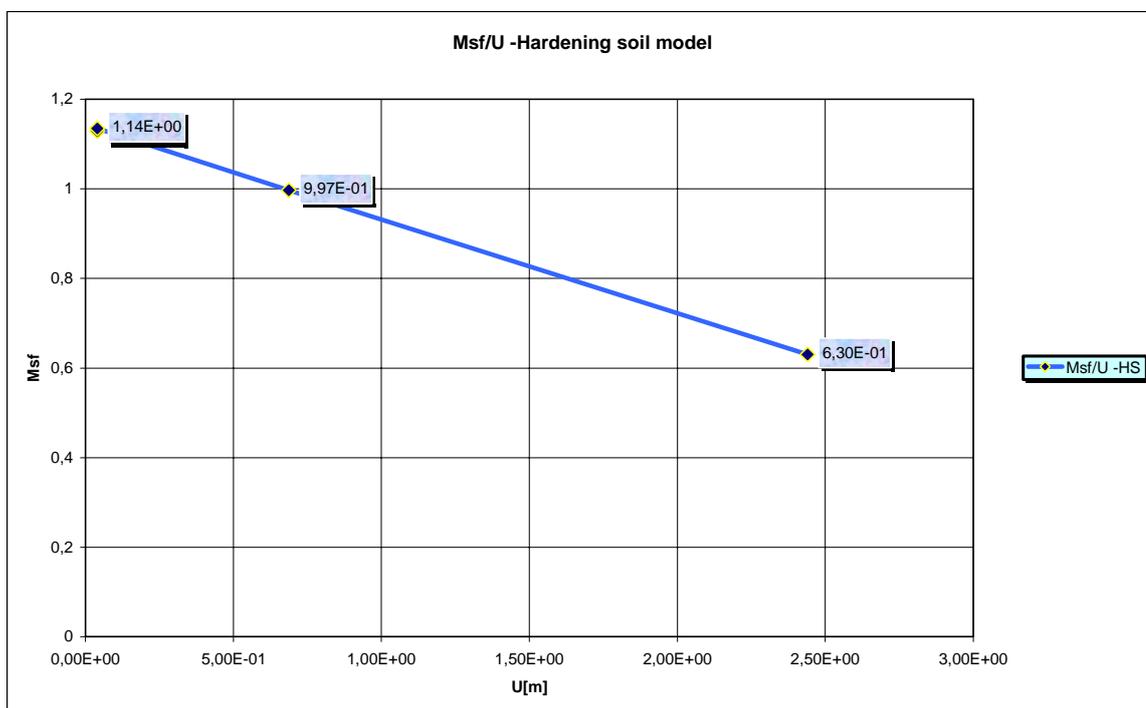


Figure 4.29. Relation inversement proportionnelle entre Msf et U.

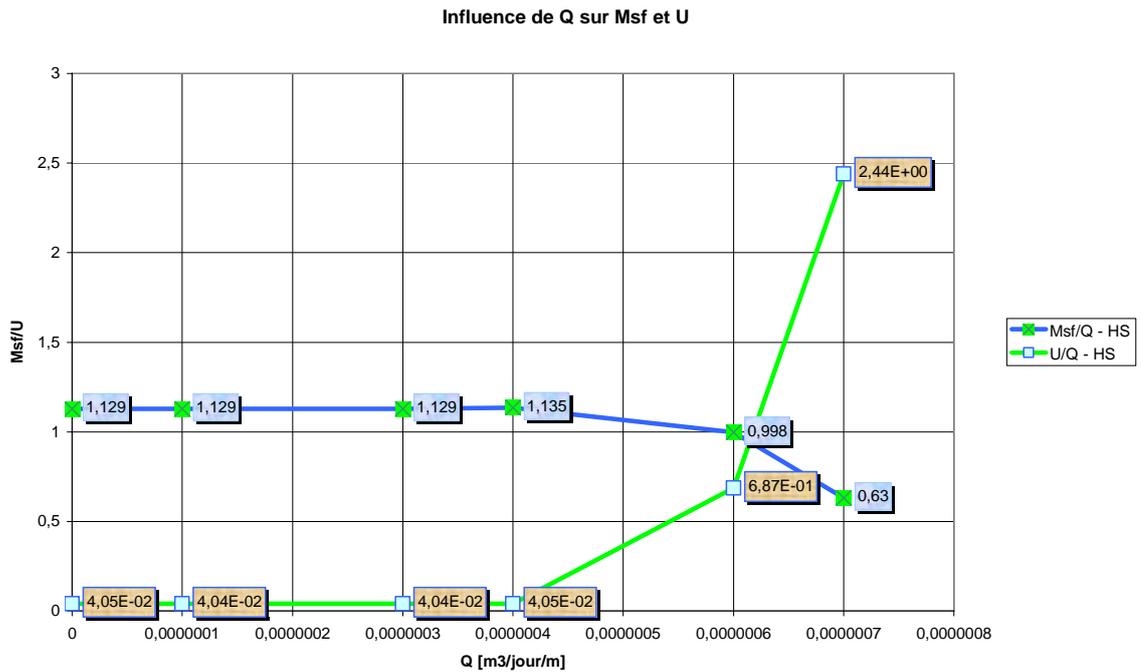


Figure 4.30. Synthèse des résultats principaux du modèle HS.

4.8. Comparaison des résultats des deux modèles MC et HS :

Il en résulte de ce qui précède que les principaux résultats obtenus que soit du premier modèle du Mohr-Coulomb, qu'on le considère comme première approximation, ou bien le modèle élasto-plastique avec écouissage Hardening soil, sont très proches. Le tableau (4.9) montre les différentes valeurs du Msf obtenues pour les deux modèles de calcul et pour les mêmes débits de fuite.

Débits de fuite Q [m ³ /jour/m]	MSF	
	M.C	H.S
00	1,133	1,129
1E-07	1,133	1,129
3E-07	1,131	1,129
4E-07	1,133	1,135
6E-07	0,986	0,998
7 ^E -07	-	0,630

Tableau 4.9. Valeurs du Msf pour les deux modèles de calcul.

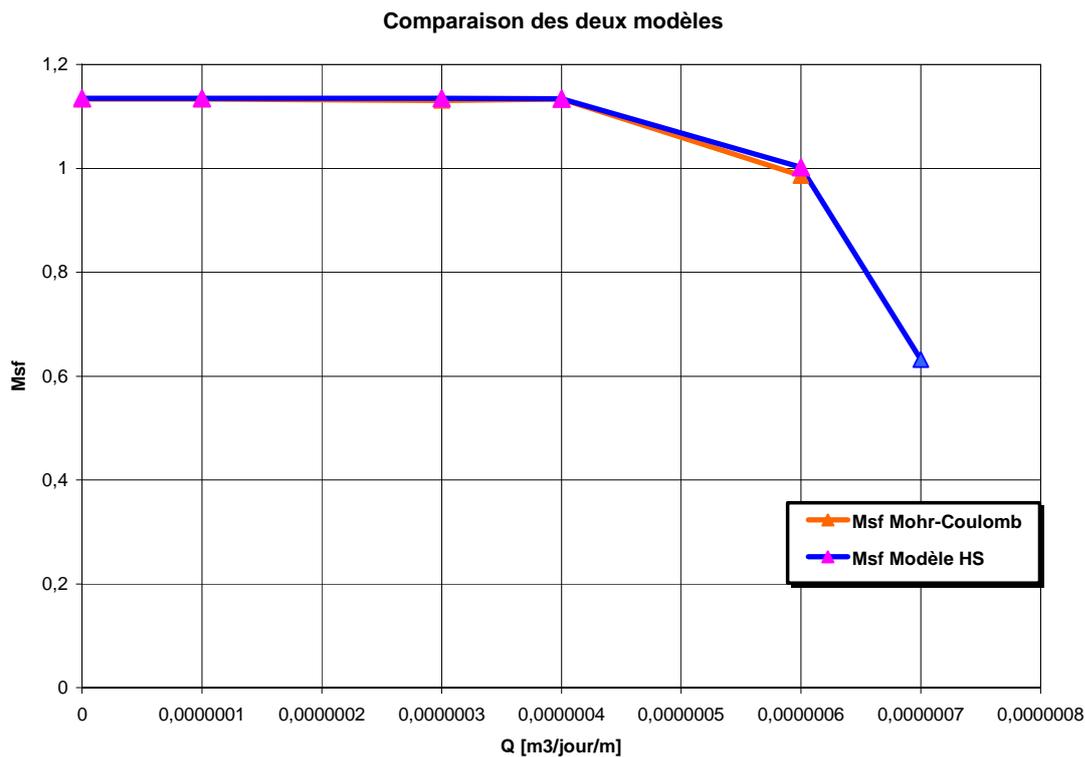


Figure 4.31. La convergence totale des résultats des deux modèles de calcul.

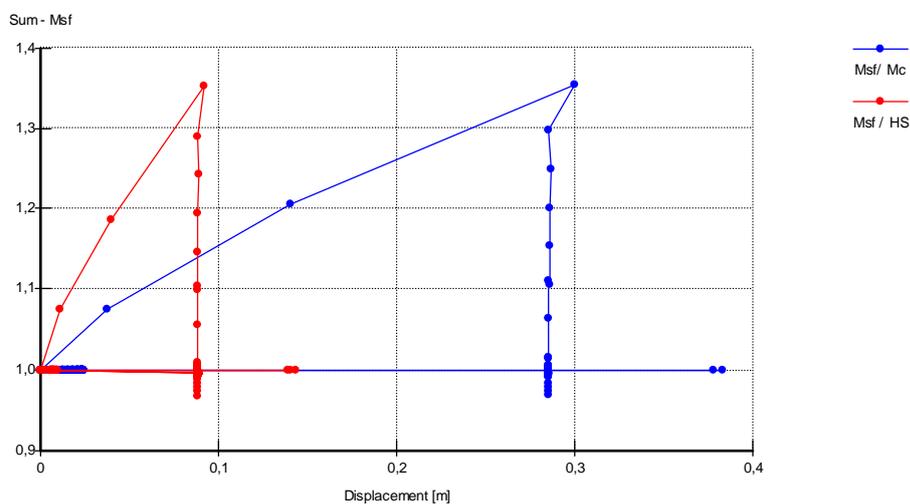


Figure 4.32. Epures des Msf pour les deux modèles de calcul

4.9. Conclusions :

Les résultats sus indiqués, obtenus à partir d'un calcul en éléments finis du modèle numérique de référence, confirment l'effet important induit par les débits injectés dans le sol, en provenance des points de perte des réseaux hydrauliques.

Cet effet est traduit par :

- un accroissement du poids volumique apparent du sol, dû à l'augmentation de la teneur en eau, qui entraîne un accroissement de la pression interstitielle et une diminution de la contrainte effective, d'où la survenance des instabilités.
- Le rôle de la cohésion est prouvé notamment dans le modèle Hardening soil, par une diminution significative des déplacements totaux, pour les phases de calcul qui succèdent directement la phase de réinitialisation des contraintes.
- Au début des calculs, l'accroissement progressif des débits de perte n'entraîne qu'une légère régression du coefficient de sécurité, voire un palier de stabilité se dessine, dépasser certaine valeur de débit, la régression est devenue très sensible.

Le rapprochement des résultats des deux modèles de calcul, montrent que, le Hardening soil est un modèle beaucoup plus réaliste, le fait que le rôle de la cohésion est très significatif dans le comportement global du modèle et puissant puisque, il offre une grande précision et une possibilité d'étaler les calculs en plusieurs phases, chose qui permet de voir pas à pas la diminution du coefficient de sécurité.

Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, reste une bonne première approximation du comportement des sols, par sa rigueur, notamment en terme du coefficient de sécurité.

CHAPITRE V

ETUDE PARAMETRIQUE

5.1. Introduction :

Pour mieux tester le comportement de notre modèle de référence, calculé précédemment et faire une analyse de stabilité subséquente du massif en pente.

Un changement et de façon itérative des paramètres principaux des couches de sol formant notre massif et pour un débit fixe pour chaque opération de modification de paramètres est imposé au modèle de référence. Cette opération est dite étude paramétrique, semble indispensable, précieuse et peut compenser les aléas des investigations géotechniques in-situ.

A travers cette étude, l'influence des paramètres, de résistance, intrinsèques et modélisation, autour des points de perte, sur les déplacements verticaux (tassements du massif), ainsi que le coefficient de sécurité global du massif, peut être aisément montrée.

En conservant les mêmes données du modèle de référence et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres vont être modifiés un par un) dans des fourchettes raisonnables.

Les résultats obtenus dégagent des conclusions, portant sur l'influence de tel ou tel paramètre sur la stabilité du talus et permettent la compréhension et l'appréhension sur la déformation des massifs en pente.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation.
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur deux types de résultats :

- 1- Selon une coupe horizontale : elle concerne les déplacements verticaux (tassements) produits dans la zone des fuites, ou autrement dit à l'endroit de point(s) de perte.
- 2- Selon le coefficient de sécurité.

5.2. Les paramètres de modélisation :

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants:

- Le maillage.
- La précision de calcul.

5.2.1. Le maillage :

Pour un débit de perte estimé à $Q = 4 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$, on change le maillage des éléments de 15 nœuds à 6 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures (5.1) et (5.2) sous-indiquées :

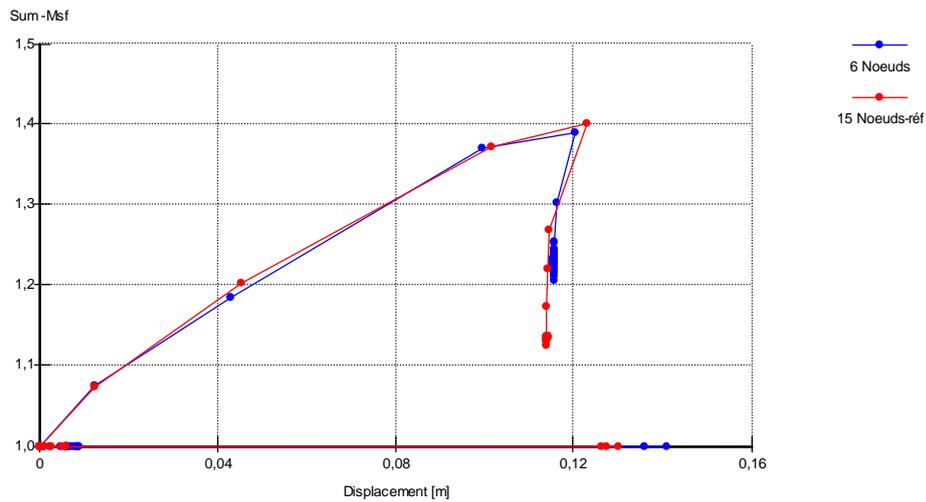


Figure 5.1. Influence du maillage sur le coefficient de sécurité.

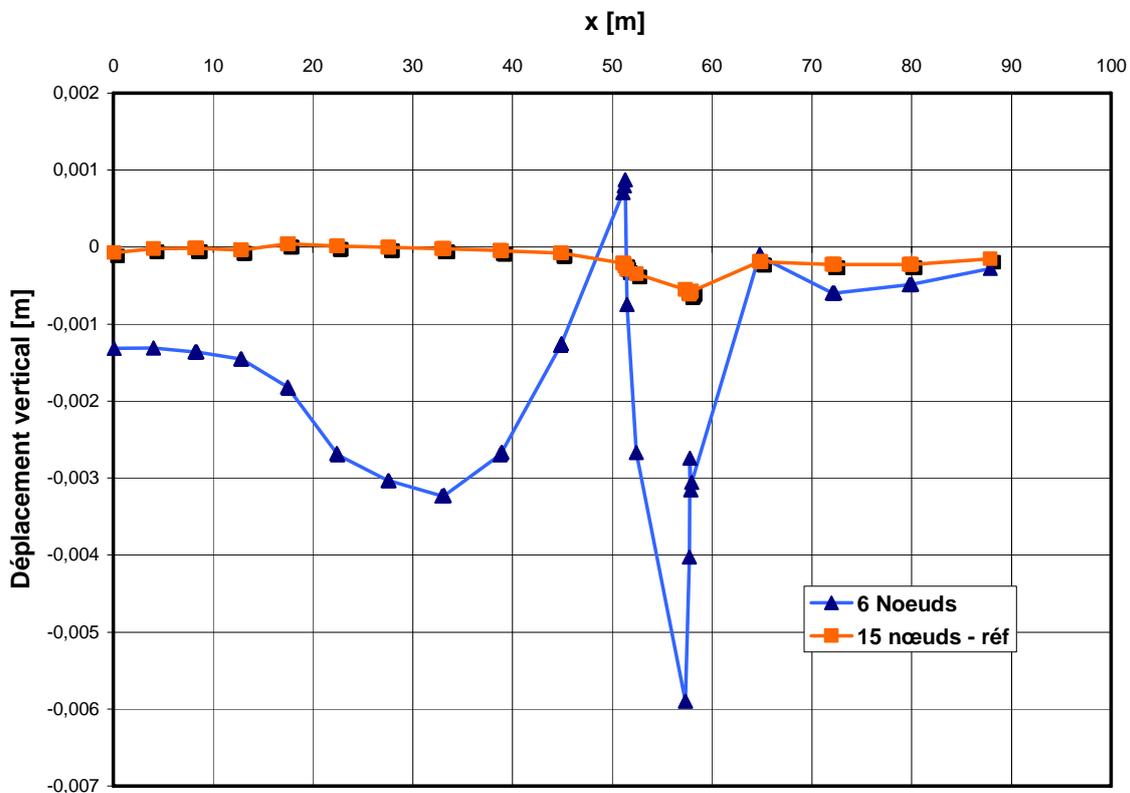


Figure 5.2. Influence du maillage sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

Le changement de maillage influe grandement les tassements, la courbe relative à 15 noeuds donne une allure de ligne de tassements aussi marquée que dans le cas d'un maillage de 6 noeuds.

Par contre, on constate une légère augmentation du coefficient de sécurité, à l'ordre de 9%, en passant de 15 noeuds à 6 noeuds.

5.2.2. La précision des calculs :

On garde le même débit de perte, imposé pour le changement effectué sur le maillage du modèle de référence. La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut avec Plaxis, la tolérance est de 1%, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence. Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Tolérance de référence 1%.
- Tolérance de 3%.
- Tolérance de 5%.

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures (5.3) et (5.4).

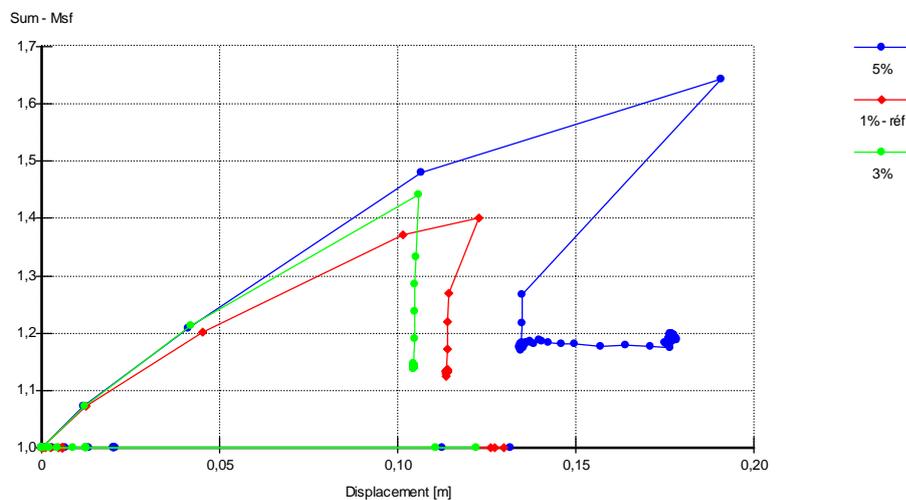


Figure 5.3. Influence de la précision de calcul sur le coefficient de sécurité.

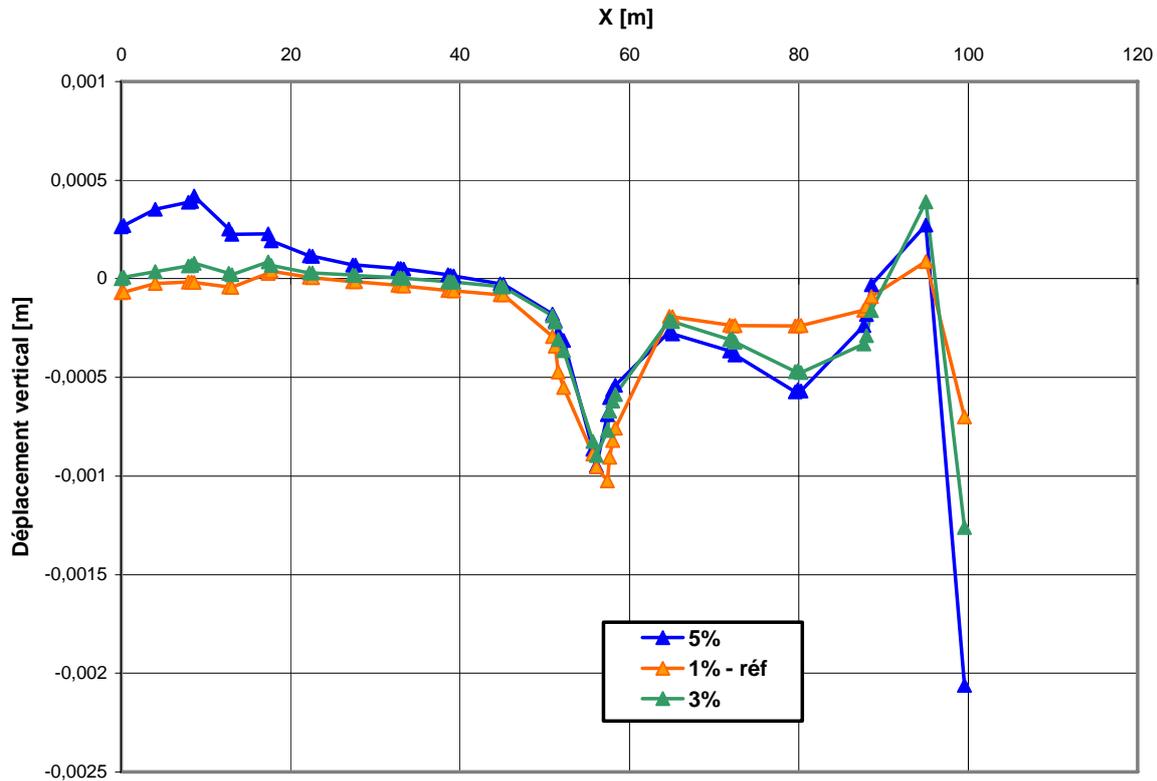


Figure 5.4. Influence de la précision de calcul sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

Pour la précision des calculs, on remarque un rapprochement des résultats obtenus, en passant de 1%, 3% à 5%. L'effet de ce paramètre sur le coefficient de sécurité est relativement faible. (Une variation du M_{sf} de l'ordre de 5%).

5.3. Effet des paramètres géométriques :

5.3.1. La profondeur du point de perte :

L'influence de La situation du point de perte, peut être testé en changeant leur profondeur à l'intérieur du modèle, soit dans la même couche, ou dans deux couches de caractéristiques mécaniques différentes. Les deux profondeurs sont respectivement 5 m et 7.50 m, dans deux couches sous adjacentes et pour un même débit de perte $Q = 6 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{jour/m}$.

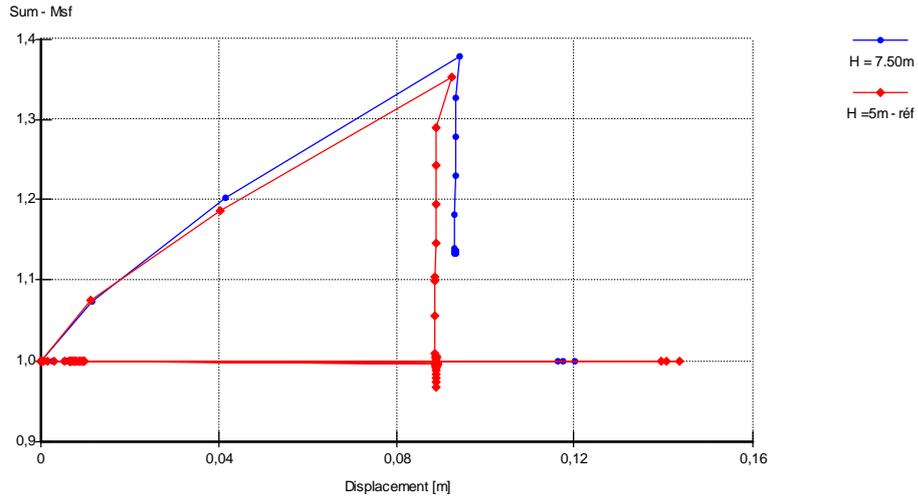


Figure 5.5. Influence de la profondeur du point sur le coefficient de sécurité.

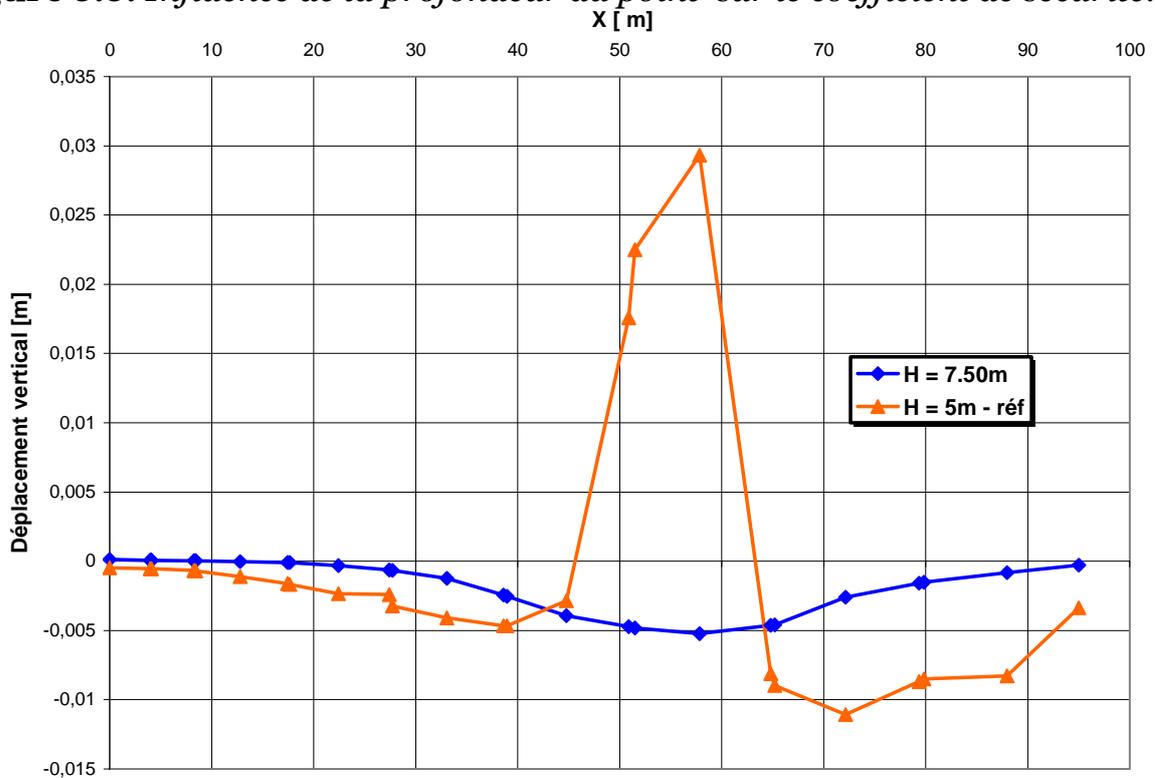


Figure 5.6. Influence de la profondeur du point de perte sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

L'allure de la ligne des tassements pour $H= 7.50m$, est marquée par une certaine symétrie de forme et reflète parfaitement une distribution uniforme des tassements induite par les pressions interstitielles. Pour $H=5m$ la courbe de déplacement vertical est marquée par un soulèvement important au niveau du

point de perte. Une augmentation sensible à l'ordre de 14% est observée sur la valeur du coefficient de sécurité en passant de 5m à 7.50m de profondeur.

5.3.2. Le nombre de points de perte :

Le débit de perte est proportionnellement direct avec le nombre de points de perte. On a imposé à l'intérieur de notre modèle et pour une même profondeur de 5m, deux points de fuite, dont un débit de perte $Q = 6 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$ pour chaque point. Les résultats obtenus sont montrés sur les figures (5.7) et (5.8) sous indiquées :

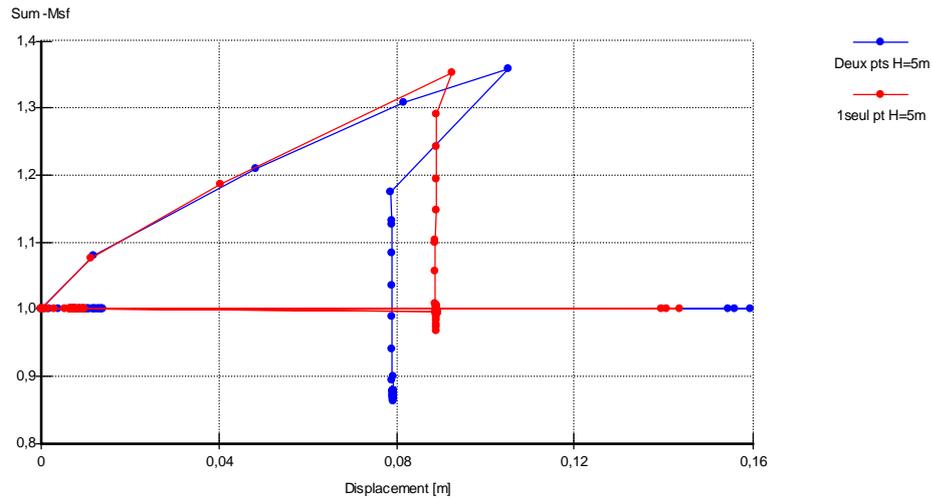


Figure 5.7. Influence du nombre de points de perte sur le coefficient de sécurité.

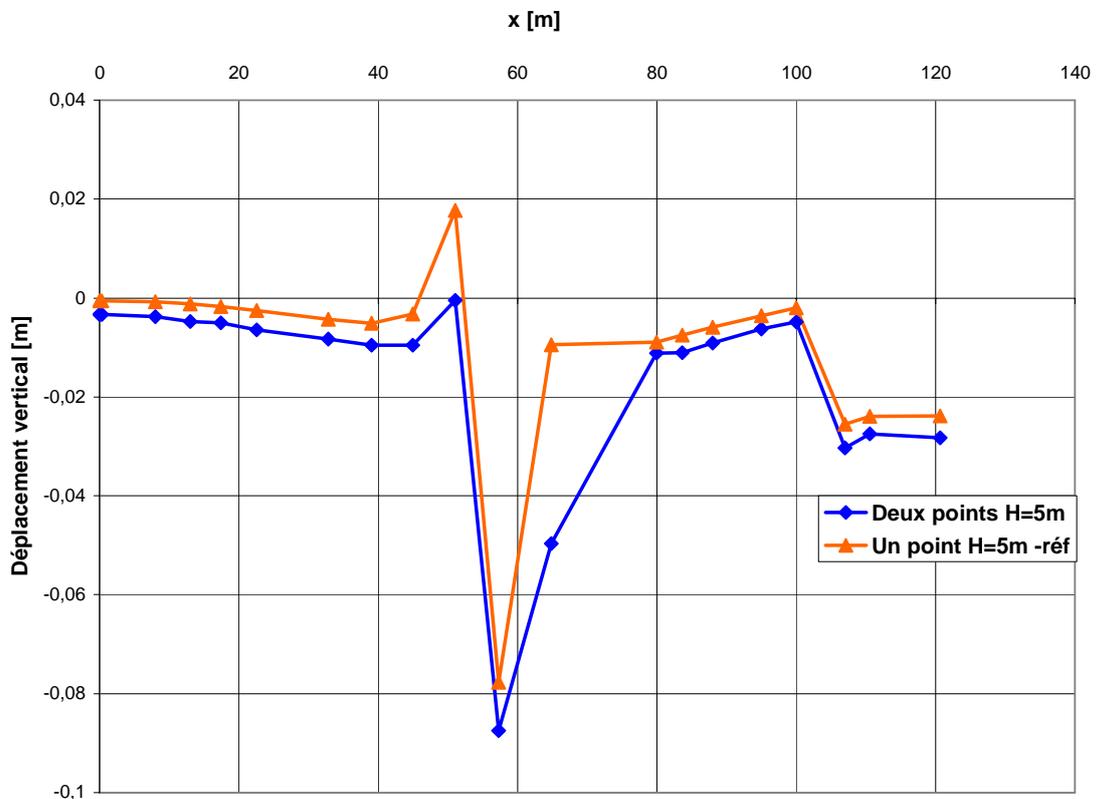


Figure 5.8. Influence du nombre de points de perte sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

L'effet de ce paramètre est important sur le coefficient de sécurité, traduite par une diminution sensible à l'ordre de 13%, en allant d'un point à deux points de perte pour un même débit.

- Une légère variation des tassements est enregistrée dans la zone de perte, marquée par un léger élargissement de la zone d'influence pour le cas de deux de perte. Cette augmentation est à l'ordre de 3%.

5.4. Effet des paramètres de résistance du sol :

5.4.1. Influence de la cohésion C :

Pour un débit de perte $Q = 6 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$, on fait varier la cohésion, dans les trois couches simultanément dans une fourchette de plus ou moins de 2Kpa. La comparaison des résultats obtenus, pour les deux valeurs limites par rapport aux valeurs de référence (tableau 4.6), est montrée sur les figures (5.9) et (5.10) ci-dessous.

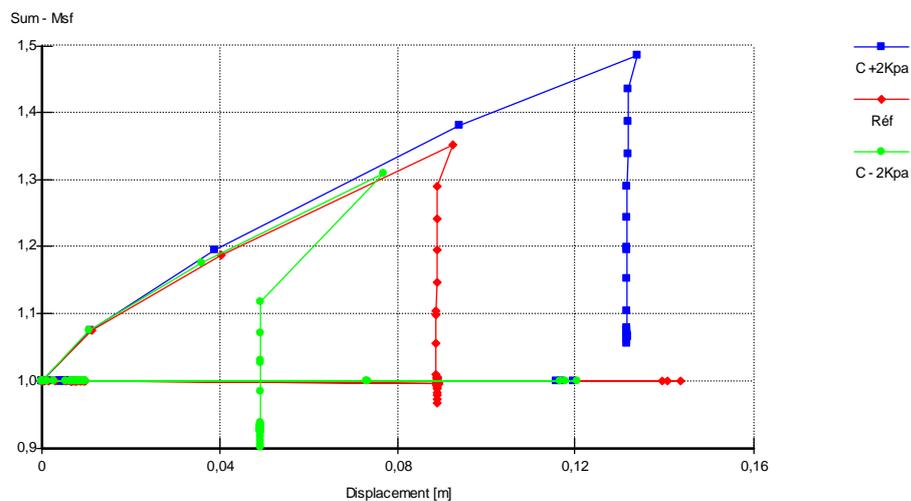


Figure 5.9. Influence de la cohésion C sur le coefficient de sécurité.

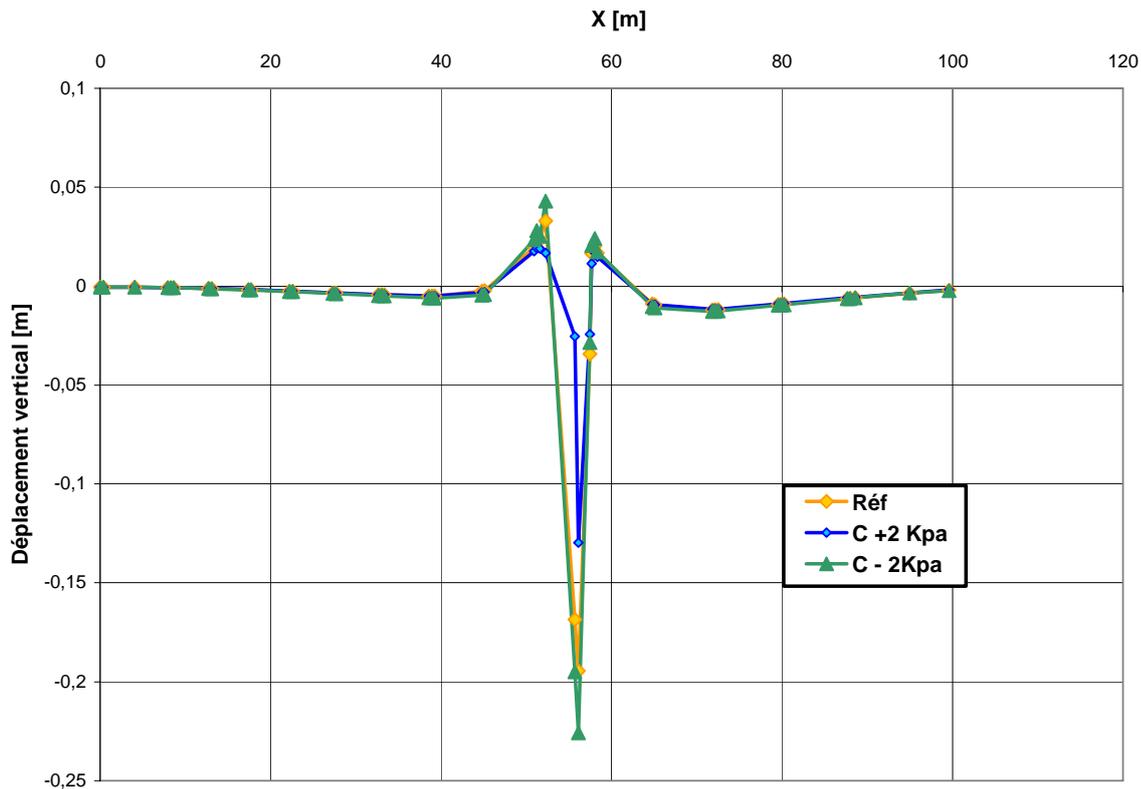


Figure 5.10. Influence de la cohésion C sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

Une diminution de la cohésion conduit à :

- Une augmentation sensible des valeurs des tassements qui peut atteindre l'ordre de 40%, la courbe du déplacement de la coupe horizontale sus indiquée, est marquée par une concordance totale entre les trois valeurs de la cohésion proposées.

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante, que ses valeurs sont plus faibles.

5.4.2. Influence de l'angle de frottement φ :

L'angle de frottement φ est entré en degrés. La comparaison entre une augmentation et une diminution de 2° dans les trois couches simultanément et pour un débit de perte $Q = 6 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$, est présentée par les courbes sur les figures (5.11) et (5.12) ci-dessous.

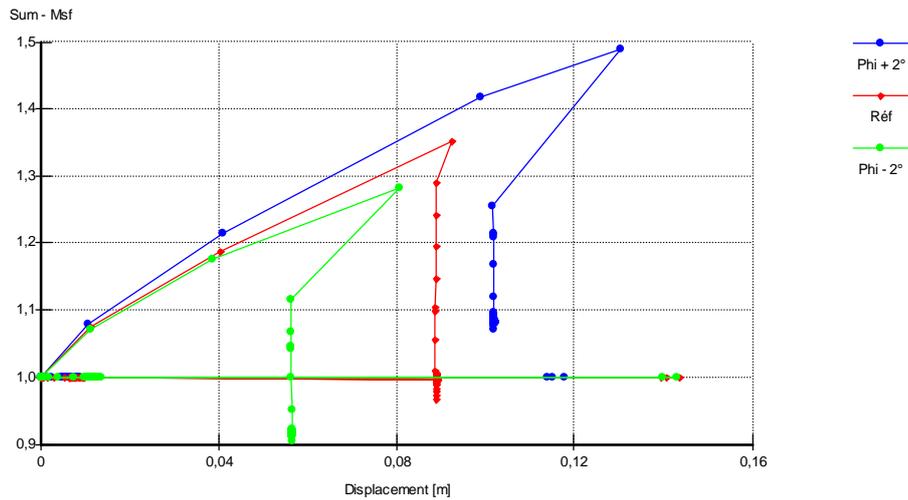


Figure 5.11. Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.

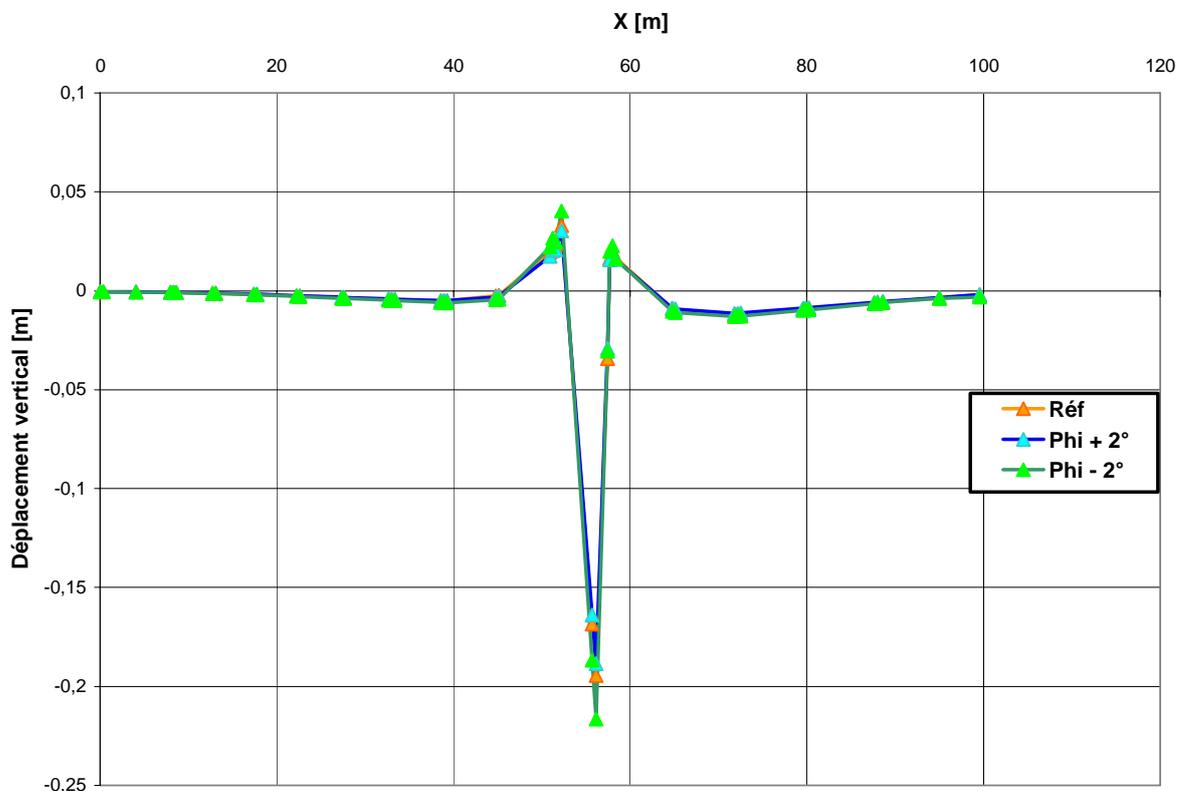


Figure 5.12. Influence de l'angle de frottement ϕ sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

Une diminution des angles de frottement de 2° , a une influence beaucoup plus importante, qu'une augmentation de ceux-ci de 2° . Cette diminution entraîne une augmentation des tassements de l'ordre de 30% et une diminution sensible du coefficient de sécurité de l'ordre de 9%.

5.5. Effet des paramètres élastiques du sol :

5.5.1. Influence des modules d'élasticité E_{50} , E_{oed} et E_{ur} :

Dans le modèle de référence on a pris trois modules pour chaque couche : $E_{50,ref}$, $E_{oed,ref}$ et $E_{ur,ref}$. Pour les calculs de l'étude paramétrique on fait une comparaison entre une augmentation et une diminution de 20% de ces modules dans les trois couches simultanément, avec un débit de perte $Q= 6 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{ jour/}$. Les résultats des calculs sont présentés sur les figures (5.13) et (5.14).

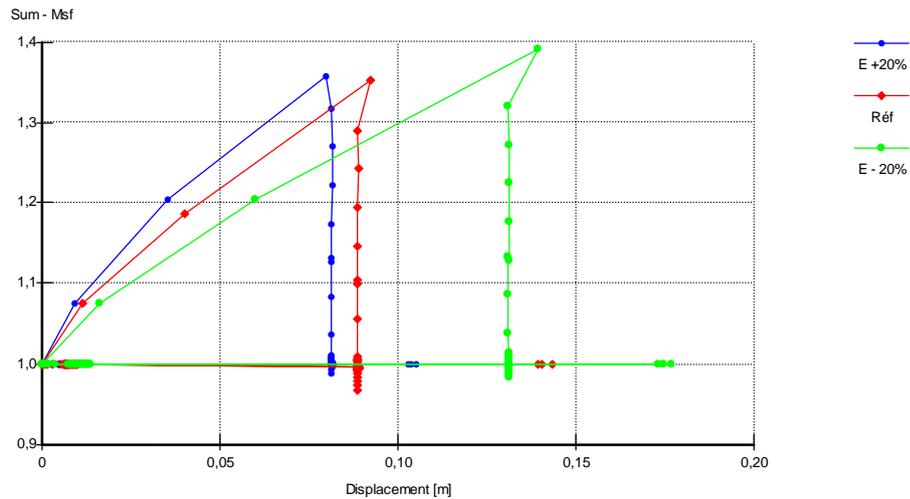


Figure 5.13. Influence des modules E_{ur} , E_{50} et E_{oed} sur le coefficient de sécurité

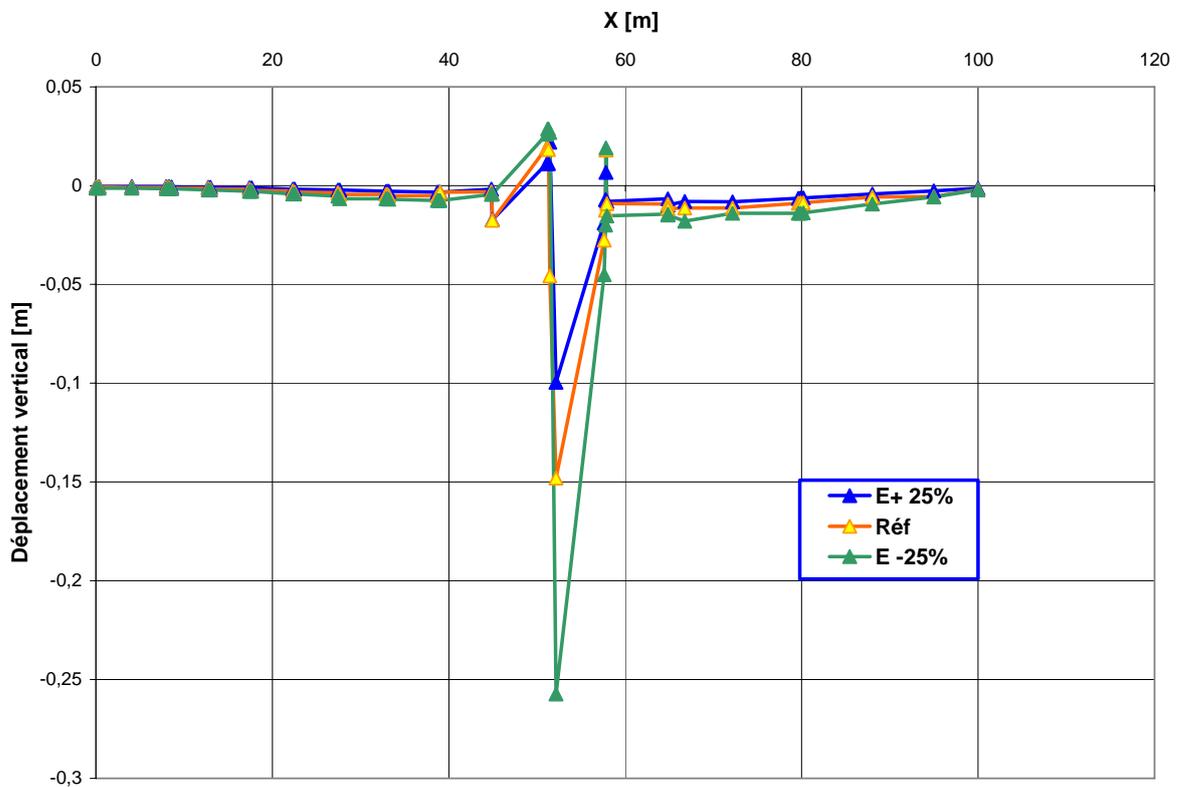


Figure 5.14. Influence des modules E_{ur} , E_{50} et E_{oed} sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

- Une diminution des modules d'élasticité de 20%, entraîne une augmentation significative des tassements en surface de l'ordre de 40%.
- Une augmentation de 20% de ces paramètres conduit à une diminution des tassements en surface de l'ordre de 40% aussi et une augmentation de l'ordre de 2% sur la valeur du coefficient de sécurité.
- L'influence de ces paramètres intrinsèques sur les résultats est très sensible notamment les tassements.

5.5.2. Influence du coefficient de Poisson ν :

La comparaison est faite entre une augmentation et une diminution de 0.10 du coefficient de poisson dans les trois couches simultanément et pour un débit de perte $Q = 6 \text{ E-}07 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$. Les résultats des calculs sont présentés sur les figures (5.15) et (5.16).

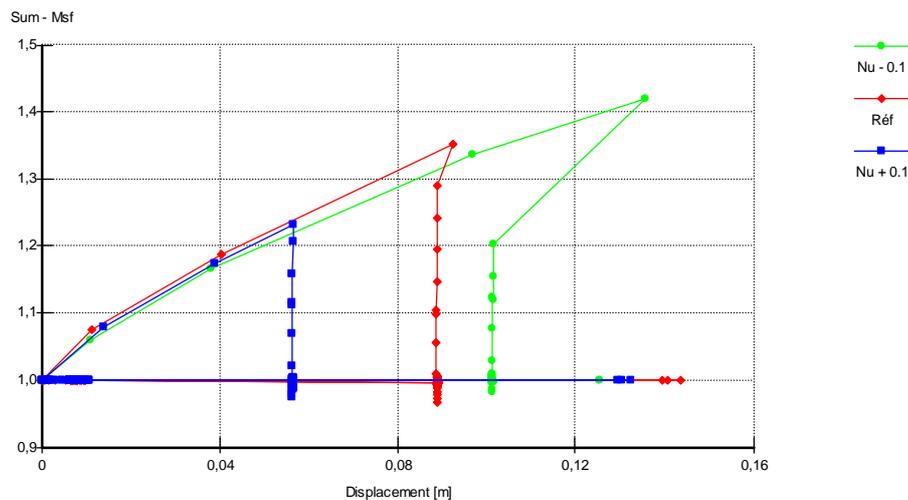


Figure 5.15. Influence du coefficient de Poisson sur le coefficient de sécurité

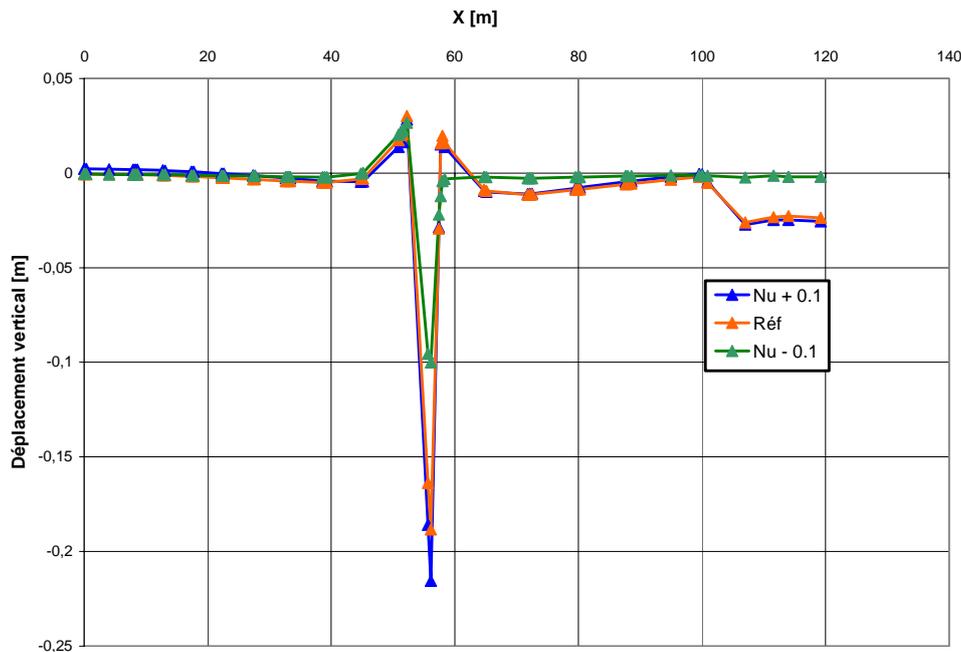


Figure 5.16. Influence du coefficient de Poisson sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

- L'augmentation de ce paramètre de 0.1 rend les couches du massif plus incompressibles, ce qui favorise le cisaillement et une plastification autour de la zone de perte, entraîne une augmentation des tassements de l'ordre de 40%, et une diminution du coefficient de sécurité à l'ordre de 11%.
- Une diminution de 0.1 du coefficient du poisson, rend les couches de sol fermes, traduit par une diminution des tassements en surface de l'ordre de 30% et une augmentation moins sensible de l'ordre de 2% sur le coefficient de sécurité.

5.6. Effet de la perméabilité des couches :

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse, elles sont nécessaires pour des calculs d'écoulement. Dans ce cas la perméabilité de chaque couche est spécifiée, pour les calculs, on fait une comparaison entre une augmentation de $10 \text{ E}+2$ et une diminution de $10 \text{ E}-2$, dans les trois couches simultanément, pour un débit de perte $Q= 6 \text{ E}-07 \text{ m}^3/\text{ jour}/\text{ m}$. Les résultats de cette analyse sont montrés sur les figures (5.17) et (5.18) ci-dessous.

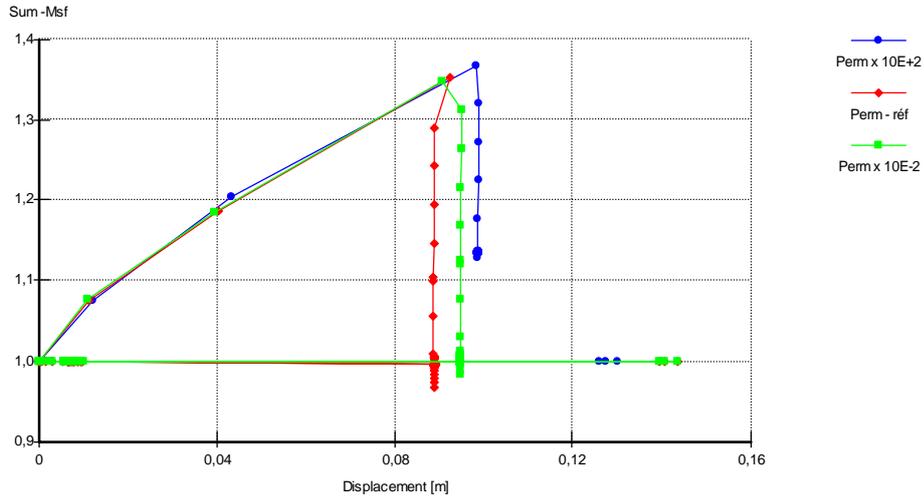


Figure 5.17. Influence de la perméabilité sur le coefficient de sécurité.

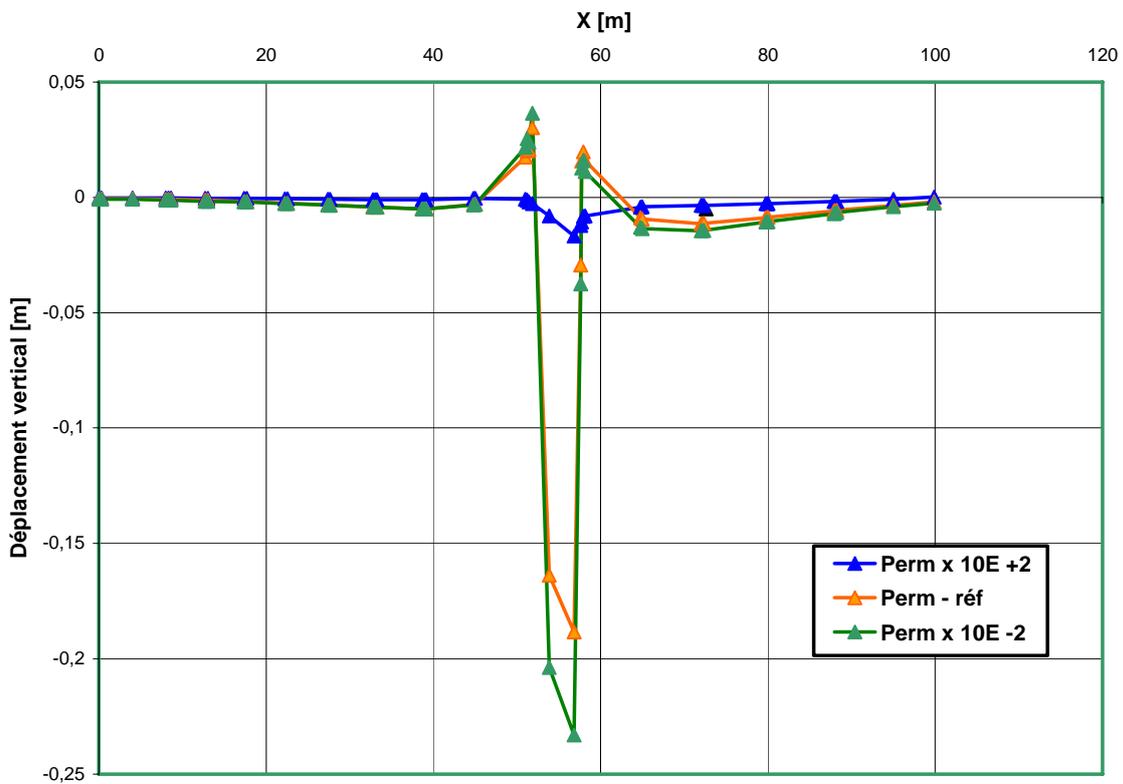


Figure 5.18. Influence de la perméabilité sur la coupe horizontale.

Résultats et discussion :

Le coefficient de perméabilité d'un sol est une caractéristique intrinsèque au sol, qui dépend essentiellement de la granulométrie du sol, sa nature et sa structure. Une augmentation des coefficients de perméabilité de $10E+2$, entraîne une diminution sensible des tassements en surface de 30% et augmentation du coefficient de sécurité de 14%. La diminution de la perméabilité, conduit une

augmentation des tassements de l'ordre de 30% et une légère diminution du coefficient de sécurité de 1%.

5.7. Synthèse des résultats de calculs :

Les résultats des calculs résultant de changement des paramètres de modélisation et géotechniques se résument dans le tableau (5.1) indiqué ci-dessous.

Paramètres		Modèle HS	Débit de perte [M ³ /jour/m]	Déplacement vertical maximal [M]	Coefficient de sécurité. Msf
paramètres de modélisation	Le maillage	6 noeuds	4x10 ⁻⁷	464,81x10 ⁻³	1,242
		15 noeuds		29,43x10 ⁻³	1,135
	La précision de calcul	5%	4x10 ⁻⁷	80,51x10 ⁻³	1,191
		1% - référence		29,43x10 ⁻³	1,135
		3%		53,79x10 ⁻³	1,143
	paramètres géotechniques	la profondeur	H=7,50m	6x10 ⁻⁷	31,07x10 ⁻³
H=5m -réf			682,90x10 ⁻³		0,996
Le nombre de points de perte à H=5m		Deux points	6x10 ⁻⁷	703,02x10 ⁻³	0,873
		Un seul point		682,90x10 ⁻³	0,996
la cohésion C		C+2Kpa	6x10 ⁻⁷	717,81x10 ⁻³	1,065
		C -réf		682,90x10 ⁻³	0,996
		C -2Kpa		1,03	0,927
L'angle de frottement φ		Phi +2°	6x10 ⁻⁷	723,31 x10 ⁻³	1,083
		Phi - réf		682,90x10 ⁻³	0,996
		Phi -2°		901,06x10 ⁻³	0,915
Les modules d'élasticité E ₅₀ , E _{oed} , E _{ur}		+20%	6x10 ⁻⁷	422,04 x10 ⁻³	0,998
		Réf		682,90x10 ⁻³	0,996
		-20%		957,18 x10 ⁻³	0,999
Coefficient de Poisson ν		+0,1	6x10 ⁻⁷	884,05 x10 ⁻³	0,990
		ν -réf		682,90x10 ⁻³	0,996
	-0,1	485,99 x10 ⁻³		0,998	

	La perméabilité	$(K_x=K_y)$ $\times 10^{+2}$	6×10^{-7}	$482,33 \times 10^{-3}$	1,135
		Perm - réf		$682,90 \times 10^{-3}$	0,996
		$(K_x=K_y) \times 10^{-2}$		$888,59 \times 10^{-3}$	0,990

Tableau 5.1. Principaux résultats de l'étude paramétrique du modèle de référence.

5.8. Conclusions :

L'étude paramétrique a montré l'effet important de changement des paramètres de résistance du sol, leurs caractéristiques intrinsèques et voire l'influence des paramètres de modélisation, qui sont définis en général par défaut.

Cette étude ne prétend pas être exhaustive, on aurait pu faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'effet des variations de paramètres, sur d'autres types de résultats.

Il est fort possible, que l'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudié, peut être aussi plus intéressante.

L'étude paramétrique demeure précieuse, elle peut compenser les aléas des investigations géotechniques sur terrain.

L'étude paramétrique a fait ressortir l'influence importante des paramètres de résistance et intrinsèque sur les tassements en surfaces.

Cette étude a mis en relief, l'importance de la mise d'un lit de sable, lors de réalisation des réseaux hydrauliques, ce qui permet outre la protection des conduites, le drainage des eaux provenant des points de perte.

CHAPITRE VI

RECOMMANDATIONS ET CONCLUSIONS

6.1. Introduction :

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle déterminant, les techniques de drainage sont couramment utilisées, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

Les techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau du site.
- Epuiser l'eau présente dans le massif.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la perméabilité et l'anisotropie des sols. Le dimensionnement d'un dispositif de drainage, est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques.

6.2. Recommandations :

6.2.1. Maîtrise des eaux de surface au niveau des immeubles :

Les infiltrations dans le massif peuvent être venues de zone de sources, ou d'un défaut d'étanchéité sur un réseau à l'amont du versant, ou tout simplement des eaux de ruissellement.

- Les solutions techniques de confortement de ce site doivent passer par une maîtrise des eaux anthropiques et pluviales.
- Empêchement des eaux de s'infiltrer dans le terrain, limite l'augmentation des pressions interstitielles.
- Réalisation des ouvrages de collecte et canalisation des eaux de surface qui peuvent être étanches en géomembranes.
- Eviter d'implanter des ouvrages de collecte sur les fissures provoquées par le glissement.

6.2.2. Réalisation des drains :

Ces ouvrages sont couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe, l'objectif n'étant pas de supprimer la présence d'eau, mais de diminuer les pressions dans les formations où les ruptures sont localisées.

- La réalisation d'une tranchée drainante en tête du versant, au pied des immeubles, risque de créer un point faible, particulièrement au pied du

bâtiment B. où l'escarpement de glissement est très proche à cet immeuble.

- Pour le versant, la réalisation des tranchées drainantes (figure 6.1) de 3 à 6m de profondeur, traverseront les couches sableuseuses, contribue efficacement, à l'augmentation du coefficient de sécurité d'une part et l'évacuation rapide des eaux pluviales d'autre part.
- La réalisation des drains subhorizontaux, semble moins efficace, (nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale 2 à 5° et à y placer des tubes crépinés.), puisque un drain rompu qui injecte de l'eau au niveau de la surface de rupture plus néfaste que l'absence d'un drain. De plus, un bon fonctionnement de ce dispositif nécessite :

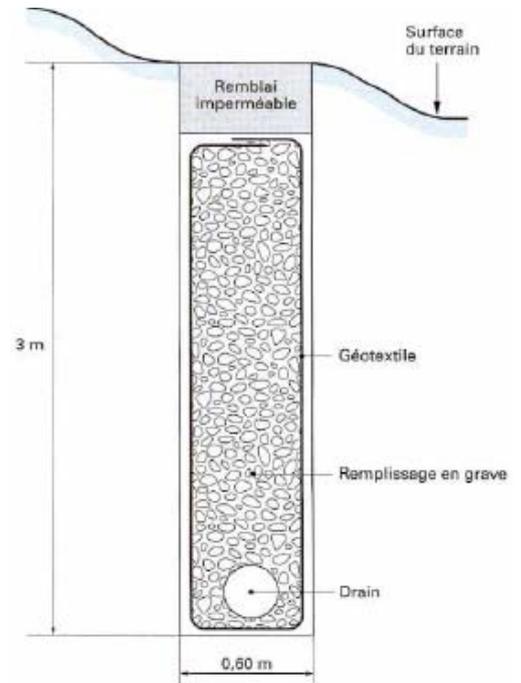


Figure 6.1. Coupe transversale d'une tranchée drainante

- Une protection contre le gel à la sortie du drain.
- une protection efficace vis-à-vis le colmatage.
- Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.
- Pour le drainage de la zone proche de la façade du bâtiment B, la réalisation d'un masque drainant (ouvrage en matériaux granulaire mis en place en parement de talus), parallèlement à la pente, participe à diminuer les pressions interstitielles et leur caractéristique très frottante apporte également un plus à la stabilité.
- La réalisation des puits drainés, équipés de pompes, implantés en ligne, est plausible, constituent un écran drainant, à condition qu'une maintenance soit correctement assurée.

6.3. Conclusion générale :

Le travail présenté dans ce mémoire a réitéré l'importance de la recherche portant sur la modélisation numérique des glissements de terrains et le comportement hydromécanique des terrains en pente. Plus particulièrement d'introduire un modèle de calcul dit de référence, du site de Ciloc de Constantine, dans le code de calculs des éléments finis PLAXIS.

La revue bibliographique a mis en évidence, la complexité du comportement des terrain en pente et l'effet de la présence d'eau dans ces massifs.

Le modèle géotechnique de référence relatif au versant du Ciloc, a été mis en œuvre dans un calcul simulant, dont une coupe géologique bien définie. À l'intérieur duquel on impose des points de perte d'une canalisation qui affecte ce versant. Cette application a permis d'observer l'influence sensible sur la déformée du maillage, les Déplacements et les déformations dudit modèle, en faisant bien sûr augmenter graduellement la quantité d'eau injectée, en provenance des points de perte. Ce calcul de référence n'est pas la solution idéale du problème, mais une approximation proche à la réalité.

L'ensemble des résultats obtenus, tend à prouver qu'en conditions d'existence des points de fuite, la thèse de l'effet important de la vétusté des réseaux de la ville de Constantine, dont lesquels des pertes non encore estimées, sur l'instabilité du site du Ciloc.

L'étude paramétrique était très bénéfique, à travers laquelle, on a fait varier, individuellement et simultanément plusieurs paramètres que soient, de modélisation ou géotechniques et étudie leur influence dans des intervalles raisonnables. Cette étude permet de diminuer le coût de l'investigation géotechnique, pour les massifs qui présentent des variations des caractéristiques mécaniques.

Des calculs avec d'autres logiciels aux éléments finis en géotechniques de ce modèle, sont possibles, les résultats obtenus seront similaires, mais pas forcément identiques. L'étude paramétrique a mis en évidence, l'effet important non seulement des paramètres géotechniques, mais également les paramètres de modélisation.

Il est intéressant de mentionner, l'existence d'un réseau d'assainissement préconisé aujourd'hui, qui constitue une mesure préventive contre le risque pluviométrique à fortes intensités, qui contribue à l'équilibre de site du Ciloc et surtout assurer la sécurité des immeubles A et B.

Pour une meilleure rentabilité de sol, d'autres recommandations pourraient être envisagées, telles que, un renforcement par inclusions, verticales ou subhorizontales (clous et micropieux), ou tirants d'ancrages, qui consistent à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

6.4. Perspectives :

Les perspectives de ce travail sont ainsi les suivantes :

- Il serait intéressant d'introduire notre modèle dans d'autres code de calculs soient, par éléments finis, ou différences finis et faire une étude comparative à partir des résultats des calculs obtenus, sur la qualité de la modélisation.
- Analyser la stabilité du massif, comme étant un milieu non saturé, nécessitant des critères de rupture faisant intervenir l'effet de la succion.
- Les glissements de terrain apparaissent sous des conditions transitoires qui correspondent à une modification sensible au régime hydraulique des pentes, la prise en compte de variation des paramètres de résistance avec le temps s'avère donc plus réaliste pour les analyses de stabilité. Il est possible d'aborder les approches adoptées pour les calculs d'écoulements en milieu non saturé et qui sont plus souvent mises en œuvres par la méthode des éléments finis, ou bien par le module de calcul PLAX FLOW, disponible comme extension de la version 8 . IL permet le calcul des pressions interstitielles en milieu non saturé, dans le cas d'évolution dans le temps des conditions limites hydrauliques.

Références bibliographiques

- [1] : **Abdelkader Benaïssa** : « *Glissements de terrain, calcul de stabilité* » édition OPU, novembre 2003.
- [2] : **Boulon M, Flavigny E, Malecot Y...** : « *Pratique des éléments finis en géotechnique* », document 1, Laboratoire 3S, et Terrasol, décembre 2004.
- [3] : **Brinkgereve .R.B.J et Vermeer P. A.** : « *PLAXIS Version 8, manuel de référence* » DEFLT University of Technology & PLAXIS BV. Pays- Bas, 2003.
- [4] : **Brinkgereve .R.B.J et Vermeer P. A.** : « *PLAXIS Version 8, material models manual* » DEFLT University of Technology & PLAXIS BV. Pays- Bas, 2003.
- [5] : **Céline Bourdeau** : « *Effets du site et mouvements de versant en zones sismiques : Apport de la modélisation numérique* » Ecole des Mines de Paris, thèse de doctorat, 266p, juillet 2006.
- [6] : **CNES** « *L'urbanisation et les risques naturels et industriels en Algérie : Inquiétudes actuelles et futures* » rapport du CNES 4/2003, p 20-36 et 37.
- [7] : **DAT- VU Khoa HUYNH** : « *Modélisation des glissements de terrain, comme problème de Bifurcation* » Institut National Polytechniques de Grenoble, thèse de doctorat, novembre 2005.
- [8] : **DUC de Constantine** : « *Etudes des glissements de terrain de la ville de Constantine* », 2005.
- [9] : **Ghassan Zihri** : « *Risques liés aux ouvrages souterrains : Constitution d'une échelle de dommages* » Institut polytechniques de LORRAINE – Ecole de Mines de Nancy, 132 p, mars 2004.
- [10] : **G. Philliponnat** : « *Fondations et ouvrages en terres* » édition Eyrolles 402 p, 1987.
- [11] : **G. Songlerat – J- Costet** : « *Cours pratique de mécanique des sols, tome 2* », édition Dunod. 352 p, 1981.
- [12] : **Guenfoud Mohamed** : « *Introduction à la mécanique des milieux continus. Application à la mécanique des solides* », édition OPU, 167 p, mars 2006.

- [13] : **Hammami Mounir et al.** : « *Etude paramétrique de la déformation d'un Massif en pente par la méthode des éléments finis- Application au Glissements du CILOC de Constantine- Validation des résultats inclinométriques par PLAXIS* », 2005.
- [14] : **Jean- Douis, Durville et Gilles SEVE** : « *Glissement en terrain meuble.* » LCPC, Techniques de l'ingénieur, traité de la construction, 1996.
- [15] : **Mandel. J** : « *Propriétés mécaniques des matériaux* », édition Eyrolle.
- [16] : **Michel Dysli** : « *Modélisation en contrainte – déformations* », D 1-6, Ecole Fédérale de Lausanne, 3^{ème} édition, août 1997.
- [17] : **Peter. L. Berry and David Reid**: « *An Introduction to soil mechanics 5th edition* », p 209-210, 1982.
- [18] : **U. S. Department of the interior, U.S. Geological Survey**: « *Landslide types and processes* », July 2004.
- [19] : **YU-JUN CUI et Pierre Delage**: « *Sols non saturés : Application au calcul des ouvrages* », Ecole nationale des ponts et chaussées, Traité de la construction, 1981.
- [20] : **Glissements dans les dépôts meubles**
http://www.msp.gouv.qc.ca/secivile/publications/glissements_terrain/glissemnts_terrain_chap2-2-1.pdf
- [21] : **les évènements historiques** :
http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/dossier_risque_mouvement/lesevenementshistoriques.htm
- [22] : **Risques majeurs** :
http://crdp.ac.amiens.fr/edd/risques_majeurs/risk_maj_detailp3_mouv.htm
- [23] : **Risques naturels> Mouvements de terrain** :
http://www.mementodumaire.net/01risque_naturels/RN4.htm

ANNAXE

Résultats inclinométriques

Les dates de Mise en place des tubes inclinométriques ,ainsi que les dates de mesures et les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur obtenus par les inclinomètres N° 9 et 2 pendant la durée de surveillance sont donnés respectivement par les tableaux sous-indiqués :

N° du sondage	profondeur	Date de mise en place	Date de la mesure
9	33	22/06/1987	7/08/1987
2	21	11/06/1987	6/07/1987

Tableau1.Dates de mise en place et mesures des inclinomètres.

Profondeur	Déplacements horizontaux (mm)		Profondeur	Déplacements horizontaux (mm)	
	Sondage S9	Sondage S2		Sondage S9	Sondage S2
0,00	4,35	22,45	18,00	1,50	0,30
1,00	4,53	20,98	19,00	1,20	0,50
2,00	4,53	20,30	20,00	1,03	0,55
3,00	4,48	19,78	20,50	1,05	0,53
4,00	4,38	12,30	21,00	1,20	-
5,00	4,25	1,40	22,00	1,15	-
6,00	4,08	1,88	23,00	0,90	-
7,00	3,83	1,63	24,00	0,13	-
8,00	3,65	1,35	25,00	-0,53	-
9,00	3,43	1,10	26,00	-0,50	-
10,00	3,25	0,90	27,00	-0,50	-
11,00	3,10	0,80	28,00	-0,50	-
12,00	2,95	0,40	29,00	-0,35	-
13,00	2,85	0,63	30,00	-0,53	-
14,00	2,55	0,45	31,00	-0,65	-
15,00	2,20	0,50	32,00	-0,40	-
16,00	1,85	0,63	33,00	-0,15	-
17,00	1,73	0,50	-	-	-
Déplacement en tête (mm)	-	-	-	4,35	22,45
Déplacement maximum (mm)	-	-	-	4,53	22,45

Tableau 1. Résultats inclinométriques des sondages N°9 & 2.

Effet de débit de perte sur les déplacements horizontaux (S9)

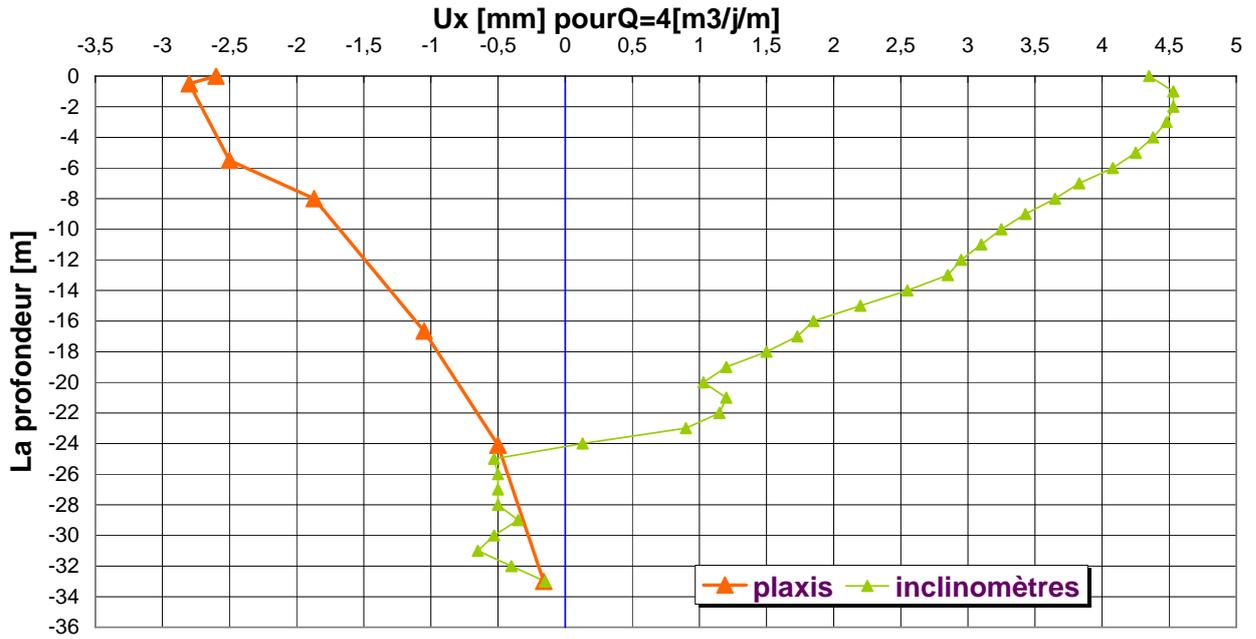


Figure1. Influence de la zone de perte sur le sens des déplacements horizontaux.

Effet des débits de perte sur les déplacements horizontaux (S2)

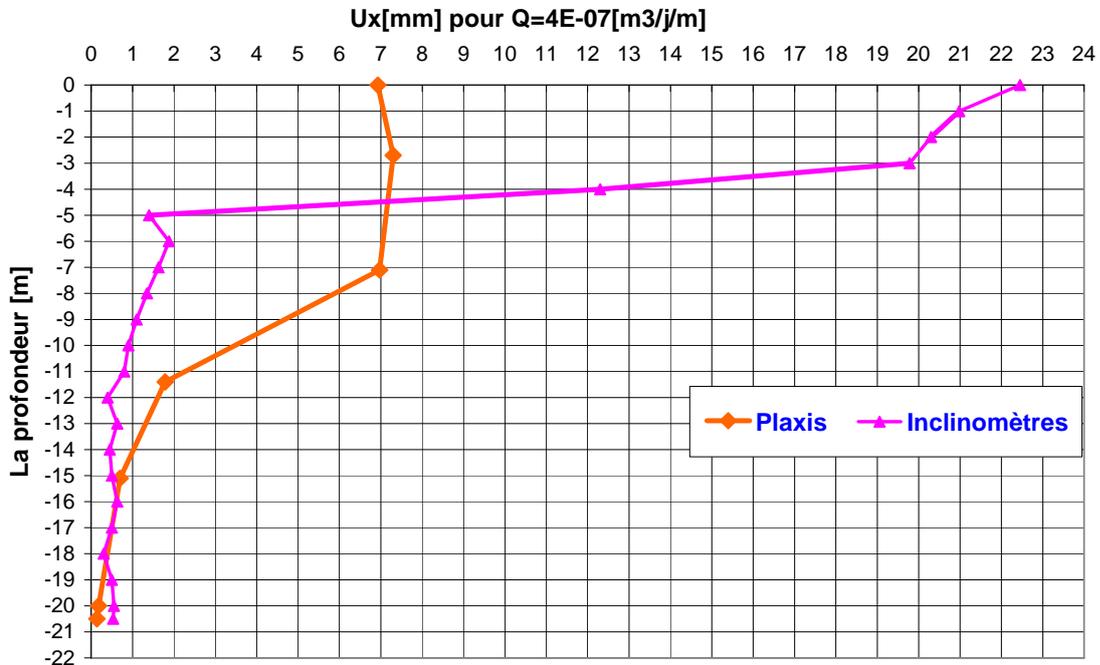


Figure2. Effet des pertes sur les points éloignés du modèle.