

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE POPULAIRE ET DÉMOCRATIQUE
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

**Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement
(LGEA)**



Mémoire de Master 2 académique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THÈME

Etude numérique d'un glissement de la cité universitaire Médéa

Présentée par :

Larbi souhila

Soutenue publiquement la date mars 2014 devant le jury composé de :

Années universitaire 2012-2013

Remerciement

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à **DIEU** tout puissant, de m'avoir donné le courage et la force de mener à terme ce projet.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à ma promotrice; M^{elle} **BELHSSENI OUARDA**, enseignante à l'université Mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou, qui ma aidé et ma encouragé en ma guide avec beaucoup de gentillesse et par ses conseils judicieux, pour sa grande contribution à l'aboutissement de ce présent mémoire.

Je tien aussi à exprimer toute ma gratitude à M^{elle} **DJERBANE LYNDA**, doctorante en géotechnique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou, pour son aide et son soutien, ainsi que pour les informations et la documentation quelle a mis à ma disposition.

Un remerciement très spécial pour Monsieur **BOUKHEROUB MED AMEZIANE** responsable du laboratoire pédagogique de MDS qui étais derrière moi et qui a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires.

Je tien à remercier particulièrement les personnes qui ont accepté de faire partie du **JURY**.



DEDICACES

Je dédie mon modeste travail à ma défiante grande mère djédjiga, à mes très chère parent ahssene et Malika, à mes frères et mon unique sœur kanza.

Je le dédie encore pour ma tante samia qui était un bras de fer derrière moi à toute sa famille marie et enfants, à mon très chère marie nourdine et ma très chère amie et sœur lynda et toute sa famille, et à tous ce qui m'ont aidé de mon parcours universitaire.

Et en particulier mon chère frère dahmane



Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains	
I.1.Introduction.....	3
I.2. Description des mouvements des terrains	3
I.3. Processus de formation.....	4
I.3.1. Les mouvements lents	4
I.3.1. 1. Les affaissements	4
I.3.1. 2. Les tassements.....	5
I.3.1. 3. Les retraits-gonflements	5
I.3.1. 4. La solifluxion	6
I.3.1. 5. Le fluage	6
I.3.1. 6. Le fauchage.....	7
I.3.1. 7. Les glissements de terrain.....	8
I.3.2. Les mouvements rapides	8
I.3.2. 1. Les effondrements	9
I.3.2. 2. Les écroulements.....	10
I.3.2. 3. Les coulées boueuses.....	11
I.4. La morphologie des glissements de terrains et facteurs d'instabilités.....	12
I.4.1. Les glissements de terrains	12
I.4.1.1. Glissement plan.....	13
I.4.1.2. Glissement rotationnels	14
I.4.1.3. Glissement rotationnels complexes.....	16
I.5. Principales causes des glissements de terrain.....	18
I.5.1. Géométrie	18
I.5.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches.....	18
I.5.3. Conditions hydrauliques.....	19
I.5. 4. Facteurs climatiques et anthropiques	19

Ø Pluie, neige, évapotranspiration	19
Ø Séismes	20
Ø Constructions sur pente.....	20
Ø Déblai sur pente.....	20
Ø Exploitation des sols	20
I.6. Conclusion	21

Chapitre II : Méthode de calcul de stabilité de pente

II .1. Introduction	22
II .2. Eléments de base du calcul.....	22
II .2.1. Calculs après glissement (étude a posteriori).....	22
II .2. 2. Calculs avant le glissement (a priori).....	23
II .3. Les méthodes de calcul	23
II .3. 1. Glissement plan.....	23
II .3.1.1.Calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie	24
II .3. 1. 2. Généralisation de la méthode	26
II .3. 2. Glissement circulaire (calcul à l'équilibre limite).....	27
II .3. 2. 1. Méthode globale.....	27
II .3. 2. 2. Méthodes des tranches.....	28
II .3. 2. 2.1. Méthode de Fellenius	29
II .3.2.2.2. Méthode BISHOP simplifiée	30
II .4. L'objectif des méthodes	34
II .4. 1. Définition du facteur de sécurité.....	34
II .4 .2. Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité.....	34
II .5. Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture	36
II .6. Recherche de coefficient de sécurité du talus	36
II .7.Caractéristiques mécaniques à prendre en compte	37
Conclusion	37

Chapitre III : Techniques de confortements

III.1. Introduction	39
III.2. Choix de la méthode	39
III .2.1 . Les terrassements.....	40
III.2.1.1. Butée de pied.....	40
III .2.1.2. Allègement en tête	41
III .2.1.3. Le Reprofilage	42
III.2.1.4. Les purge	42
III.2.1.5. Substitution totale ou partielle.....	43
a) Substitution totale des matériaux glissés	43
b) Substitution partielle des matériaux glissés	44
III .3.2 Dispositifs de drainage.....	45
III .3.2 .1.Collecte et canalisation des eaux de surface	45
III.3.2 .2.Tranchées drainantes.....	46
III.3.2 .3.Drains subhorizontaux	47
III.3.2 .4.Masques et éperons drainants.....	48
III .3.2 .5.Drains verticaux.....	49
III .3.3 .Introduction d'éléments résistants	51
III 3.3 .1.Ouvrages de soutènement	52
III.3.3 .1.1.Déferrent types de soutènement	52
III.3.3 .1.1.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènements.....	53
III.3.3 .1.1.2. Poussée reprise par l'encastrement.....	54
III.3.3 .1.1.3. Poussée reprise par des ancrages	54
III.3.4 .Renforcement par inclusions.....	55
III.3.4 .1.Le clouage et micro pieux	56
III.3.4 .2.Pieux.....	56
Conclusion	57

Chapitre IV : Présentation du site

IV .1. Introduction.....	59
IV .2. Situation de la wilaya Médéa.....	59
IV.2.1. Situation géographique.....	59
IV.2.2.Situation topographique.....	60
IV.2. 3.Situation climatique.....	60
IV.2. 3.1. Pluviométrie	60
IV.2.3.2.Températures.....	60
IV.2. 4. Situation sismique	61
IV.3. Description du site de la cité universitaire 2000 lits de Chrachria «Médéa »	61
IV.3.1.Description géographique.....	61
IV. 3.2.Description topographique.....	62
IV .4. Apparition du problème du mouvement de terrain.....	62
IV .5.Analyse critique	66
IV .5.1.Analyse des causes des désordres	66
IV .5.2.Morphologie et indices d'instabilités du versant	66
IV .5.2.1.Facteurs géologiques	67
IV .5.2.2.Hydrogéologie.....	67
IV .5.2.3.Hydrologie.....	68
Conclusion	69

Chapitre V : Interprétation des résultats d'une étude expérimentale

V.1 .Introduction	70
V .2. L'essai oedometrique.....	70
V .2. 1. Définition	70

V .2. 2. But et principe de l'essai	70
V .2. 3. Les principaux paramètres pouvant être déduits de cet essai sont.....	70
V .2. 4. Déroulement de l'essai.....	71
V .2. 5. Interprétation de la courbe oedométrique	72
Essai N°2 : sondage 10 profondeur 0.5m – 1m5	75
Essai N° 3: sondage 4 profondeur 5m – 5.45m	76
Essai N°4 : sondage 10 profondeur 7.5m – 7.8m	77
Essai N°5 : sondage 1 profondeur 1.8m – 2m	78
Essai N°6: sondage 1 profondeur 8m – 8.30m	79
Essai N°7 : sondage 4 profondeur 3.10m – 3.50m	80
Essai N°8 : sondage 4 profondeur 6m – 6.4m	81
Conclusion	83

Chapitre VI : études de stabilités de versant de Médéa

VI .1. Introduction.....	84
VI .2. Présentation du logiciel Plaxis	84
VI .2.1. Avantages du code de calcul Plaxis	84
VI .2. 2. La démarche de modélisation ave PLAXIS.....	84
Ø Géométrie	85
Ø Conditions aux limites	85
Ø Définition des paramètres des matériaux.....	85
Ø Maillage	86
Ø Les conditions initiales	86
VI .3. Modèle de Mohr-Coulomb	86
VI .4.1. Le choix du profil lithologique	90

VI .4.2. Le maillage en éléments finis du talus	91
VI .4.3. Etapes de calcul.....	93
VI .4.3.1. 1 ^{ère} modélisation.....	93
VI .4.3.2. 2 ^{ème} modélisation	97
VI .4.3.3. 3 ^{ème} modélisation	100
Conclusion	104
Conclusion générales.....	105

liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains

Figure. I. 1 : A- Affaissement au niveau de tizirt b-Affaissement au niveau dune route 5	
Figure. I. 2 : phénomène du retrait gonflement	6
Figure. I. 3 : phénomène du fluage	7
Figure. I. 4 : Phénomène de fauchage	7
Figure. I. 5 : Glissement de terrain.....	8
Figure. I 6 : Les effondrements.....	9
Figure. I.7 : Les écroulements	11
Figure. I. 8 : Les coulées boueuses	12
Figure. I. 9 : Glissement plan.....	14
Figure. I.10 : Glissement rotationnels	14
Figure. I.11: Diagramme schématique d'un glissement de terrain.....	15
Figure. I.12 : Glissement rotationnel.....	16
Figure. I.13 : Profil de rupture d'un glissement.....	16
Figure. I.14 : Glissement rotationnels complexes.....	17

Chapitre II : Méthode de calcul de stabilité de pente

Figure. II. 1 : Les efforts appliqués sur une tranche	24
Figure. II. 2 : Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.....	26
Figure. II. 3 .les effort existe sur une tanche	28
Figure. II. 4 : Les forces agissant sur une tranche méthode de Bishop simplifiée	34

Chapitre III : Techniques de confortements

Figure. III.1 : Phase terrassement pour stabilisation d'une pente.....	40
Figure. III.2 : Butée en pied.....	41
Figure. III.3 : Allègement en tête.....	42
Figure. III.4 : Reprofilage.....	42

Figure III.5 : Purge	43
Figure. III.6.Substitution totale des matériaux glissés	44
Figure. III.7.Substitution partielle des matériaux glissés	44
Figure. III.8.Collecte des eaux de surface	46
Figure. III. 9. Une tranchée drainante	47
Figure .III.10. Drains subhorizontaux	48
Figure. III.11. Eperon drainant	49
Figure. III.12. Masques drainant.....	49
Figure. III.13. Les galeries drainantes.....	50
Figure. III.14. Schéma des galeries drainantes	51
Figure .III .15.Les murs de soutènements	53
Figure. III. 16. Renforcement par pieux.....	57

Chapitre IV : Présentation du site

Figure. IV .1. Vue générale sur la cité universitaire 2000 lits à Chrachria Médéa	62
Figure. IV .2. Route de chroniquement affaissée, en amont de la cité	63
Figure. IV. 3. Renversement du gabionnage	63
Figure. IV .4. Murs de clôture dégradé et déplacé.....	64
Figure. IV .5. Voie d'accès dégradée.....	64
Figure. IV .6. Venues d'eau souterraine – zone d'arrachement	65
Figure. IV .7. Apparition de sérieux désordres structurels, évolutifs dans les ateliers techniques	65
Figure. IV .8. Cassure suite au choc	66

Chapitre V : Interprétation des résultats d'une étude expérimentale

Figure. V .1. : Coupe schématisée d'un moule oedométrique	71
Figure. V.2. Schématisation de la courbe oedométrique	72
Figure. V .3. Courbe oedometrique (essai N°1)	76

Figure .V .4. Courbe oedométrique (essai n°2)	77
Figure .V .5 : Courbe oedométrique (essai n°3)	78
Figure. V.6 : Courbe oedométrique (essai n°4)	79
Figure. V.7 : Courbe oedométrique (essai n°5)	80
Figure .V .8 : Courbe oedométrique (essai n°6)	81
Figure .V.9 : Courbe oedométrique (essai n°7)	82

Chapitre VI : études de stabilités de versant de Médéa

Figure. VI.1. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	87
Figure.VI.2. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	87
Figure.VI.3. introduction des paramètres de Mohr-Coulomb	88
Figure.VI.4. Définition du module à 50 % de la rupture	89
Figure.VI.5 : Le profil lithologique du versant instable de cité universitaire Chrachria..	91
Figure.VI.6 : Le maillage du modèle du versant de cité universitaire Chrachria.....	92
Figure.VI.7: Maillage en éléments finis du Talus avec un zoom	93
Figure.VI.8 : Champs des pressions interstitielles dan le talus= - 990. 03 kn/m ²	94
Figure.VI.9 : Les champs des contraintes effectives= - 1,26*10 ³ KN/m ²	94
Figure.VI.10 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul.1.....	95
Figure.VI.11: Les champs de déplacement horizontaux. $U_x=1,04$ m	95
Figure.VI.12 : Les champs des déplacements verticaux. $U_y = 515,13 * 10^{-3}$ m.....	96
Figure.VI.13. L'évolution du coefficient de sécurité. FS=0,964.....	96
Figure.VI.14:Champs des pressions interstitielles dan le talus= - 940,15 KN/m ²	97
Figure.VI.15 : Les champs des contraintes effectives=-1,30*10 ³ KN/m ²	98
Figure.VI.16 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul 2.....	98
Figure.VI.17 : Les champs de déplacement horizontaux $U_x = 691,33*10^{-3}$ m	99
Figure.VI.18 : L'évolution du coefficient de sécurité. FS=1,118	99

Figure.VI.19 : Champs des pressions interstitielles dan le talus = - 890.03 KN/m ²	100
Figure.VI.20 : Les champs des contraintes effectives = - 1,34*10 ³ KN/m ²	100
Figure.VI.21 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul 3.....	101
Figure.VI.22 : Les champs de déplacement horizontaux. U _x = 451,60*10 ⁻³ m.....	102
Figure.VI.23 : Les champs des déplacements verticaux. U _y = 365,66*10 ⁻³ m.....	102
Figure.VI.24: L'évolution du coefficient de sécurité. FS=1,4	103

Liste des tableaux

Chapitre II : Méthode de calcul de stabilité de pente

Tableau. II. 1 : Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus32

Tableau. II. 2 : Choix du coefficient de sécurité35

Chapitre III : Techniques de confortements

Tableau .III .1. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de poussée 55

Chapitre IV : Présentation du site

Tableau .IV .1 : Précipitations moyennes mensuelles (Année 1997-2006)60

Tableau. IV 2 : Températures moyennes mensuelles (Année 1997-2006)60

Chapitre V : Interprétation des résultats d'une étude expérimental

Tableau. V. 1: Tableau relatif à la compressibilité75

Tableau. V. 2 : Tableau relatif au gonflement75

Tableau. V .3 : Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°1) 76

Tableau. V .5 : Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°1)76

Tableau. V .4 : Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°2)77

Tableau. V .6 : Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°2)77

Tableau. V .7: les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°3)78

Tableau. V .8 : les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°3)78

Tableau. V .9. Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°4)79

Tableau. V .10. Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°4)79

Tableau. V .11. Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°5)80

Tableau. V .12. Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°5) 80

Tableau. V .13 : les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°6)81

Tableau. V .14 : les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°6)81

Tableau. V .15: les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique (essai N°7)82

Tableau. V .16: les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement (essai N°7)82

Chapitre VI : études de stabilités de versant de Médéa

Tableau. VI.1 : tableau des paramètres mécaniques du sol étudié89

Introduction générale

Les mouvements de terrains sont l'ensemble des phénomènes naturels ou anthropiques, qui provoquent une modification et le déplacement des sols et des reliefs, et il engendre des endommagements des habitations et de suite des dangers graves sur la vie humaine par l'instabilité des terrains et l'effondrement des structures notamment lors des tremblements de terre et lors des périodes pluvieuses intenses.

Ces derniers temps l'Algérie enregistre un nombre important des mouvements de terrain surtout dans la partie nord du pays où les hauts plateaux inscrivent un glissement de terrain de la cité universitaire de la wilaya de Médéa.

La cité universitaire de Chraïria située à 2 KM au nord-ouest de la ville de Médéa

A enregistré un glissement de terrain dès sa construction au début du commencement des travaux en 1994, qui s'est développé dans le temps et s'est aggravé en 2012 après les dernières intempéries, les causes sont multiples, on cite la topographie du site, les eaux pluviales, ou les eaux d'assainissements sur la clôture de la cité.

Ce travail est réparti en 6 chapitres :

Le premier chapitre est consacré à l'étude des généralités et cause des glissements de terrain ;

Le second chapitre est consacré à l'étude et définition des différentes méthodes de calcul de stabilité de pente ;

Le troisième chapitre est consacré à l'étude et techniques de confortement des glissements ;

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation de la zone d'études et des différents désordres du glissement de la cité universitaire ;

Introduction générale

Le cinquième chapitre est consacré à l'interprétation des résultats d'une étude expérimentale ;

Le sixième chapitre propose une étude numérique avec le logiciel plaxis, ainsi que les différents résultats ;

Le mémoire se termine par une conclusion générale résumant l'ensemble des résultats obtenus.

I.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques et géomorphologique, qui touchent de nombreuses régions du globe terrestres, notamment l'Algérie.

Ils représentent un majeur risque pour les populations humaines, animales et les massifs forestiers, car ils provoquent des dégâts et dommages qui ont des conséquences graves sur le développement et par fois ils peuvent entrainer même des catastrophes.

Dans ce chapitre il est indisponible illustrer l'importance de l'étude de ces phénomènes par la définition et la description de leur types selon la vitesse (rapide, lent) la continuité et la discontinuité et connaitre les principale cause qui peuvent les susciter.

I.2. Description des mouvements des terrains

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous sol sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.).

Il ya plusieurs critères de classification des mouvements de terrains, parmi ces critères :

- Ø Critères géologiques ;
- Ø Critères d'âge du mouvement de terrain ;
- Ø Critères géomorphologiques ;
- Ø Critères mécanique ...Ets ;

Et à partir de ces critères on peut présenter les principaux types de classification possibles des mouvements de terrains

I.3. Processus de formation

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et de leur déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides, Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes.

Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

I.3.1. Les mouvements lents

Entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

I.3.1. 1. Les affaissements

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels.

Ces cavités peuvent être :

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses... ;
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution ;
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...)

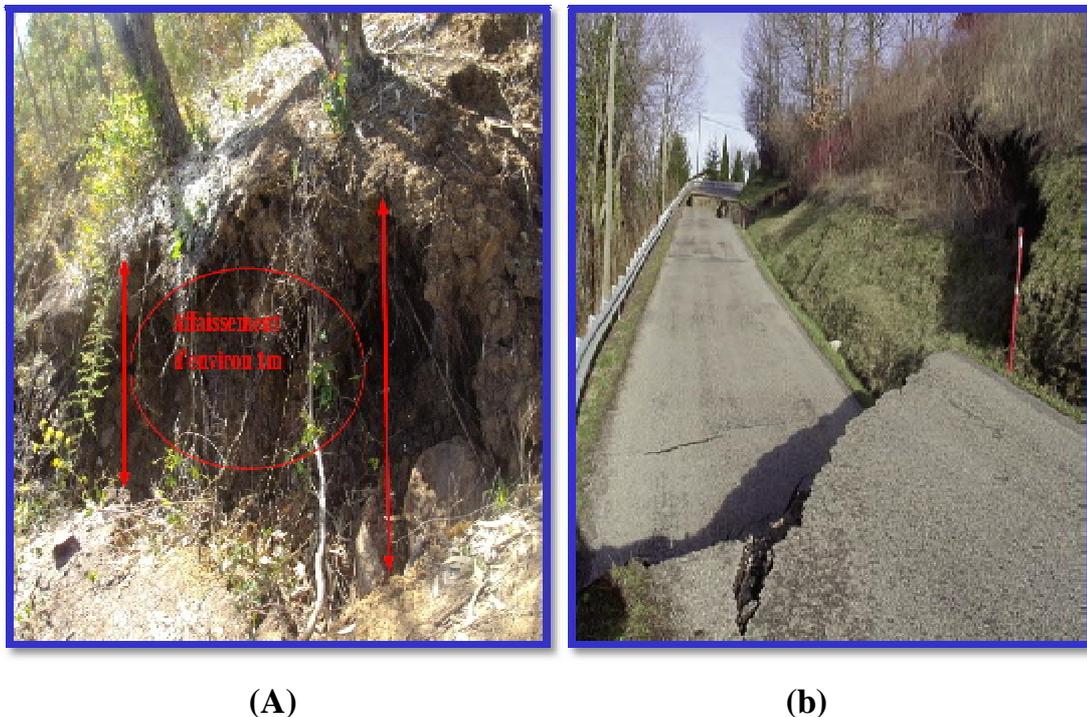


Figure. I. 1 :

A- Affaissement au niveau de tizirt b-Affaissement au niveau d'une route

I.3.1. 2. Les tassements

Diminution de volume de certains sols, sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.

Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières comme c'est le cas de la ville de Mexico qui est construite sur des alluvions, qui tassée de 7 mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe.

I.3.1. 3. Les retraits-gonflements

Il se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait, à l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. Des tassements peuvent également être observés dans d'autres types de sols, Lors des variations de Leur teneur en eau.

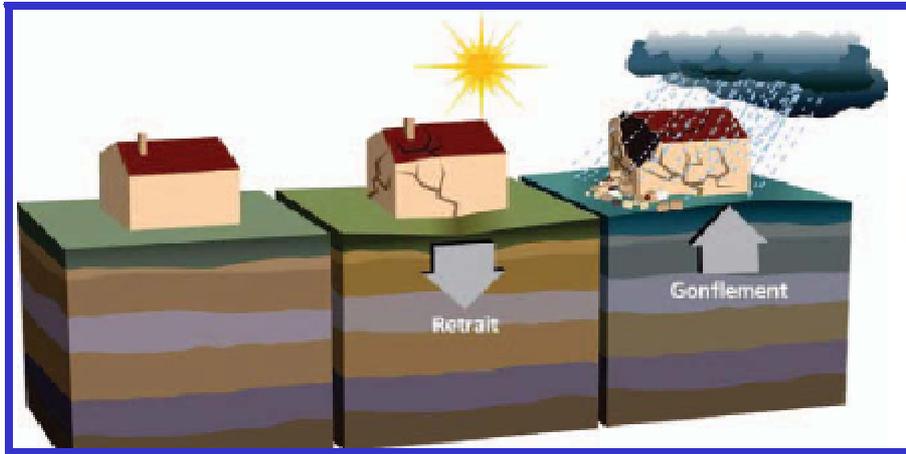


Figure. I. 2 : phénomène du retrait gonflement

I.3.1. 4. La solifluxion

Phénomène d'écoulement des sols en surface des pentes très faibles ; il est dû à l'alternance gel/dégel, au passage d'animaux, à l'action des racines.

I.3.1. 5. Le fluage

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois. Il se fait très lentement, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique.

C'est un phénomène de déformation lent sous sollicitation permanente constante, qui affecte en général certaines pentes naturelles argileuses. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles.

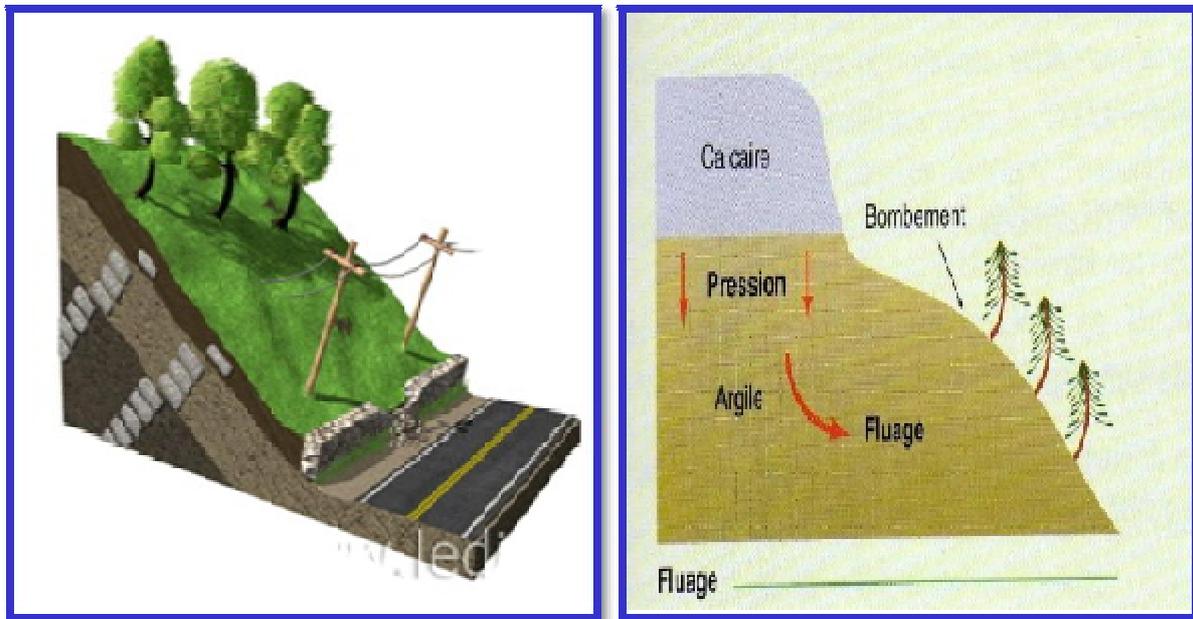


Figure. I. 3 : phénomène du fluage

I.3.1. 6. Le fauchage

C'est un mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des têtes de couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres). Les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rocher disloqué puis d'éboulis.

Des ruptures brutales peuvent se produire.

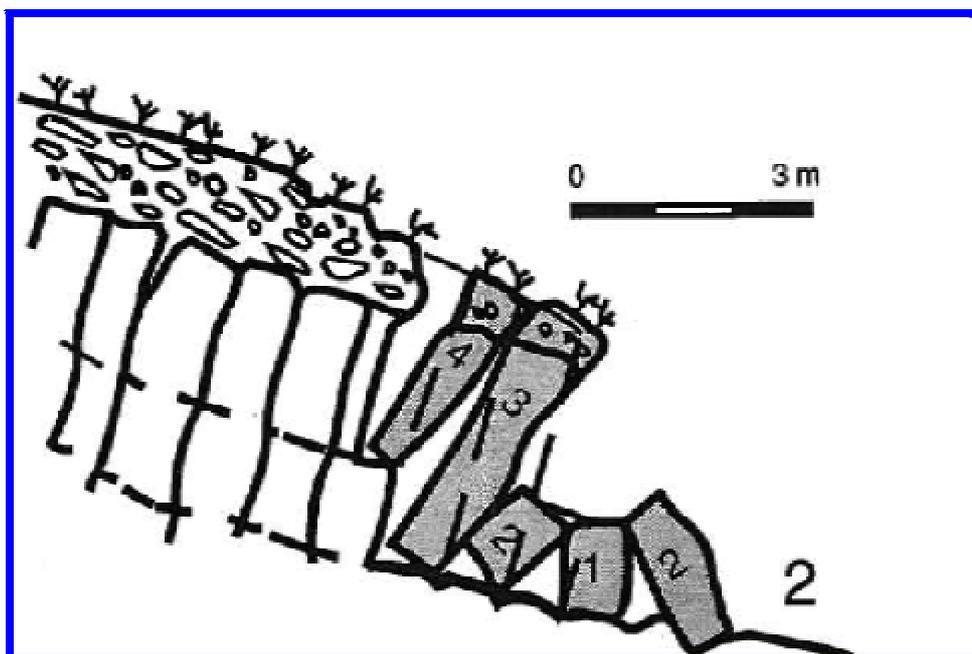
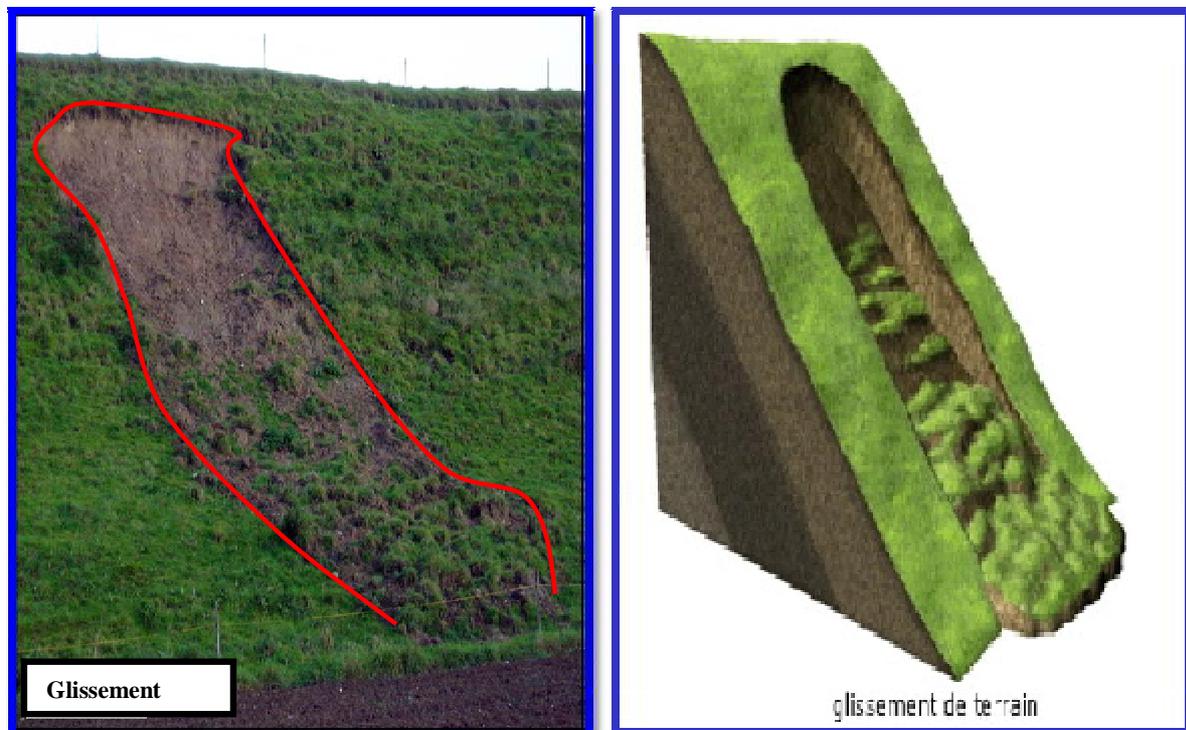


Figure. I. 4 : Phénomène de fauchage**I.3.1. 7. Les glissements de terrain**

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables ; quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un vers

**Figure. I. 5 : Glissement de terrain****I.3.2. Les mouvements rapides**

Se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

I.3.2. 1. Les effondrements

Résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture.

Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans ce cas concerner des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fontis plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres.

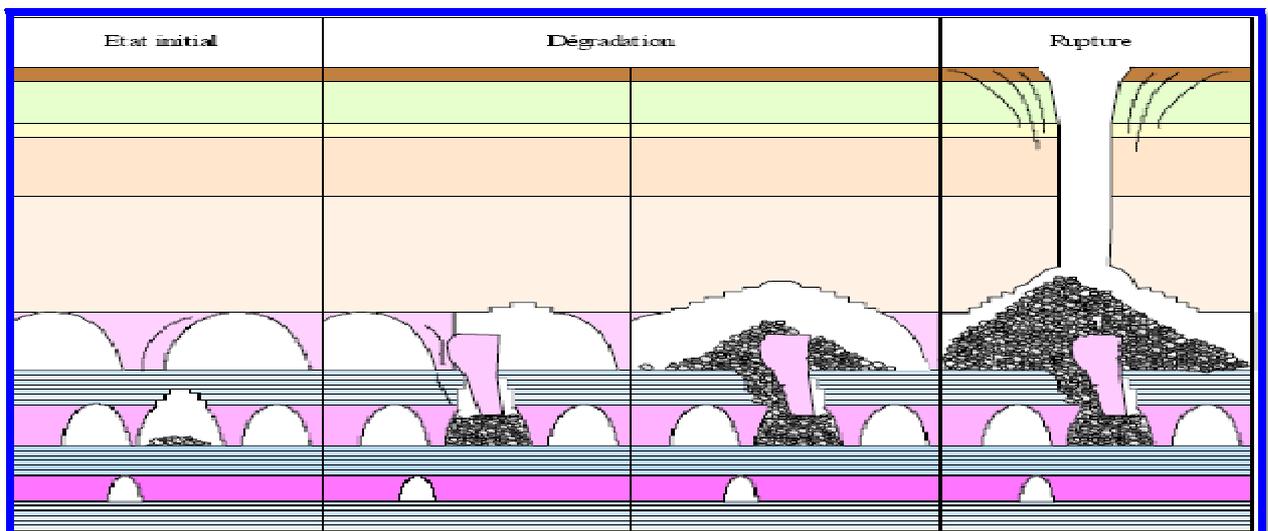
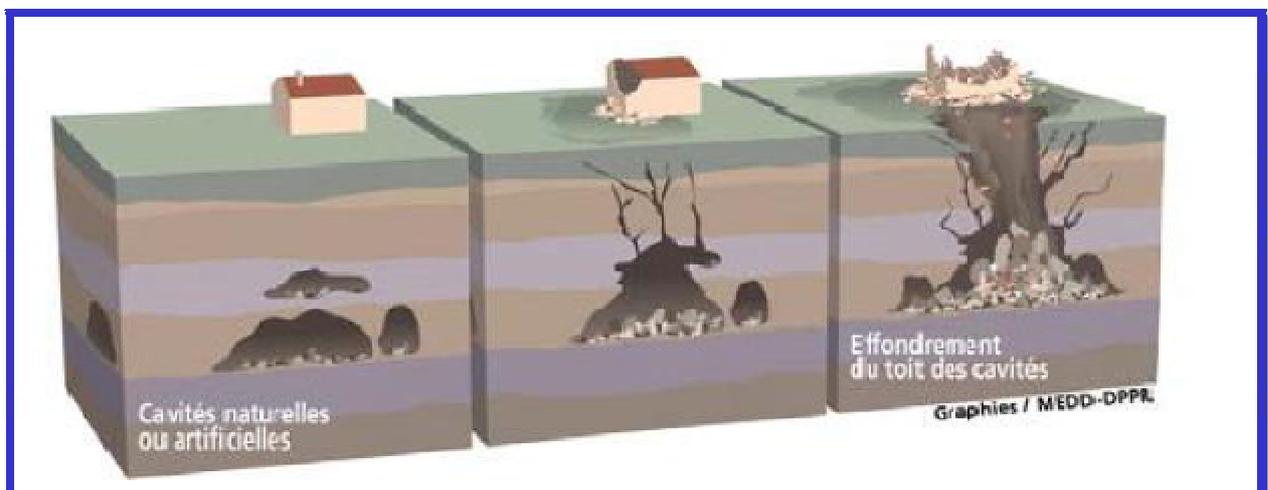


Figure. I 6 : Les effondrements**I.3.2. 2. Les écroulements**

Ce sont des chutes de masses rocheuses, ils sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grès, roches cristallines ... Le processus d'écroulement (chute) commence avec la désagrégation de matériel rocheux ou meuble sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvements de cisaillement. Le matériel tombe ensuite principalement en chute libre, en rebondissant et/ou en roulant.





Figure. I.7 : Les écoulements

I.3.2. 3. Les coulées boueuses

Ce sont des écoulements de matériaux très riches en eau. Ces phénomènes sont dus à un apport massif d'eau sur des matériaux non consolidés. On les observe fréquemment à l'aval de glissements de terrain gorgés d'eau.

Les Laves torrentielles et coulées de boue sont caractérisées par leur comportement fluide de forte densité ; elles sont donc assez inféodées à la topographie, et peuvent parcourir de très grandes distances. De plus, elles ont une forte capacité à transporter et à arracher des matériaux du substratum.

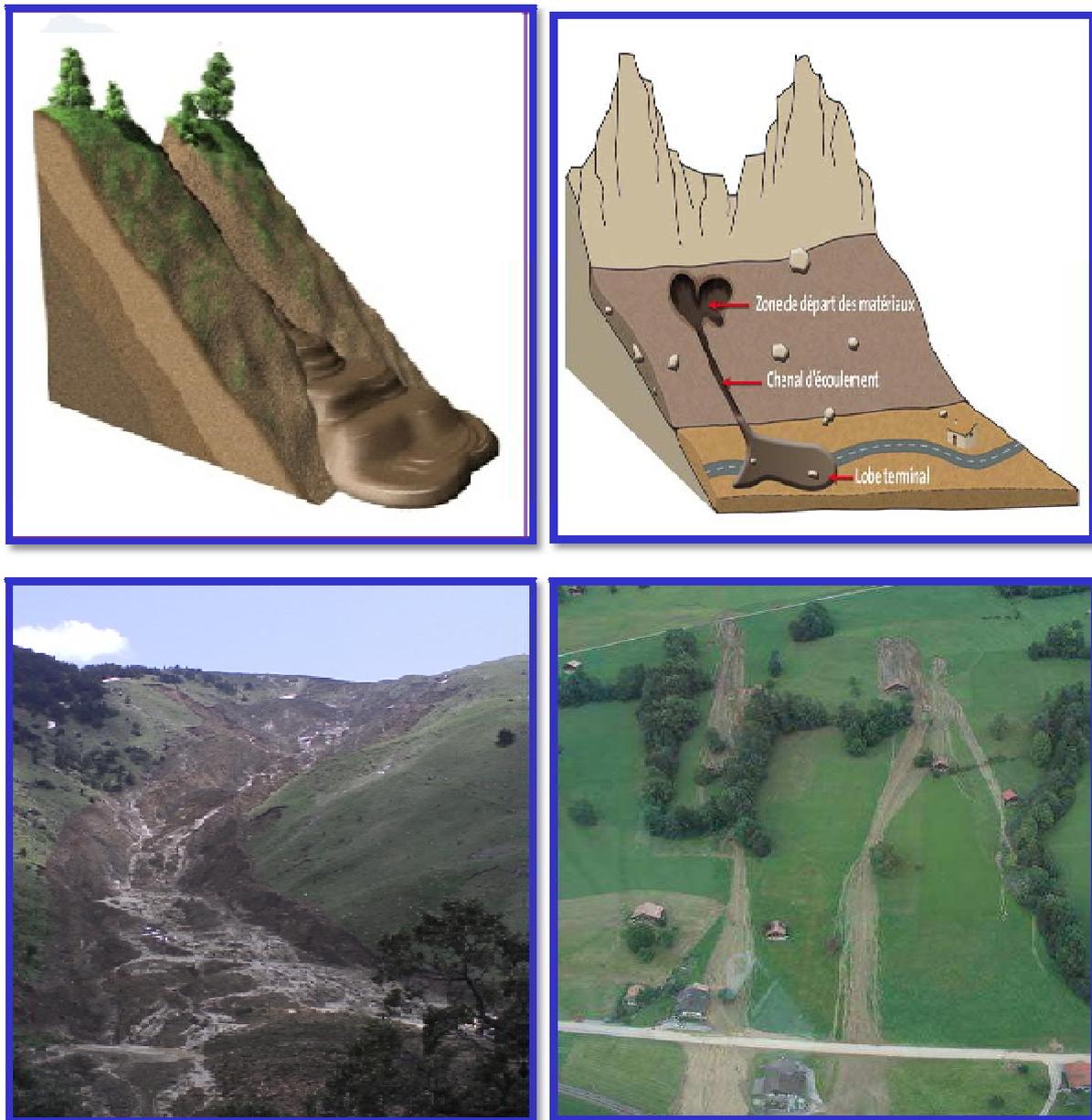


Figure. I. 8 : Les coulées boueuses

I.4. La morphologie des glissements de terrains et facteurs d'instabilités

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau.

I.4.1. Les glissements de terrains

Comme définit précédemment ; les glissements de terrain se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Les glissements sont des mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- ü Glissement plan.
- ü Glissement rotationnels.
- ü Glissement rotationnels complexes.

I.4.1.1. Glissement plan

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique ; zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification, La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « **couche savon** ».

Les glissements plans ou translationnels peuvent être parfois assimilés à des écroulements, car ils font intervenir des masses rocheuses qui glissent sur leurs joints de stratification en provoquant, de par leur soudaineté, une impression d'écroulement.

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont inclinées dans le sens de la pente et constituent des surfaces de glissements potentiels.

Lors d'un glissement translationnel, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

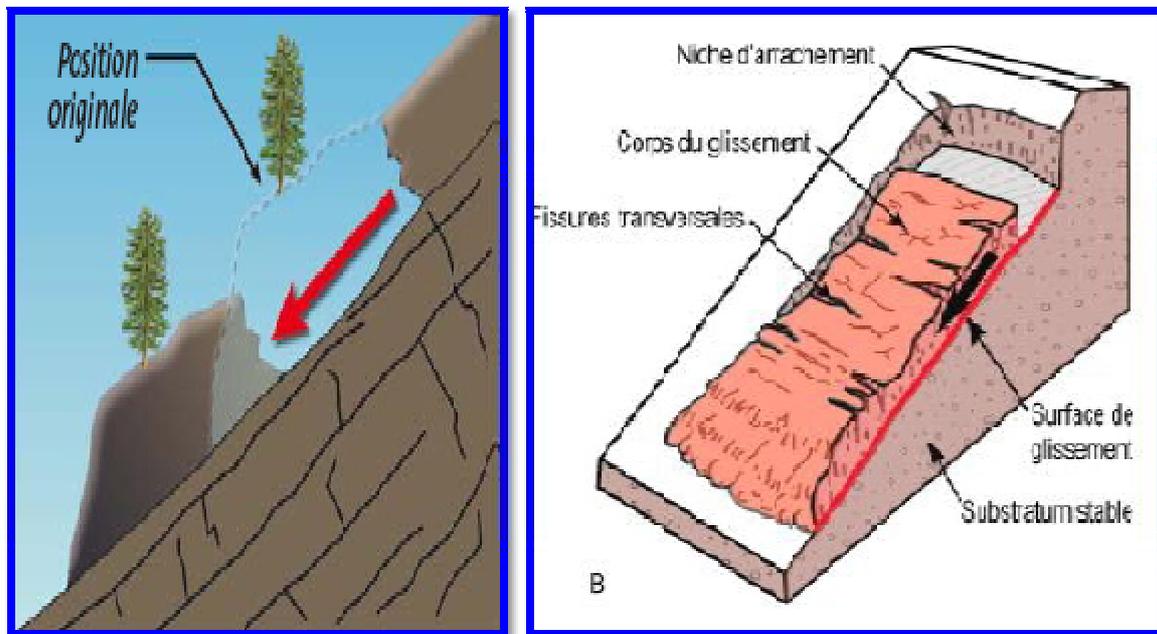


Figure. I. 9 : Glissement plan

I.4.1.2. Glissement rotationnels

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère.

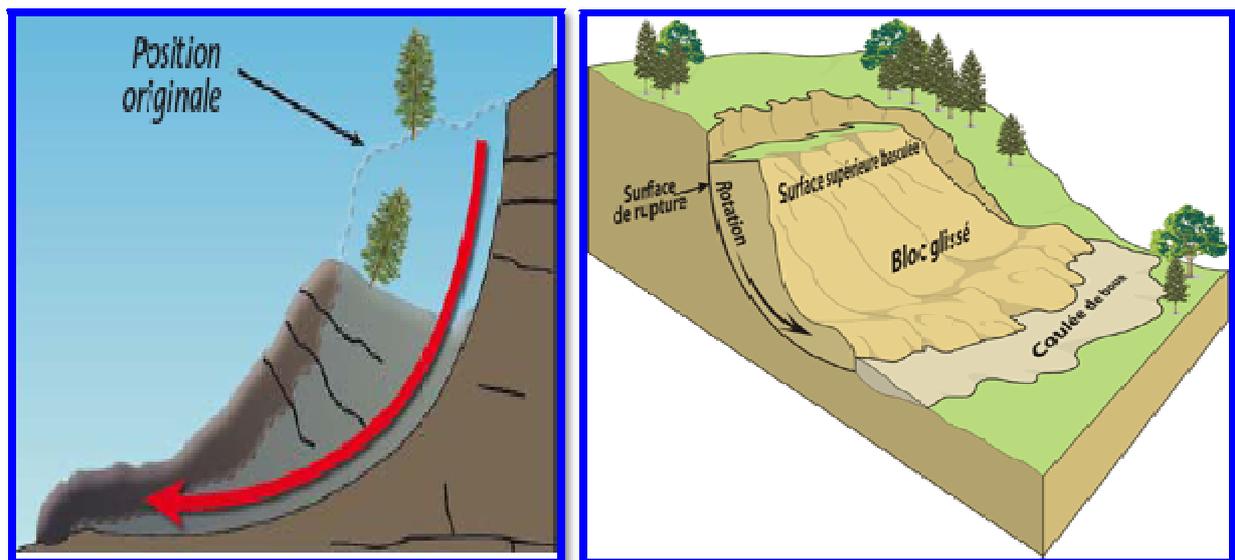


Figure. I.10 : Glissement rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure N°11), au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées.

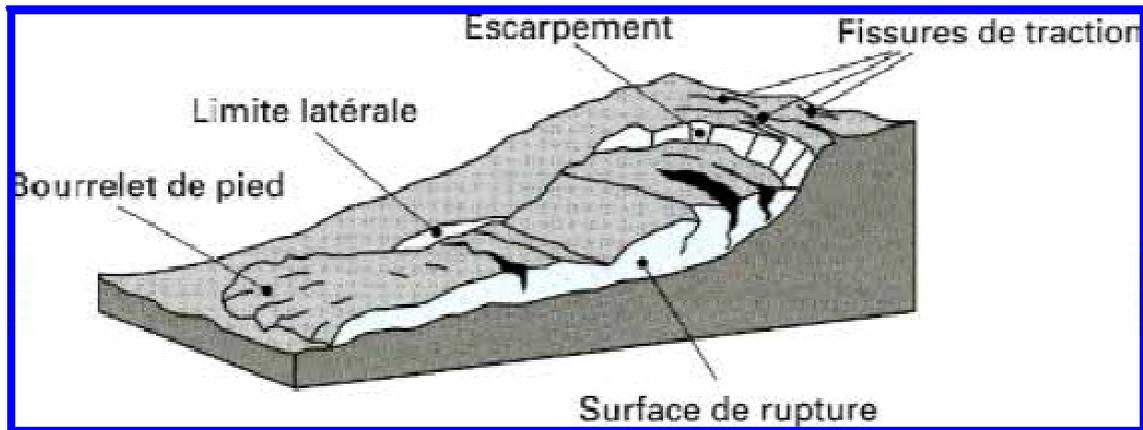


Figure. I.11: Diagramme schématique d'un glissement de terrain

Ils se produisent plus généralement dans les sols et parfois les roches homogènes où il n'y a pas de discontinuités géologiques suffisamment persistantes ou si la fracturation est suffisamment intense pour permettre une telle surface de glissement. Pour les calculs de stabilité, on assimile la surface du glissement circulaire à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de la masse autour du centre du cercle.

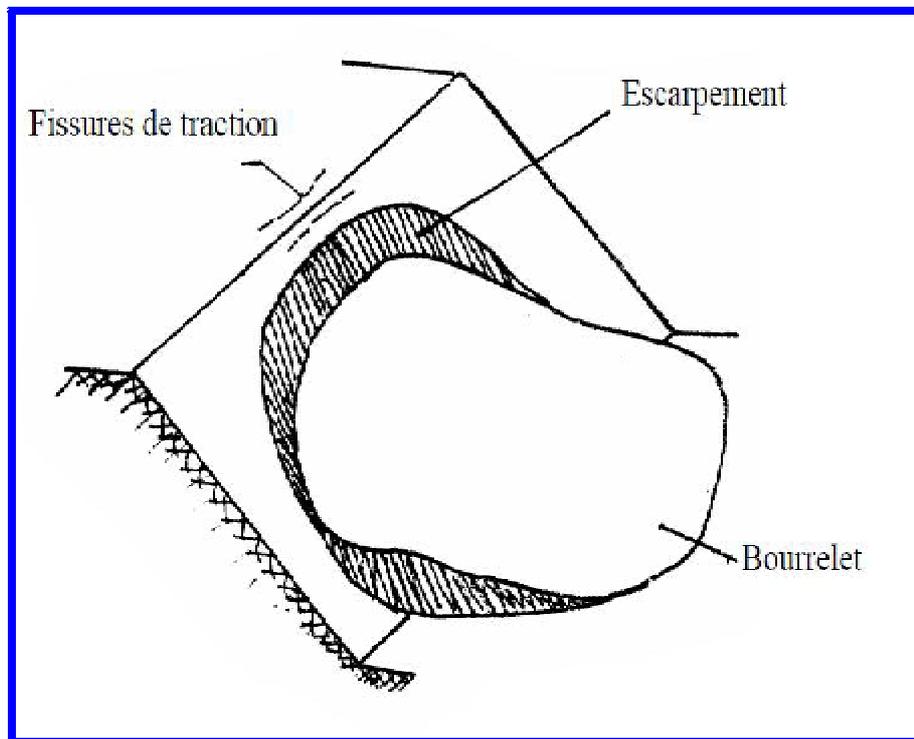


Figure. I.12 : Glissement rotationnel

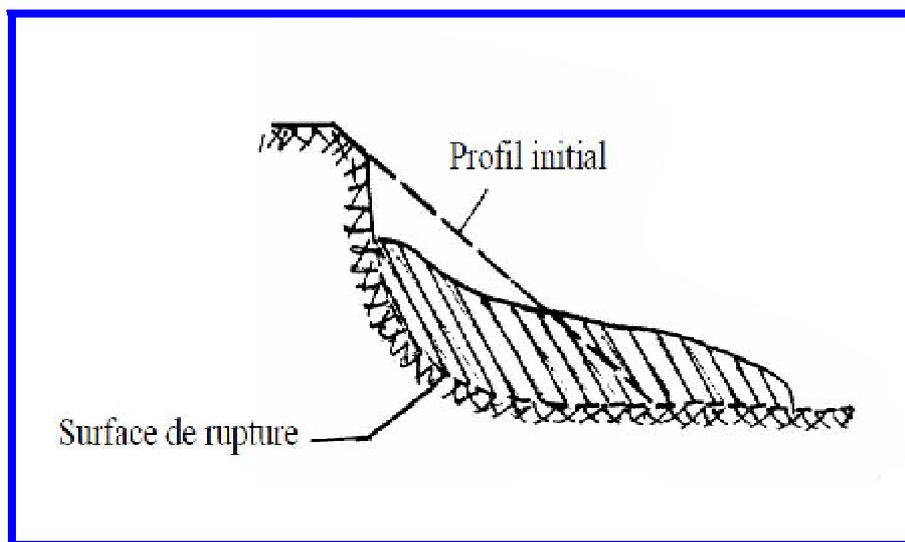


Figure. I.13 : Profil de rupture d'un glissement.

I.4.1.3. Glissement rotationnels complexes

Les mouvements complexes sont par définition l'association de plusieurs types de mouvements qui se déclenchent, soit ensemble, soit successivement, ce type de

glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

Les causes de déclenchement sont principalement le résultat d'une activité intense de l'eau qui est engendrée, soit par un ou des pics d'intensité des pluies, soit par l'action retardée des eaux de pluie sur la nappe de fracture. On observe en général la formation d'une marche d'escalier à l'amont et d'un bourrelet de pied à l'aval.

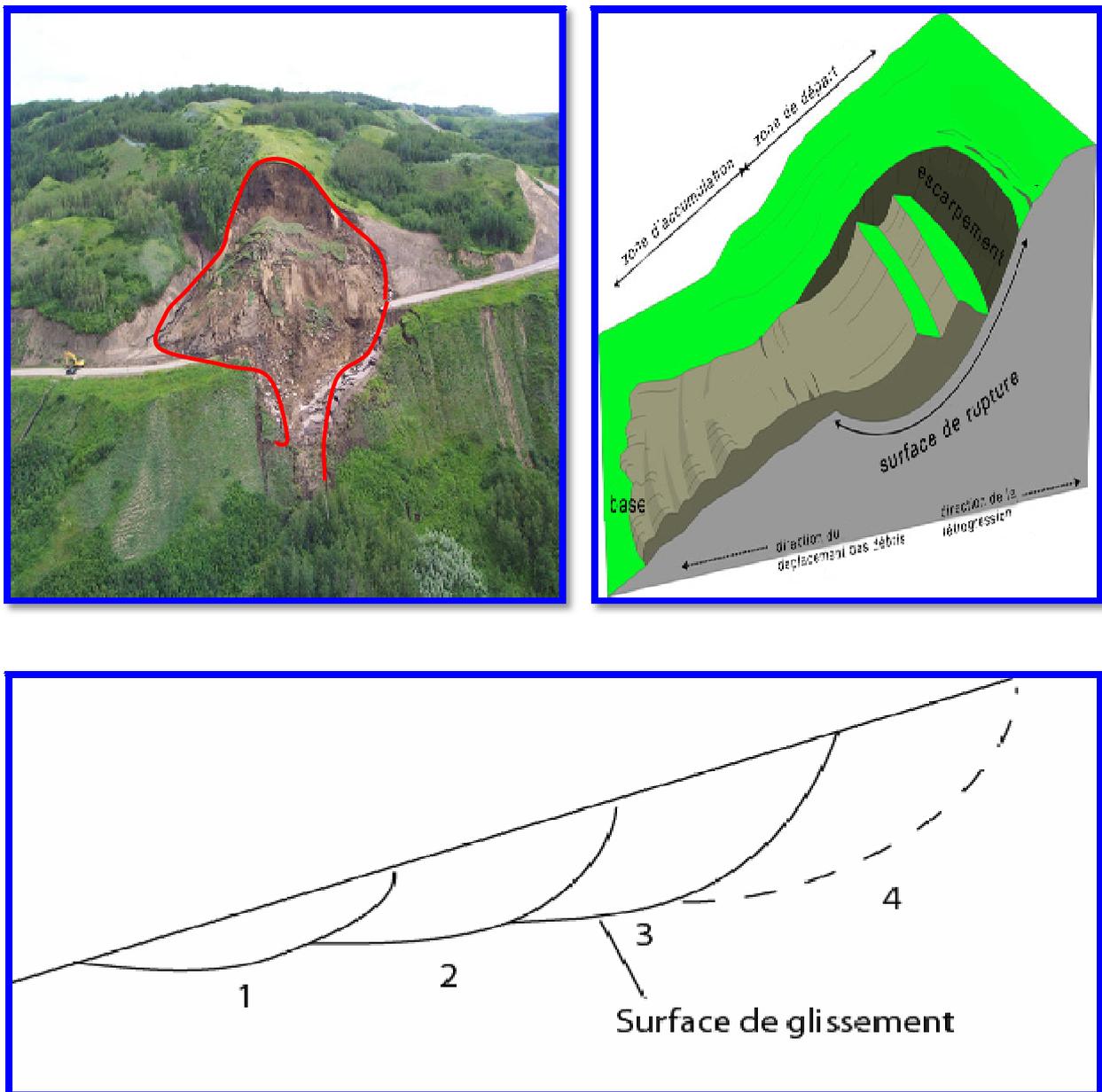


Figure. I.14 : Glissement rotationnels complexes

I.5. Principales causes des glissements de terrain

Les processus d'instabilité d'une pente dépendent de différents facteurs :

- ü Sa géométrie,
- ü La résistance au cisaillement des sols ou des roches,
- ü Les pressions de l'eau interstitielles,
- ü Les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

I.5.1. Géométrie

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

I.5.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle ;

I.5.3. Conditions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépend de couches de terrains situées bien en amont.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement
- De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique

I.5.4. Facteurs climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

Ø Pluie, neige, évapotranspiration

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

Ø Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

Ø Constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité, l'ensemble pente et remblai.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

Ø Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, Avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement pour la stabilité de ce dernier.

Ø Exploitation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- Remembrement ;
- Déforestation ;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

I.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types des mouvements de terrain qui existent dans la nature et leur classification.

L'étude de ces différents mouvements nous ont permet de distinguer les causes qui les provoquent et les conséquences qui en résultent pour la prévention dans le but de découvrir les solutions et la protection des milieux naturelles et leurs richesses.

II .1. Introduction

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes des bâtiments, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoque des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

II .2. Eléments de base du calcul

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître :

- ü la géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités
- ü les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ;
- ü la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus ;
- ü les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- ü les projets et les risques ;

Deux familles de calculs peuvent être réalisées

II .2.1. Calculs après glissement (étude a posteriori)

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il ne se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable.

Dans ce cas de figure .II. 1 la géométrie de la surface de rupture est connue (au moins partiellement) et, puisqu'il y a eu rupture, cela signifie que les terrains avaient atteint leur état limite à la rupture. Le coefficient de sécurité est de 1.

II .2. 2. Calculs avant le glissement (a priori)

On ne connaît pas, a priori, la géométrie la plus critique, ni la surface la plus défavorable dans ce cas.

L'objectif du calcul va être de déterminer la surface de glissement, qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, sera la plus critique.

Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possible et à trouver par " tâtonnements " la surface la plus défavorable (nous verrons, par la suite, que la recherche ne se fait pas complètement au hasard). Chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira, en général la valeur d'un coefficient de sécurité F_s .

F_s est le coefficient de sécurité du talus par rapport à la rupture sur la surface envisagée.

Le coefficient de sécurité du site sera la plus faible des valeurs de F_s obtenues. La surface correspondant au coefficient de sécurité le plus faible est la surface de rupture la plus probable.

Dans des calculs a priori, l'ouvrage va être dimensionné avec un certain coefficient de sécurité qui sera fonction de la situation. La stabilité recherchée et donc la valeur du coefficient de sécurité du site, sera fonction de la durée de l'ouvrage.

II .3. Les méthodes de calcul

L'objet de notre étude comportera deux formes de glissement :

- Ø Glissement plan
- Ø Glissement circulaire

II .3. 1. Glissement plan

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans.

D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B'

Le coefficient de sécurité F_S peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

- Dans le cas des glissements plans
- Dans le cas d'un glissement circulaires

II .3. 1.1. Calcul du coefficient de sécurité dans le cas d'un glissement plan de longueur infinie

On considère un talus indéfini incliné de α , formé de sol homogène de caractéristiques c, ϕ ,

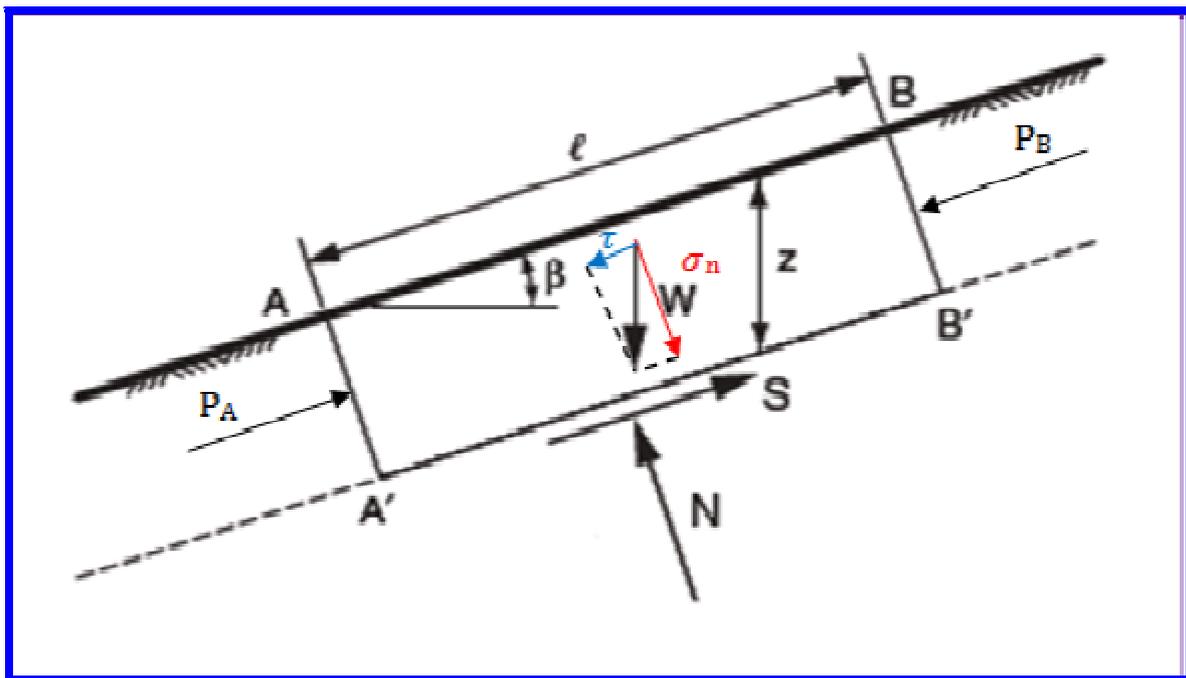


Figure. II. 1 : Les efforts appliqués sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (1). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans le calcul.

Equilibre des forces au plan AB :

PA et PB s'équilibrent

$$W = \gamma Z. AB. \cos\beta$$

$$T = \gamma Z. AB. \cos\beta. \sin\beta$$

$$N = \gamma Z. AB. \cos^2 \beta$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie pour obtenir:

$$\tau = \gamma Z. \cos\beta. \sin\beta$$

$$\sigma_n = \gamma Z. \cos \beta$$

La résistance au cisaillement du sol :

$$R = C'. AB + \text{tg}\varphi. AB$$

Le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{C' + \gamma Z. \cos^2\beta. \text{tg}\varphi}{\gamma Z. \cos\beta. \sin\beta}$$

$$F_s = \frac{C'}{\gamma Z. \cos \beta. \sin \beta} + \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\beta}$$

Posons :

$N = \text{---}$ Facteur de stabilité F_s sera directement proportionnel à N

II .3. 1. 2. Généralisation de la méthode

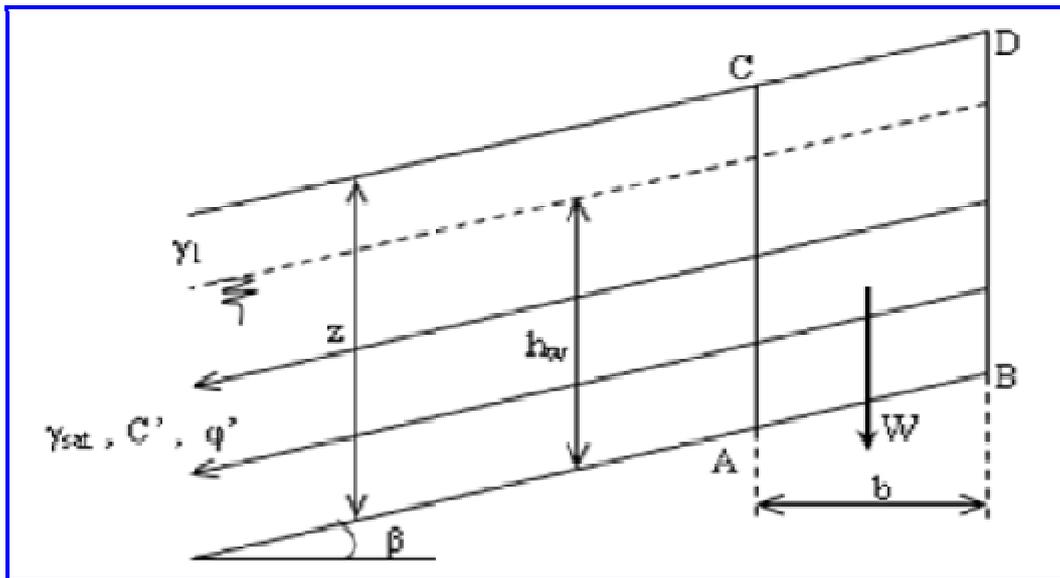


Figure. II. 2 : Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.

En décomposant W en N et T

Sur AB

La résultante ($U = u \cdot AB$), orientée sur la normale à AB est :

D'après l'équation de COULOMB :

Dans le cas particulier

Ø Pas de nappes

Ø γ Constante

La formule devient alors :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' + \gamma \cdot Z \cos^2 \beta \cdot \text{tg} \varphi}{\gamma \cdot Z \cos \beta \sin \beta}$$

II .3. 2. Glissement circulaire (calcul à l'équilibre limite)

Nous avons mentionné à plusieurs reprises que, dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en deux dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel. Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

II .3. 2. 1. Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Ø D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques et par la pression de l'aquifère ;
- Ø D'un talus de hauteur H faisant un angle b avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il

existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor ou de Biarrez).

II .3. 2. 2. Méthodes des tranches

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope et utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.

Le principe est de couper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales). voir (la figure n° 3)

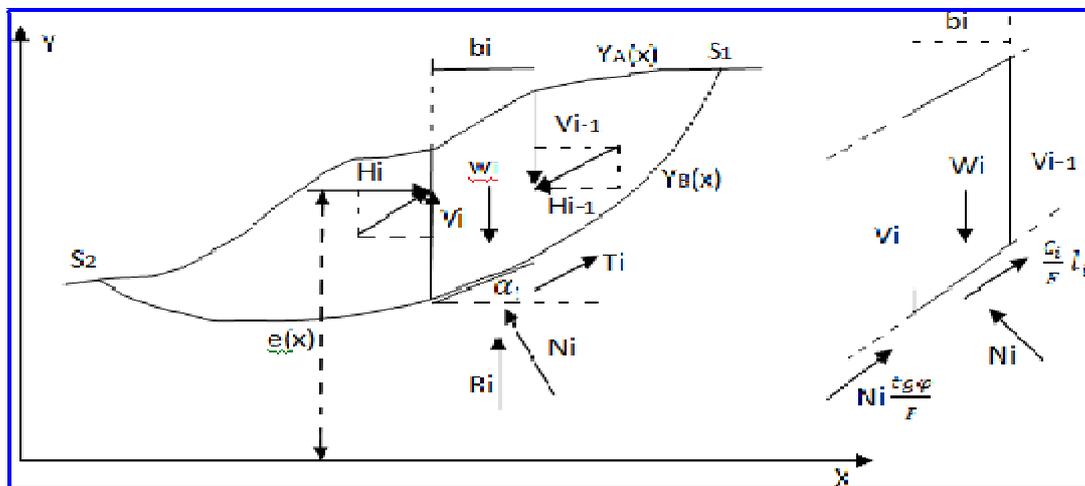


Figure. II. 3 .les effort existe sur une tranche

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches ne nécessitent pas cette hypothèse. L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant un bilan des forces :

Une tranche i est soumise à :

- Ø Un poids $W_i = \gamma_i b_i$
- Ø Les efforts intertranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et Horizontaux H_i et H_{i+1} .
- Ø La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit.

Une composante normale

$$b_i N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad \text{et} \quad l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i \quad \text{or} \quad \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \tan \varphi_{ci} \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \varphi_i}{F}$$

Remarquons que C_i et φ_i qui interviennent dans le calcul de T_i sont des caractéristiques critiques. Pour un talus composé de n tranches non homogènes, caractérisées par C_i et à la base on peut formuler :

- Ø L'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit $3n$ équations.
- Ø On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit 1 inconnue.
- Ø Les efforts normaux, inconnus la base des tranches sont : au nombre de n .
- Ø Enfin les efforts intertranches au nombre de $(n-1)$ se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

Soit un total de $3n$ équations pour $4n-2$ inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque $n-2$ relations et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire, c'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches.

II .3. 2. 2.1. Méthode de Fellenius

Est une méthode qui fait appel sur les valeurs des efforts intertranches appelée aussi méthode suédoise 1936, on suppose que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

- Ø La ligne de glissement est de forme circulaire
- Ø On néglige totalement les efforts intertranches
- Ø La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

La répartition des N_i sera attaché d'erreurs mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve ;

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F :

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \cos \alpha_i} \left[\sum w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

L'équation qui permet de déterminer F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi_i = 0$)

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right]$$

II. 3.2.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée

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

donc que pour tout i , $(V_i - V_{i+1})=0$, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Dans cette méthode on considère que :

ü La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.

ü Les efforts verticaux intertranches sont nuls $(V_n - V_{n+1})=0$

Il n'est pas la peine que l'on vérifie toutes les équations de la statique Du fait qu'on se contente de :

ü N équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.

ü 1 équation du moment global.

Pour les inconnues que sont les n efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F . On ne vérifie donc pas l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

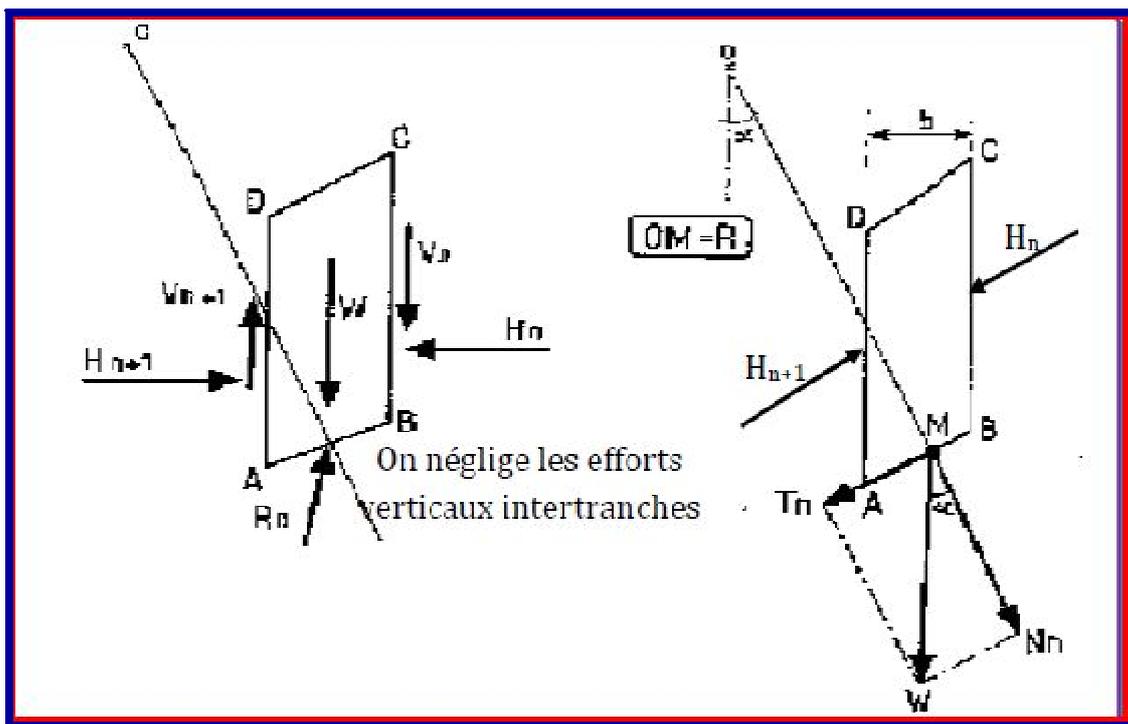


Figure. II. 4 : Les forces agissant sur une tranche méthode de Bishop simplifiée

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des

techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes sont représentées dans le tableau 1.

Tableau. II. 1 : Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus

Méthode	Caractéristiques
Abaque de stabilité de pente (Janbu 1968 ; Duncan et al.1987)	<ul style="list-style-type: none"> • Assez précise pour plusieurs résolutions • Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. • Ne satisfait pas l'équation d'équilibres des forces horizontales et verticales. • Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Bishop simplifiée (Bishop 1955)	<ul style="list-style-type: none"> • Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. • Satisfait l'équilibre des forces Horizontales. • Satisfait l'équation d'équilibre des Moments.
Méthode de Perturbation (1972)	<ul style="list-style-type: none"> • N'importe quelle forme de surface de glissement. • Satisfait l'équilibre des forces verticales et horizontales. • Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Procédure généralisée des tranches de (Janbu 1968)	<ul style="list-style-type: none"> • N'importe quelle forme de surface de glissement. • Satisfait toutes les conditions d'équilibre. • Permet la variation de la position des forces Latérales intertranches.
(Morgenstern et Price 1965)	<ul style="list-style-type: none"> • N'importe quelle forme de surface de glissement. • Satisfait toutes les conditions d'équilibre. • Permet de faire varier l'orientation des forces latérales intertranches.
Méthode de Spencer (Spencer 1967)	<ul style="list-style-type: none"> - N'importe quelle forme de surface de glissement. - Satisfait toutes les conditions d'équilibre. - Les forces latérales intertranches sont supposées parallèles

II .4. L'objectif des méthodes

II .4. 1. Définition du facteur de sécurité

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols.

de nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. Un coefficient de sécurité peut être défini comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou autres.

En première approximation on peut caractériser l'état de la stabilité par :

- $F_s < 1$ talus très instable
- $F_s = 1$ talus de stabilité précaire (Equilibre limite)
- $F_s > 1$ talus stable

Dans la suite de ce travail le coefficient de sécurité adopté sera :

$$F_s = \frac{\zeta_{max}}{\zeta}$$

ζ_{max} Désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, définit par :

$$\zeta_{max} = C' + \sigma' \tan \phi$$

ζ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Avec C' et ϕ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement d'un massif donné.

II. 4 .2 . Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité

Il faut d'abord rappeler que l'application de ce coefficient a pour raison d'être fondamentale de se tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture.

Dans cette optique générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par F_s :

II.4.2.1.1er rôle : se tenir plus au moins éloigné de la rupture selon la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou encore selon l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture dans cette optique, F apparaît donc comme un « coefficient d'assurance ».

Il ne faut jamais perdre de vue que plus F est élevé plus le projet sera cher ; l'assurance se paie. L'application de ce « coefficient d'assurance » suppose que la valeur de la résistance limite qui définit la rupture est connue.

II.4.2.2.2^{ème} rôle : prendre en compte et digérer les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul. Rappelons les deux causes principales d'erreurs, lesquelles peuvent d'ailleurs se combiner, voir s'additionner.

- ü Incertitude sur la valeur réelle qui peut d'ailleurs changer avec le temps des paramètres pris en compte dans le calcul. (C, ϕ, γ, U). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont plus réduites.

Finalement, la valeur de F_S qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans le chiffre retenu. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces, et un choix correct de F suppose une bonne pratique de ces problèmes.

A titre d'orientation, on peut dire qu'en règle générale, la valeur adoptée pour F est assez rarement inférieure à 1,5.

Tableau. II. 2 : Choix du coefficient de sécurité

FS	Eta d'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	<ul style="list-style-type: none"> ü sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants ü sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique

>1.4	satisfaisante pour les barrages
------	---------------------------------

II .5. Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture

En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price).

De cette étude comparative des méthodes d'analyse, ils en déduisent les points suivants :

Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de Janbu rigoureuse, Spencer, Morgenstern et Price donnent des résultats précis.

La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.

Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter tranches.

Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent (méthode ordinaire de tranches) être très imprécises

.

II .6. Recherche de coefficient de sécurité du talus

Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux noeuds d'une grille

rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable.

II .7. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux.

Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme.

A court terme, le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU.

Le rôle de l'eau est donc essentielle dans la stabilité (ou l'instabilité des talus)

Pour un calcul a priori, les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter, les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

Conclusion

Un des problèmes les plus fondamentaux des méthodes de calcul à la rupture de la stabilité des talus est la définition de la forme de la ligne de rupture.

Pendant longtemps, l'étude de la stabilité des talus a été basée sur l'hypothèse d'une rupture plastique le long d'une surface cylindrique circulaire.

Le cercle est la forme géométrique la plus utilisée en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure.

Pour éviter la rupture des talus, des recherches ont été faites pour arriver à comprendre ce phénomène de rupture et d'établir sa stabilité en faisant introduire un coefficient de sécurité calculé par diverses méthodes.

Beaucoup d'auteurs, ont effectué plusieurs essais sur différentes méthodes en prenant plusieurs exemples.

Pour le calcul du coefficient de sécurité deux grandes familles méthodes sont généralement utilisées, on retrouve celles qui sont basées sur l'équilibre limite et qui utilise une loi rigide plastique et celles qui considèrent que le sol est déformable et utilisent des lois élasto plastique, ces dernières sont généralement numériques.

III.1. Introduction

Lors de l'élaboration d'un projet ; les géotechniciens ont recours à des méthodes d'amélioration des sols qui sont des outils de résolution de problèmes rencontrés, soit qu'il s'agit de stabilité ou de déformation.

Ces techniques ont été développées pour l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Elles sont efficaces pour consolider et stabiliser les sols à risque de glissement, quelque soit la surface de la rupture. Par contre, il est indispensable de connaître sa dimension et son origine : écoulement d'eau, surcharge et altération des sols ou un ruissellement intense. D'où dépend le choix de la méthode.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service.

III.2. Choix de la méthode

Le choix d'une méthode de confortement résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en :

- a) Terrassements (modifications géométriques comme déchargement, reprofilage et substitution, réduction de la pente).
- b) Introduction des éléments résistants dans le sol.
- c) Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile).
- d) Traitement chimique ou biologique.

- e) Diminution de la pression d'eau par drainage.

III .2.1 . Les terrassements

Les terrassements désignent l'activité qui consiste à préparer un sol en déplaçant des terres. Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- ü L'action sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied),
- ü Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
- ü Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).



Figure. III.1 : Phase terrassement pour stabilisation d'une pente.

III.2.1.1. Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières, d'une part, il équilibre les

forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibre limite) de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (inclinomètre, coupes des sondages, observation de terrain).

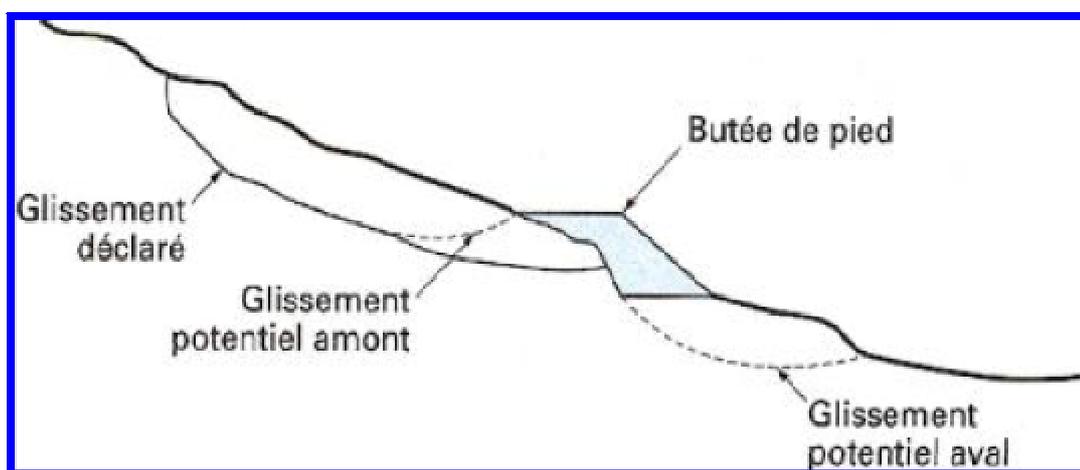


Figure. III. 2 : Butée en pied

III .2.1.2. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

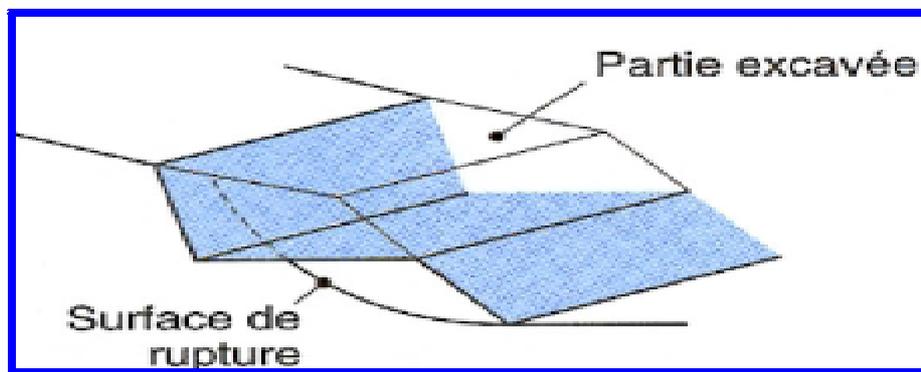


Figure. III.3 : Allègement en tête

III .2.1.3. Le Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête ; il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

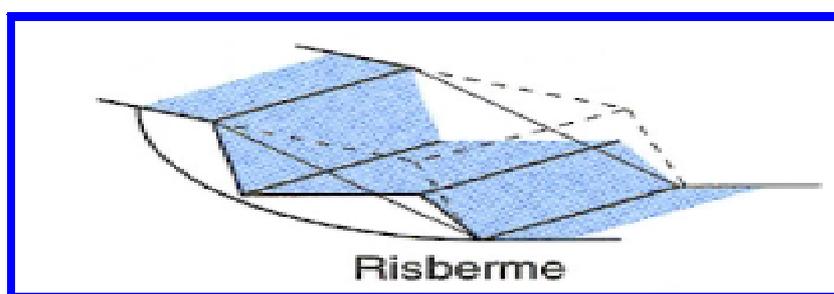


Figure .III 4 : Reprofilage

III.2.1.4. Les purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de

taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable ($FS = 1.5$).

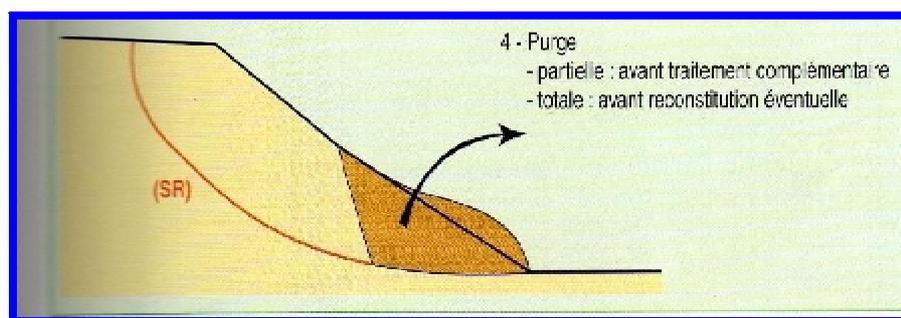


Figure. III.5 : Purge

III.2.1.5. Substitution totale ou partielle

La solution à priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou en partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique

a) Substitution totale des matériaux glissés :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. La vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place).

On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on s'assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à $FS=1.5$

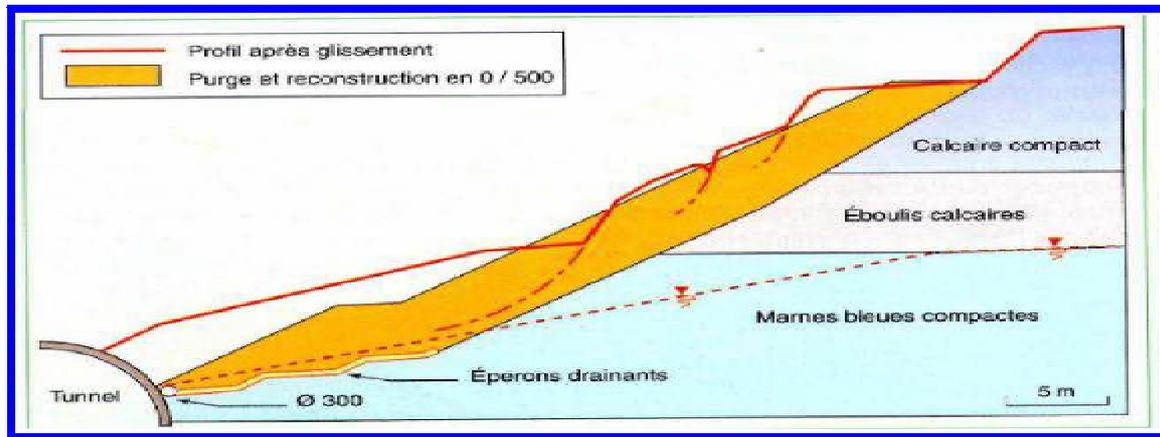


Figure. III.6. Substitution totale des matériaux glissés :

b) Substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge :

- Ø Profondeurs importantes,
- Ø Présence d'eau,
- Ø Mauvaise tenue des matériaux.

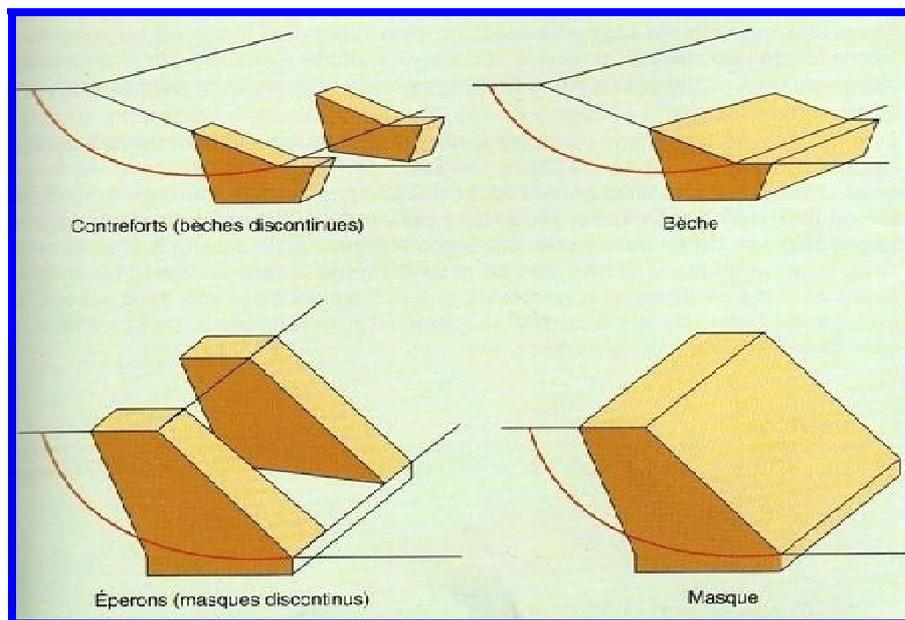


Figure. III 7. Substitution partielle des matériaux glissés

III .3.2 Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Ou plusieurs techniques de drainage sont utilisées dans le but de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Ø éviter l'alimentation en eau du site ;
- Ø expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue ;les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation

III .3.2 .1.Collecte et canalisation des eaux de surface :

Les assainissements et les drainages de surface collectant les eaux de ruissellement, limitent les infiltrations et permettent ainsi d'éviter la saturation des terrains. Ils agissent aussi en diminuant l'alimentation des nappes.

Ils empêchent également les érosions de surface qui, à terme, peuvent conduire à des désordres et à des instabilités. Les eaux collectées doivent être évacuées vers des zones non sensibles. Les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes), bien

que ne constituant pas des ouvrages de drainage, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

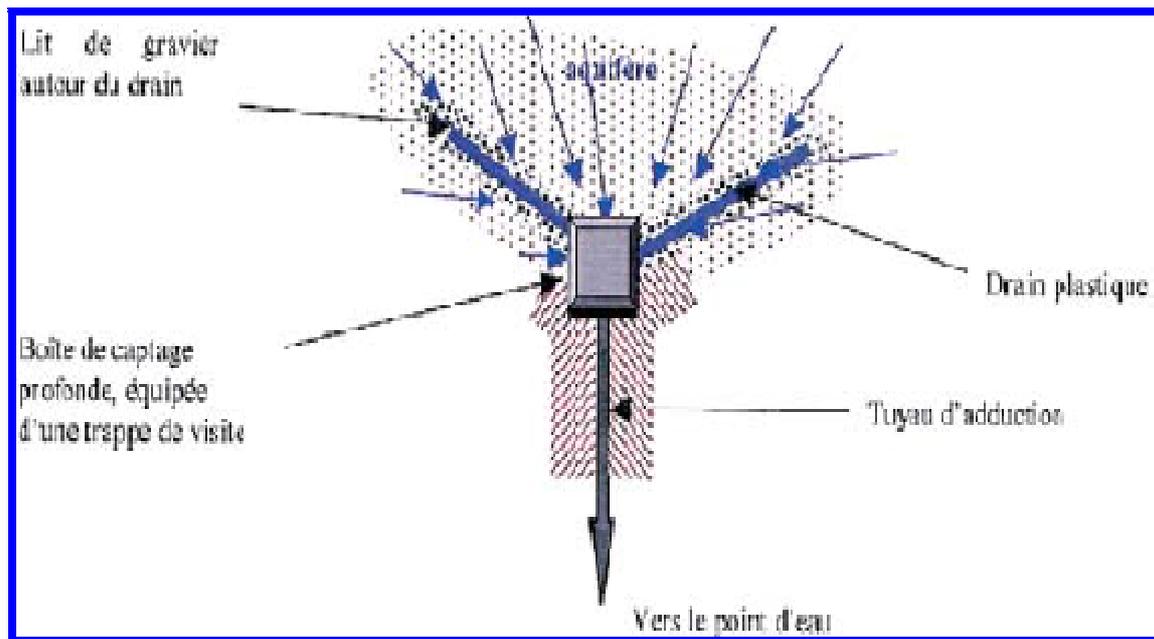


Figure. III.8. Collecte des eaux de surface.

III.3.2 .2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), la profondeur et l'espacement des tranchées, dépendent des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionnent l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons ; à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi.

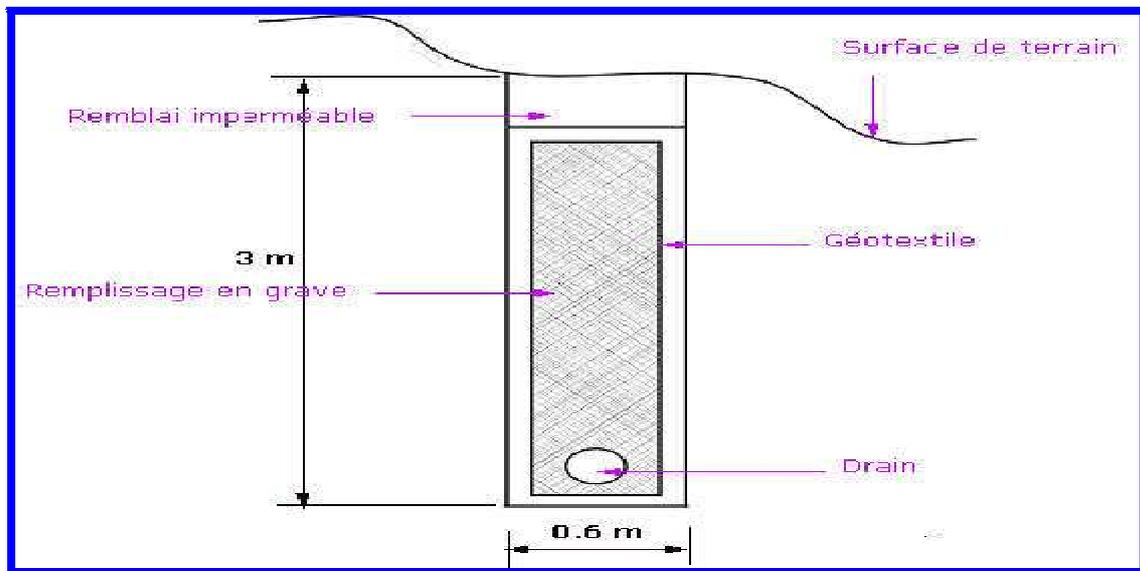


Figure. III.9. Une tranchée drainante

III.3.2 .3.Drains subhorizontaux :

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux).

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. L'emploi de drains subhorizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau de nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des sondeuses rotatives, équipées de tubes spéciaux inattaquables (\varnothing voisin de 10 cm), longueur pouvant atteindre 100 m.

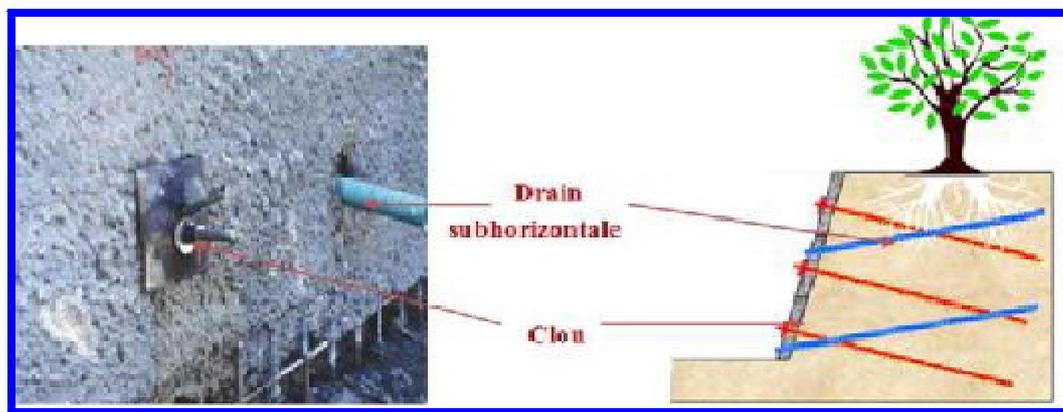


Figure. III 10. Drains subhorizontaux

III.3.2 .4.Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus. Leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus. S'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériaux drainants régulièrement espacés.

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1 m) mais pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, qui comportent une cunette bétonnée surmontée par un système de drainage de section variable et par une structure porteuse perméable. Les éperons drainants sont disposés selon la plus grande ligne de pente du versant, avec une distance entre eux qui dépend à la fois de la hauteur de l'éperon, de la longueur du drainage et de la profondeur de la surface de glissement. La structure porteuse de l'éperon peut être constituée par:

- Un mur en pierres sèches, disposées en couches inclinées d'environ 30° vers le terrain, avec un niveau de graviers et de sable entourant le tube drainant.
- Un écran de gabions revêtu d'une couche de sable ou protégé par un géotextile.
- Une cloison centrale en béton séparant des parties latérales en matériel drainant sablo graveleux, protégée ou non par du géotextile.

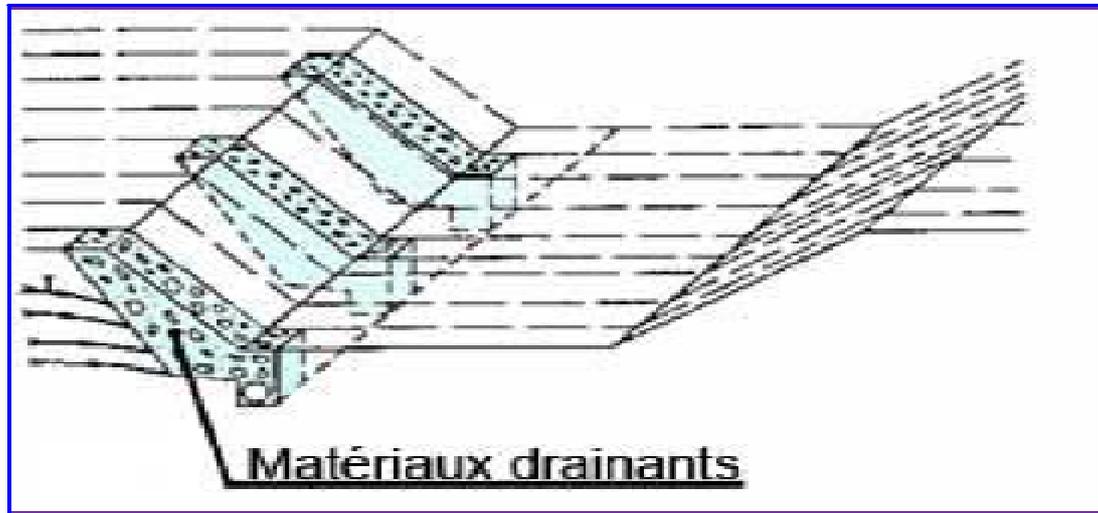


Figure. III.11. Eperon drainant

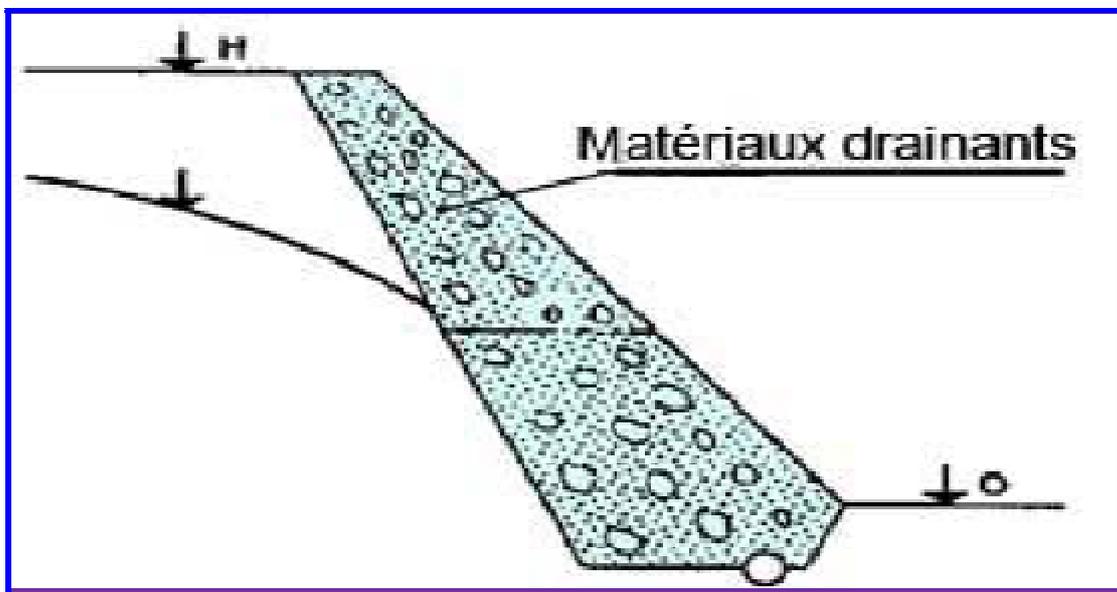


Figure. III.12. Masques drainant

III .3.2 .5.Drains verticaux :

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

**Installation des drains verticaux****Chantier de réalisation des drains verticaux
Drains verticaux****Figure. III. 13. Les galeries drainantes :**

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (Hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages,

La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet atteint ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant

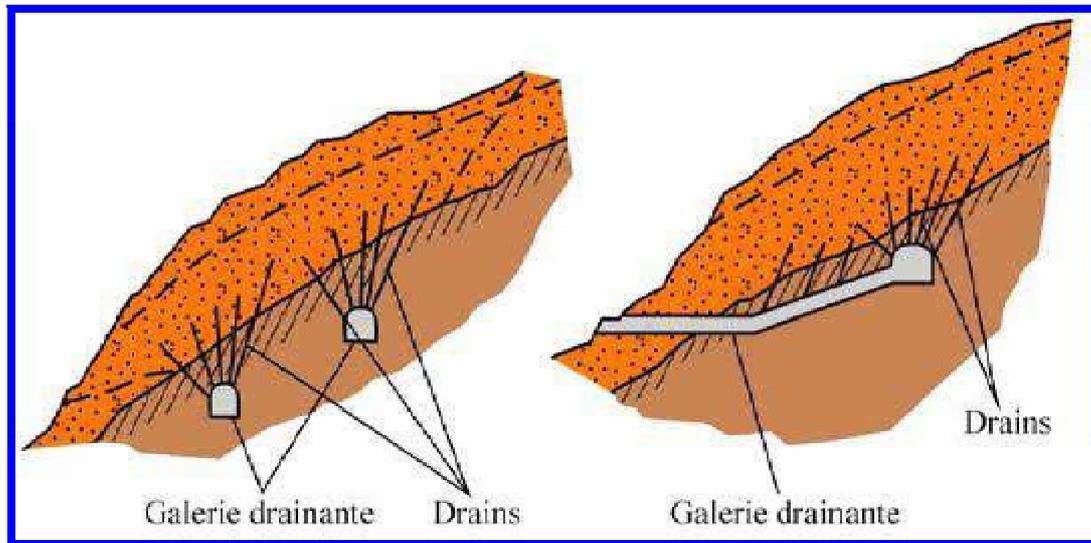


Figure. III.14. Schéma des galeries drainantes.

III .3.3 .Introduction d'éléments résistants :

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- Ø Ouvrages de soutènements (murs poids, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés) ;
- Ø Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Ø Clouages par des barres, des micro-pieux ;
- Ø Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inertie diverse, etc.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais tentent d'en combattre les effets. Elles visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans le cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols. Deux grands types de structures peuvent être distingués :

- Ø Les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes,
- Ø Les ouvrages souples tels que les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micro-pieux.

La compatibilité des déplacements des sols et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides comme un mur de soutènement en béton ou des tirants précontraints n'est pas envisageable. Les déplacements du glissement conduiraient à la ruine de l'ouvrage au cours de son exécution. Il est préférable de construire, dans ces conditions, des ouvrages qui supportent les déformations. Par ailleurs, la construction d'un ouvrage rigide se prête mal à la stabilisation d'un glissement. En effet, les efforts engendrés par ce dernier sont généralement très importants, ce qui conduit au dimensionnement de structures très lourdes.

III 3.3 .1.Ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènements sont ceux qui retiennent des terrains (Sols, roches ou remblais) et de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu a une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans les quels des éléments de structure subissent des forces imposés par le matériau soutenu.

III.3.3 .1.1.Déferrent types de soutènement

Les ouvrages de soutènement se distinguent par la manière dont les efforts de poussé (du terrain derrière l'ouvrage) sont reprise par

- Ø le pois l'ouvrage ;
- Ø L'encastrement de l'ouvrage ;

Ø encrage de l'ouvrage ;



Figure. III.15. Les murs de soutènements

III.3.3 .1.1.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènements

Dans ce type d'ouvrage on trouve ;

- Ø Des murs en béton ou en maçonnerie. Ces ouvrages rigides ne supportent pas des tassements différentiels supérieurs à 2-3%. Les gabions c'est des sacs de grillage remplis de gros cailloux, peuvent être assimilés à des murs, mais supportent eux des formations importantes ;

- ∅ Des murs en terre armée. Ce sont des ouvrages souples constitués de terrain armé par des bondes d'aciers qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation ;
- ∅ Des ouvrages cellulaires. Ce sont des ouvrages souples bien que la cellule elle-même soit rigide ;

III.3.3 .1.1.2. Poussée reprise par l'encastrement

La poussée peut être reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation, on trouve dans ce type d'ouvrage:

- Les murs cantilevers dont la base élargie est encastree dans le sol de fondation ;
- Les parois moulées qui sont beaucoup utilisées en zone urbaine et qui permettent d'atteindre des profondeurs assez grandes ;
- Les rideaux de palplanches, ouvrage métalliques encastres dans le sol de fondation ;

III.3.3 .1.1.3. Poussée reprise par des ancrages:

- Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planches disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés.
- Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc:
- Les murs ancrés

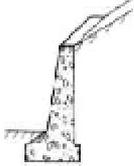
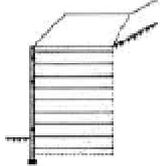
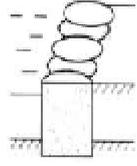
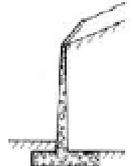
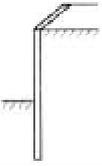
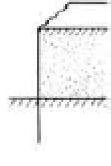
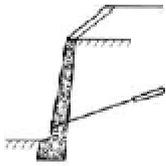
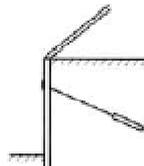
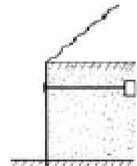
Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Tableau .III .1. Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise de poussée

III.3.4 .Renforcement par inclusions :

Les inclusions sont qualifiées de passives, car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints, c’est sous l’effet des déformations du sol, durant ou après la construction, et par l’intermédiaire de l’interaction entre le sol et le renforcement, qu’elles se mettent à travailler. Le renforcement par inclusions est largement employé comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison est, qu’il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu’il n’affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d’inclusions, en fonction de l’inertie des armatures utilisées :

Les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement

III.3.4 .1.Le clouage et micro pieux

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage.

Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est en peu différente, car les efforts que l'inclusion reprend dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusions.

Deux types de clouage existent, le coulage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le coulage actif où le clou est préalablement mis en tension.

Dans le premier cas, le frottement sera avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement.

La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, en renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

III.3.4 .2.Pieux :

Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inertie importante, les pieux travaillent principalement

en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

Dans le cas d'un clouage par micro-pieux ou clous, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. On recherche en général un gain de sécurité de 10 à 20 %.

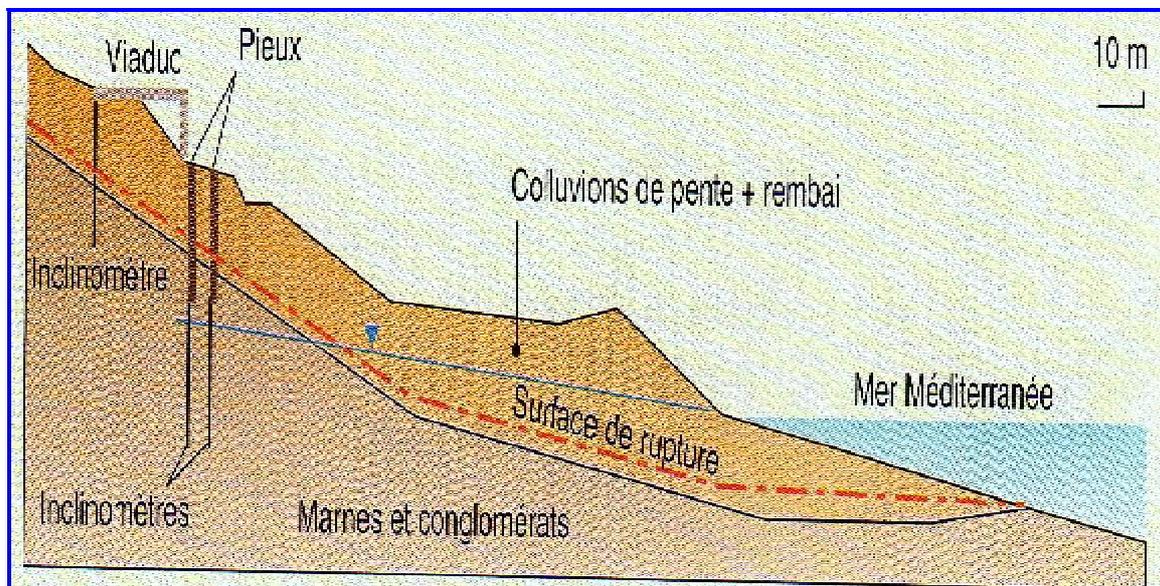


Figure. III.16 : Renforcement par pieux

Conclusion

On a illustré dans le chapitre ci-dessus les différentes techniques de stabilisation des mouvements de terrains.

Après la reconnaissance et la définition du glissement d'un terrain donné, les géotechniciens procèdent à sa stabilisation par des techniques de confortements.

La mise en œuvre des terrassements, les dispositifs de drainage et l'introduction des Éléments résistants sont les familles principales des techniques de stabilité existantes

IV .1. Introduction

Le globe terrestre est soumis à des phénomènes naturels qui ont des conséquences négatives sur les populations. Ainsi le territoire national est touché par plusieurs d'entre eux : les mouvements de terrains qui concerne particulièrement la région du Nord du pays et les hauts plateaux.

On observe plusieurs mouvements de terrains à travers le territoire national principalement ces dernières années durant les périodes allant du mois de Février au mois d'Avril (2012- 2013). Cette période a connu une riche saison pluvieuse et des chutes de neige importantes.

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'un des mouvements de terrains qui est le glissement de terrain qu'a connu la cité universitaire de Médéa par l'étude numérique avec le logiciel Plaxis. Cependant, une présentation du site et des différents dégâts est nécessaire.

IV .2. Situation de la wilaya Médéa**IV.2.1. Situation géographique**

Médéa est la wilaya du Nord de l'Algérie, située à 88 Km au Sud-ouest d'Alger sur les hauts plateaux qui ferme la vallée de Mitidja. Elle a une situation géographique importante, vu qu'elle est à des frontières communes avec d'importantes wilayas d'Algérie.

Au Nord, avec la wilaya de Blida, au Sud, la wilaya de Djelfa, à l'Est, les wilayas de M'sila et Bouira et à l'Ouest, les wilayas de Ain Defla et Tissemsilt.

Elle est caractérisée par une superficie d'environ 8700 Km² et d'une altitude de 1240m au dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao), sa population est à 722000 habitants.

IV.2.2.Situation topographique

La ville de Médéa présente en général un relief topographique très accidenté, et des altitudes variant de 780 à 820m, comme elle est traversée par plusieurs talwegs orientés du Sud vers le Nord, et caractérisée par un tissu urbain très peu dense (habitations et autres infrastructures). La wilaya de Médéa a été divisée en quatre grandes catégories de pente.

IV.2. 3. Situation climatique

Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré en printemps, et chaud et sec en été.

IV.2. 3.1. Pluviométrie

Les moyennes mensuelles de la pluviométrie enregistrées par la station de Médéa, sont données sur le tableau suivant :

Tableau. IV.1 : Précipitations moyennes mensuelles (Année 1997-2006).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P mm	30.2	47.3	99	112.8	101.4	70.5	33.8	56.7	63	3.1	2.1	9.4	629.3

IV.2. 3.2. Températures

La distribution mensuelle des températures dans la région enregistrée à la station de Médéa, sont données sur le tableau suivant :

Tableau .IV.2 : Températures moyennes mensuelles (Année 1997- 2006).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T(C°)	6.3	7.4	10.9	12.7	17.4	24.7	27.5	26.1	21.4	17.7	10.5	7.3

IV.2. 4.Situation sismique :

L'analyse de la sismicité historique d'une région présente un grand intérêt, puisqu'elle permet d'avoir une idée sur l'intensité des séismes proches et de leurs épicentres. La wilaya de Médéa a été le siège de plusieurs secousses telluriques durant son histoire. L'année 2007 a été très riche en secousse sismique sur toute la région.

Le règlement parasismique algérien (RPA 99/ Addenda 2003) établit des règles qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, et pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans la région d'étude, ces règles divisent le territoire Algérien en (05) zones sismiques.

Ce règlement, classe la ville de Médéa dans la catégorie II b (zones à sismicité moyenne).

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité (RPA 99/ Addenda 2003), pour cela, la cité universitaire est classé dans le groupe 1 B, c'est-à-dire, on est dans le cas d'ouvrages de grande importance qui rassemble simultanément plus de 300 personnes).

IV.3. Description du site de la cité universitaire 2000 lits de Chrachria «Médéa »

La cité universitaire 2000 lits de Chrachria comporte 14 blocs d'hébergements en R+4, des ateliers techniques en R+1, RDC (restaurant, bibliothèque, gymnase, foyer, cuisine) et le mur de clôture qu'est ancré superficiellement.

IV.3.1.Description géographique

La cité universitaire 2000 lits de Chrachria « Médéa » est situé à 2 kilomètre environ, à la sortie Nord Ouest de la ville de Médéa en Algérie. Elle est limité sur ses cotés par des terrains vagues. La superficie du site est de 15hectares.



Figure IV .1. Vue générale sur la cité universitaire 2000 lits à Chrachria Médéa.

IV. 3.2. Description topographique :

D'après le levé topographique, le projet est implanté sur un terrain en pente de 10 à 20%, le coté le plus haut est situé au Sud-ouest et le plus bas se trouve vers la limite Nord-est. Le terrain est très accidenté et le dénivelé est de 60 mètre ce qui représente l'un des facteurs obligeant une étude d'instabilité vis-à-vis du glissement de terrain.

IV .4. Apparition du problème du mouvement de terrain :

Dés le commencement des travaux de réalisation en 1994, de nombreux problèmes géotechniques se sont manifestés des déplacements et déformations du sol en pente qui signifie l'instabilité de l'endroit qui peut menacer les constructions.

Il est utile de signaler que les principales manifestations pathologiques relevées lors de la visite du site font ressortir :

- Ø Rupture des talus de terrassements et présence des fissures sur le sol.

- Ø Route de chroniquement affaissée en amont de la cite et même phénomène qui affecte la route nationale.



Figure. IV .2. Route de chroniquement affaissée, en amont de la cité.

- Ø Renversement du gabionnage.



Figure. IV. 3. Renversement du gabionnage.

Ø Dégradation avec déplacement de la clôture extérieure de la cité.



Figure. IV .4. Murs de clôture dégradé et déplacé.

Ø Dégradation des voies d'accès.



Figure. IV .5. Voie d'accès dégradée.

Ø Venues d'eau souterraine et l'apparition de la zone d'arrachement.

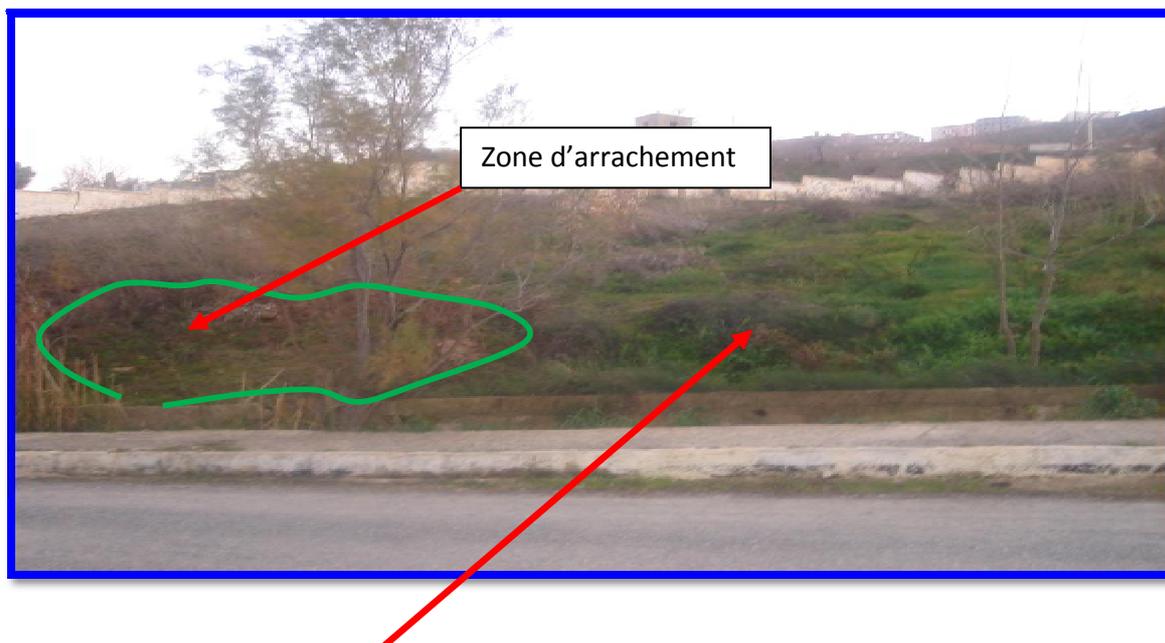


Figure. IV .6. Venues d'eau souterraine – zone d'arrachement.

Ø Apparition de sérieux désordres structurels, évolutifs dans les ateliers techniques.



Figure. IV .7. Apparition de sérieux désordres structurels, évolutifs dans les ateliers techniques.



Figure. IV .8. Cassure suite au choc.

IV .5.Analyse critique

IV .5.1.Analyse des causes des désordres

Les premières observations du site et de sa géomorphologie montrent que la cause principale des désordres si ce n'est la seule, est la faible stabilité du versant sur lequel est projetée la cité universitaire. L'investigation par sondages carottés a révélé la présence des marnes saturées, très remaniées en sub-surface, qui confirme cette aptitude au glissement de terrain.

IV .5.2.Morphologie et indices d'instabilités du versant

La cité universitaire 2000 lits est située sur le versant de Chrachria :

- de pente moyenne 10 à 20%.
- caractérisé par une morphologie moutonnée.
- caractérisé par un faible couvert végétal.
- l'ensemble du versant de Chrachria est exposé à des mouvements gravitaires, généralement sournis, parce que très lents.

IV .5.2.1.Facteurs géologiques

Les terrains les plus répons dans la ville de Médéa et ses alentours, correspondent aux marnes épaisses du Miocène moyen, surmontées par des grés du Miocène supérieur, friables et très érodés

IV .5.2.2.Hydrogéologie

Sur le plan hydrogéologique proprement dit, de nombreux indices témoignent de la présence d'eau souterraine, dans un milieu marneux généralement connu par sa faible perméabilité. Il s'agit par exemple des venues d'eau constatées au niveau des fondations des ateliers techniques et de la tranchée drainante lors de l'ouverture au voisinage de la bêche à eau.

Il existe donc un véritable aquifère qui se distingue des nappes alluviales classiques, par sa très faible perméabilité. Cet aquifère est généralement peu épais, temporaire (saison humide), et susceptible de se régénérer à partir des pluies qui tombent, sur son propre impluvium. Les conditions climatiques de la région de Médéa le permettent, sachant que les précipitations moyennes annuelles sont assez élevées (600 mm / an), ajoutées au chutes non négligeables.

Dans la cité universitaire et son voisinage, les terrains qui favorisent cette infiltration sont préférentiellement les marnes superficielles, et plus modérément, les marnes grises sous-jacentes.

L'infiltration des eaux de surface dans ces terrains est rendue possible par leur altération, décompression, et notamment par les fentes de retrait qui découpent profondément le terrain, au cours de la saison chaude. Cette infiltration est par ailleurs aidée par la présence de discontinuités héritées de la tectonique (fissure, diaclases), et l'existence de niveaux sableux locaux, plus perméables.

L'influence des eaux souterraines dans le comportement mécanique des marnes saturées est double :

- Elle minore leurs caractéristiques de résistance, telle que traduite par les faibles résistances de pointe, des marnes superficielles.
- Elle peut mobiliser par voie de conséquence les terrains ramollis, dans des mouvements de masses qui sont les plus préjudiciables aux ouvrages.

IV .5.2.3.Hydrologie

Sur le plan hydrologique d'abord, les pentes naturelles du versant de Chrachria sont suffisantes (10 à 20 %), pour drainer les eaux de pluies, quelque soit l'intensité des averses. Seules quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement à l'intérieure du chantier, favorisent la stagnation locale et temporaire des eaux météoriques.

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu reconnaître les principales causes de l'instabilité que subit la cité universitaire de Médéa, qui sont soit géologiques, soit hydrogéologiques, ainsi les réseaux défectueux l'assainissement qui accentuent le mouvement.

V.1 .Introduction

Des essais déjà réalisés au niveau du laboratoire LGEA (UMMTO), par [Arab.M] sur plusieurs échantillons, ont été analysés dans ce chapitre, en occurrence les essais oedométrique

L'interprétation des résultats montre qu'on est en face de sol peu a moyennement compressibles, et ayant un caractère gonflants.

L'objectif de ce chapitre et de connaitre le comportement de ces sols, pour mieux cerner les causes du mouvement de terrain.

V .2. L'essai oedometrique

V .2. 1. Définition

L'essai de compressibilité des sols ou l'essai oedometrique, est un grand classique des essais géotechniques. Il est effectué sur des échantillons de sol intacts.

L'essai est très long et se déroule par tranches de 24 heures.

V .2. 2. But et principe de l'essai

L'essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes de sols intacts.

Au cours de cet essai, on cherche à déterminer les paramètres et les caractéristiques de la déformabilité du sol.

L'essai oedometrique consiste à mesurer le tassement d'un échantillon de sol soumis à une série de pressions uniaxiales croissantes en empêchant toute déformation latérale.

Les deux faces, inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées. Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

V .2. 3. Les principaux paramètres pouvant être déduits de cet essai sont

- Ø Les paramètres de compressibilité.
- Ø Le coefficient de consolidation.
- Ø La contrainte apparente de préconsolidation.

- Ø Le module oedométrique.
- Ø Les paramètres de gonflement.

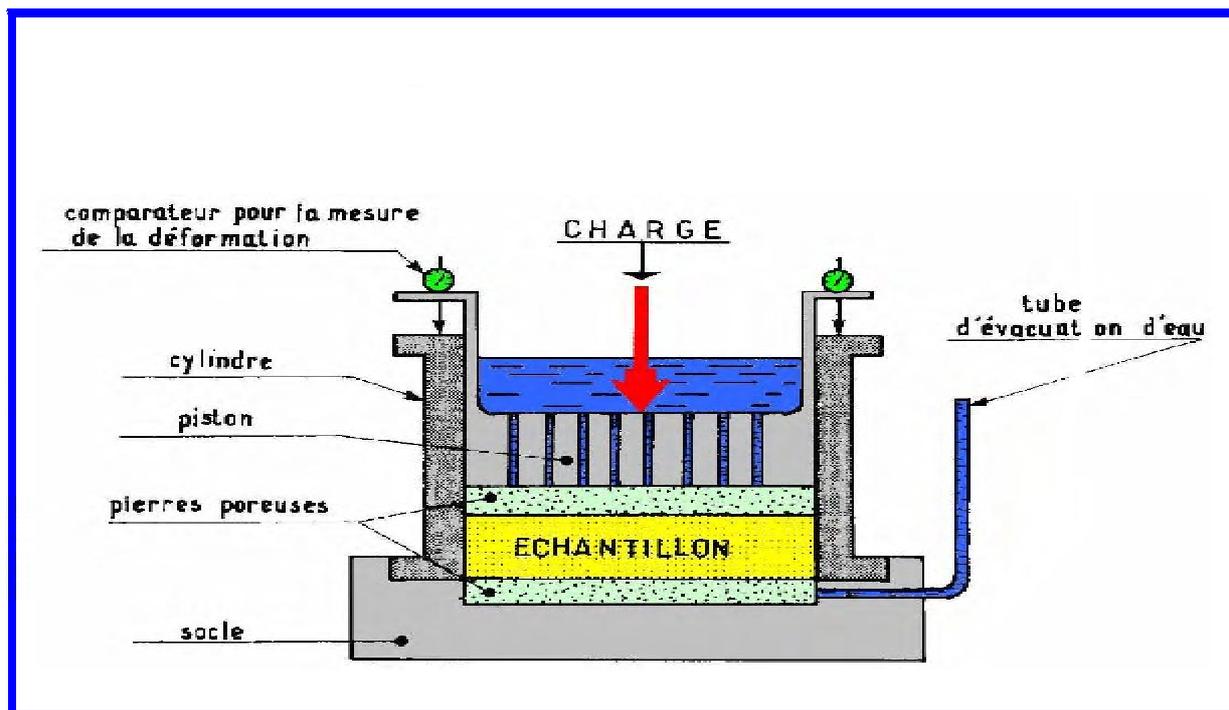


Figure. V .1. : Coupe schématisée d'un moule oedométrique

V .2. 4. Déroulement de l'essai

On introduit l'échantillon de sol dans l'anneau oedométrique.

Généralement, l'échantillon a un diamètre de 70 mm et une épaisseur initiale voisine de 20 mm. Les tassements sont mesurés avec une incertitude de 1/1000 de millimètres. Les charges verticales correspondent à des pressions généralement comprises entre 5 et 2500 KPa.

- Ø On place une charge P1 sur le piston (la charge est maintenue constante durant une période qui est habituellement 24 heures), et on note le tassement S1.
- Ø Avant d'appliquer un palier de charge suivant, on doit attendre que le tassement soit stabilisé.

∅ Avec les sables très perméables, les déformations sont presque instantanées (une dizaine de minutes suffira pour atteindre la stabilisation), alors qu'avec les argiles peu perméables, le phénomène de déformation est beaucoup plus long.

∅ On augmente ensuite la charge qui prend les valeurs P2, P3,..., Pn et on l'on note les tassements S2, S3,..., Sn.

V .2. 5. Interprétation de la courbe oedométrique

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe de compressibilité donnant la relation entre le tassement (indice des vides) et le logarithme décimal de la contrainte effective appliquée ($e, \log \sigma'$).

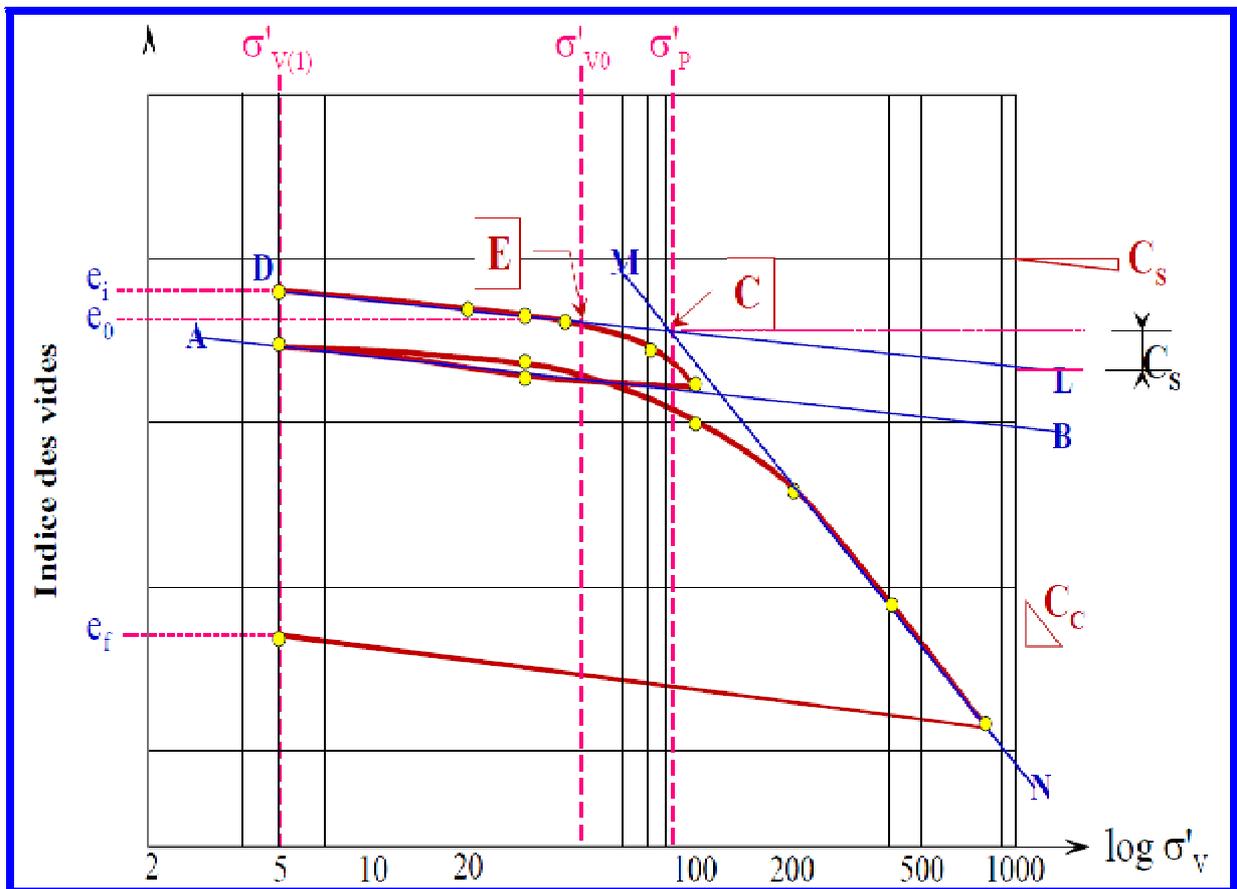


Figure. V.2. Schématisation de la courbe oedométrique

Cs ou Cg : indice de gonflement, pente de la droite EL parallèle à AB.

Cc : indice de compression, pente de la droite MN

σ_p : contrainte de préconsolidation, correspond au point d'intersection des droites DL et MN. La droite DL passe par le point correspondant à $\lg \sigma_{v0}$, et est parallèle à la droite AB.

Eoed : module oedométrique

La courbe comporte trois segments bien distincts. Elle commence par un segment de faible pente pour ensuite s'incliner fortement à l'approche d'une pression notée σ'_p . Cette pression porte le nom de **pression de préconsolidation** : elle représente la contrainte effective maximale que l'échantillon a subie au cours de son histoire géologique.

La réduction des vides et le tassement de l'échantillon demeurent faibles aussi longtemps.

- Ø La pression appliquée sur l'échantillon lors de l'essai, reste inférieure à la pression de préconsolidation. Cela explique que la pente du segment initial de la courbe soit faible. On appelle cette pente *l'indice de recomparaisons*, et on le représente par le symbole C_r
- Ø Pendant le chargement de l'échantillon, quand la pression dépasse la pression de préconsolidation, le tassement s'accroît et l'indice des vides diminue considérablement. La pente du second segment de la courbe est représentée par le symbole C_c ; c'est *l'indice de compression*.
- Ø La troisième partie de la courbe met en évidence le gonflement de l'échantillon qui survient lorsque la pression est relâchée. C'est un léger gonflement élastique du sol qui se traduit par une faible augmentation de l'indice des vides et une légère remontée de la courbe. La pente de cette portion de courbe s'appelle *indice de gonflement*, et elle est représentée par le symbole C_s ou bien C_g
- Ø Les trois coefficients sont donnés par la formule suivante:

$$C_{g \text{ ou } C_s}, C_r \text{ et } C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma)}$$

Le module oedométrique

- Ø Il présente un intérêt pratique et utilisé dans de nombreux logiciels de calcul.
Le module oedométrique est donné par la relation :

$$E_{oed} = -\Delta\sigma' / (\Delta H / H)$$

II.6 Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité :

Soit s_z la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z .

- ü Sol surconsolidés : $s_p' > s_z$

Un sol est dit surconsolidés, s'il a subi au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres.

- ü Sol normalement consolidé $s_p' = s_z$

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

- ü Sol sous consolidé $s_p' < s_z$

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou non compactés, ou bien d'une vase.

Cc (%)	Appréciation
2	Incompressible
2 – 5	Très peu compressible

5 - 10	Peu compressible
10 - 20	Moyennement compressible
20 - 30	Assez compressible
30 - 50	Très compressible
50	Extrêmement compressible
D'après TERZGHI	

Tableau .V. 1 .Tableau relatif à la compressibilité

Cg (%)	Appréciation
>10	Très gonflant
5-10	Gonflant
<5	Non gonflant
D'après SANGLERAT	

Tableau. V .2. Tableau relatif au gonflement

Essai N°2 : sondage 10 profondeur 0.5m – 1m

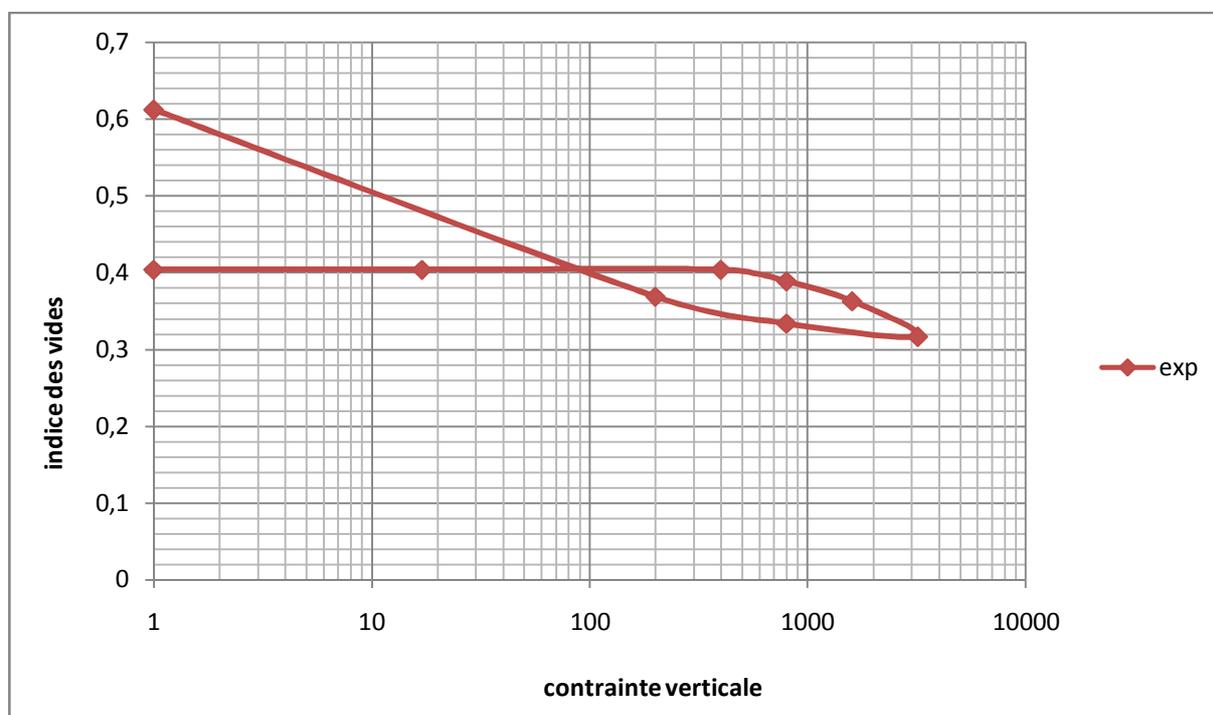


Figure . V.3. Courbe oedometrique (essai n°1)

Tableau. V .3. : Les paramètres de sol d'après la courbe oedometrique :

e_0	C_C %	C_g %	σ'_p , bars	E_{oed}
0.404	15.28	10.56	8	48834.8

Tableau. V .4. : Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ °	C KPA
5.2	177

$$\sigma_{vo}' = 5.705 \cdot 10^{-2} \text{ bars}$$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 10% d'où on peut dire que ce sol est moyennement compressible, très gonflant car c_g dépasse 10% et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_p$).

Essai N° 3: sondage 4 profondeur 5m – 5.45m

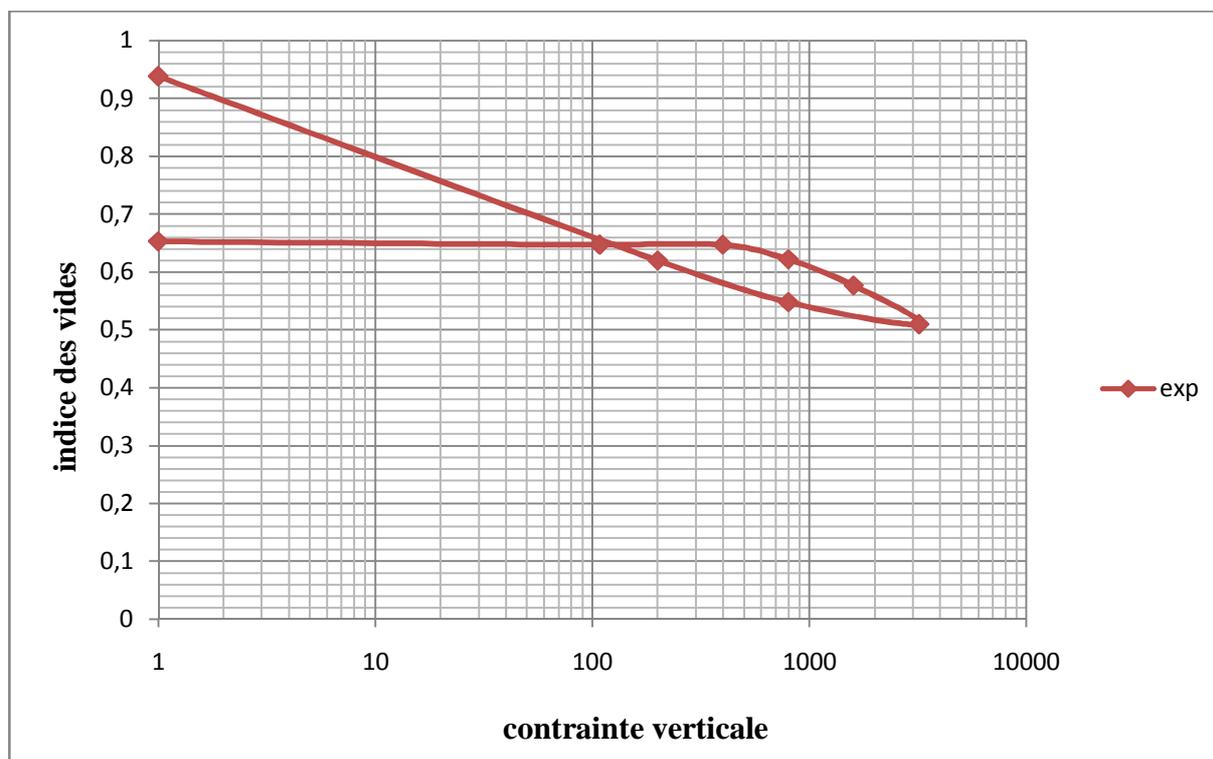


Figure .V.4. Courbe oedométrique (essai n°2)

Tableau. V .5. : Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique :

e_0	C_C %	C_g %	$\sigma'_{p,}$ bars	E_{oed}
0.66	14.95	13.82	5.90	39641,8

Tableau. V .6. : Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ °	C KPA
44.5	58.5

$$\sigma_{vo}' = 4.824 \cdot 10^{-2} \text{ bars}$$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 10% ce sol est moyennement compressible, très gonflant car c_g dépasse 10% et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{p,}$).

Essai N°4 : sondage 10 profondeur 7.5m – 7.8m

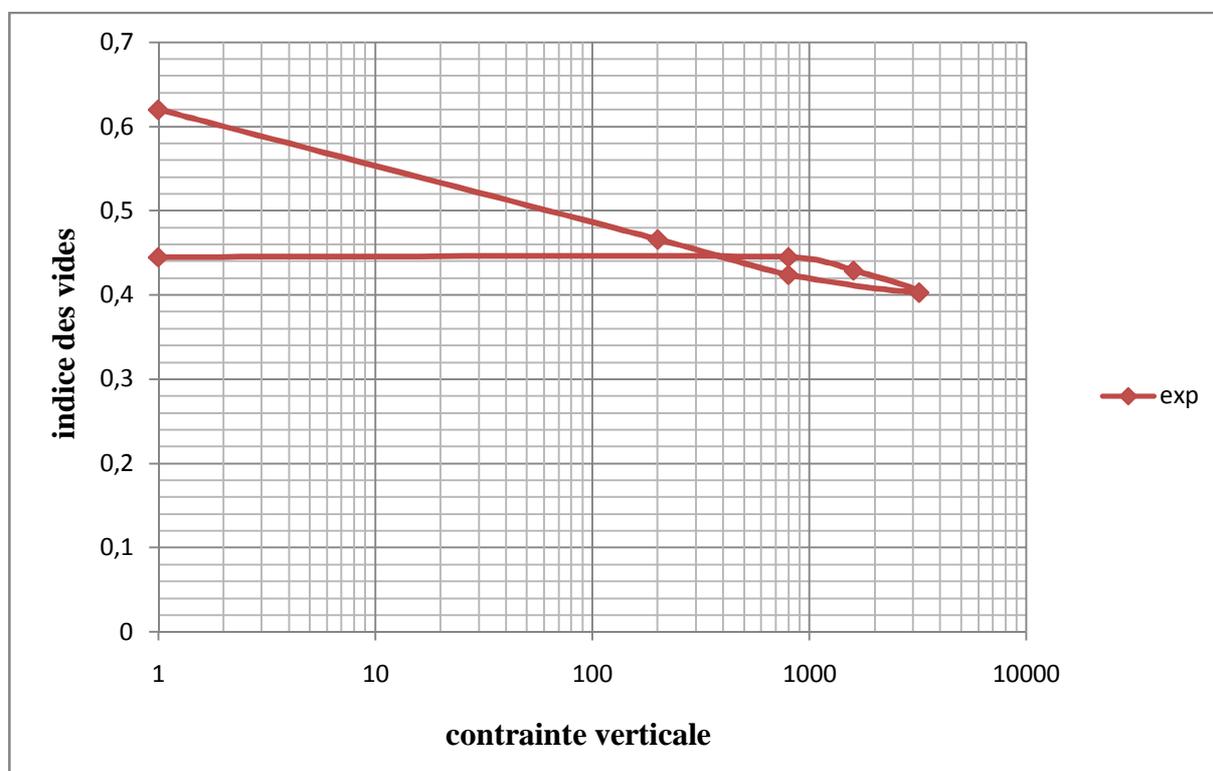


Figure .5 : Courbe oedométrique (essai n°3)

Tableau. V .7: les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique :

e_0	C_C %	C_g %	σ'_p	E_{oed}
0.46	8.83	6.96	990	89846,2

Tableau. V .8 : les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ °	C KPA
40	65.1

$$\sigma_{vo}' = 3.408 \cdot 10^{-2} \text{ bar}$$

D'après les résultats dans le tableau ci- dessus on a ($5\% < C_C < 10\%$) ce sol est peu compressibles, et peu gonflant ($5\% < c_g < 10\%$) et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_p$).

Essai N°5 : sondage 1 profondeur 1.8m – 2m

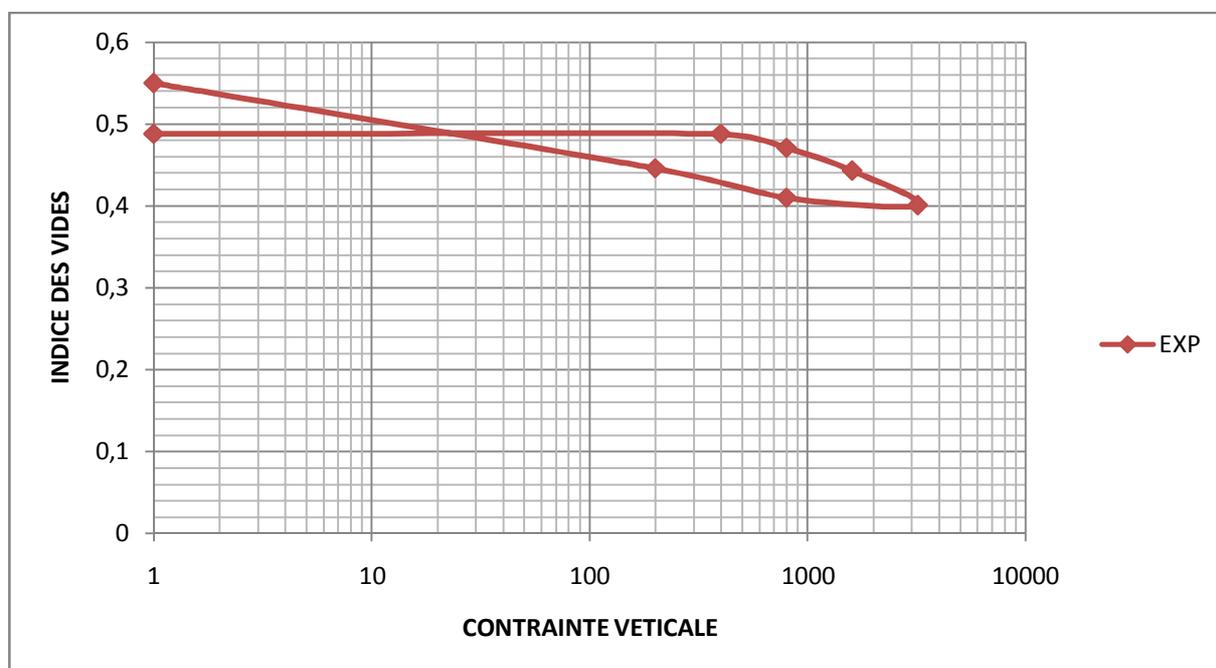


Figure .V .6 : Courbe oedometrique (essai n°4)

Tableau. V .9. Les paramètres de sol d'après la courbe oedometrique :

e_0	C_C %	C_g %	$\sigma'_{p,}$	E_{oed}
0.488	13.95	4.51	480	42514.3

Tableau. V .10. Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ °	C KPA
9.1	92.6

$$\sigma_{vo'} = 2.23610^{-2} \text{ bars}$$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 10% ce sol est moyennement compressible, et peu gonflant ($5\% < c_g < 10\%$) et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{p,}$).

Essai N°6: sondage 1 profondeur 8m – 8.30m

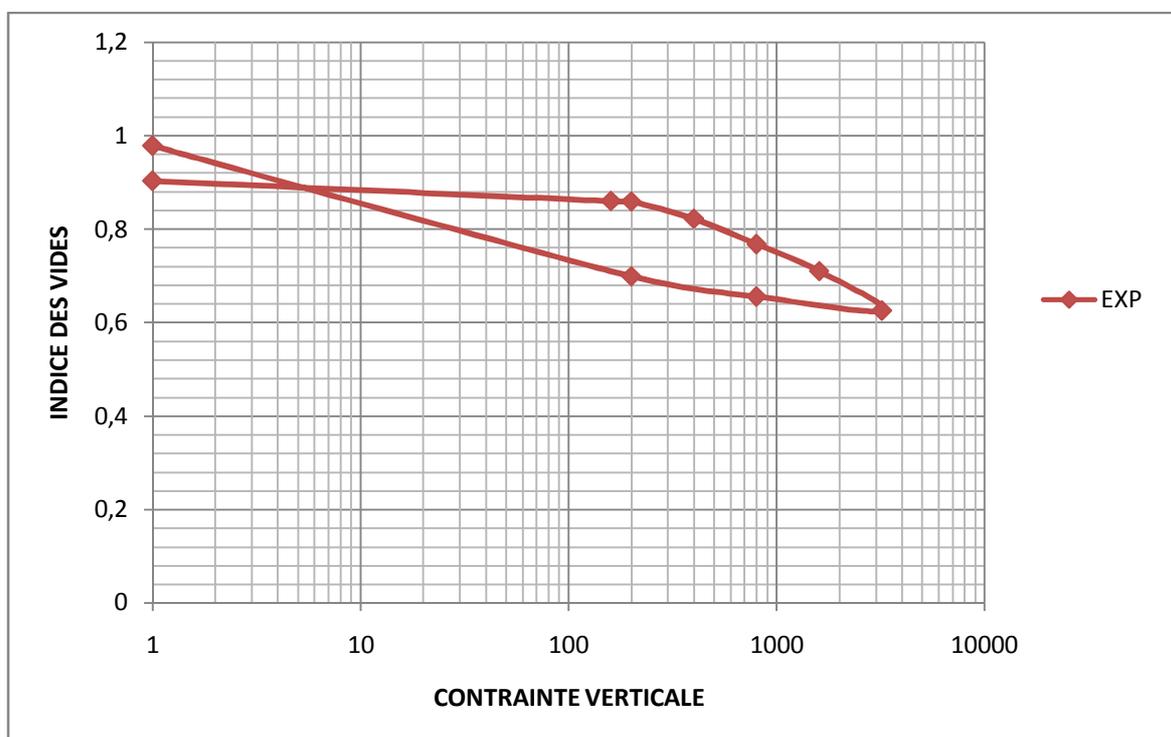


Figure .V .7 : Courbe oedométrique (essai n°5)

Tableau. V .11. Les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique :

e_0	C_C %	C_g %	$\sigma'_{p,}$	E_{oed}
0.903	27.9	12.12	290	36247.6

Tableau. V .12. Les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

$$\sigma'_{vo} = 3.264 \cdot 10^{-2} \text{ bars}$$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 20% ce sol est Assez compressible, et très gonflants c_g dépasse 10% et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_{p,}$).

Essai N°7 : sondage 4 profondeur 3.10m – 3.50m

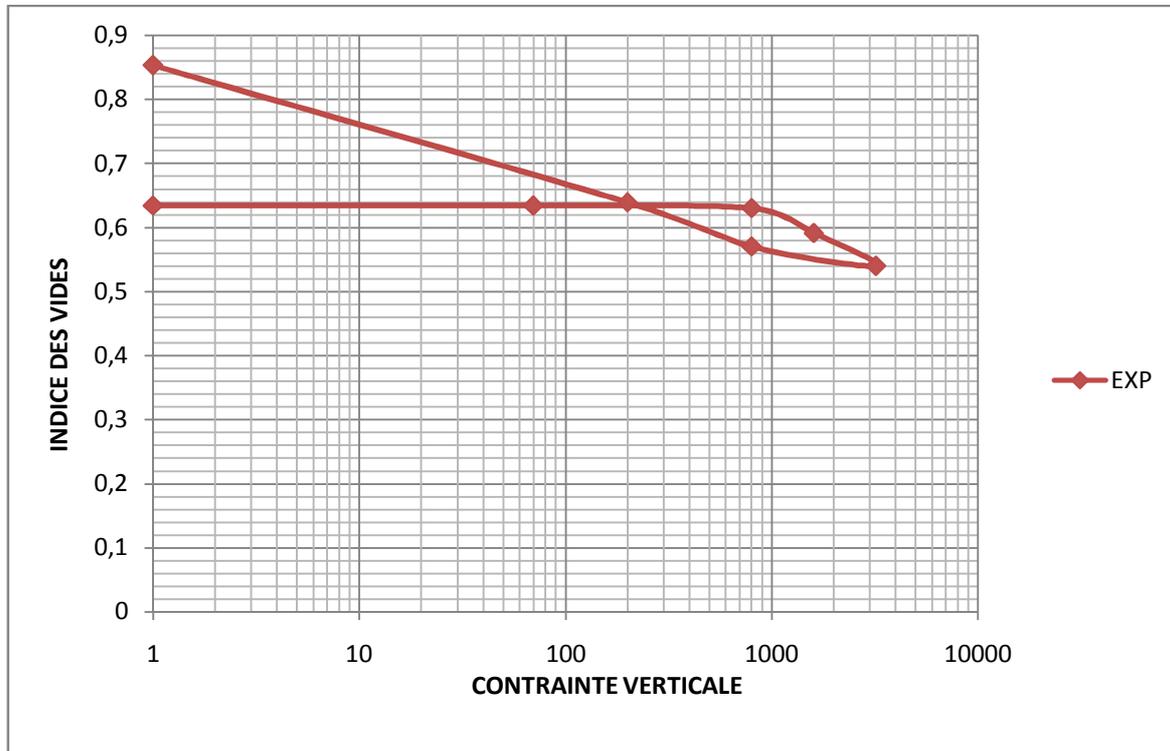


Figure .V.8 : Courbe oedométrique (essai n°6)

Tableau. V .13 : les paramètres de sol d'après la courbe oedométrique :

e_0	C_C %	C_g %	σ'_p	E_{oed}
0.634	16.94	9.30	885	51262.8

Tableau. V .14 : les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ °	C KPA
20.7	191

$$\sigma_{vo}' = 4.364 \cdot 10^{-2} \text{ bars}$$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 10% ce sol est moyennement compressible, et peu gonflants ($5\% < c_g < 10\%$) et surconsolidés ($\sigma'_{vo} < \sigma'_p$).

Essai N°8: sondage 4 profondeur 6m – 6.4m

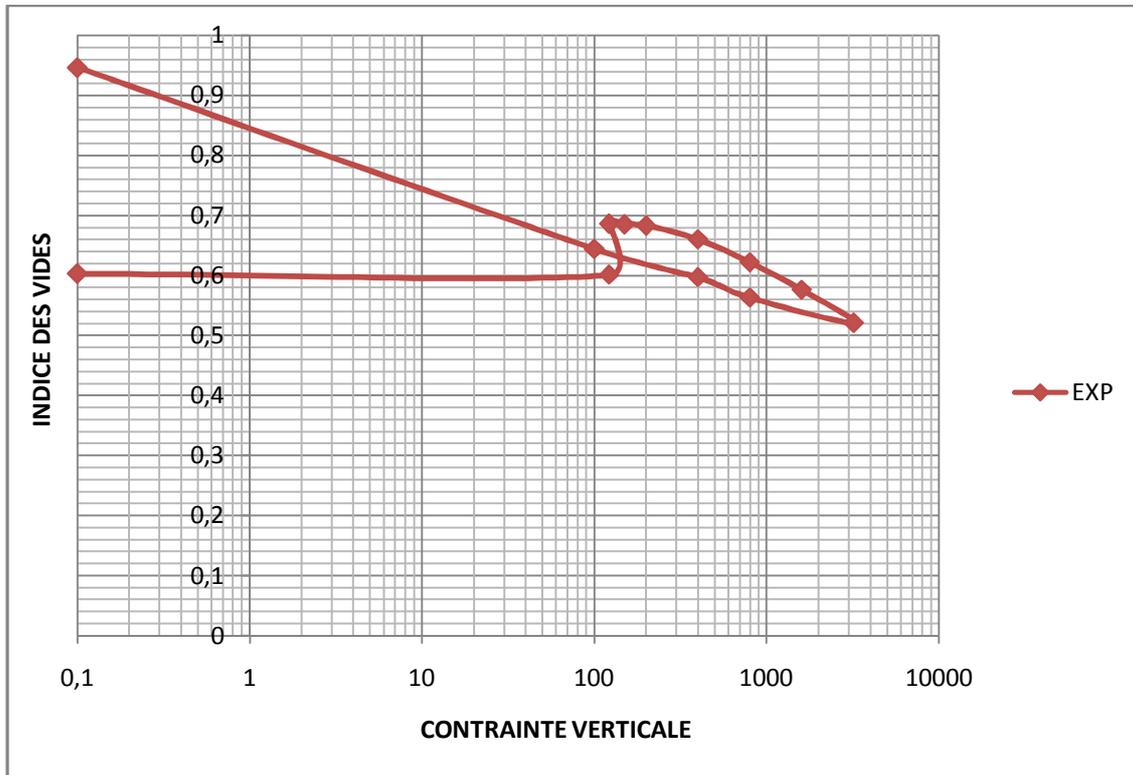


Figure .V .9 : Courbe oedometrique (essai n°7)

Tableau. V .15: les paramètres de sol d'après la courbe oedometrique :

e_0	C_C %	C_g %	$\sigma'_{p,}$	E_{oed}
0.603	15.39	30.2	1500	32290.6

Tableau. V .16: les paramètres de sol d'après la courbe de cisaillement :

Φ %	C KPA
*	*

$\sigma_{v0}' = ?$

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus on a C_C supérieur à 10% ce sol est moyennement compressible, et très gonflant c_g qui dépasse 10%

Conclusion

D'après les résultats des courbes expérimentales on peut conclure que ce sol, est moyennement compressible et sensible au gonflement

VI .1. Introduction

L'objectif de la modélisation de ce cas est d'étudier le comportement et la stabilité du site de la cité universitaire 2000 lits à Chrachria avec le logiciel Plaxis.

VI .2. Présentation du logiciel Plaxis

Le logiciel Plaxis, est le logiciel d'éléments finis de références en géotechnique, dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publique et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D Plaxis Tunnel program est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique, qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieurs de nos jours, dans le monde entier

VI .2.1. Avantages du code de calcul Plaxis

- Ø La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Ø Générateur automatique de maillage ;
- Ø Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Ø Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Ø Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Ø Calculs de coefficient de sécurité

VI .2. 2. La démarche de modélisation avec Plaxis

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis. Une présentation détaillée sera effectuée lorsque nous présenterons notre première modélisation Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis.

Ø Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie et la génération du profil. Un certain nombre de propriétés sont disponibles pour faciliter la tâche.

Ø Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire Les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées, sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

Ø Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, geogrid, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être définis, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux). Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

Ø Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis.

L'opérateur peut régler la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément.

Ø Les conditions initiales

Une fois le maillage effectué, il convient de définir les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

VI .3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique. Il est très utilisé en géotechnique vu sa simplicité.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

Et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

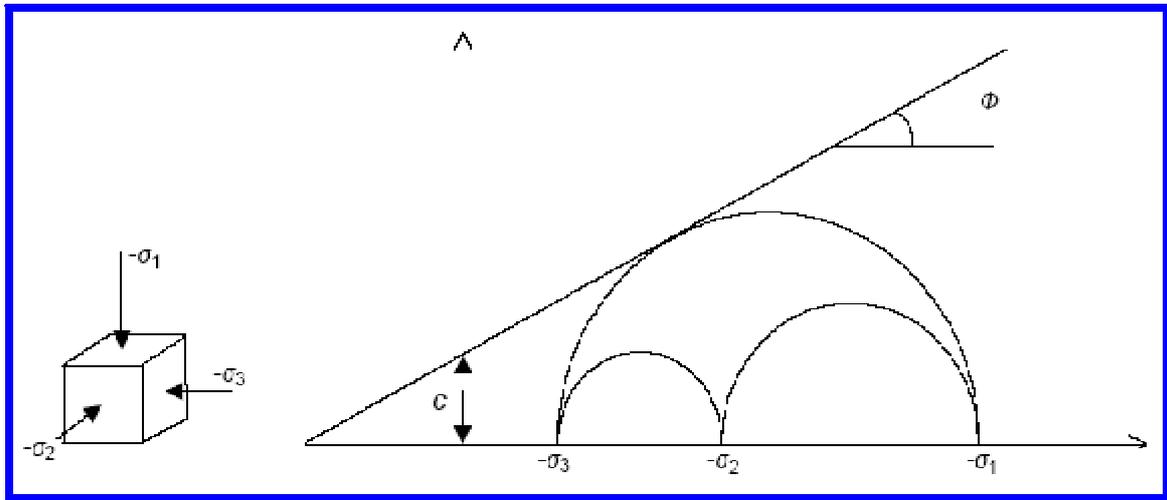


Figure. VI.1. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb dans le repère de contrainte principale suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

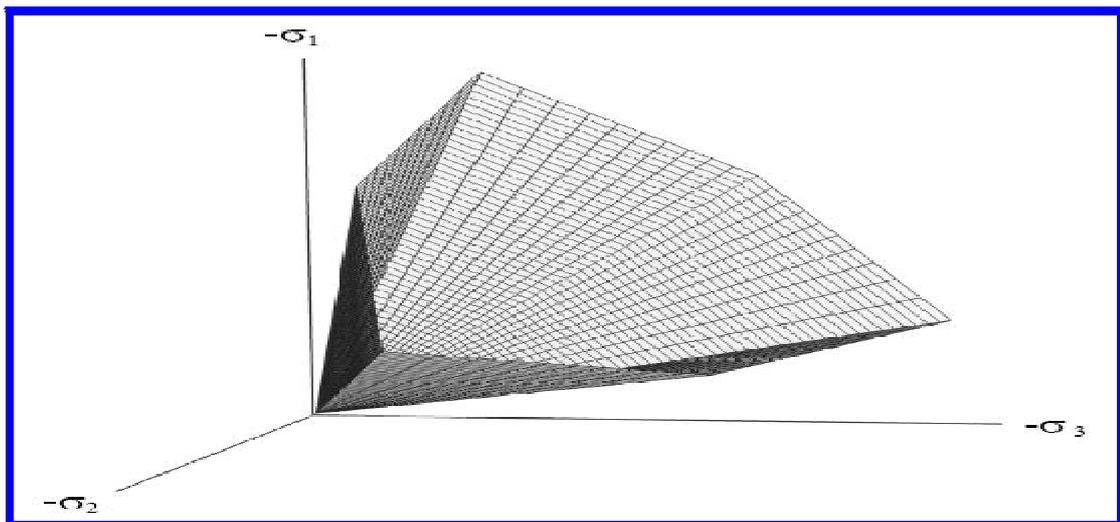


Figure.VI.2. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

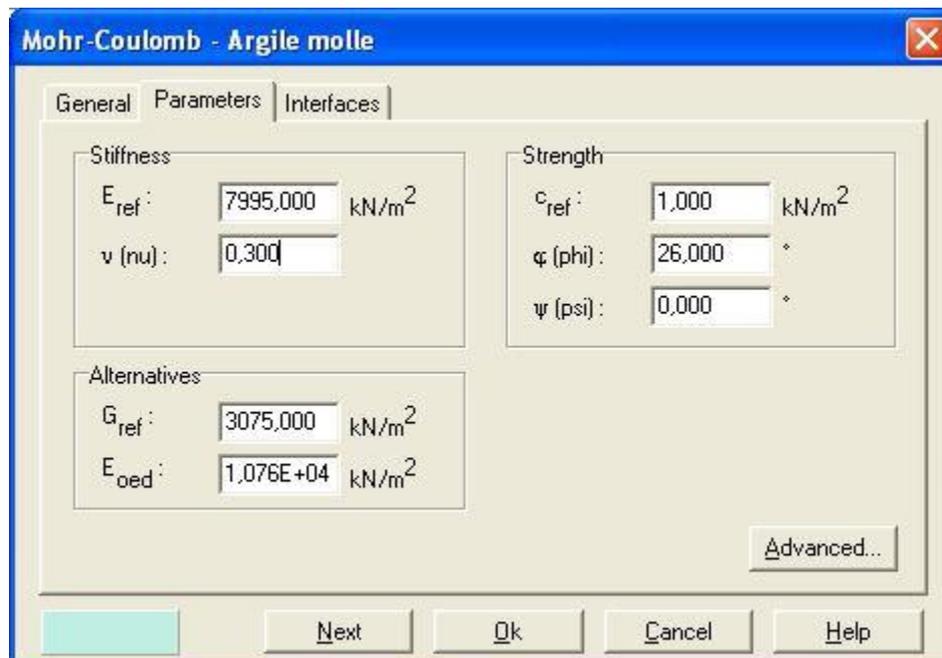


Figure.VI.3. introduction des paramètres de Mohr-Coulomb.

a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (**Figure.VI.4.**)

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

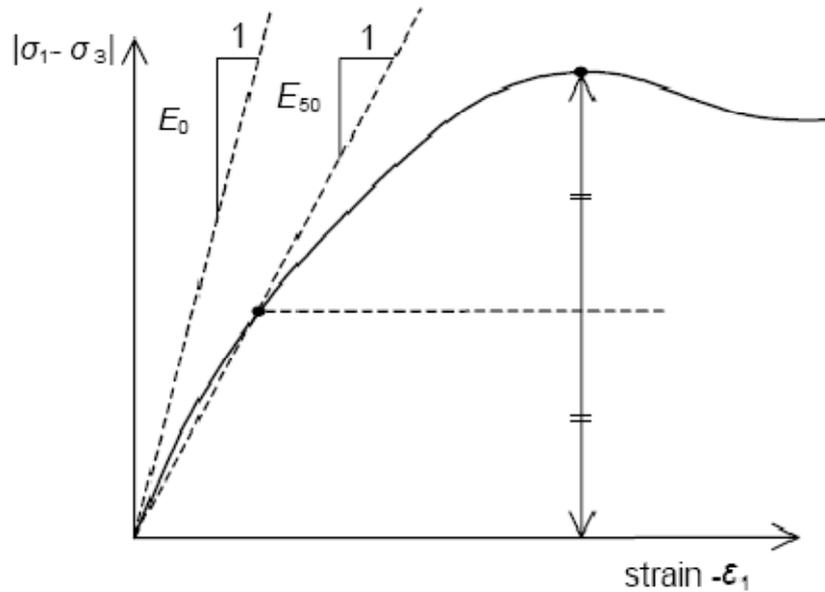


Figure.VI.4. Définition du module à 50 % de la rupture.

b- Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

Tableau. VI.1 : tableau des paramètres mécaniques du sol étudié

	γ_d (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C (KN/m ²)	φ (°)	ψ (°)	E_{ref} (KN/m ²)	ν	E_{oed} (KN/m ²)	Modèle et type de comportement
Remblai	17,96	19	15	12	0	138900	0,33	205900	Mohr-Coulomb drainé
Argile bariolée	17,48	20,88	16	10	0	29000	0,33	42970	Mohr-Coulomb drainé
Argile marneuse	19,29	21	10	13	0	270000	0,33	400000	Mohr-Coulomb drainé

Marne	21,75	22,85	245	4	0	66050000	0,33	88900000	Mohr-Coulomb drainé
-------	-------	-------	-----	---	---	----------	------	----------	------------------------

VI .4. Modélisation du versant de la cité universitaire 2000 lits à Chrachria

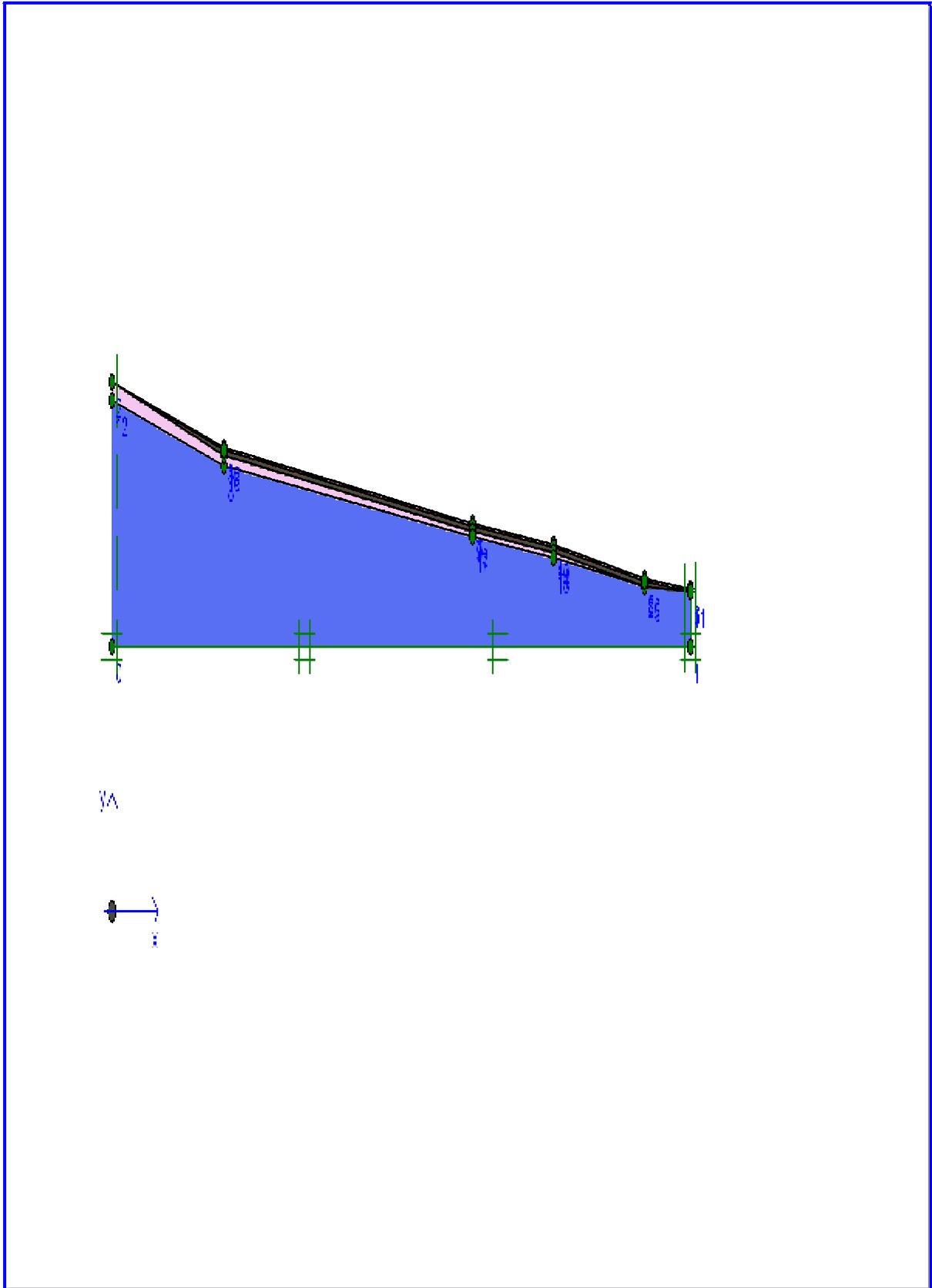
VI .4.1. Le choix du profil lithologique

Le choix du profil lithologique du terrain constitue une étape importante dans la modélisation numérique d'un problème de la géotechnique. Une bonne définition du versant de la cité universitaire 2000 lits à Chrachria. Permettra une simulation représentative de son comportement.

Pour la modélisation numérique du versant, on a choisit un profil qui touche les sondages 1, 3, 6 ,9 ou sont tirés les échantillons sur lesquels, on a fait des essais, et qui il a une longueur d'environ 570 m avec la hauteur d'environ 200 m, et une pente d'environ 10 à 25% a été proposé. Ce profil décrit le versant affecté par le mouvement de terrain (versant Sud-Nord).

Le talus étudié se compose de quatre couches :

- Ø De 0 à 1,8m : remblai
- Ø De 1,8 à 2m : argile bariolé
- Ø De 2 à 7 m : argile marneuse
- Ø De 7 à 10m : marne



**Figure.VI.5 : Le profil lithologique du versant instable de cité universitaire
Chrachria**

VI.4.2. Le maillage en éléments finis du talus

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaires de 6 et 15 noeuds. Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus, l'élément triangulaire à 15 noeuds; il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte), qui donne une précision des résultats en ce qui concerne le calcul du coefficient de sécurité.

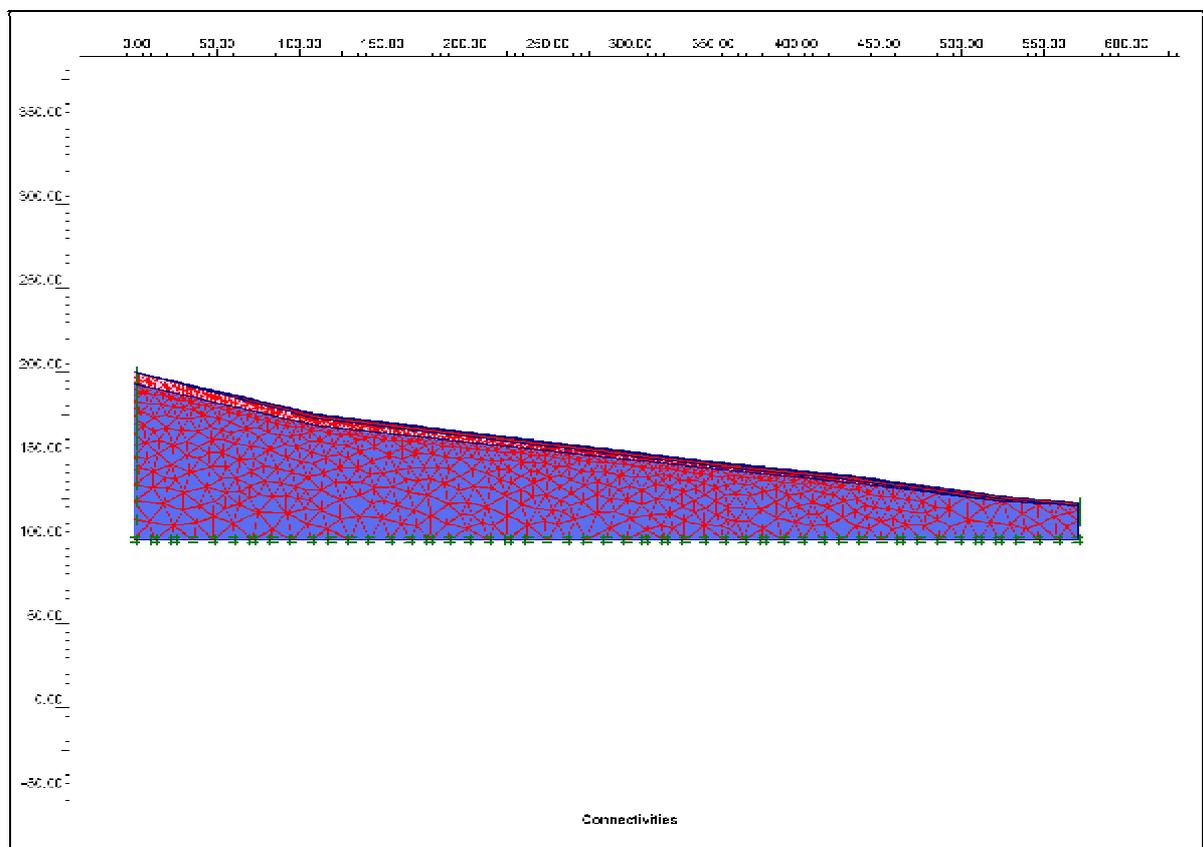


Figure.VI.6 : Le maillage du modèle du versant de cité universitaire Chrachria

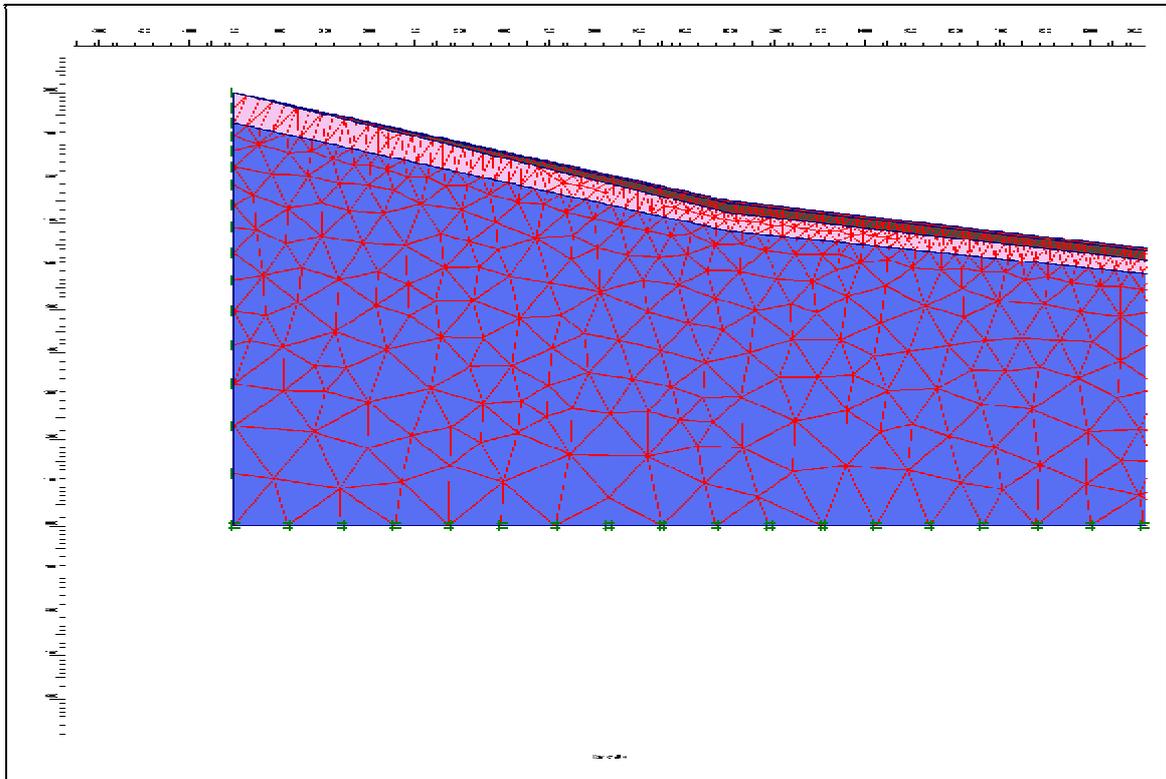


Figure.VI.7: Maillage en éléments finis du Talus avec un zoom

VI .4.3. Etapes de calcul

VI .4.3.1. 1^{ère} modélisation

Phase 1 : On suppose que la nappe phréatique se trouve à la surface ;

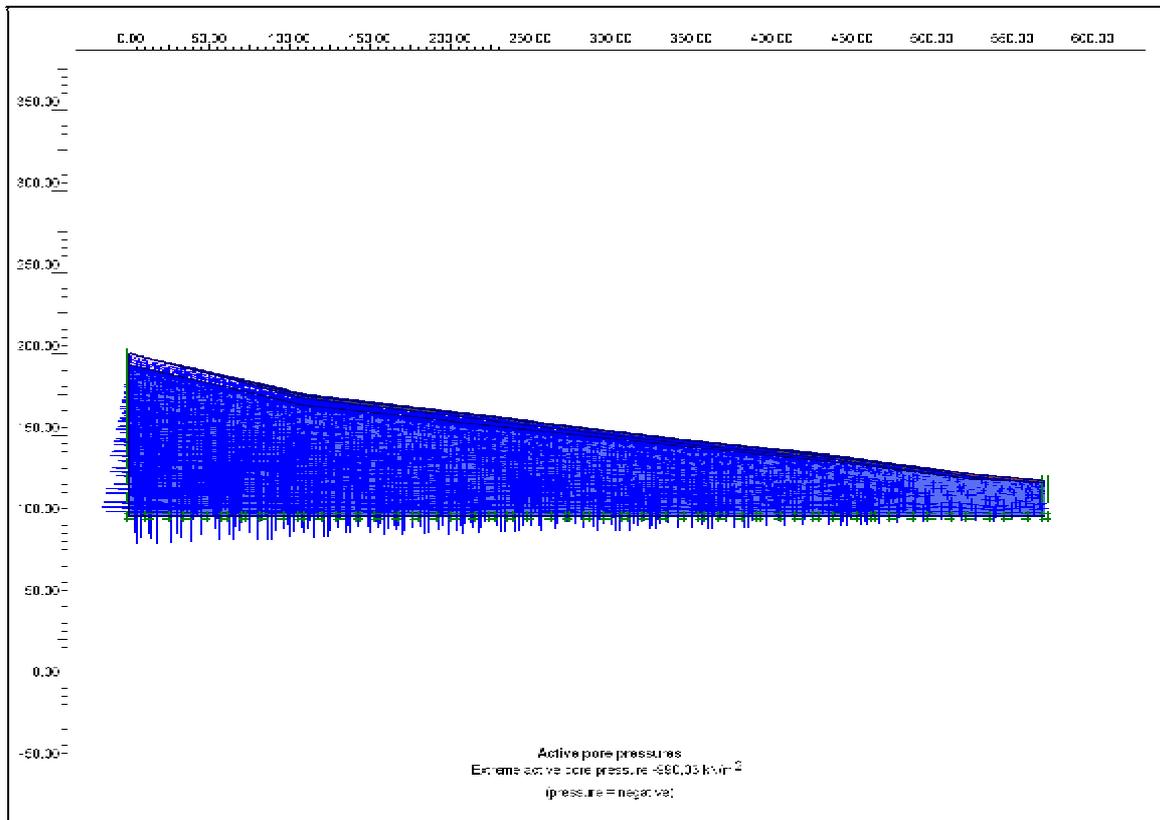


Figure.VI.8 : Champs des pressions interstitielles dan le talus= - 990. 03 kn/m²

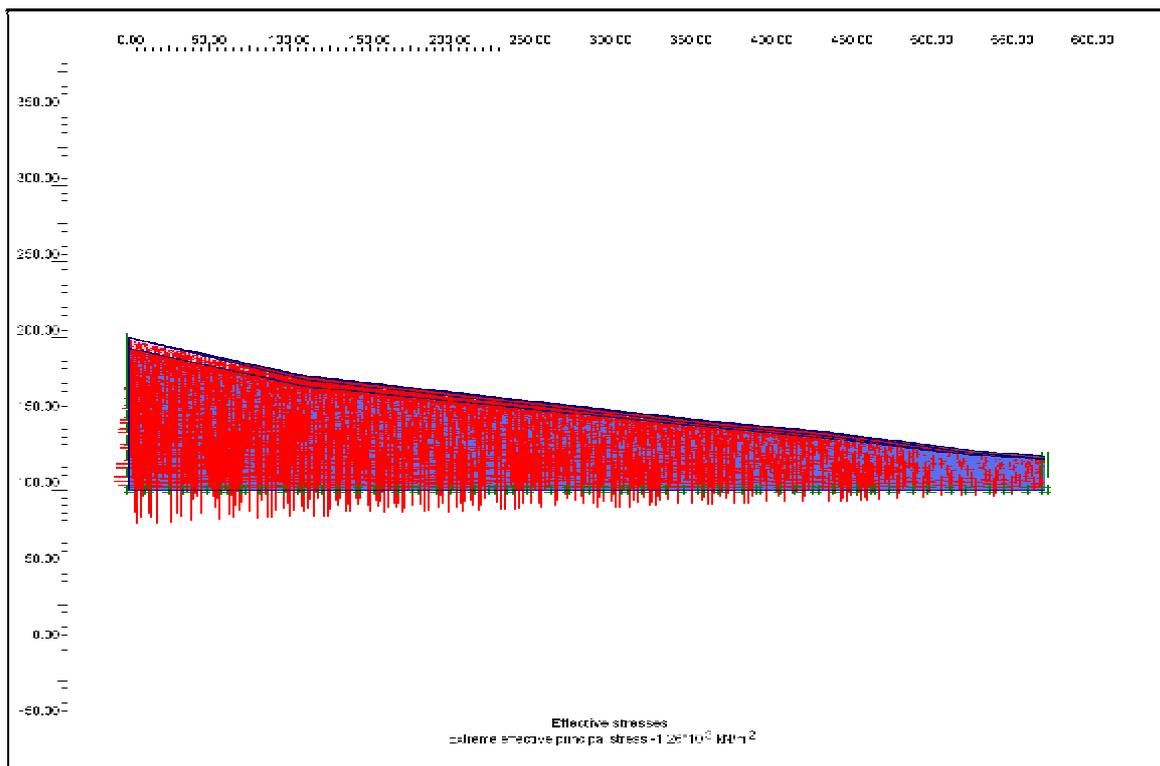


Figure.VI.9 : Les champs des contraintes effectives= - 1,26*10³ KN/m²

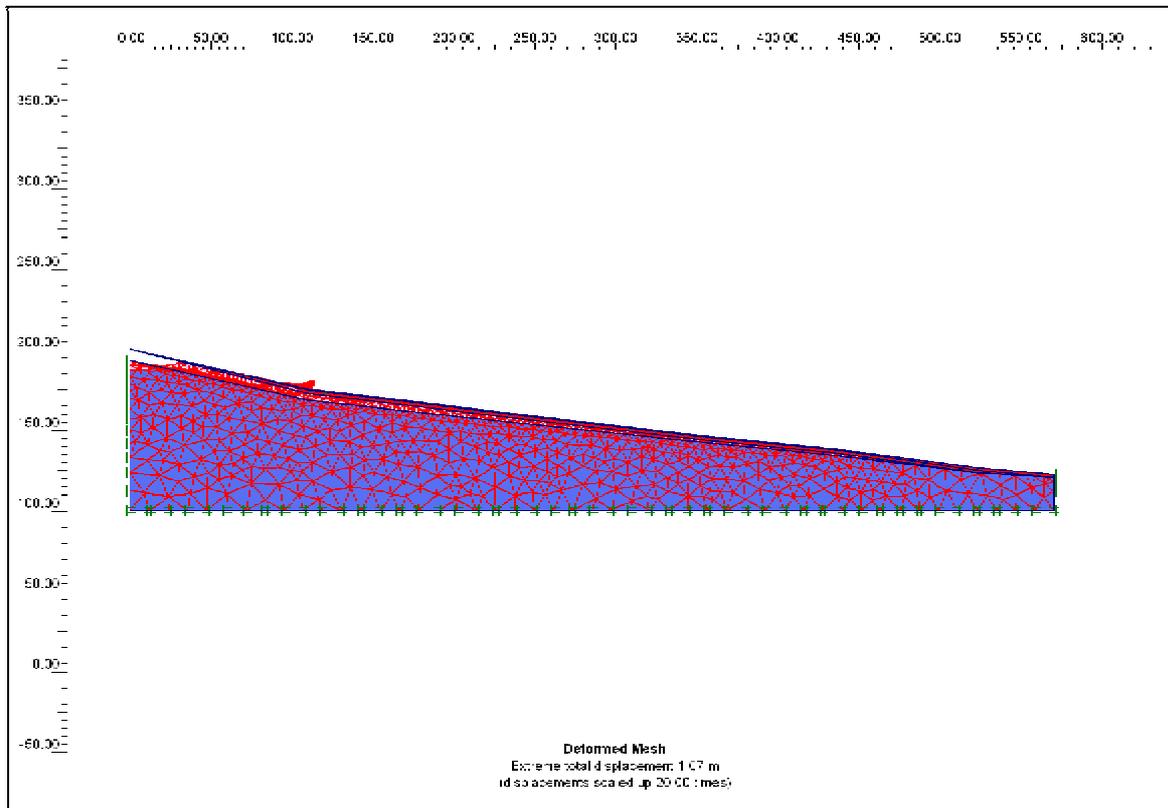


Figure.VI.10 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul.1

Ø On note un déplacement total maximum de 1,07 m

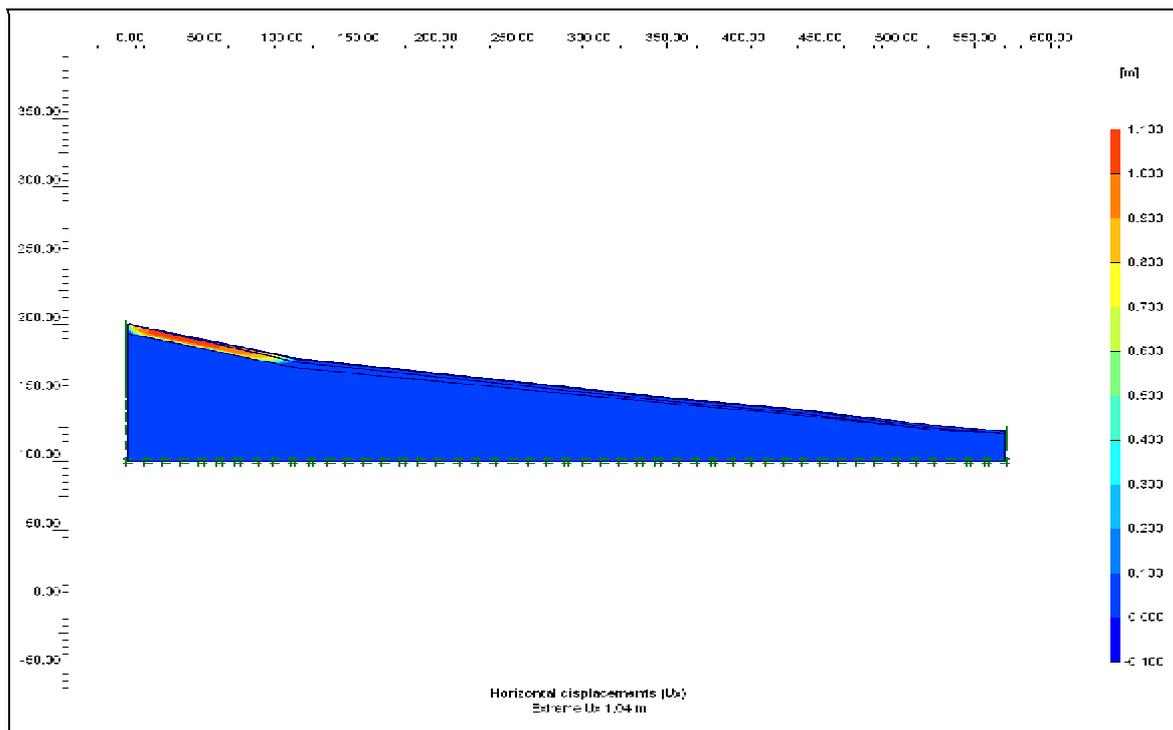


Figure.VI.11: Les champs de déplacement horizontaux. $U_x=1,04$ m

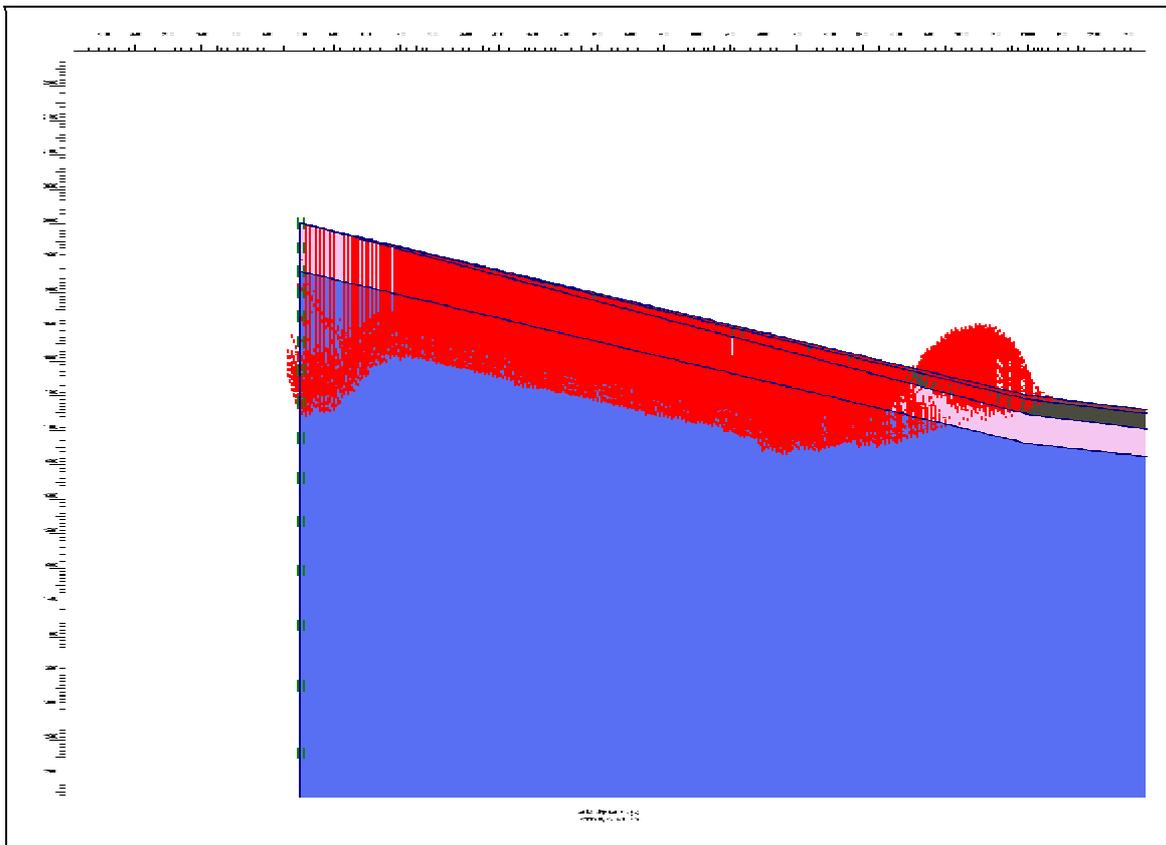


Figure.VI.12 : Les champs des déplacements verticaux. $U_Y = 515,13 * 10^{-3} \text{ m}$

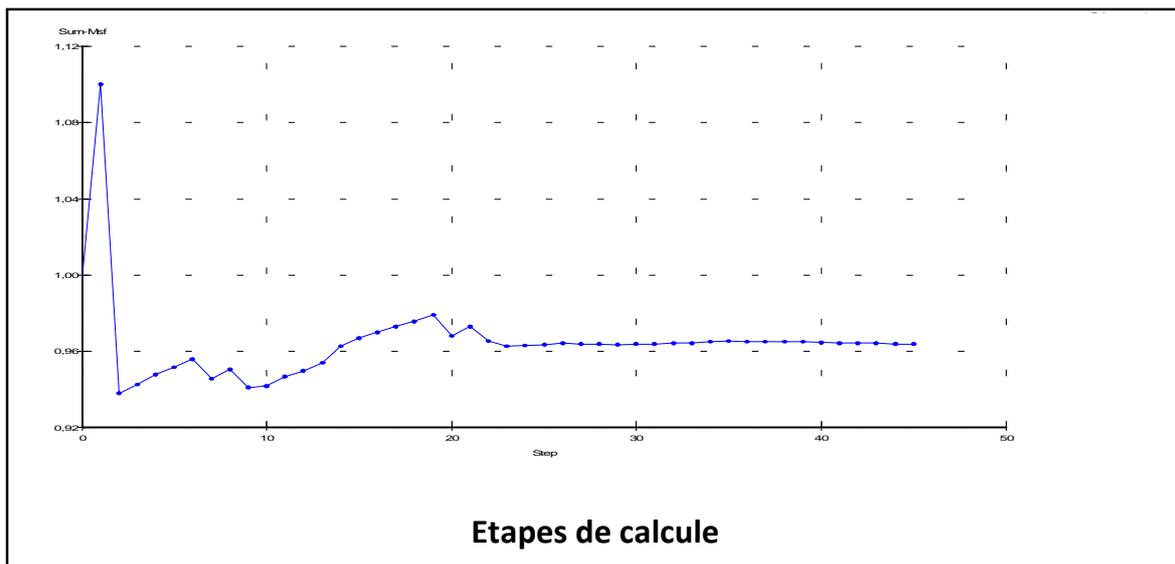


Figure.VI.13. L'évolution du coefficient de sécurité. FS=0,964

VI .4.3.2. 2^{ème} modélisation

Phase2 : On suppose que la nappe phréatique se trouve à la 5m de profondeur

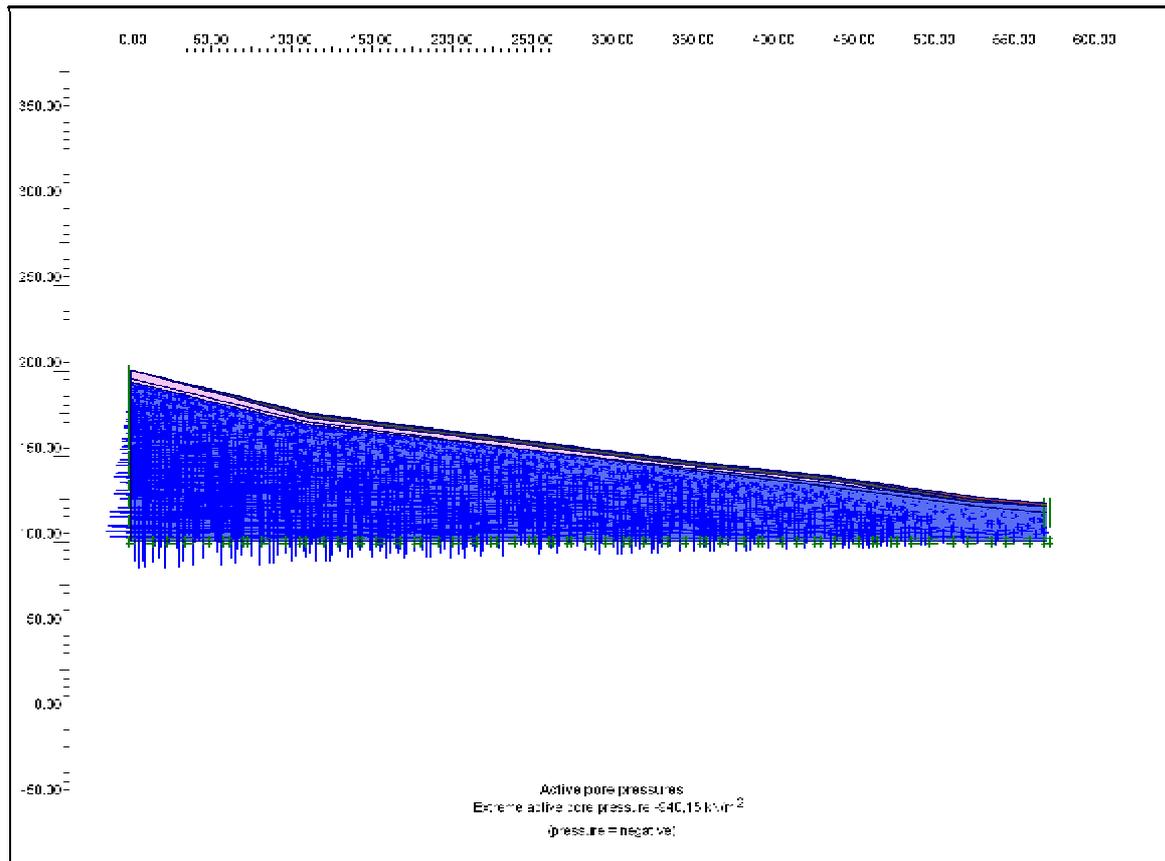


Figure.VI.14:Champs des pressions interstitielles dan le talus= - 940,15 KN/m²

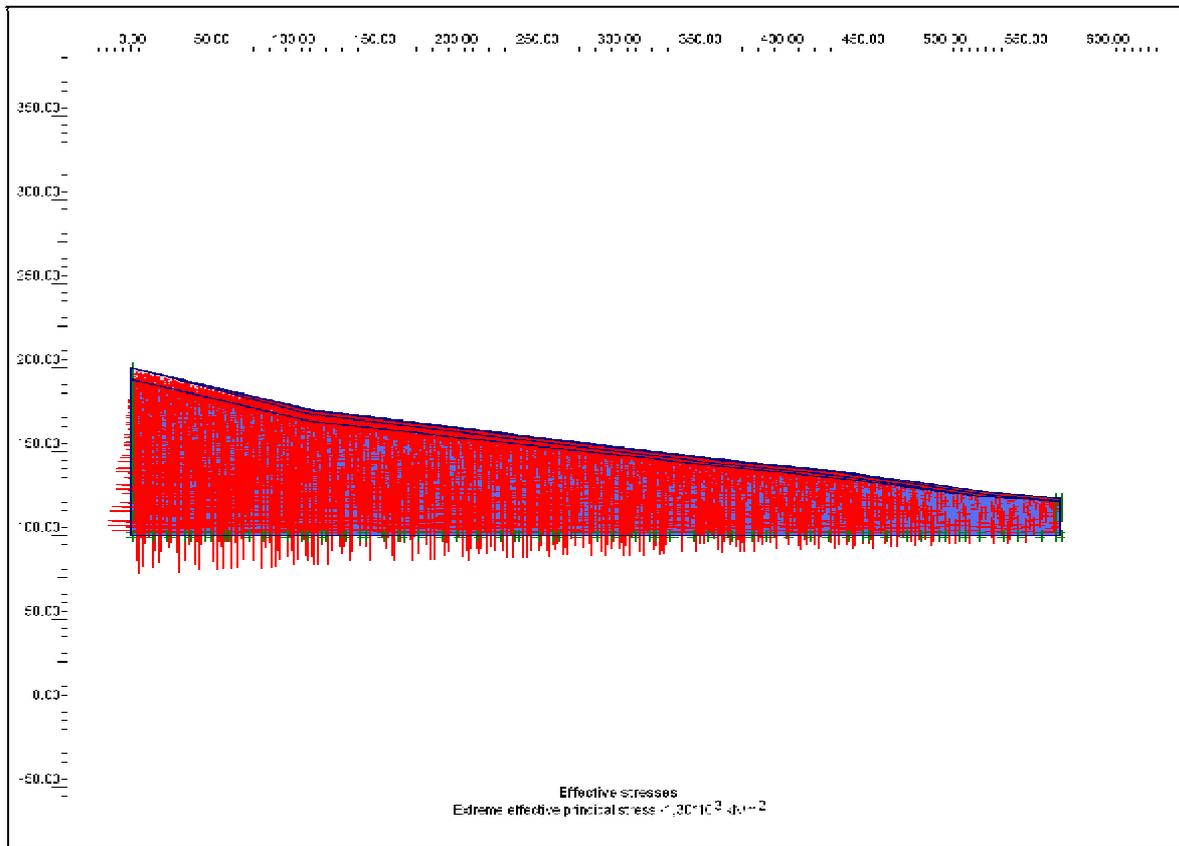


Figure.VI.15 : Les champs des contraintes effectives= $-1,30 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

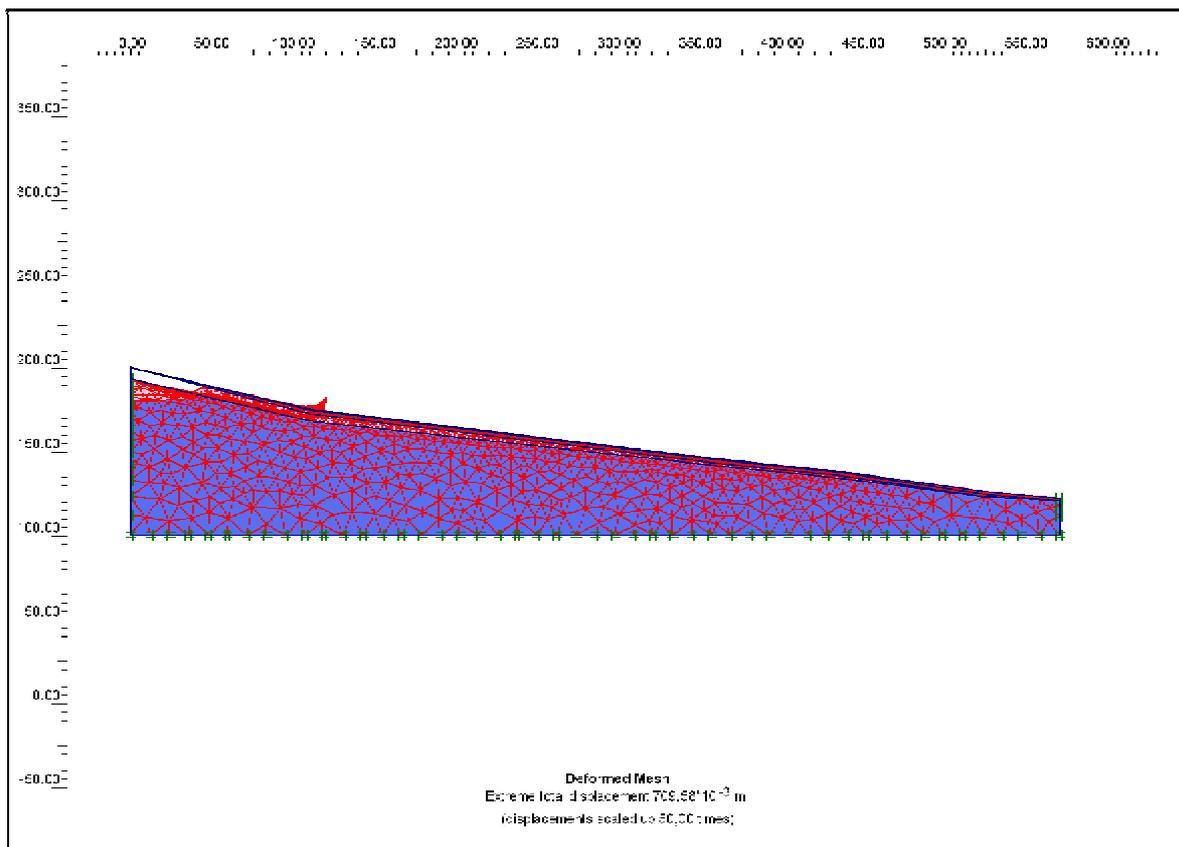


Figure.VI.16 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul 2

Ø On note un déplacement total maximum de $709.58 \cdot 10^{-3}$ m

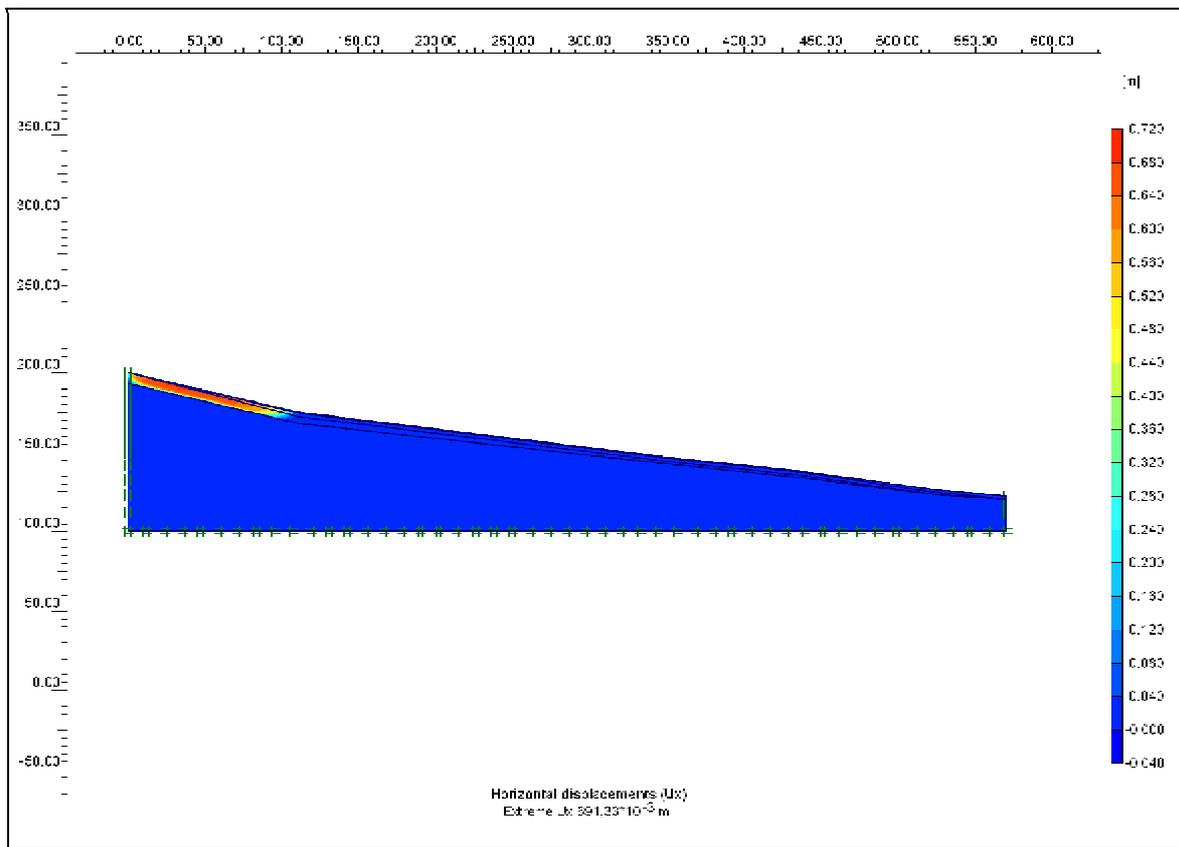


Figure.VI.17 : Les champs de déplacement horizontaux $U_x = 691,33 \cdot 10^{-3}$ m

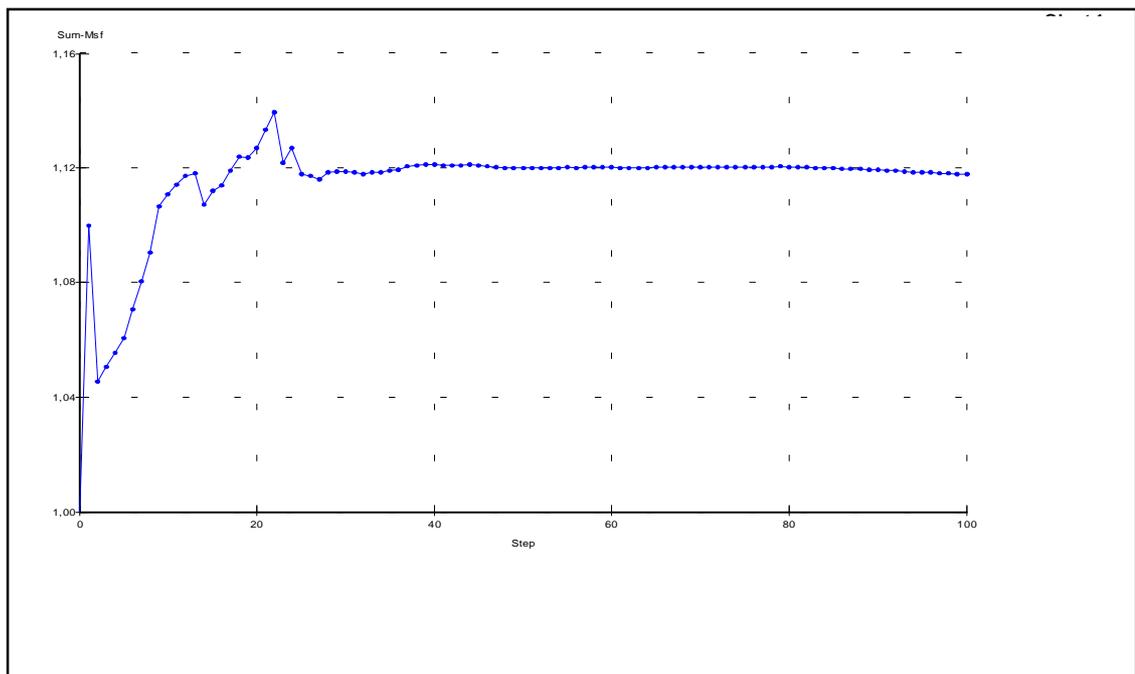


Figure.VI.18 : L'évolution du coefficient de sécurité. FS=1,118

VI .4.3.3. 3^{ème} modélisation

Phase 3 : On suppose que la nappe phréatique se trouve à la 10m de profondeur.

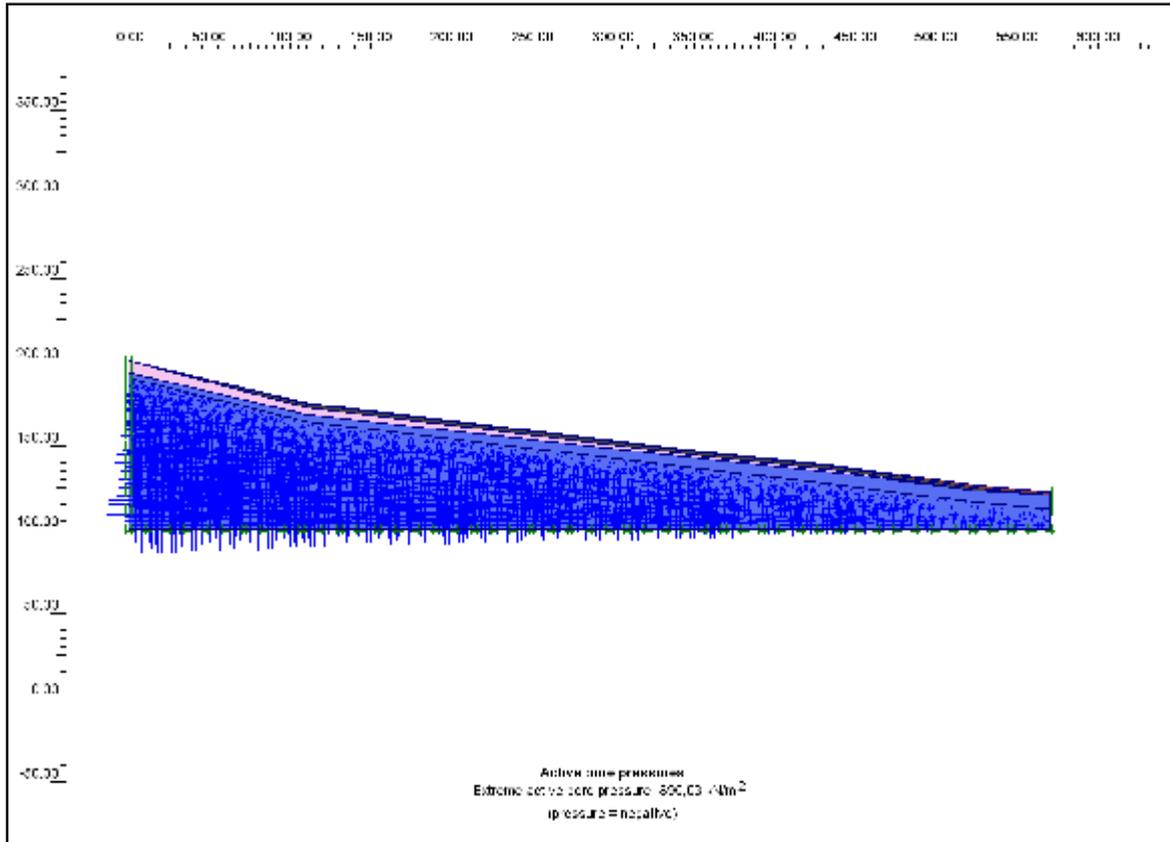


Figure.VI.19 : Champs des pressions interstitielles dan le talus = - 890.03 KN/m²

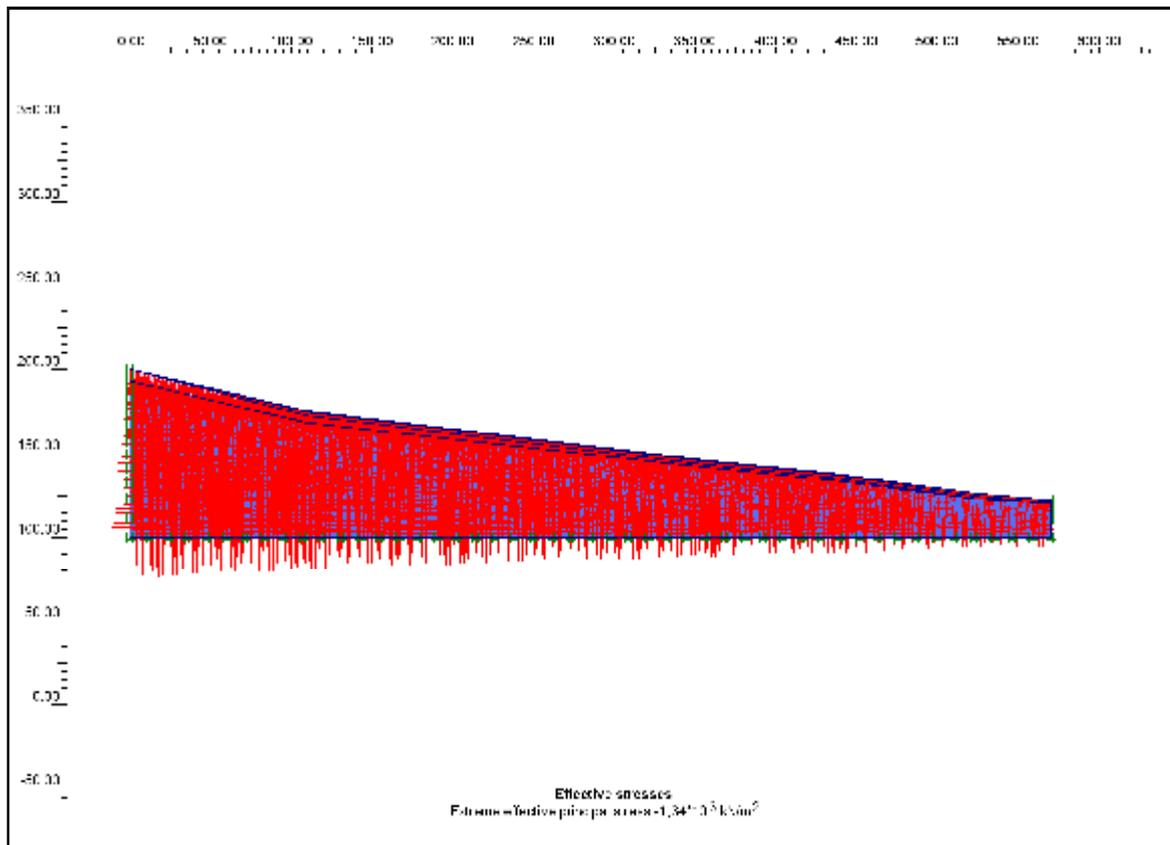


Figure.VI.20 : Les champs des contraintes effectives = - 1,34*10³ KN/m²

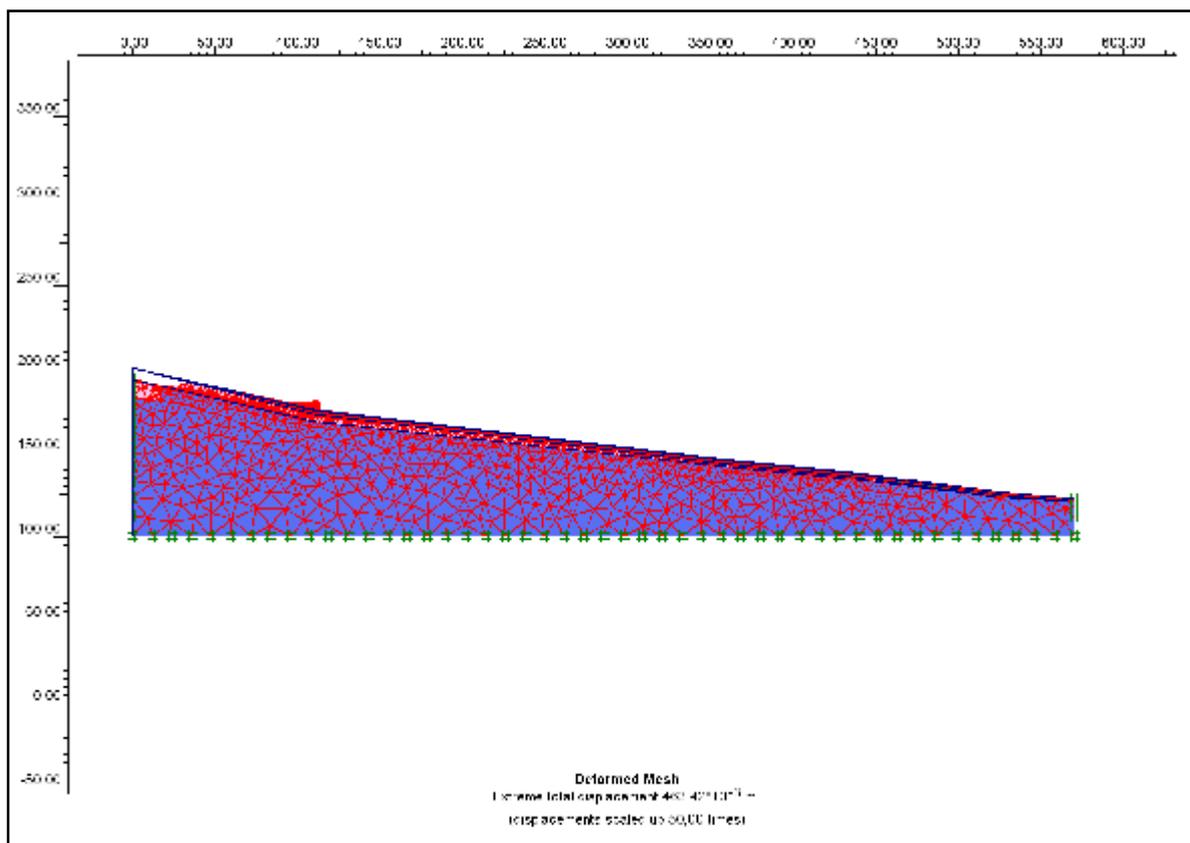


Figure.VI.21 : Vue du maillage déformé du modèle de calcul 3

Ø On note un déplacement total maximum de $463.42 \cdot 10^{-3}$ m

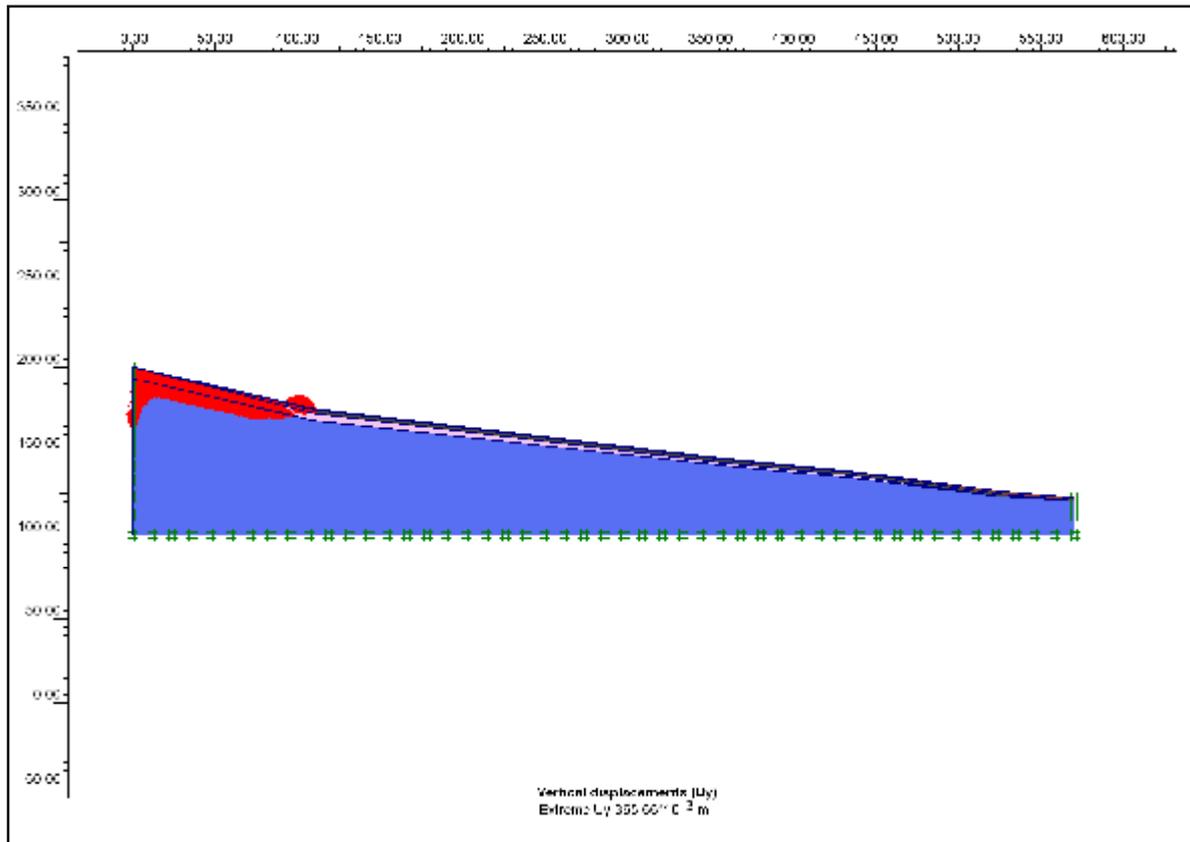


Figure.VI.22 : Les champs de déplacement horizontaux. $U_x = 451,60 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

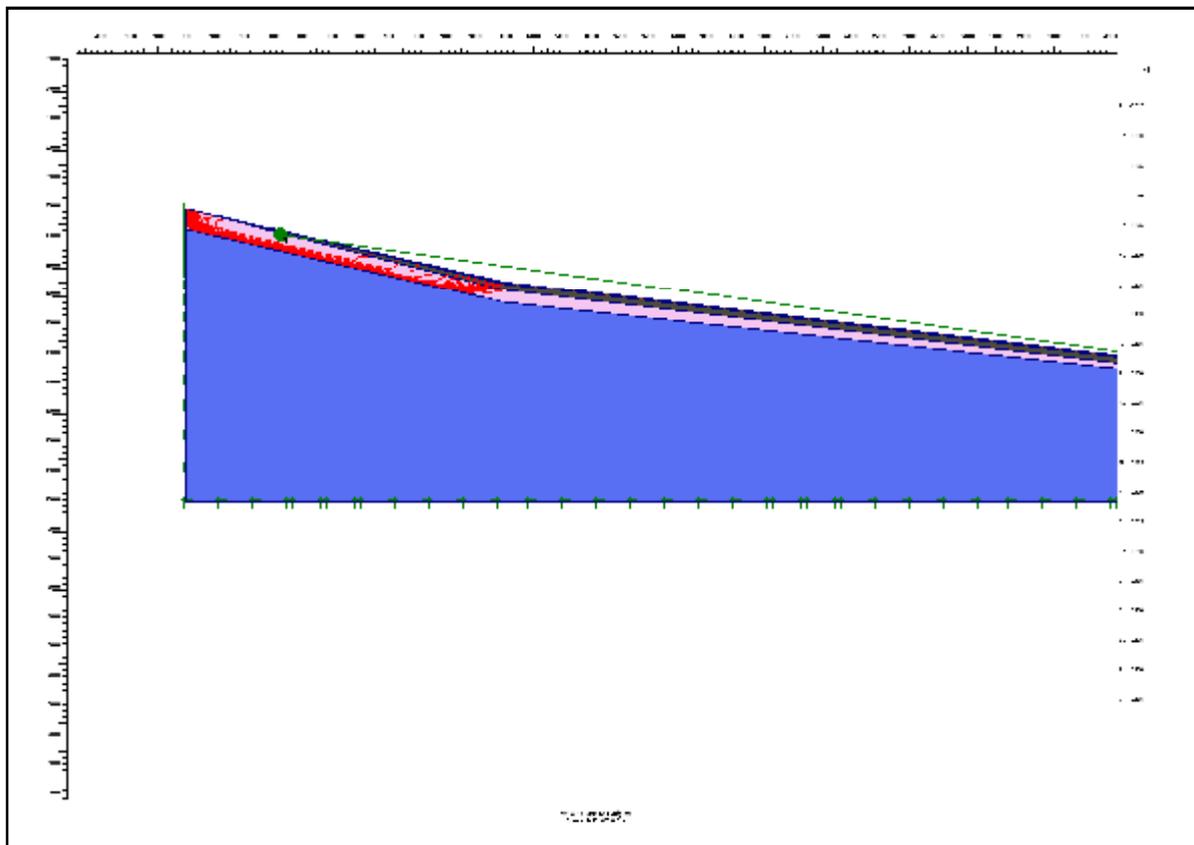


Figure.VI.23 : Les champs des déplacements verticaux. $U_y = 365,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

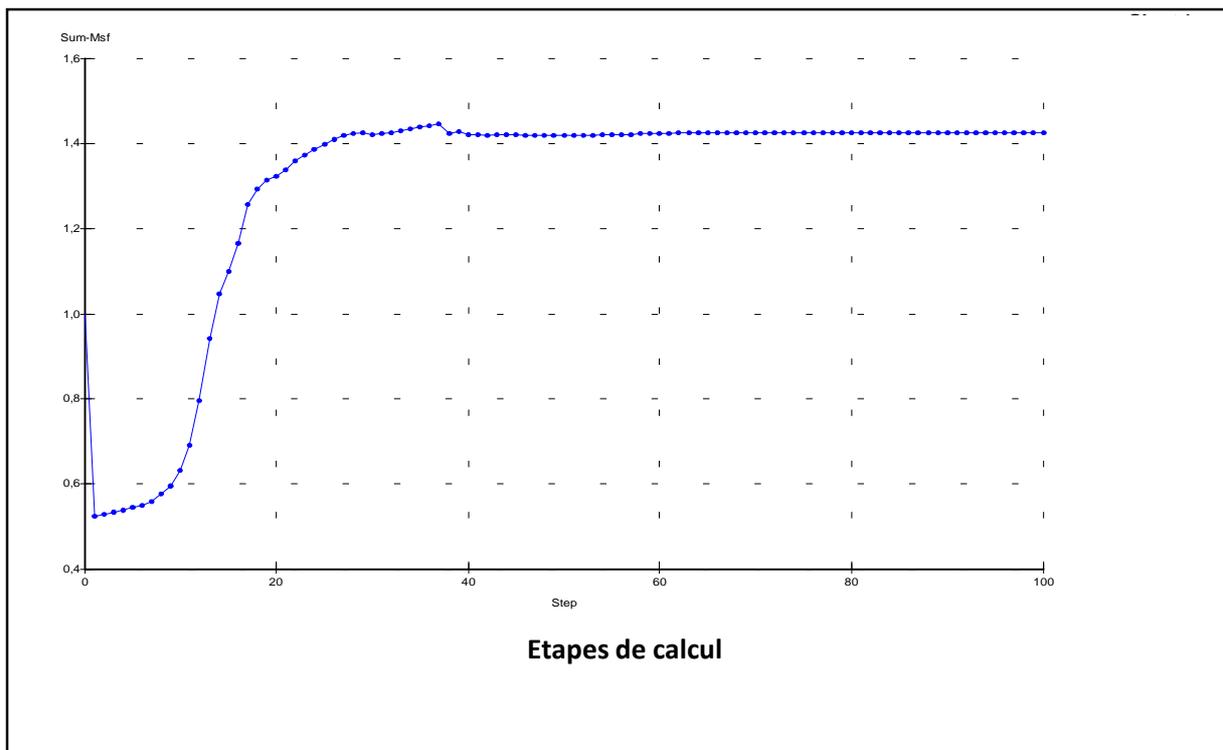


Figure.VI.24: L'évolution du coefficient de sécurité. FS=1,4**Conclusion**

D'après les résultats obtenus par le logiciel plaxis on constate que les valeurs des coefficients de sécurité est inférieure à 1.5 donc le talus est instable sous l'effet de son poids propre et sous l'effet de variation de niveau de la nappe phréatique, plus le niveau de la nappe phréatique augmente plus la stabilité de pente diminue.

Si on fait une petite comparaison entre notre calcul et le calcul déjà réalisée avec le logiciel talren par [Arab.M 2012] on trouve deux résultats différents, les résultats obtenus avec notre calcul le glissement est superficiel, Par contre les résultats obtenus avec le calcul de talren le glissement est profonds.

D'où on peut avancer le glissement par gonflement.



CONCLUSION GENEALE

Le premier chapitre de ce travail nous a permis d'avoir une idée générale sur les Mouvement de terrains surtout les glissements de terrain qui sont très dangereux, et les facteurs qui les déclenchent, ainsi de ceux qui les accélèrent. et pour pouvoir traiter ces mouvement le second chapitre propose plusieurs méthode de calcul, deux grandes familles de méthodes sont généralement utilisées, on retrouve celles qui sont basées sur l'équilibre limite et qui utilise une loi rigide plastique et celles qui considèrent que le sol est déformable et utilisent des lois élasto plastique, ces dernières sont généralement numériques.

Une fois le glissement est définit, son confortement à fait l'objet du troisième chapitre ; différentes techniques sont illustrés dans ce chapitre, et dans le quatrième chapitre on a présenté le site et d'après l'interprétation des résultats des essais présentés dans le cinquième chapitre on peut conclu que le sol de ce cite et moyennement compressible et sensible ou gonflement.

Le calcul de la stabilité effectué par le logiciels plaxis dans le dernier chapitre à confirmé l'existence du glissement de terrain car les résultats des coefficients de sécurité calculés sont inferieur à 1.5 avec des profondeurs superficiels, ce qui implique que les désordres sont dus à un glissement par gonflement.

Bibliographie

[1] **A. BOUAFIA**, Génie civil Conception et calcul des ouvrages géotechniques, Edition Pages bleues ; université de Blida ; Algérie, 2011.

[390 pages]

[2] **A. BOUAFIA** ; Introduction à la géotechnique, Edition Office des publications universitaire, T1/T2, Algérie 2011 [231 pages]

[3] : **BENAISSA. A** (2003) – glissements de terrain calcul de stabilité-
office des publications universitaires

[4] **B. MELBOUCI**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition El-Amel, Algérie 2009,
[303pages]

[5] : Stabilisation des glissements de terrains ; guide technique
(Laboratoire des Ponts et Chaussées de Paris, Février1998).

[6] : Guide Technique (1994) – surveillance des pentes instables –
Laboratoire central des ponts et chaussées

[7] : Contribution à l'étude des glissements de terrain, cas de glissement d'El-Biar_Alger. Présentée par M.Ramdane BOUZID pour le diplôme de MAGISTER à l'école nationale polytechnique Juin 1985. 90pages

[8] : Dynamique d'évolution du glissement de terrain d'Ain El Hammam. Présenté par Melle DJERBAL Lynda pour le diplôme de master en géotechnique et environnement à l'université Mouloud Mammeri ? juillet 2010. 172pages

[9] : Etude de la stabilité d'un glissement de terrain Cas du versant de Tizirt Présenté par Melle BOUAZIZ NACIRA pour le diplôme de master en géotechnique et environnement à l'université Mouloud Mammeri ? SEPTEMBRE 2012. 228pages

[10] : Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam, Présenté par Melle DJERBAL Lynda pour le diplôme de doctorat en géotechnique et environnement à l'université Mouloud Mammeri ? juillet 2013. 272pages

[11] : PLAXIS version 8 : Manuel de référence – PLAXIS b.v. P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands, ISBN 90-808079-3-1, 194 p.