



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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

جامعة سعد دحلب البليدة

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

كلية الهندسة - قسم الهندسة المدنية

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DU MASTER EN GENIE CIVIL**

**OPTION : GEOTECHNIQUE**

**intitulé**

***ETUDE DE LA STABILITE AU GLISSEMENT DU***  
***SITE :***

***« POSTE ELECTRIQUE, ATTATBA WILAYA DE***  
***TIPAZA »***

***Établie par :***

M. BOUCELHAM Ahmed

M. BERKANE Abd el nour

***Promotrice :***

M<sup>m</sup>. TOUMI Ilham

***Dirigent :***

M. KERKAR Slim

**Promotion: 2018/2019**

## ملخص :

هذا العمل المنجز في إطار مشروع نهاية دراستنا المتمثل في تحليل للانزلاق الأرضي الذي حدث في مركز كهربائي يقع في بلدة حطاطبة ، ولاية تيبازة.

في هذا السياق نتطرق إلى حساب معامل الأمان الكلي للانزلاق (Fs) بالطرق الرقمية، باستخدام البرامج (PLAXIS و GEO5).

توضح التحليلات أن الموقع غير مستقر ويتطلب تعزيزًا ، ولهذا الغرض اقترحنا نظام التعزيز التالي: مزيج من سطرين من ، الأوتاد المختلفة مع إعادة تشكيل المنحدر والردم. هذا هو الحل المناسب لتحسين ثبات المنحدر بحيث يتجاوز عامل الأمان 1.5.

**الكلمات المفتاحية:** الانزلاق ، عامل الأمان ، الأوتاد ، إعادة الدمج ، الردم.

## Résumé :

Ce travail fait dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste en une analyse d'un glissement de terrain survenu dans un poste électrique situé dans la commune de Attatba, willaya de Tipaza.

Dans ce contexte, nous avons procédé au calcul du coefficient de sécurité total du glissement (Fs) par des méthodes numériques, en utilisant les programmes (PLAXIS et GEO5).

Les analyses montrent que le site n'est pas stable et nécessite un renforcement, à cet effet nous avons proposé le système de confortement suivant: une combinaison de deux ligne des pieux déférentes avec un reprofilage de pente et un remblaiement. Ce qui est la solution adéquate pour améliorer la stabilité de la pente de sorte que le coefficient de sécurité Fs dépasse 1,5.

**Mots clé:** glissement, coefficient de sécurité, pieux, reprofilage, remblaiement.

## Abstract:

This work done as part of our final study project consists of an analysis of a sliding that occurred in an electrical post located in the comun of Attatba, willaya of Tipaza.

In this context, we have calculated the total slip safety coefficient (Fs) by numerical analyses, using (PLAXIS and GEO5).

The analyses show that the site is not stable and requires reinforcement, for this purpose we have proposed the following reinforcement system: a combination of two lines of differential piles with slope reprofiling and backfilling. This is the appropriate solution to improve the stability of the slope so that the safety factor  $F_s$  exceeds 1.5.

**Keywords:** slip, safety coefficient, piles, reprofiling, backfilling.

## REMERCIEMENTS

Nous remercions en premier lieu Allah qui nous a donné le courage, la volenté et la patience sans lesquels ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Ce travail sous la direction de monsieur S.KERKAR qui a dirigé et guidé notre travail avec beaucoup d'attention nous le remercions pour sa qualité de son encadrement exceptionnel pour sa patience, sa générosité nous respectons énormément sa disponibilité et qu'il a fait tout son possible pour nous aider.

Nos vifs remerciements s'adressent à madame I.TOUMI notre Co-promotrice pour ses précieux conseils, ainsi pour son aide.

Au bureau d'études « Kera Terra » pour avoir ouvrir ses portes pour nous.

Nous exprimons nos plus sincères remerciements aux membres du jury qui a accepté de juger ce travail.

Enfin, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à*

*Ma chère mère*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Quisse dieu le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

*A mon père*

*Qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études, pour son grand amour, encouragement et son aide on témoignage de mon profond amour et respect pour son grands sacrifices. Quisse dieu le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

*Mes chers frères : Imad et Housseem*

*Mes chères sœurs : Farah et Hiba*

*Ma future femme : nour el houda*

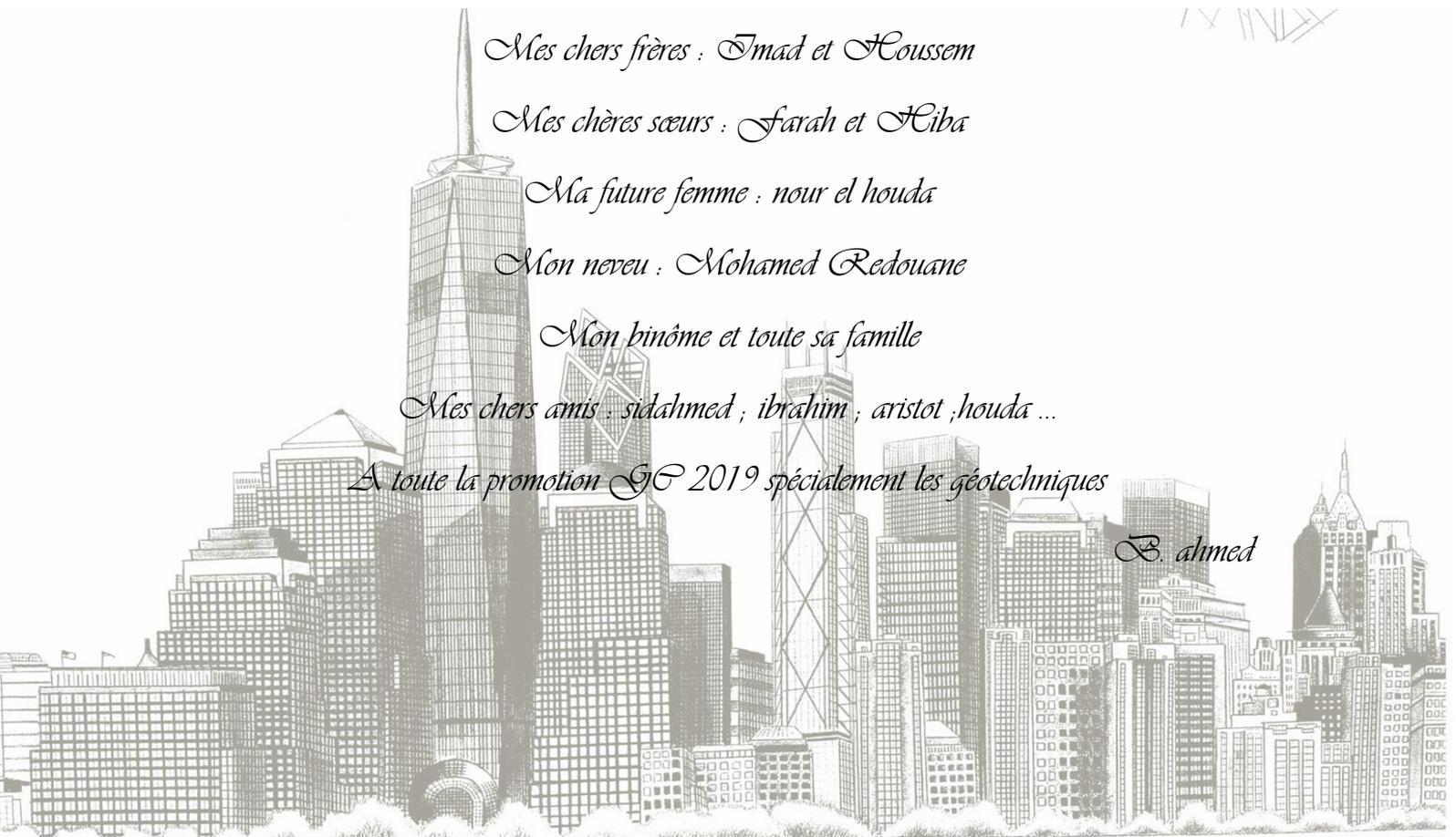
*Mon neveu : Mohamed Redouane*

*Mon binôme et toute sa famille*

*Mes chers amis : sidahmed ; ibrahim ; aristot ;houda ...*

*A toute la promotion IG 2019 spécialement les géotechniques*

*S. ahmed*



# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à*

*Ma chère mère*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me porter depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Quisse dieu le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

*A mon père*

*Qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études, pour son grand amour, encouragement et son aide on témoignage de mon profond amour et respect pour son grands sacrifices. Quisse dieu le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

*Mon cher frère : Facine*

*Ma chère sœur : Amina*

*Ma nièce : Djihane*

*Mon binôme et toute sa famille*

*Mes chers amis : Abdo khiri ; Riad ; Mustapha ; Sohaib ; Hakim ; Amine ; Rabeli ; Fatima ; Hanaa...*

*A toute la promotion GC 2019 spécialement les géotechniques*

*B. Abd El Nour*



# TABLE DES MATIERES

RESUME. ....	1
REMERCIEMENTS. ....	3
DEDICACES. ....	4
TABLE DES MATIERES. ....	6
LISTE DES FIGURES. ....	12
LISTE DES TABLEAUX. ....	17
LISTE DES SYMBOLES.....	18
INTRODUCTION GENERALE. ....	21

## *Chapitre I généralité sur les glissements de terrain.*

I.1 INTRODUCTION.....	23
I.2 LES MOUVEMENT DU TERRAIN.....	23
I.2.1 Les mouvements sans surface de rupture (Fluage).....	23
I.2.1.1 Mouvement dans les terrains meubles.....	23
I.2.1.2 Mouvement dans les formations rocheuses (fauchage).....	24
I.2.2 Les écroulements et chutes de blocs.....	24
I.2.3 Les Coulées boueuses.....	24
I.2.4 Les glissements.....	24
I.3 CONDITION DE STABILITE.....	26
I.3.1 La géométrie.....	26
I.3.2 La résistance au cisaillement des sols ou des roches.....	26

I.3.3 Conditions hydrauliques.....	26
I.3.4 Facteur climatique et anthropique.....	27
I.3.4.1. Pluie, neige, évapotranspiration.....	27
I.3.4.2. Séisme.....	28
I.3.4.3. Construction sur pente.....	28
I.3.4.4. Déblais sur pente.....	28
I.3.4.5. Modification de l'utilisation des sols.....	28
I.4. CONCLUSION.....	29

**Chapitre II reconnaissance adaptée au glissements de terrain.**

II.1 INTRODUCTION.....	30
II.1.1 Visite de site.....	30
II.1.2 L'étude géologique et géomorphologie.....	30
II.1.3 La reconnaissance géotechnique.....	30
II.1.4 L'analyse l'hydrogéologique.....	31
II.1.5 Mesure cinématique.....	31
II.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE RESISTANCE DES SOLS.....	32
II.2.1 Essai de cisaillement direct.....	32
II.2.2 Essai triaxial.....	34
II.2.3 Essai de compression simple.....	37
II.3 CALCUL DE LA STABILITE AU GLISSEMENT.....	38
II.3.1 Méthodes manuelles du calcul de stabilité des pentes.....	38
II.4. CONCLUSION.....	63

## Chapitre III techniques de stabilisation des talus.

III.1 INTRODUCTION.....	65
III.2 LES TECHNIQUES DE STABILISATION DES TALUS.....	65
III.2.1 Terrassements .....	65
III.2.1.1 Remblai de pied .....	65
III.2.1.2 Allègement en tête .....	66
III.2.1.3 Purge .....	67
III.2.1.4 Reprofilage .....	67
III.2.1.5 Substitution totale.....	68
III.2.2 Dispositifs de drainage .....	68
III.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface .....	69
III.2.2.2 Tranchées drainantes .....	70
III.2.2.3 Drains subhorizontaux.....	71
III.2.2.4 Masques et éperons drainants .....	72
III.2.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes.....	73
III.2.3. Ouvrages de soutènement .....	73
III.2.3.1 Les ouvrages rigides .....	74
III.2.3.2 Les ouvrages souples .....	75
III.2.3.3 Tirants d’ancrages .....	75
III.2.3.4 Renforcement par inclusions .....	79
III.2.3.5 Clous et micropieux .....	79
III.2.3.6 Pieux et barrettes .....	81
III.2.3.7 Cas des remblais sur sols mous .....	82

III.2.3.8 Durabilité et comportement à long terme .....	83
III.3. CHOIX DES METHODES DE STABILISATION DES TALUS.....	83
III.3.1 Caractérisation du site :.....	84
III.3.2 Adaptation de la technique au glissement .....	85
III.4 CONCLUSION.....	87

**Chapitre IV : présentation du site de projet.**

IV.1. INTRODUCTION.....	88
IV.2. Présentation de la région.....	88
IV.3. Diagnostic du glissement.....	89
IV.4.1 Aperçu géologique .....	94
IV.4.2 Contexte géologique local .....	95
IV.5. Reconnaissance géotechnique.....	96
IV.6. Aspect hydrologique.....	96
IV.7. Aspect cinématique.....	97
IV.8. Causes probables du glissement.....	98
IV.9. Facteurs favorisant le glissement.....	99
IV.11. CONCLUSION.....	99

**Chapitre V analyse et interprétation de l'étude géotechnique.**

V. 1 INTRODUCTION.....	100
V. 2 CAMPAGNE GEOTECHNIQUE.....	100
V.3 LES ESSAIS IN-SITU .....	102

V.3.1 Sondage carotté.....	102
V.3.2. Essai de pénétration dynamique standard “SPT” .....	104
<b>V.4 LES ESSAIS DE LABORATOIRE.....</b>	<b>105</b>
V.4.1. Les essais d’identification .....	105
V.4.2. Essais d’analyse chimique .....	108
V.4.3. Interprétation des résultats .....	108
<b>V.5. CONCLUSION.....</b>	<b>111</b>

**Chapitre VI      modélisation numérique de confortement.**

<b>VI. 1 INTRODUCTION.....</b>	<b>112</b>
<b>VI.2. SOLUTION DE SOUTÈNEMENT REALISEE.....</b>	<b>112</b>
VI.2.1. Terrassements .....	112
VI.2.2. Les pieux .....	112
VI.2.3. Le remblai .....	114
VI.2.4. Étude quantitative .....	115
<b>VI. 3 Modélisation par logiciel PLAXIS.....</b>	<b>116</b>
<b>VI. 4 Modélisation du cas étudié par logiciel PLAXIS.....</b>	<b>117</b>
VI. 4.1. Input.....	117
VI. 4.2 Calculation .....	122
VI. 4.3. Output .....	127
VI. 4.4 curves .....	129

VI. 4.5 interprétations des résultats de la modélisation par PLAXIS.....	129
VI. 5 modélisations par logiciel GEO5.....	129
VI. 6 Modélisation de cas étudiant par logiciel GEO5.....	129
VI. 6.1. Étude de système de confortement.....	129
VI. 6.2. Étude des pieux .....	134
VI. 6.3. Étude sismique.....	136
VI. 6.4 interprétations des résultats de la modélisation par GEO5.....	138
VI. 7. Comparaison des résultats des deux logiciels PLAXIS ET GEO5.....	138
VI. 8. Conclusion.....	139

CONCLUSION GENERALE.

ANNEXES.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure II.1</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai uni-axial C.D.....	33
<b>Figure II.2</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai uni-axial U.U.....	33
<b>Figure II.3</b> : Champs de contraintes à l'appareil triaxial.....	34
<b>Figure II.4</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial U.U.....	34
<b>Figure II.5</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.D.....	35
<b>Figure II.6</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.U.....	36
<b>Figure II.7</b> : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.U.....	36
<b>Figure II.8</b> : Traduction graphique de l'essai de compression simple.....	37
<b>Figure II.9</b> : Résultats de l'essai de compression simple.....	37
<b>Figure II.10</b> : Analyse de stabilité en glissement plan.....	42
<b>Figure II.11</b> : Schéma de bloc discrétisé en des tranches.....	42
<b>Figure II.13</b> : Représentations de la masse à la rupture.....	43
<b>Figure II.14</b> : Bilan des efforts d'une tranche élémentaire.....	43
<b>Figure II.15</b> : Différents types des cercles de glissement.....	48
<b>Figure II.16</b> : Détermination du cercle critique.....	49
<b>Figure II.17</b> : Découpage en tranches d'un talus.....	50
<b>Figure II.18</b> : Forces agissants sur une tranche (Hypothèse de Fellenius).....	50
<b>Figure II.19</b> : Forces agissants sur une tranche.....	53
<b>Figure II.20</b> : Schématisation des écoulements.....	56
<b>Figure II.21</b> : Abaque de Taylor – Définitions des paramètres.....	57
<b>Figure II.22</b> : Valeur de $N_s$ pour les sols purement cohérents.....	58
<b>Figure II.23</b> : Détermination de $\alpha$ , $\theta$ et $n_d$ .....	59

<b>Figure II.24:</b> Valeur de $N_s$ pour les sols cohérents.....	59
<b>Figure II .25</b> Abaque de Taylor – Biarez.....	60
<b>Figure. III.1 :</b> Remblai de pied.....	66
<b>Figure. III.2 :</b> Allègement en tête.....	67
<b>Figure. III.3 :</b> reprofilage.....	68
<b>Figure III.4 :</b> Tranchées drainantes longitudinales.....	71
<b>Figure III.5:</b> Type de drainage subhorizontal.....	72
<b>Figure III.6 :</b> Coupes de masques drainants.....	72
<b>Figure III.7 :</b> Schéma d'éperons drainants.....	73
<b>Figure III.8 :</b> mur classique en béton armé.....	75
<b>Figure III.9 :</b> applications de tirants d'ancrage en confortement.....	76
<b>Figure III.10:</b> structure des Tirants d'ancrages. ....	77
<b>Figure III.11 :</b> projet réalisé avec ancrage de Tirants précontraints.....	78
<b>Figure III.12:</b> schémas des Renforcements par inclusions.....	79
<b>Figure III.13 :</b> Exemple de clouage d'un glissement.....	81
<b>Figure III.14 :</b> Clouage de talus instables.....	81
<b>Figure IV.1:</b> Situation géographique de Tipaza.....	89
<b>Figure IV.2 :</b> photo montre des fissures sur l'amont du site 1 mois avant le glissement.....	89
<b>Figure IV.3 :</b> Photo montre des fissures sur le soutènement du talus 1 mois avant le glissement.....	90
<b>Figure IV.4 :</b> Photo montre la ruine totale de soutènement du talus (à cause de glissement)...	90
<b>Figure IV.5 :</b> Photo montre la disparition béton de soutènement.....	91
<b>Figure IV.6 :</b> Photo montre le risque de renversement de post de surveillance.....	91

<b>Figure IV.7 :</b> Photo montre le risque de renversement de mur.....	92
<b>Figure IV.8 :</b> Photo montre la partie stable de soutènement.....	92
<b>Figure IV.9 :</b> Photo montre le risque de renversement de post de surveillance.....	93
<b>FigureI V.10:</b> Photo montre des barres en acier qui étaient utiliser comme un système d'ancrage. ....	93
<b>Figure IV.11 :</b> Photo montre le système de drainage totalement inutile.....	94
<b>Figure IV.12 :</b> cart géologique du site étudié.....	96
<b>Figure IV.13 :</b> Situation sismique de Tipaza (RPA 99 version 2003).....	97
<b>Figure V.1. :</b> Plan d'implantation des sondages carottier.....	101
<b>Figure V.2:</b> Echantillons du sol extrait par sondage carotté au site étudié.....	102
<b>Figure V.3</b> profile 1.....	109
<b>Figure V.4</b> profile 2.....	110
<b>Figure V.5</b> profile 3.....	110
<b>Figure VI.1 :</b> coupe transversale de ferrailage de pieux.....	114
<b>Figure VI.2 :</b> profile 2 après mise en place de système de confortement.....	114
<b>Figure VI.3 :</b> vue en 3D de systeme de confortement.....	115
<b>Figure VI.4 :</b> première fenêtre de réglage générale.....	117
<b>Figure VI.5 :</b> représentation de profile 2.....	118
<b>Figure VI.6 :</b> fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.....	118
<b>Figure VI.7 :</b> fenêtre de modification des caractéristiques des matériaux.....	119
<b>Figure VI.8 :</b> profile 2 avec les caractéristiques des matériaux.....	119

<b>Figure VI.9 :</b> profile 2 avec les caractéristiques des matériaux, les ligne de terrassement et pieux.....	120
<b>Figure VI.10 :</b> Le maillage deprofile 2.....	120
<b>Figure VI.11 :</b> détermination de la nappe d'eau pour le profile 2.....	121
<b>Figure VI.12 :</b> détermination de la pression de l'eau pour le profile 2.....	121
<b>Figure VI.13 :</b> résultat de calcul de facteur de sécurité sans confortement.....	122
<b>Figure VI.14 :</b> leprofile 2 après la première excavation.....	122
<b>Figure VI.15 :</b> résultat de calcul de facteur de sécurité après la première excavation.....	123
<b>Figure VI.16 :</b> leprofile 2 après l'activation des pieux.....	123
<b>Figure VI.17 :</b> résultat de calcul de facteur de sécurité après la mise en place des pieux.....	124
<b>Figure VI.18 :</b> leprofile 2 après la deuxième excavation.....	124
<b>Figure VI.19 :</b> résultat de calcul de facteur de sécurité après la deuxième excavation.....	125
<b>Figure VI.20 :</b> leprofile 2 après le remblaiement.....	125
<b>Figure VI.21 :</b> fenêtre de calcul.....	126
<b>Figure VI.22 :</b> fenêtre d'accès au résultat de calcul.....	127
<b>Figure VI.23 :</b> résultat de déplacement maximale du sol.....	127
<b>Figure VI.24 :</b> résultat de déplacement de pieux 1.....	128
<b>Figure VI.25 :</b> résultat de déplacement de pieux 2.....	128
<b>Figure VI.26 :</b> résultat de calcul de facteur de sécurité.....	128
<b>Figure VI.27 :</b> courbe de facteur de sécurité par rapport au déplacement.....	129
<b>Figure VI.28 :</b> fenêtre de dialogue delogiciel GEO5.....	130
<b>Figure VI.29 :</b> introduction des interfaces.....	130
<b>Figure VI.30 :</b> fenêtre d'introduction des matériaux de sol.....	131

<b>Figure VI.31</b> :le profil 2 introduit sur logiciel GEO5.....	131
<b>Figure VI.32</b> :résultat de calcul de facteur de sécurité sans modification par la méthode de Bishop.....	131
<b>Figure VI.33</b> :le profil 2 après l’excavation.....	132
<b>Figure VI.34</b> :résultat de calcul de facteur de sécurité après l’excavation par la méthode de Bishop.....	132
<b>Figure VI.35</b> :le profil 2 après l’implantation des pieux.....	132
<b>Figure VI.36</b> :Résultat de calcul de facteur de sécurité après l’implantation des pieux par la méthode de Bishop.....	133
<b>Figure VI.37</b> :le profil 2 après la deuxième excavation.....	133
<b>Figure VI.38</b> :Résultat de calcul de facteur de sécurité après la deuxième excavation par la méthode de Bishop.....	133
<b>Figure VI.39</b> :le profil 2 après le remblaiement final.....	134
<b>Figure VI.40</b> :Résultat de calcul de facteur de sécurité après la phase finale de remblaiement par la méthode de Bishop.....	134
<b>Figure VI.41</b> :Résultat de calcul de facteur de sécurité après la phase finale de remblaiement par la méthode de Spencer.....	134
<b>Figure VI.42</b> :Déplacement des pieux (de 32m).....	135
<b>Figure VI.43</b> : efforts internes des pieux.....	135
<b>Figure VI.44</b> : Déformation et contrainte des pieux.....	136
<b>Figure VI.45</b> : tassement du terrain.....	136
<b>Figure VI.46</b> :introduction des efforts sismique.....	137
<b>Figure VI.47</b> :résultat d’étude sismique par la méthode de Bishop.....	137
<b>Figure VI.48</b> : résultat d’étude sismique par la méthode de spencer.....	138

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau (I.1) :</b> inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement.....	27
<b>Tableau (I.2) :</b> Classification des mouvements terrain avec leur vitesse et facture de déclanchement.....	39
<b>Tableau II.1:</b> Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].....	39
<b>Tableau III.1 :</b> Récapitulatif des méthodes de confortement.....	85
<b>Tableau IV.1 :</b> Les niveaux d'eaux mesurées au cours de sondage.....	96
<b>Tableau IV.2 :</b> Coefficients d'accélération (A).....	98
<b>Tableau V.1.</b> Résultat des essais de poids volumique et degré de saturation.....	105
<b>Tableau V.2.</b> Résultat des essais de granulométrie .....	106
<b>Tableau V.3.</b> Résultat des essais de laboite de casagrand.....	107
<b>Tableau V.4.</b> Résultat des cisaillements.....	107
<b>Tableau V.5.</b> Caractéristique des couches principale.....	109
<b>Tableau VI.1 :</b> ferraillage des pieux.....	113
<b>Tableau VI.2 :</b> l'étude quantitative.....	115
<b>Tableau VI.3 :</b> comparaison des résultats de calcul par les deux logiciels.....	139

## LISTE DES SYMBOLES

A : Section totale de pieu.

Aa : Section totale d'armatures.

Ab : Section totale de béton.

b : Epaisseur de la tranche.

B : la largeur du talus.

e : L'enrobage.

C' : Cohésion effectif.

F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité.

F<sub>a2</sub><sup>Y</sup> : effet du poids de sol

F<sub>a2</sub><sup>Y</sup> : effet du poids de sol

F<sub>a</sub><sup>cd</sup> : effet du cohésion direct

F<sub>a</sub><sup>ci</sup> : effet du cohésion indirect

fc28 : La résistance du béton à la compression a 28 jours fc28

f<sub>e</sub> : La limite d'élasticité de l'acier

H : la hauteur du talus

H<sub>i</sub> : efforts inter tranche horizontale

H'<sub>i</sub> : effort inter tranche horizontale

h<sub>i</sub> : définie la direction et la position de la ligne de poussée

h<sub>w</sub> : la hauteur d'eau

i : nombre des tranches

I<sub>p</sub> : indice de plasticité

L : la longueur du talus

M : masse du mouton

m : nombre total de tranches

N : L'effort normal

N<sub>i</sub> : effort à la base de tranche i

P : poids des tiges

Q : représente la résultante des efforts inter tranches.

$Q_i$  : la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche

$q_0$  : capacité portante initiale

$q_L$  : capacité portante

$q_{adm}$  : capacité portante admissible

$R$  : Rayon du cercle de rupture de centre o.

$R_y$  : effet du résultante des forces

$R_p$  : la résistance dynamique on pointe

$R_{sc}$ : contrainte de cisaillement

$S_r$  : degré de saturation

$T$  : réactions normale et tangentielle

$U$  : l'effort dû à la pression d'eau à la base

$UL$  : l'effort dû à la pression d'eau latérale

$V$  : L'effort tranchant

$V_i$  : effort inter tranche verticaux

$V'_i$  : effort inter tranche verticaux

$W$  : le poids du bloc de sol considéré

$W_i$  : poids de la tranche i.

$w_l$  : Limite de liquidité

$w_p$  : limite de plasticité

$X$  : résultante des forces par rapporta un axe vertical

$X_G$  : centre de gravite par rapporta un axe vertical

$x$  : coefficient de portance

$Y_c$  : Position de l'axe neutre

$y(H_i)$  : Les fonctions du profil du talus

$y'(H'_i)$  : fonctions du profil du talus

$\gamma$ : le poids volumique du sol

$\gamma_h$  : Poids volumique du sol humide

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé

$\gamma_d$  : Poids volumique sec

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_c$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_n$  : Coefficient de sécurité équivalent

$\alpha$  : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

$\alpha_i$  : définit la direction et la position de la ligne de poussée

$\beta$  : L'inclinaison de la pente

$\theta$  : l'inclinaison de résultante des forces

$\emptyset$  : Diamètre de pieu

$\mu_1$  : paramètre inconnu de perturbation

$\mu_2$  : paramètre inconnu de perturbation

$\varphi$  : Angle de frottement effective.

$\sigma$  : Contrainte totale.

$\sigma_i$  : Valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche  $i$ .

$\tau_{max}$  : résistance au cisaillement maximale

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$\Delta H_i$  : est la différence des forces normales aux de deux tranches successives

$\Delta V_i$  : est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranches successives

## ***INTRODUCTION GENERALE***

Les sols sont susceptibles à des mouvements de terrain tel que le glissement, c'est un phénomène naturel qui peut être l'un des majeures préoccupations des géotechniciens, à cause des dégâts importants qui peut provoquer aux infrastructures. Cela peut causer des pertes économiques et des pertes des vies humaines selon l'extension de glissement qui peut aller de simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande masse de plusieurs kilomètres carrés et des millions de mètres cubes de débris.

Ce phénomène naturel affecte particulièrement les talus et les versants naturels. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel –érosion de berge, forte pluie, séisme, ou bien à cause d'actions de l'homme,

L'étude des glissements de terrain a pour but la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

La surface de rupture est influencée par les caractéristiques du matériau composant du sol, elle passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

Dans le cas d'un terrain rocheux les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité, le cas d'un sol plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture sont une combinaison de surfaces circulaires et planaires, comme elles peuvent être d'une forme quelconque mais cela pourra être une forme quelconque d'une manière générale.

### **PROBLIMATIQUE**

Ce travail de fin d'études s'inscrit dans le cadre du projet du poste électrique de Attatba, dans la wilaya de Tipaza, et a pour objectif d'identifier la ou les causes déclenchent l'important glissement des terres en amont du projet, proposé une solution de confortement par deux logiciels.

## ***Méthodologie***

Le travail se divise en deux parties comme suit :

### ***PREMIERE PARTIE: -PARTIE THEORIQUE***

Composée de trois chapitres permettant de cerner les notions de base et concepts liées à la problématique des glissements de terrain, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés. Les chapitres sont organisés comme suite :

- CHAPITRE 1 : Généralité sur les glissements de terrain.
- CHAPITRE 2 : Reconnaissance adaptée aux glissements de terrain.
- CHAPITRE 3 : Techniques de stabilisation des talus.

### ***SECONDE PARTIE: -PARTIE PRATIQUE***

Composée de trois chapitres. Qui présente le site du projet, les caractéristiques du sol, la modélisation du confortement de la pente étudiée par deux logiciels. Les chapitres sont organisés comme suite :

- CHAPITRE 4 : Présentation du site de projet.
- CHAPITRE 5 : Analyse et interprétation de l'étude géotechnique.
- CHAPITRE 6 : Modélisation de confortement.

Le travail se finie avec une conclusion qui conclut la totalité de mémoire.

## I.1 INTRODUCTION.

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques qui se manifestent par des mouvements gravitaires d'une partie du sol, le déplacement est dû au poids propre du terrain. Les mouvements sont complexes le long d'une surface de rupture. Cela est accompagné par un développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la problématique de ce phénomène à travers sa définition détaillée, ses principales caractéristiques, classifications des différents types de mouvements ainsi que les causes qui sont à l'origine de leur déclenchement.

## I.2 LES MOUVEMENT DU TERRAIN.

Le glissement de terrain n'est pas la seule façon que le terrain peut manifester sa rupture. Selon la vitesse de déplacement de sol et la classe du sol, on peut avoir quatre (04) catégories [1] :

- Les mouvements sans surface de rupture (Fluage).
- Les écroulements et chutes de blocs.
- Les coulées boueuses et laves torrentielles.
- Les glissements.

### I.2.1 Les mouvements sans surface de rupture (Fluage et Fauchage) :

Le mouvement se produit lentement et peu se différencie énormément selon la nature des matériaux impliqués (formations meubles ou bien formation rocheuse).

#### I.2.1.1 Mouvement dans les terrains meubles :

Le fluage est caractérisé par un mouvement lent qui prend place généralement au sein de formation fine (Les remblais constitués d'argile) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de mouvement de terrain peut être causé par le chargement. La saturation progressive (pour les remblais argileux), ou bien par la dégradation des caractéristiques mécaniques du matériau.

### I.2.1.2 Mouvement dans les formations rocheuses (fauchage) :

Le terme fauchage est désigné pour caractériser le basculement ou renversement des sommets de couche très redressées (presque verticale). Le fauchage est extrêmement lent et peut évoluer à d'autre type de mouvements des terrains tell que l'écroulement, les chutes de blocs ou dans les roches tendres en glissement.

Le fauchage affecte les matériaux qui présentent une schistosité : schistes, gneiss, microschiste, les marno-calcaire, grés et pélites [1].

Ce type de mouvement peut affecter un volume réduit de quelque mètre cube a quelque millier de mètre cube, c'est le cas le plus souvent comme dans des cas exceptionnels, ils atteignent plusieurs millions de mètre cubes.

### **I.2.2 Les écroulements et chutes de blocs :**

Ces phénomènes prennent place dans les massifs rocheux. Consiste à des déplacements soudains et des chutes de masses de dimensions variables le long de discontinuités [2].

La nomination de ce phénomène varie selon la masse des chutes, on parle d'écroulement pour des chutes d'une dizaine de milliers de mètres cubes, et de chutes de blocs pour des chutes de centaine de mètre cubes.

### **I.2.3 Les Coulées boueuses :**

Ces phénomènes sont causés par la suspension des matériaux de granulométrie variable peu aller des limons aux blocs rocheux, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

Les volumes déplacés varient de de quelques dizaines de mètre cube a des centaines de milliers de mètre cubes. Avec une vitesse de déplacement très importante (quelque heure a quelque jour). Sur une distance parcourue peut atteindre plusieurs kilomètres [1].

### **I.2.4 Les glissements :**

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meuble ou des massifs rocheux (fracturés ou altéré). Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume par rapport au reste du massif selon une surface ou plusieurs surfaces rupture. La forme de cette surface de rupture est influencée directement par la structure géologique du site. Cette surface de rupture permet de définir deux catégories de glissement :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnel.
  - Simple
  - Complexes (composés).

### a. 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 ».

### b. glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement :

- Des fissures de traction apparaissant en tête
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement
- Un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.

### c. glissement rotationnel complexe

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 volumes des glissements varient de quelque mètre cubes à plusieurs dizaines de millions de mètre cubes. Avec une vitesse de déplacement couramment observées varient dans la plage <<très lent à moyen>>.

### **I.3 CONDITION DE STABILITE.**

L'état d'instabilité des terrains dépend de quatre causes majeures :

- La géométrie.
- La résistance au cisaillement des sols ou des roches.
- Conditions hydrauliques.
- Les sollicitations extérieures (climatique ou entropique).

#### **I.3.1 La géométrie :**

La pente de la surface du terrain présente le premier facteur d'instabilité (la pente critique est le seuil de la stabilité) cette dernière a une relation directe avec la nature du terrain. On peut aussi signaler la dénivellation (la différence de niveau du terrain ou de surface).

#### **I.3.2 La résistance au cisaillement des sols ou des roches :**

L'un des facteurs qui déstabilise une pente est la résistance mécanique des sols et des roches qui constitue un élément essentiel.

Cette résistance dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contrainte (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 d'un versant la connaissance de deux types de paramètres des terrains rencontrés est nécessaire :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme,
- La résistance au cisaillement résiduelle.

#### **I.3.3 Conditions hydrauliques :**

On ne peut pas ni analyser l'instabilité ni rechercher des solutions sans la compréhension du régime hydraulique du site. 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 dépendre couche de terrain situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observation sur le terrain.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospector et de l'hétérogénéité des sols rencontrés et notamment de la présence d'accident technique qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance, il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ;
- De l'alimentation hydraulique du site ;
- De l'évolution de la nappe au cours du temps.

Le tableau illustre l'influence du type d'écoulement sur la stabilité d'une pente constitue d'un matériau homogène et isotrope, et supposée infinie. Il donne l'inclinaison  $\beta$ . Sur l'horizontal de la pente infinie en limite de stabilité ( $F=1$ ). Cet angle varie dans un rapport de 2 selon l'écoulement [1].

**Tableau (I.1) :** inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement.

Type de l'écoulement	Angle $\beta$ limite théorique	Sable ( $\varphi'=35^\circ$ )	Argile ( $\varphi'=22^\circ$ )	Argile ( $\varphi'=14^\circ$ )
Parallèle à la pente	$\beta = \tan^{-1}(0,5 \tan \varphi')$	$\beta = 19,3^\circ$	$\beta = 11,4^\circ$	$\beta = 7,1^\circ$
Horizontale	$\beta = \varphi'/2$	$\beta = 17,5^\circ$	$\beta = 11^\circ$	$\beta = 7^\circ$
Verticale descendante	$\beta = \varphi'$	$\beta = 35^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 14^\circ$

### I.3.4 Facteur climatique et anthropique :

Les facteurs climatiques influent sur le terrain par les apports d'eau. L'autre action externes, provoquent la modification de la géométrie de terrain, de chargement et de déchargement [3].

#### I.3.4.1. Pluie, neige, évapotranspiration :

Les pluies et la fonte des neiges sont la principale source qui alimente les nappes d'eau. L'infiltration à partir de fossés, de bassins de rétention peuvent aussi être rajouté.

#### I.3.4.2. Séisme :

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain, deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fin saturé,
- La force interstitielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.
- La fluidisation de terrain.

#### I.3.4.3. Construction sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle peut apporter des charges peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants qui peuvent causer la ruine de l'ouvrage.

#### I.3.4.4. Déblais sur pente :

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisé pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres, ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont.

#### I.3.4.5. Modification de l'utilisation des sols :

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

- Remembrement ;
- Déforestation ;
- Abandon d'exploitation agricoles (culture en terrasses, drainages agricoles).

## I.4. CONCLUSION.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur vitesse et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie du terrain c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (Naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, etc...

Le tableau suivant reflète et résume très bien ce qui a été présenté dans ce chapitre, à savoir le type de mouvement, nature des terres affecté, la vitesse du phénomène, les volumes des terres qui peuvent être emportés et puis les facteurs ou causes qui provoqueraient ces ruptures.

**Tableau (I.2) :** Classification des mouvements terrain avec leur vitesse et facture de déclanchement [1].

Type de mouvement	Fluage	Les écoulements et chutes de blocs	Les Coulées boueuses	Les glissements
Type de terrain affecté	Formation meuble	Massif rocheux	Sols argileux et limoneux lâches	Sols massif fracturés
Vitesse	1mm/an – 12mm/an 1mm/mois–50mm/mois	1mm/an – 12mm/an Pour chute des blocs 2500mm/s – 10000mm/s Pour l'écroulement	2500mm/s – 10000mm/s	1mm/an – 12mm/an  1,5mm/j – 100mm/j
Volume	Quelque mètre cubes à Quelque dizaines de million de mètre cube.	Entre centaine de mètre cubes et dizaines de milliers de mètre cubes	2500mm/s – 10000mm/s	Quelque mètre cubes à Quelque dizaines de million de mètre cube.
Facteurs	-chargement. -évolution du matériau.	-Eau. -gel-dégel. -séisme.	- fort pluies. -Ruptures de digue.	-eau. -tassement.

Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

## II.1 INTRODUCTION.

L'étude de la stabilité d'un terrain ne peut pas être menée sans la possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain. Une reconnaissance adéquate préalable du site peut éviter de lourdes pertes matérielles et vies humaines. Pour une étude de glissement, le programme d'investigation géotechnique se décompose en général selon les étapes suivantes :

- Une visite de site.
- L'étude géologique et géomorphologie.
- La reconnaissance géotechnique.
- L'analyse de l'hydrogéologie.
- Mesure éventuelle de la cinématique du mouvement de terrain.

### II.1.1 Visite de site :

Cette étape se résume à l'observation visuelle par l'ingénieur pour trouver des indices d'instabilité pour définir les causes principales des désordres.

### II.1.2 L'étude géologique et géomorphologie :

L'élément de base d'une telle étude est évidemment l'établissement de la structure géologique du site :

- La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères).
- La structure (orientation et pendage des couches, la présence de failles, des indicateurs sur la nature du substratum, ses hétérogénéités ...etc.).

La géomorphologie a pour but de distinguer les versants ayant la même origine et l'histoire du versant : un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être instable à nouveau.

### II.1.3 La reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement les caractéristiques physiques et mécaniques des sols par les essais de laboratoire ou in-situ, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion.

L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par des grandes déformations ; il n'y a plus d'équilibre possible si ces déformations ne sont pas contenues par ailleurs.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet. Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ( $\sigma' = \sigma - u$ ), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr ( $\sigma, \tau$ ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine  $C$  (cohésion) et de pente  $\tan \varphi$  (frottement).

#### **II.1.4 L'analyse l'hydrogéologique :**

L'étude hydrogéologique a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol. On pourra ainsi mesurer les pressions interstitielles, leur évolution dans le temps et, les niveaux des nappes et leur alimentation.

#### **II.1.5 Mesure cinématique :**

La délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement est le principal objectif de l'étude cinématique. Plusieurs instruments peuvent être utilisés pour atteindre cet objectif, en particulier les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles micrométriques servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale, la plaque est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et, par intégration, sa déformation, elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture.

L'étude cinématique (Voir tableau I.1 – chapitre I) permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement, d'analyser la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

## II.2 DETERMINATION DES PARAMETRES DE RESISTANCE DES SOLS.

Les caractéristiques mécaniques d'un sol sont déterminées par des essais adéquats au niveau d'un laboratoire géotechnique spécialisée, par plusieurs essais telle que :

- a) Essai de cisaillement direct,
- b) Essai tri axial,
- c) Essai de compression simple.

La réalisation des essais « a » et « b » nécessite deux phases :

\* Phase 1 : Remise sous l'état de contraintes en places (saturation et application de contraintes jusqu'à  $U=0$ ).

\* Phase 2 : Cisaillement (réelle). Selon le drainage pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on distingue trois types d'essais :

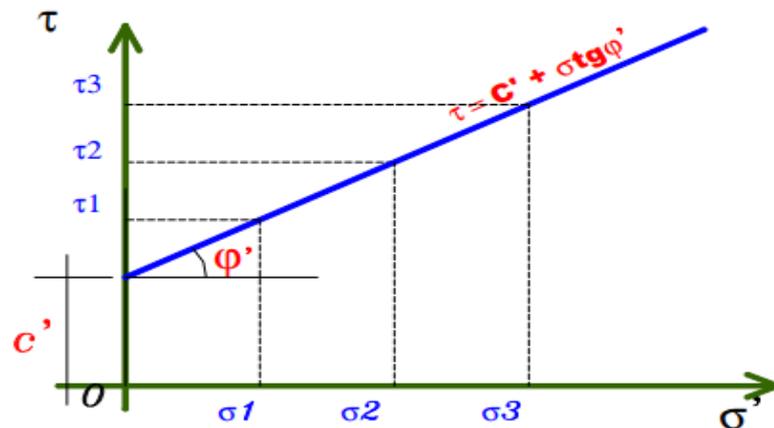
- Essai non consolidé non drainé (UU).
- Essai consolidé non drainé (CU).
- Essai consolidé drainé (CD).

### II.2.1 Essai de cisaillement direct :

L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boîtes qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale ( $\sigma = N/S$ ,  $S$  : section horizontale de la boîte de cisaillement), puis à un effort de cisaillement  $T$  jusqu'à la rupture tout en mesurant le déplacement horizontal de la demi-boîte.

L'essai se fait sur Trois échantillons identiques, pour trois contraintes normales différentes, les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales  $\tau = f(\sigma)$ .

Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb.

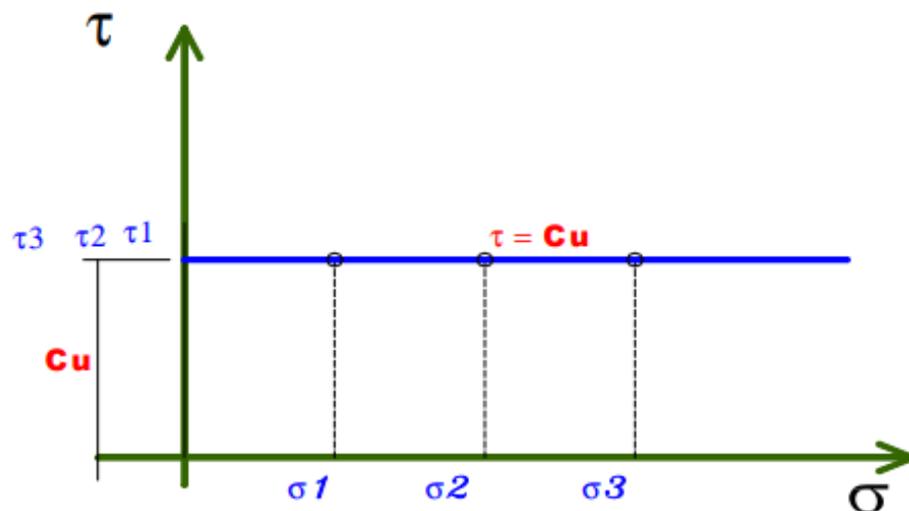
a) Essai Consolidé Drainé (C.D) :**Figure II.1 :** traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai uni-axial C.D.

$c'$  : Cohésion non drainée.

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif.

b) Essai non consolidé non drainé (U.U) :

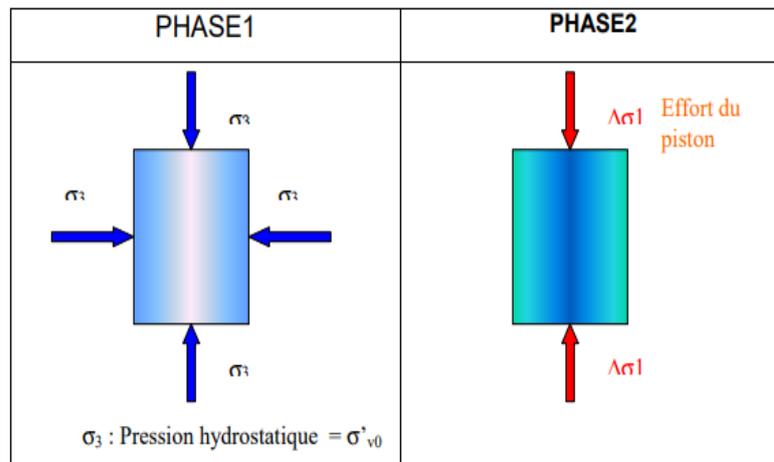
Cet essai est réalisable pour les sols fins

**Figure II.2 :** traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai uni-axial U.U.

$C_u$  : Résistance au cisaillement non drainé.

**II.2.2 Essai triaxial :**

Pour trois éprouvettes identiques ( $\varnothing=36$  mm,  $h=2\varnothing$ ) d'un sol donné, on applique pour chacune les états de contraintes représentés comme suit :



**Figure II.3 :** Champs de contraintes à l'appareil triaxial.

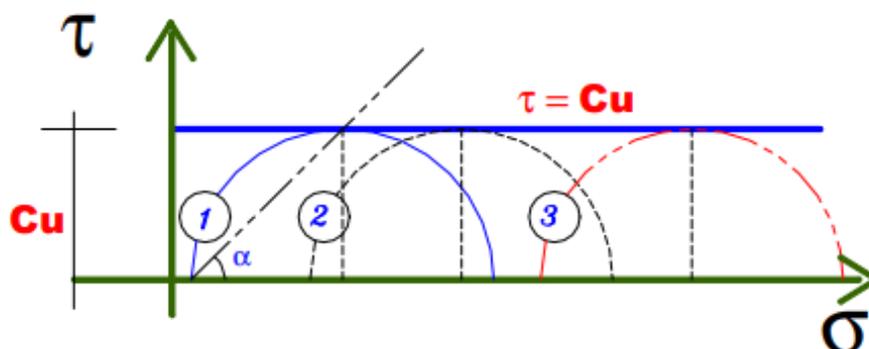
A la rupture, on note les valeurs des contraintes principales :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1 \text{ et } \sigma_3 \tag{II.1}$$

$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$  étant le déviateur de contraintes.

a) Essai non consolidé non drainé (U.U) :

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales



**Figure II.4 :** traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial U.U.

Essai 1 :  $\sigma'_3$  et  $\sigma'_1$  ;      Essai 2 :  $\sigma''_3$  et  $\sigma''_1$  ;      Essai 3 :  $\sigma'''_3$  et  $\sigma'''_1$

L'orientation du plan de rupture :  $\alpha = \pi/4$

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \tag{II.2}$$

NB : Cet essai ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle. Le critère de rupture est :

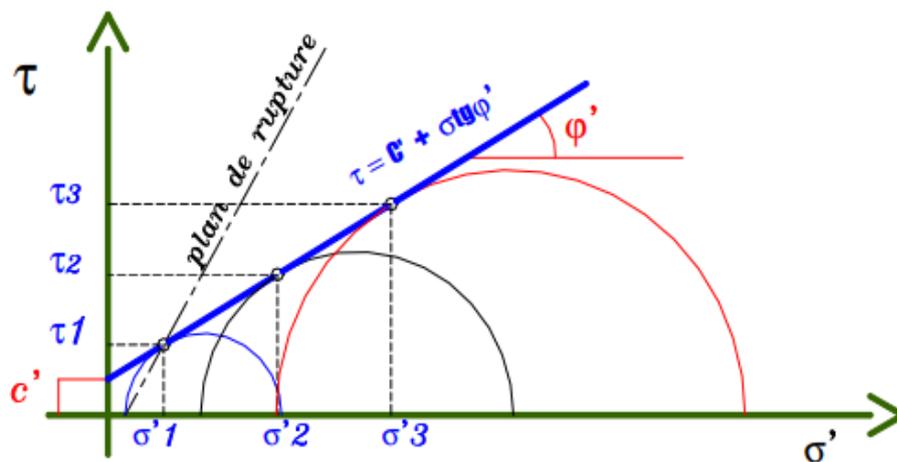
- En terme de contraintes appliquées sur le plan de rupture :

$$\tau = C_u \sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (\text{II.3})$$

- En terme de contraintes principales :

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

b) Essai Consolidé Drainé (C.D.) (Essai très lent : Contraintes effectives)



**Figure II.5 :** traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.D.

Orientation du plan de rupture :  $\alpha = \pi/4 + \phi'/2$

Le critère de rupture est :

En terme de contraintes sur le plan de rupture :  $\tau = c' + \sigma' \text{tg} \phi'$

En terme de contraintes principales :  $\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + 2 c' \sqrt{K_p}$ .

$$K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi'/2)$$

c) Essai Consolidé non Drainé (C.U.) :

Il a pour but :

- La détermination des paramètres de résistance effectifs ( $c'$ ,  $\phi'$ ) en mesurant la pression interstitielle à la rupture.
- La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés ( $C_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ )
- L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives.

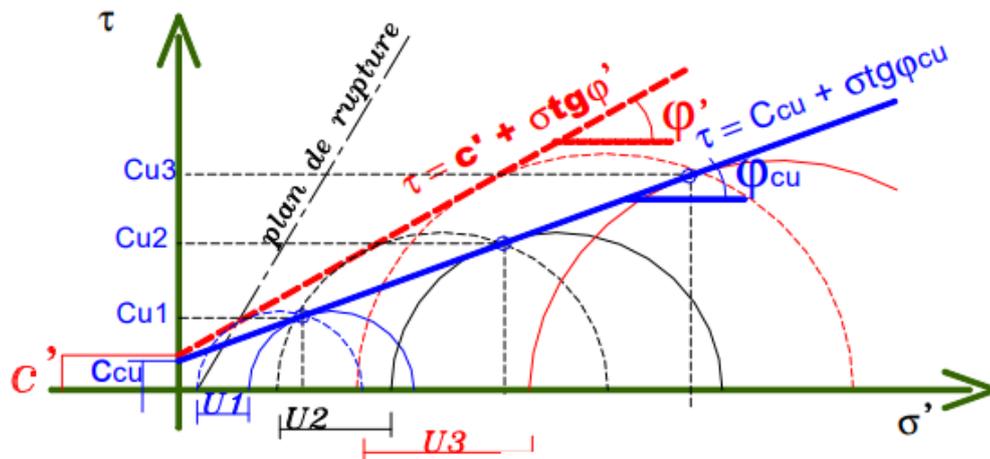


Figure II.6 : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.U.

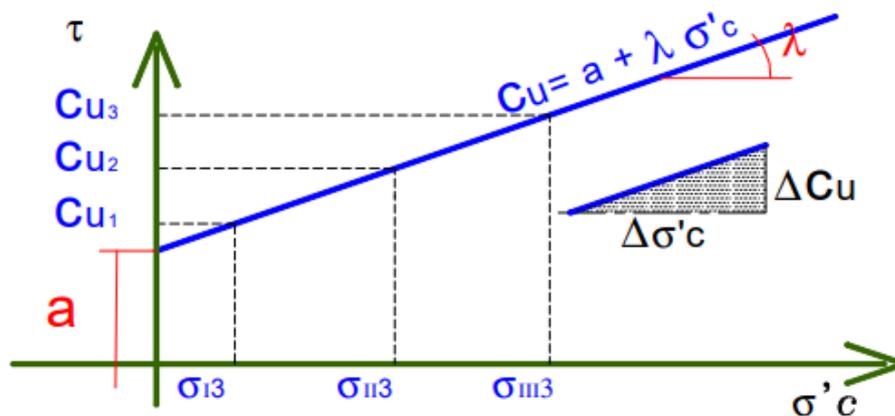


Figure II.7 : traduction graphique de l'équation de Coulomb pour l'essai triaxial C.U.

L'orientation du plan de rupture :  $\alpha = \pi/4 + \phi'/2$

Le critère de rupture est :

- En terme des contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' \sqrt{K_p} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi'/2) \quad (\text{II.4})$$

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg} \phi'$$

- En terme des contraintes totales :

$$* \sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2 C_{cu} \sqrt{K_p} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi_{cu}/2) \quad (\text{II.5})$$

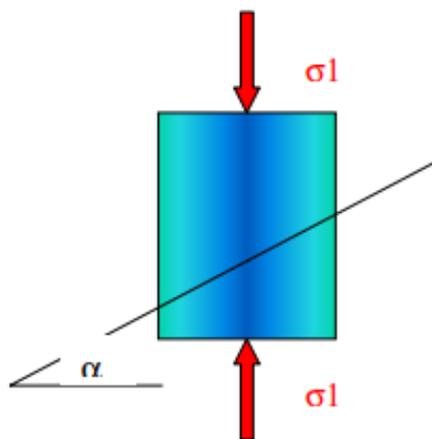
$$*\tau = C_{cu} + \sigma \text{tg } \phi_{cu}$$

L'accroissement de la cohésion non drainée est :  $\Delta C_{cu} = \lambda \Delta \sigma'c$

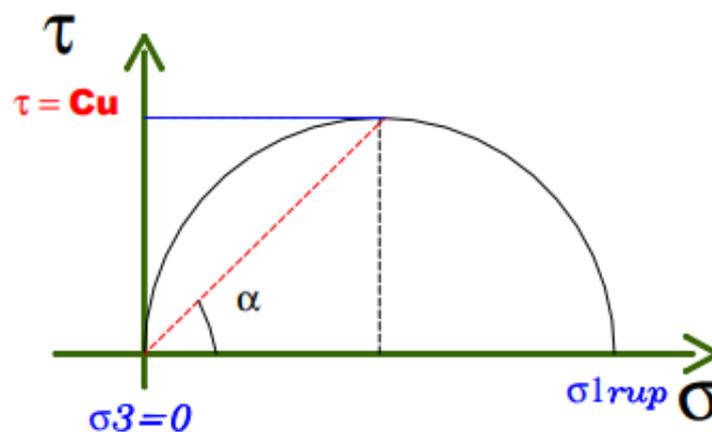
$\Delta \sigma'c$  : l'accroissement de la pression de consolidation.

### II.2.3 Essai de compression simple :

L'essai consiste à appliquer une charge axiale sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. L'essai étant rapide, les résultats sont représentés en contraintes totales.



**Figure II.8 :** Traduction graphique de l'essai de compression simple.



**Figure II.9 :** Résultats de l'essai de compression simple.

Orientation du plan de rupture :  $\alpha = \pi/4$

La cohésion non drainée est :  $C_{cu} = \sigma_1 / 2$

(II.6)

### II.3 CALCUL DE LA STABILITE AU GLISSEMENT.

L'analyse de la stabilité des pentes se fait soit manuellement par les méthodes théoriques ou numériquement par l'utilisation des logiciels tel que GEO5, TALREN, GEOSLOP, PLAXIS.

#### II.3.1 Méthodes manuelles du calcul de stabilité des pentes :

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture, consiste à supposer que cette masse et monolithique et soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du massif.
- Réactions du sol en place le long de la surface de rupture.
- Pressions interstitielles.
- Chargements extérieurs éventuels.

Le matériau sol est caractérisé par l'angle de frottement  $\varphi$ , la cohésion  $C$ , le poids volumique  $\gamma$  et la largeur  $B$  de talus qui est supposée très grande par rapport à la hauteur  $H$  et la largeur  $L$ . Le problème de glissement serait alors bidimensionnel et deux principaux termes entrent dans le calcul de la stabilité des pentes :

"Le facteur de sécurité ", et " Le critère de rupture " qui sont définis comme suit :

#### ➤ Facteur de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{\max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{\text{local}} = \tau_{\max}/\tau = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{II.7})$$

Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture.

Si  $F = 1$ , il y a rupture locale.

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés :

On ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement ( $\tau_{\max}$ ) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale  $\sigma'$  selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales  $\sigma'$ . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement  $\tau$  consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduit :

$$\tau = c' / F + \sigma' \tan \phi' / F$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant.

**Tableau II.1:** Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : $H / H_{\max}$

➤ **Critère de rupture :**

Pour la plupart des méthodes de calcul de la rupture, on utilise le critère de la loi de plasticité de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Dans lequel  $\tau$  et  $\sigma$  désignant la contrainte tangentielle et normale sur une surface de rupture donnée.

$C$  et  $\varphi$  désignent la cohésion et l'angle de frottement interne du sol au point considéré. Ce critère est valable pour un corps homogène monophasique, bien que le sol est souvent hétérogène on applique ce critère pour les bousions des calculs. La condition de validité d'application de ce critère au sol est que ce dernier doit être saturé.

L'expression de la résistance au cisaillement dépend de la nature du sol comme suit :

- **Sol grenu "pulvérulent" propre et sec :**

Dans ce type de sol la cohésion " $C$ " est nulle et la résistance au cisaillement est donnée par :

$$\tau_{\max} = \sigma \tan \rho$$

- **Sol fin "cohérent" :**

Pour ce type de sol on distingue deux comportements :

- 1- Comportement à court terme :**

Le coefficient de perméabilité est faible et l'eau est considérée incompressible.

Après chargement, le sol se déforme à volume constant, d'où l'expression de la résistance au cisaillement serait :

$$\tau_{\max} = C_u + \sigma \tan \varphi_u$$

(Pour un sol argileux saturé  $\varphi_u = 0$  )

- 2- Comportement à long terme :**

Par l'application des charges. Les surpressions interstitielles seront dissipées et le comportement du sol est régi par le comportement du squelette solide (contraintes effectives).

L'expression de la résistance au cisaillement est donnée par :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma \tan \varphi'$$

Avec :

$C'$  : Cohésion effective

$\varphi'$  : Angle de frottement interne effectif.

Suivent la surface de rupture on peut classer les méthodes classiques de calcul en trois classes :

- La première classe est celle relative à la surface de rupture plane,
- La seconde est celle relative à la surface de rupture circulaire,
- La troisième est celle qui correspond à la surface de rupture quelconque.

Les trois classes sont détaillées dans ce qui suit :

### A. Rupture plane

Considérons un versant plan parallèle au substratum de longueur infinie dont l'angle avec l'horizontal est  $\beta$  et ayant les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique  $\gamma$  (au-dessus de la nappe) ;
- Poids spécifique saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  (au-dessous de la nappe) ;
- La cohésion  $C'$  et l'angle de frottement interne  $\varphi'$  ;
- La nappe se trouve à une hauteur  $h_w$ .

Étudions l'équilibre du versant soumis :

- A une surcharge verticale uniforme  $q_0$

Les contraintes s'exerçant en un point M appartenant au plan de rupture sont :

$$\sigma + q_0 \cos \beta \, dx + \gamma h \cos \beta \, dx / \frac{dx}{\cos \beta} \quad (\text{II.8})$$

$$U = (\gamma_w \cdot h_w \cos \beta \, dx) / \frac{dx}{\cos \beta} \quad (\text{II.9})$$

$$\tau + \frac{(q_0 dx \sin \beta) + \gamma h (dw \sin \beta)}{\frac{dx}{\cos \beta}} \quad (\text{II.10})$$

Le coefficient de sécurité au glissement est :

$$F = \frac{\tau_{\text{max}}}{\tau}$$

- A court terme (sol argileux saturé  $\varphi_{\mu} = 0$ )

$$F = \frac{C_u}{(q_0 + \gamma_{\text{sat}} h) \sin \beta \cos \beta} \quad (\text{II.11})$$

- A long terme :

$$F = \frac{C' + (q_0 + \sigma_{\gamma_{sat}} h - \gamma w) \cos \beta \tan \varphi}{(q_0 + \gamma_{sat} h - h w \cdot \gamma w) \sin \beta} \quad (I.12)$$

**Remarque:** Le coefficient de sécurité diminue quand le niveau de la nappe augmente, C'est-à-dire F minimal correspond à une nappe au niveau du sol ( $hw=h$ ).

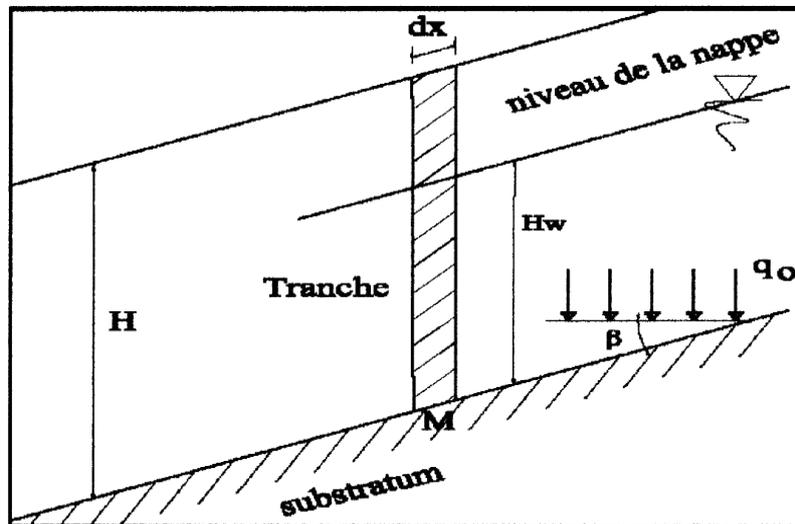


Figure II.10: Analyse de stabilité en glissement plan.

### B. Rupture circulaire (Méthodes des tranches)

Les méthodes des tranches consistent à partager le talus caractérisés par  $\gamma_i, C_i$ . Dans ces méthodes, chaque tranche est soumise à :

- Son poids ;
- Forces de contact inter-tranches.

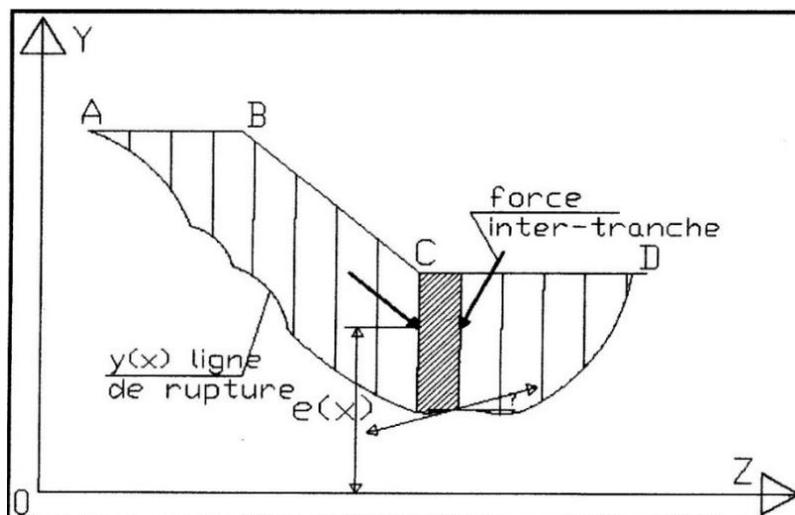
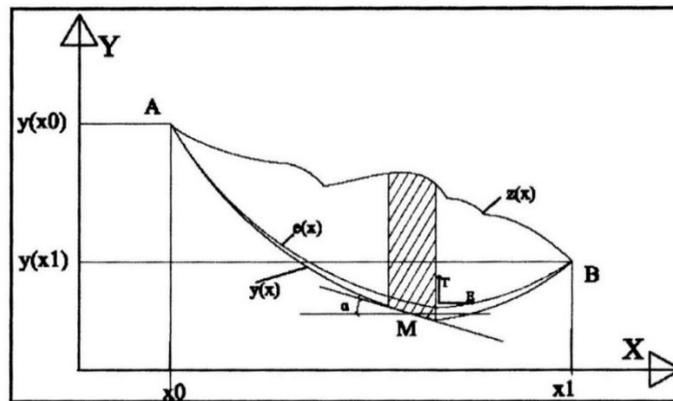


Figure II.11 : Schéma de bloc discrétisé en des tranches.

**1. Hypothèses :**

- Le talus est suffisamment long pour que le calcul soit fait à deux dimensions (yox).
- Les déformations ne se manifestent qu’au moment de la rupture et en tout point de la ligne de glissement.
- Les sols sont isotropes (même caractéristiques physiques dans toutes les directions).
- Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture.



**Figure II.13:** Représentations de la masse à la rupture.

Examinons l’équilibre du volume de sol limite par (AMB) que l’on considère comme un bloc rigide. Avec :

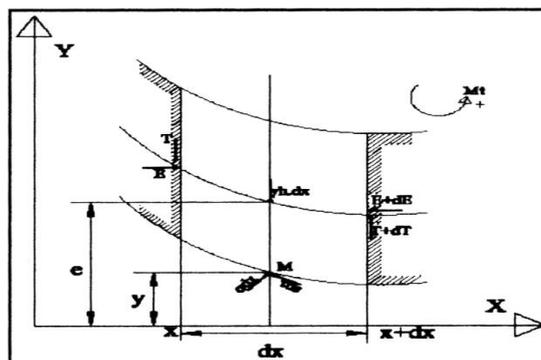
$Z(x)$  : Equation de la ligne de talus ;

$Y(x)$  : Equation de la ligne de rupture étudiée.

$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$ , La tangente à la ligne de rupture.

$e(x)$  : Equation de la ligne d’action de la force interne s’exerçant sur une tranche verticale.

- D’une tranche élémentaire :



**Figure II.14:** Bilan des efforts d’une tranche élémentaire.

➤ Projection sur ox :

$$\begin{aligned} E - (E + dE) + \sigma \sin \alpha ds + \tau \cos \alpha ds &= 0 \\ -dE + \sigma \sin \alpha ds - \tau \cos \alpha ds &= 0 \end{aligned} \quad (\text{II.13})$$

➤ Projection sur oy:

$$\begin{aligned} T + dT - T + \sigma \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds &= \gamma h dx \\ dT + \sigma \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds &= \gamma h dx \end{aligned} \quad (\text{II.14a})$$

$$-\sum \frac{M^t}{M} = 0$$

$$-E(e - y + de/2) + (E + dE)(e - de/2 - y) + T \frac{dx}{2} + (T + dT) \frac{dx}{2} = 0$$

$$-Ee + Ey - E \frac{de}{2} + Ee - E \frac{de}{2} - Ey + edE - dE \frac{de}{2} - ydE + T \frac{dx}{2} + T \frac{dx}{2} + \frac{dTdx}{2} = 0$$

$$-E \frac{de}{2} - E \frac{de}{2} + edE - \frac{dEde}{2} - ydE + Tdx + \frac{dEdx}{2} = 0$$

$$\frac{dEde}{2} = 0 \quad (\text{Le produit de deux différentielles est négligeable}).$$

$$\frac{dTdx}{2} = 0$$

$$-Ede + dE(e - y) + Tdx = 0$$

$$T + \frac{dE}{dx}(e - y) - \frac{de}{dx}E = 0 \quad (\text{II.15})$$

## 2. Condition aux limites :

Dans notre, on s'intéresser à des talus non surchargés.

$$e(X_0) = y(X_0), \quad e(X_1) = y(X_1)$$

$$E(X_0) = E(X_1) = 0 \quad (\text{II.16})$$

$$T(X_0) = T(X_1) = 0$$

Détermination  $\sigma$  et  $\tau$  des équations (II.13) et (II.14).

$$\sigma = \frac{dE + \tau \cos \alpha ds}{\sin \alpha ds} \quad (dx = ds \cos \alpha)$$

$$\sigma = \frac{\tau}{\tan \alpha} + \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha}$$

$$\sigma = \tan \alpha \left( \tau + \frac{dE}{dx} \right)$$

Remplaçons  $\sigma$  par son expression dans (II.14).

$$\frac{dT}{dx} + \sigma + \tau \tan \alpha = \gamma h$$

$$\frac{dT}{dx} + \frac{1}{\tan \alpha} \left( \tau + \frac{dE}{dx} \right) + \tau \tan \alpha = \gamma h$$

$$\tau \left( \tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) + \frac{dT}{dx} + \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx} = \gamma h$$

$$\tau \left( \frac{\text{tg}^2 \alpha + 1}{\tan \alpha} \right) = -\frac{dT}{dx} - \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx} + \gamma h$$

$$\tau \left( \frac{1}{\cos^2 \alpha} \right) = -\frac{dT}{dx} \tan \alpha - \frac{dE}{dx} + \gamma h \cdot \tan \alpha$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left[ \left( \gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right] \quad (\text{II.14b})$$

$$\sigma = \frac{1}{\tan \alpha} \left[ \cos^2 \alpha \left[ \left( \gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right] + \frac{dE}{dx} \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[ \gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha} \right] + \frac{1}{\tan \alpha} \frac{dE}{dx}$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[ \gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha} + \frac{dE}{dx} \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[ \gamma h - \frac{dT}{dx} - \frac{dE}{dx} \left( \frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} \right) \right]$$

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[ \gamma h - \frac{dT}{dx} + \frac{dE}{dx} \tan \alpha \right] \quad (\text{II.17})$$

Intégrons l'équation (II.15) ; on peut tirer  $e(X)$ . On a :

$$\tan \alpha = \frac{dE}{dx} = \frac{dy}{dx}$$

$$T - E \frac{dy}{dx} + \frac{dE}{dx} (e - y) = 0$$

$$\frac{dE}{dx} (e - y) = -T + E \cdot \frac{dy}{dx}$$

$$\frac{dE}{dx} (e - y) = - \left( T - E \cdot \frac{dy}{dx} \right)$$

$$\int_{x_0}^{x_1} (e - y) \frac{dE}{dx} dx = - \int_{x_0}^{x_1} (T - E \cdot \tan \alpha) dx$$

**Calculons :**

$$\int_{x_0}^{x_1} (e(x) - y(x)) \frac{dE}{dx} dx$$

**Posons :**

$$(e(x) - y(x)) = U \quad \rightarrow dU = d(e(x) - y(x)) dx$$

$$\frac{dE}{dx} dx = dv \quad \rightarrow v = E(x)$$

$$\int_{x_0}^x (e(x) - y(x)) \frac{dE}{dx} dx = [(e(x) - y(x)) \cdot E(x)]_{x_0}^x - E \int_{x_0}^x d(e(x) - y(x)) dx$$

$$d(e(x) - y(x)) = 0 \text{Cartan } \alpha = \frac{de}{dx} = \frac{dy}{dx}$$

D'où  $de = dy$

Sachant que :

$$e(x_0) = y(x_0) \text{ et } E(x_0) = 0 \quad \text{On aura :}$$

$$e(x) = y(x) - \frac{\int_{x_0}^x (T - E \cdot \tan \alpha)}{E(x)} \quad (\text{II.18})$$

Ce qui donne la ligne d'action  $e(x)$  en fonction de  $T$  et  $E$ .

Ecrivons l'équation d'équilibre des moments de l'ensemble du talus prise par rapport à l'origine des axes (o).

Le moment des forces inter tranches ( $T$  et  $E$ ) pour l'ensemble du talus est nul.

$$\int_{x_0}^x [\sigma(x - y \tan \alpha) + \tau(y + x \tan \alpha)] dx = \int_{x_0}^x x_0 \cdot \gamma \cdot h dx \quad (\text{II.19})$$

Ajouter aux équations précédentes les équations aux limites :

$$E(x_0) = E(x_1)T(x_0) = T(x_1)$$

**Remarque :**

- 1) De l'équation (II.18) on aura :

$$e(X_1) = y(X_1) - \frac{\int_{x_0}^{x_1} (T - E \cdot \operatorname{tg} \alpha)}{E(x)}$$

Or :

$$e(X_1) = y(X_1)$$

Donc :

$$\int_{x_0}^x (T - E \cdot \tan \alpha) dx = 0 \quad (\text{II.20})$$

2) Pour  $X=X_0$  et  $X=X_1$  on aura ( $e=y$ )

L'équation (II.16) s'écrira sous la forme :

$$T(x_0) - E(x_0) \frac{de}{dx}(X_0) = 0$$

$$T(x_1) - E(x_1) \frac{de}{dx}(X_1) = 0$$

### 3. Relation de Coulomb :

La définition de F se traduit par :

$$\tau = \frac{\hat{c} - U \cdot \tan \phi}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F} \quad (\text{II.21a})$$

Dans le cas où le sol n'est pas homogène  $\hat{c}$  et  $\phi$  sont données en fonction de X.

En tenant compte des équations (II.14b), (II.17) et l'équation (II.21) peut s'écrire :

$$A \frac{dT}{dx} - B \frac{dE}{dx} = \frac{\hat{c} - U \cdot \tan \phi}{F \cos^2 \alpha} + A \cdot \gamma \cdot h \quad (\text{II.21b})$$

Avec :

$$A = \frac{\tan \phi}{F} - \operatorname{tg} \alpha$$

Et :

$$B = 1 - \frac{\tan \phi}{F} \operatorname{tg} \alpha$$

En résumé nous aurons le système suivant :

$$-dE + \sigma \sin \alpha ds + \tau \cos \alpha ds = 0 \quad (\text{II.13})$$

$$dT + \sigma \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds = \gamma \cdot h \cdot dx \quad (\text{II.14a})$$

$$T + \frac{dE}{dx}(e - y) - \frac{de}{dx}E = 0 \quad (\text{II.15})$$

$$\int_{x_0}^x (T - E \cdot \tan \alpha) dx = 0 \quad (\text{II.22})$$

$$e(X_0) = y(X_0) \quad ; \quad e(X_1) = y(X_1)$$

$$E(X_0) = E(X_1) = 0 \quad (\text{I.23})$$

$$T(X_0) = T(X_1) = 0$$

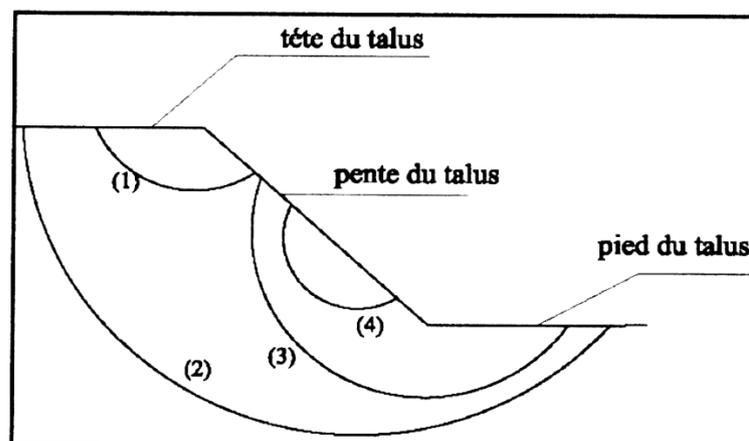
$$\tau = \frac{\hat{c} - U \cdot \tan \phi}{F} + \sigma \frac{\tan \phi}{F} \quad (\text{I.24})$$

Nous disposons d'un système de quatre (04) équation à cinq (05) inconnues, à savoir :  $T(x)$ ,  $E(x)$ ,  $\sigma(x)$ ,  $\tau(x)$  et  $e(x)$ .

Le problème est indéterminé et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire. C'est le point de divergence de différentes méthodes des tranches. Les méthodes des tranches les plus connues sont :

- Fellenius (1927)
- Taylor (1948)
- Caquot (1954)
- Janbu (1954)
- Biarez (1955)
- Bishop (1955)
- Morgenstern de Price (1965)
- Méthode de perturbations (1972)

Il existe quatre (04) types de rupture de forme circulaire possible.

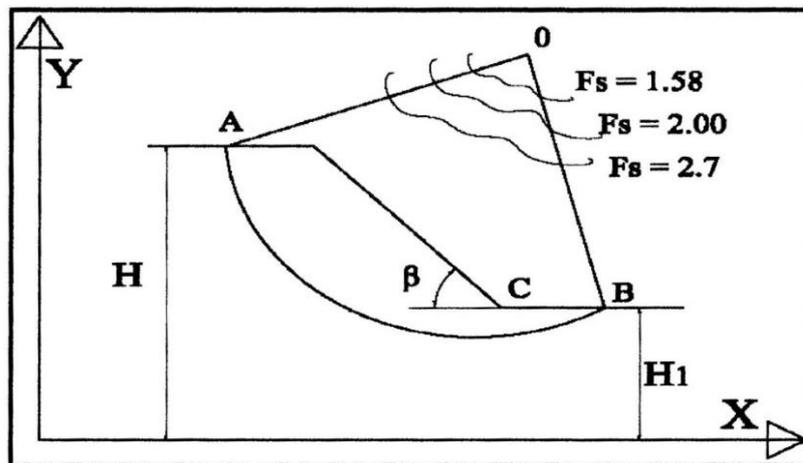


**Figure II.15** : Différents types des cercles de glissement.

- 1) Rupture de talus : une partie du talus est emportée par le glissement assez fréquent dans les remblais artificiels ;
- 2) Rupture profonde : toute la masse constituant le talus est emportée, cette rupture n'est pas très fréquente mais c'est elle qui cause le plus des dégâts ;
- 3) Rupture d'une partie de la pente est prolongée jusqu'au pied du talus ;
- 4) Rupture seulement d'une partie de la pente.

#### 4. Principe de calcul :

La méthode de calcul consiste à calculer la rupture pour tous les cercles possibles, le cercle que représentera le minimum de coefficient de sécurité sera retenu Comme surface de rupture.



**Figure II.16 :** Détermination du cercle critique.

#### C. Méthode des tranches de Fellenius

##### - Principe de la méthode :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes  $C_i$ ,  $\varphi_i$ ,  $\gamma_i$ .

Soit un cercle quelconque de centre "O" et rayon "R" pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

La méthode consiste à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux comme suit :

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche corresponde à une limite entre deux tranches ;

l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

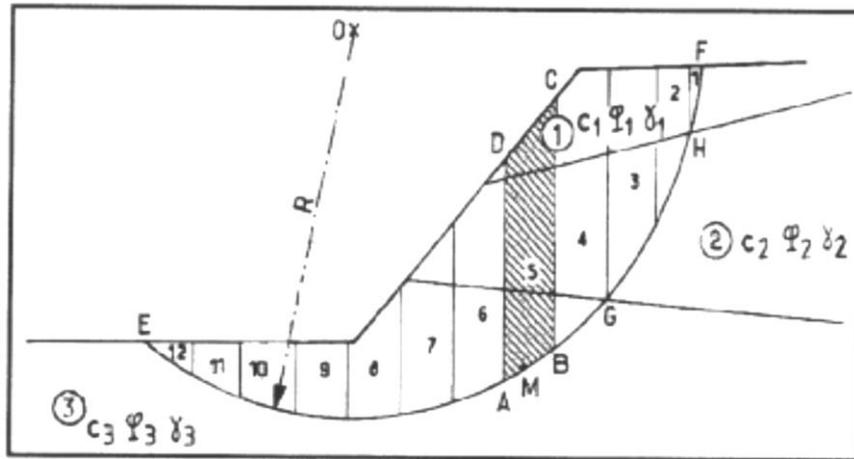


Figure II.17: Découpage en tranches d'un talus.

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches par exemple la tranche «ABCD»

Les forces agissantes sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids  $W_i = \gamma h_1 dx$
- Les efforts inter-tranches, qui se divisent en efforts verticaux et horizontaux.
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB ;

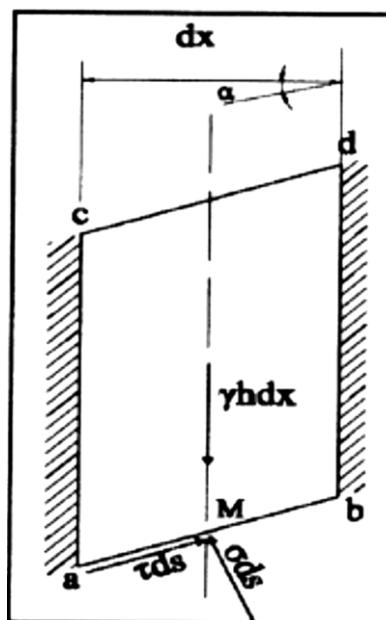


Figure II.18: Forces agissantes sur une tranche (Hypothèse de Fellenius).

L'hypothèse de base de Fellenius est de négliger les forces inter-tranches qui sont parallèles à la base de chaque tranche.

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dT}{dx} = 0 \quad \forall x \quad (\text{II.25})$$

Pour un talus non surcharge.

$$E(x) = T(x) \quad \forall x$$

C'est l'équation complémentaire de Fellenius.

L'équation (II.21b) en tenant compte de l'équation (II.25) deviendra :

$$A \frac{dT}{dx} - B \frac{dE}{dx} = \frac{C_i - U \operatorname{tg} \varphi_i}{FS \cos^2 \alpha} + A \cdot \gamma h$$

$$\frac{dE}{dx} = \frac{C_i - U \tan \varphi_i}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right)}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right)} \gamma h$$

$$\frac{dE}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{C_i - U \tan \varphi_i}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right)}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right)} \gamma h = 0$$

$$\frac{C_i - U \tan \varphi_i + FS \cdot \cos^2 \alpha \left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - \tan \alpha\right) \gamma h}{\left(1 - \frac{\tan \varphi_i}{fs} \tan \alpha\right) \cdot FS \cdot \cos^2 \alpha} = 0$$

$$\Rightarrow \frac{C_i - U \cdot \tan \varphi_i + \cos^2 \alpha \cdot \gamma h \left(\frac{\tan \varphi_i}{fs} - FS \cdot \tan \alpha\right)}{FS} = 0$$

$$\gamma h \cdot FS \cdot \tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha = C_i - U \cdot \tan \varphi_i - \cos^2 \alpha \cdot \gamma h \cdot \tan \varphi_i$$

$$F_s = \frac{C_i - U \cdot \tan \varphi_i}{\gamma h \cdot \tan \alpha \cdot \cos^2 \alpha} + \frac{\gamma h \cdot \tan \varphi_i \cdot \cos^2 \alpha}{\gamma h \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos^2 \alpha}$$

$$F_s = \frac{1}{\gamma h \cdot \sin \alpha} \left( \frac{C_i - U \tan \varphi_i}{\cos \alpha} + \gamma h \cdot \tan \varphi_i \cdot \cos \alpha \right)$$

$$F_s = \frac{1}{W \cdot \sin \alpha} \left[ C_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left( W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \varphi_i \right]$$

C'est l'expression du coefficient de sécurité pour tranche ;

Pour l'ensemble du talus le coefficient de sécurité global a pour expression :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[ \hat{C}_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left( W \cdot \cos \alpha - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha} \right) \cdot \tan \phi_i \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II.26})$$

Avec :

$$U = \gamma_w \cdot H_w$$

$$W = \gamma \cdot h \cdot b$$

$H_w$  : Hauteur de l'eau comprise entre le milieu de la tranche et la surface libre de la nappe.

$B$  : Largeur de la tranche.

$n$  : Nombre de tranche.

## D. Méthode des tranches de BISHOP

### Principe de la méthode :

Son principe est le même que celui de Fellinius.

### Hypothèse :

Le coefficient de sécurité  $F_s$  est constant le long de la ligne de rupture.

### D.a Méthode de BISHOP détaillée :

Les équations de la statique sont :

$$-dE + \sigma \sin \alpha \cdot dS - \tau \cos \alpha \cdot dS = 0 \quad (\text{II.13})$$

$$dT + \sigma \cos \alpha \cdot dS - \tau \sin \alpha \cdot dS = \gamma h \cdot dx \quad (\text{II.14a})$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s} \left( \left( \gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \tan \alpha - \frac{dE}{dx} \right) \cos^2 \alpha$$

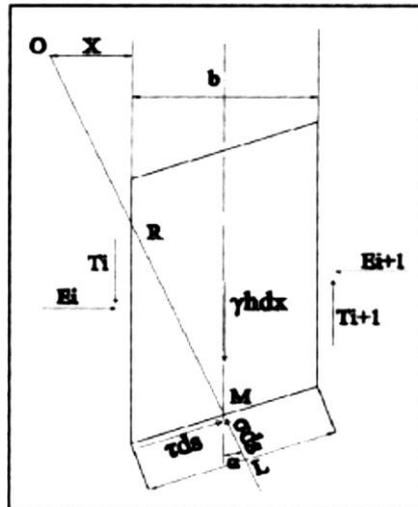


Figure II.19 : Forces agissants sur une tranche.

$$F_s = \frac{C + \sigma \tan \phi}{\tau}$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s}$$

$$T + \frac{dE}{dx}(e - y) - E \frac{de}{dx} = 0 \tag{II.15}$$

$$\sigma = \left( \gamma h - \frac{dT}{dx} + \frac{dE}{dx} \tan \alpha \right) \cos^2 \alpha$$

$$\tau = \left( \left( \gamma h - \frac{dT}{dx} \right) \operatorname{tg} \alpha - \frac{dE}{dx} \right) \cos^2 \alpha$$

$$F_s = \frac{C + \sigma \tan \phi}{\tau}$$

$$\tau = \frac{C - L}{F_s} + (\sigma - U) \cdot L \frac{\tan \phi}{F_s}$$

$$F_s = \frac{\sum M^{\max} \text{ resistant}}{\sum M^{\max} \text{ moteur}}$$

$$\sum M^{\max} \text{ moteur} / 0 = \sum w_i \cdot \alpha_i$$

$$\sum M^{\max} \text{ resist} / 0 = \sum \tau_i^{\max} \cdot L_i \cdot R = \sum R(C \cdot L + (\sigma - U) \cdot L \cdot \tan \phi)$$

$$F_s = \frac{R \cdot \sum_1^n (C \cdot L_i + (\sigma - U) \cdot L_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum w_i \cdot \alpha_i} ; F_s = \frac{\sum_1^n (C \cdot L_i - (\sigma - U) \cdot L_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum w_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Revenons à l'équation (II.13)

$$dT + \sigma \cos \alpha . dS - \tau \sin \alpha . dS = \gamma h . dx$$

$$\sigma \cos \alpha . L + \tau \sin \alpha . L = w . \frac{dx}{dx} - dT$$

$$(\acute{\sigma} + U) \cos \alpha . L + \left( \frac{\acute{c}}{F_s} + \frac{\acute{\sigma} \tan \phi}{F_s} \right) . L . \sin \alpha = w - dT$$

$$\acute{\sigma} \left( \cos \alpha . L + \frac{\tan \phi}{F_s} L . \sin \alpha \right) = w - dT - \frac{\acute{c}}{F_s} L . \sin \alpha - U . \cos \alpha . L$$

$$\acute{\sigma} = \frac{w - dT - \frac{\acute{c}}{F_s} L . \sin \alpha - U . \cos \alpha . L}{\cos \alpha . L + \frac{\tan \phi}{F_s} L . \sin \alpha}$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i . \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{L . C . \left( \cos \alpha + \frac{\tan \phi}{F_s} \sin \alpha \right) \left( w_i - dT - \frac{\acute{c}}{F_s} L . \sin \alpha - U . \cos \alpha . L \right) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}$$

$$\boxed{F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i . \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(C . b + (w_i - T_{i+1} - T_i) - U . b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}} \quad (\text{II.27})$$

## D.b Méthode de BISHOP simplifiée

Dans cette méthode, les forces inter-tranches verticales sont nulles.

$$T_{i+1} - T_i = 0$$

$$\frac{dT(x)}{dx} = 0 \quad \forall x \quad (\text{II.28})$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i . \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(C . b + (w_i - T_{i+1} - T_i) - U . b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP.

L'expression de  $F_s$  devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w_i . \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C . b + (w_i - U . b) \tan \phi_1}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi_1}{F_s} \sin \alpha_i} \quad (\text{II.29})$$

**Cas d'un sol cohérent, saturé ( $\phi=0$ ) :**

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n C_u \cdot b}{\sum_1^n w_i \cdot \sin \alpha_i} \times \frac{1}{\cos \alpha_i}$$

On remarque que  $F_s$  (Fellenius) = (Bishop simplifiée).

**E. Rupture non circulaire, quelconque**

La morphologie particulière de certains sites, présentant des zones de faiblesse mécanique, conduit parfois à envisager des surfaces de glissement probables qui ne sont ni circulaire ni planes : elles sont appelées **surface de rupture non circulaires**.

La stabilité peut être étudiée par différentes méthodes dont la plus usuelle est **la méthode des perturbations**.

**a) Talus dans un sol pulvérulent :****-Sans écoulement :**

Pour un sol pulvérulent la pente maximale d'un talus est  $\beta=\phi$ .

Avec  $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol.

Et le coefficient de sécurité  $F_s$  s'exprime par :

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (\text{II.30})$$

**- Avec écoulement :**

Soit  $\beta_{\text{lim}}$  l'angle d'équilibre limite pour  $F_s=1$ ,

La combinaison de la gravité et de la poussée d'écoulement conduit aux résultats suivants :

- Écoulement parallèle à la pente, (du par exemple à des infiltrations d'eau.

$$\boxed{\tan \beta_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \tan \phi} \quad (\text{II.31})$$

- Écoulement horizontal du, par exemple, à un talus de déblai recoupant une nappe phréatique.

$$\tan \beta_{\text{lim}} = 1/2 \phi \quad (\text{II.32})$$

- Écoulement vertical descendant du, par exemple, à une infiltration dans un remblai muni d'un drain.

$$\beta_{\text{lim}} = \phi \quad (\text{II.33})$$

L'équation (II.30) est applicable aussi pour ces trois cas, car la stabilité n'est pas modifiée par l'écoulement.

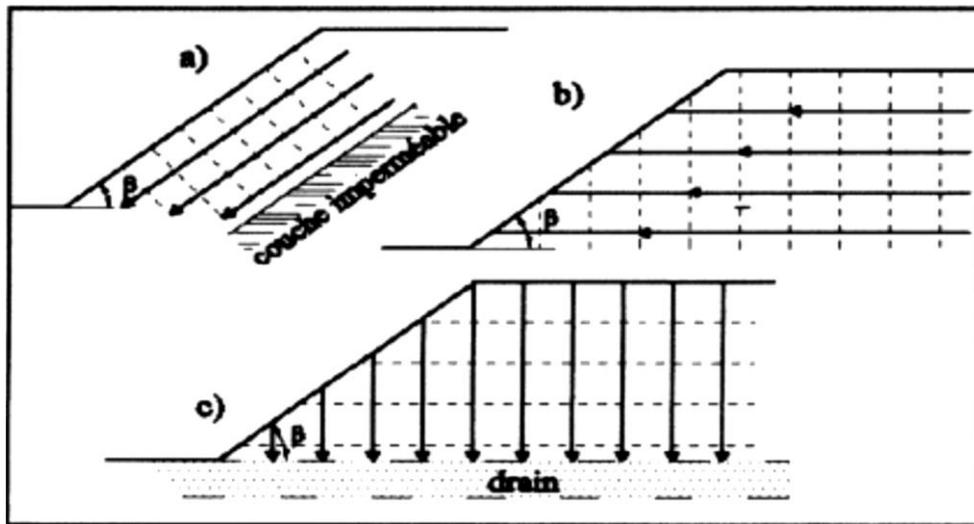


Figure II.20: Schématisation des écoulements.

## b) Talus dans un sol homogène cohérent

### Sol purement cohérents – Abaque de Taylor

Considérons les hypothèses suivantes :

- Un talus de hauteur H et de largeur horizontale B tel que  $\beta=H/B$ .
- Une surface libre horizontale.
- Un sol homogène et purement cohérent caractérisé par :
  - Poids volumique  $\gamma$ ,
  - Cohésion  $C \neq 0$ ,
  - Angle de frottement  $\phi=0$ ,
  - La présence d'un substratum résistant à la profondeur  $n_d H$ .

La formule de  $F_s$  devient :

$$F_s = \frac{C.L}{\sum T}$$

Avec : longueur total de l'arc AB.

Le coefficient de sécurité dépend d'un nombre sans dimensions, appelé par Taylor coefficient de stabilité  $N_s$  dont l'expression est :  $N_s = \frac{\gamma.H}{c}$  (II.34)

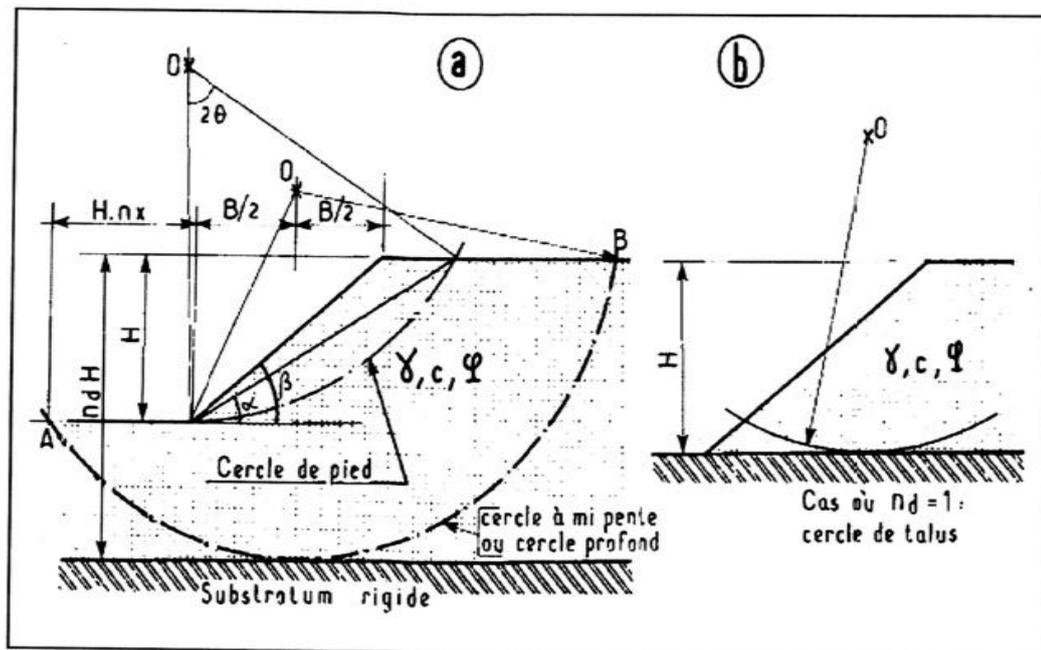


Figure II.21 : Abaque de Taylor – Définitions des paramètres.

La valeur de  $N_s$  peut être déterminée à partir de l'Abaque suivant, qui correspond à un coefficient de sécurité de 1, connaissant  $nd$  et  $B$ .

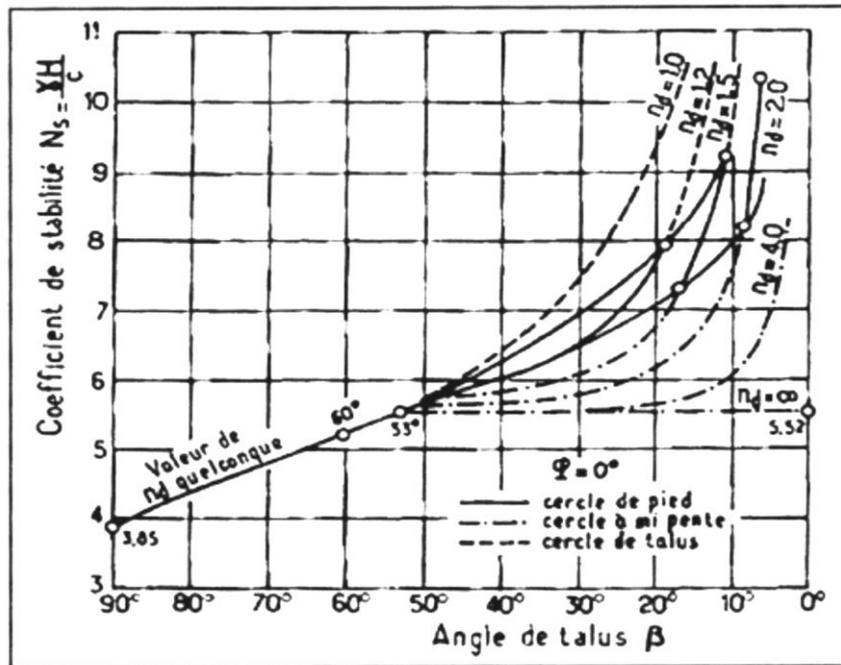


Figure II.22: Valeur de  $N_s$  pour les sols purement cohérents.

Cet abaque précise également le type de glissement susceptible de se produire :

- Les cercles de talus tangent au substratum ne sont critiques que si  $n_d$  est voisin de 1.
- Si  $\beta > 35^\circ$  le cercle critique est cercle de pied.
- Si  $\beta < 35^\circ$  le cercle critique peut être de l'un des trois types évoqués, selon

Les valeurs de  $N_s$  et de  $n_d$ .

Si le cercle critique est un cercle de pied, son centre peut être localisé en connaissant les angles de  $\theta$  et  $\alpha$ .

La (Fig.II .23 .a) donne la valeur  $\alpha$  et de  $\theta$  en fonction de  $\beta$ . Et l'abscisse de son pied  $n_x$  et donnée par la (Fig. II .23 .b), qui est fonction de  $\beta$  et  $n_d$ .

Ces abaques permettent soit de déterminer la hauteur critique  $H_c$  correspondant à un coefficient de sécurité égal à 1 pour la cohésion réelle du sol, soit de calculer la cohésion minimale  $C_{min}$  nécessaire pour que le talus de hauteur  $H$  soit stable, toujours pour un angle de sécurité égale à 1.

Alors le coefficient de sécurité global des détermine par les formules suivantes :

$$F_s = \frac{H_c}{H} \tag{I.35a}$$

;

$$F_s = \frac{c}{c_{min}} \tag{I.35b}$$

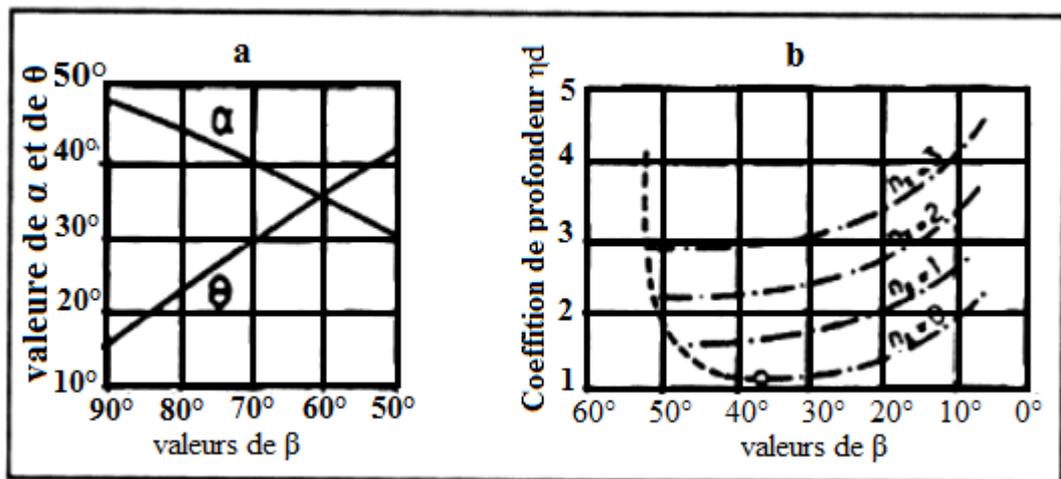


Figure II.23 : Détermination de  $\alpha$ ,  $\theta$  et  $nd$ .

Sols cohérents à frottement interne :

Si  $\phi > 3^\circ$ , le cercle critique est toujours un cercle de pied.

Le coefficient de sécurité global  $F_s$  toujours de coefficient de stabilité  $N_s$  et de  $\beta$  et de  $\phi$ , la valeur de  $N_s$  en fonction de  $\beta$  et  $\phi$  est donnée par l'abaque suivant, et cela toujours pour un coefficient de sécurité égale à 1.

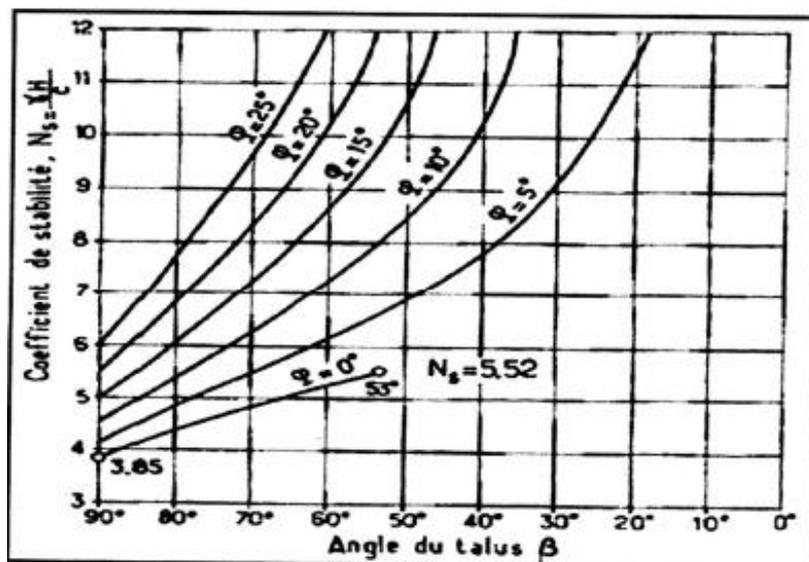


Figure II.24 : Valeur de  $N_s$  pour les sols cohérents.

Le coefficient de sécurité global peut être pris sur  $C$  et  $\phi$ , et leur formule est :

$$\sum T = \frac{C.L}{F_s} + \frac{\sum N.tan \varphi}{F_s} \tag{II.36}$$

Considérons un talus de hauteur H et de pente β1 taillé dans un sol de caractéristique : γ1, φ1, C1. Si A et le point figuratif correspondant à H, γ1, φ1, C1 le point B étant celui ou le droit OA recoupe la courbe correspondant à β1, le coefficient de sécurité globale est défini par le rapport.

$$F_s = OA/OB$$

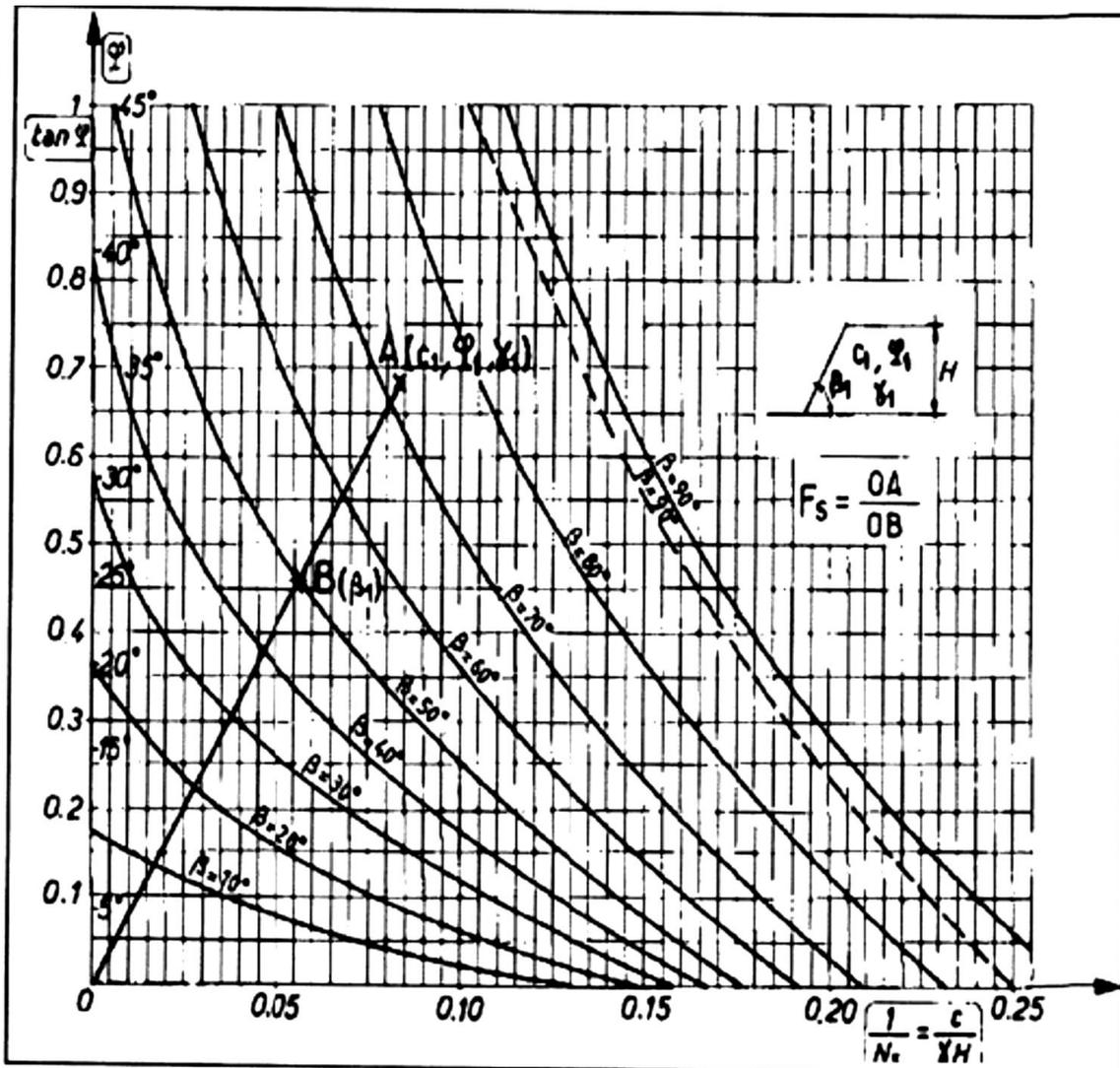


Figure II .25 Abaque de Taylor – Biarez.

## F. Calcul automatique de la stabilité des pentes :

Avec l'avancement de l'outil informatique, L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée d'une manière automatique. Il existe des logiciels utilisant des méthodes classiques permettant le calcul du coefficient de sécurité de toutes les surfaces de glissement possibles un peu du temps. On cite parmi ces logiciels GEO-SLOPE, SLIDE, TALREN.

Un calcul numérique en éléments finis est possible permettant le calcul des efforts et des déformations en tout point du massif ; ce calcul peut être effectué par PLAXIS.

### 1- Logiciel GEO-SLOP



GEO-SLOP/W, développé par GEO-SLOP international canada, est utilisée pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les méthodes d'équilibre limite discutés dans la section précédente et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOP/W, il permet de calculer coefficient de sécurité en utilisant la méthode ordinaire, bishop, janbu généralisé, spencer, Morgenstern, et d'autres [4].

## 2- Logiciel SLIDE



Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a un peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines [5].

## 3- Logiciel TALREN



C'est un autre logiciel qui offre diverses méthodes de calcul interactif (méthodes de Bishop, Fellenius et perturbation) avec possibilité d'étudier le renforcement du sol par tirant d'ancrage ou par coulage [6].

## 4- Logiciel GEO5



Ce programme est utilisé pour calculer la stabilité des pentes d'un massif, qui est basé sur la méthode des éléments finis. Et sur les méthodes analytiques (méthode de Bishop, de Petterson ou de Spencer) pour surface de glissement circulaire. Ou (méthode de Sarm ou de Spencer) pour surface de glissement polygonale. Le programme peut être utilisé pour le calcul de la stabilité des fouilles remblais et des structures de soutènement ancrées...etc[7].

## 5- Logiciel PLAXIS



PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu réalisé des analyses de déformation et de stabilité pour différent type d'appliqué géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représenté par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilisé une interface graphique pratique permettent aux utilisateur de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basées sur la coupe verticale de projet ou de sol étudier [8].

## II.4. CONCLUSION

L'étude de la stabilité d'un terrain nécessite une reconnaissance détaillée du terrain. Ce qui peut être effectué par une visite de site. Une étude géologique et géomorphologie (la lithologie, la structure, et la géomorphologie du sol), Une reconnaissance géotechnique pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols notamment la résistance au cisaillement (l'angle de frottement et la cohésion) par des essais de laboratoire bien déterminer selon la nature du sol et la vitesse de drainage de ce sol, Une analyse hydrogéologique pour évaluer l'action de l'eau dans le déclanchement de glissement, et une mesure éventuelle de la cinématique du mouvement de terrain qui sert à la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement, la vitesse de mouvement, la sensibilité aux facteurs extérieurs, ou de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

L'analyse de la stabilité des pentes peut s'effectuer manuellement ou numériquement par assistance des logiciels, une méthode manuelle qui est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture soumise à des efforts déstabilisant, puisque le glissement est influencé par la longueur et la largeur de la masse est donc bidimensionnel.

À un point de la surface de rupture le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant sur la surface est le coefficient de sécurité symbolisée par  $F$  ( $F < 1$  pas de glissement, sinon on a un glissement). La définition de cette facteur pose deux difficultés, le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture sauf dans les cas particulier simple. Pour les sols fins à court terme, La résistance

au cisaillement dépend de la contrainte effective normale  $\sigma'$ . L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable.

Le critère de rupture dépend de la loi de plasticité de Coulomb, ce critère qui est applicable seulement dans les sols saturés, et puisque le drainage de l'eau continue dans le sol n'est pas idem dans les sols fins et les sols pulvérulents l'expression de la résistance au cisaillement n'est pas la même. Et pour cela on a plusieurs types de rupture telle que la Rupture plane qui considère : -Poids spécifique  $\gamma$ , - Poids spécifique saturé  $\gamma_{sat}$ , - La cohésion  $C'$  et l'angle de frottement interne  $\phi'$ .

Rupture circulaire qui consiste à partager le talus en tranches, chaque tranche est soumise à son poids propre et des forces de contact inter-tranchent. Ils existent plusieurs méthodes des tranches qui sont idem dans la base (la projection bidimensionnelle, l'injection des Conditions aux limites, mêmes étapes de calcul et mêmes suppositions), ce qui résulte un système de 4 équations à 5 inconnus, ce qui est insolvable et la seule façon de résoudre ce système est l'injection d'une 5<sup>ème</sup> équation. C'est le point de divergence de différentes méthodes des tranches.

Dans certains sites qui présentent des zones de faiblesse mécanique envisage des surfaces de glissement probables qui ne sont ni circulaires ni planes qui sont appelées surfaces de rupture non circulaires. La stabilité est généralement étudiée par la méthode des perturbations. Qui est influencé par la nature du sol, présence de phénomène d'éroulement (pour les sols pulvérulents). L'homogénéité, la cohésion et l'angle de frottement (pour les sols fins et non purs).

La technologie nous permet d'utiliser des logiciels qui sont plus performants que les méthodes manuelles. Certains qui se basent sur la méthode d'équilibre limite et la méthode des éléments finis pour la modélisation telle que le logiciel GEO-SLOP, d'autres qui utilisent seulement la méthode d'éléments finis comme PLAXIS, ou bien des logiciels qui offrent diverses méthodes de calcul classique interactif entre autres ce qui est le cas avec le logiciel TALREN. Et même des logiciels spécialisés pour des cas précis comme le logiciel SLIDE.

### III.1 INTRODUCTION.

Tout type de mouvements de terrain y-compris les glissements sont des obstacles devant l'amélioration des conditions de vie de l'être humain. Donc Il est nécessaire de maîtriser les différentes techniques de confortements afin de stabiliser ses mouvements de terrains et assurer la bonne réalisation de nos ouvrages vis-à-vis les désordres produits par ces derniers. En choisissent la méthode la plus efficace et la moins couteuse.

### III.2 LES TECHNIQUES DE STABILISATION DES TALUS.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être subdivisées en trois groupes [1]:

- Terrassements ;
- Dispositifs de drainage ;
- Introduction d'éléments résistants

#### III.2.1 Terrassements :

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 [1]:

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

##### III.2.1.1 Remblai de pied :

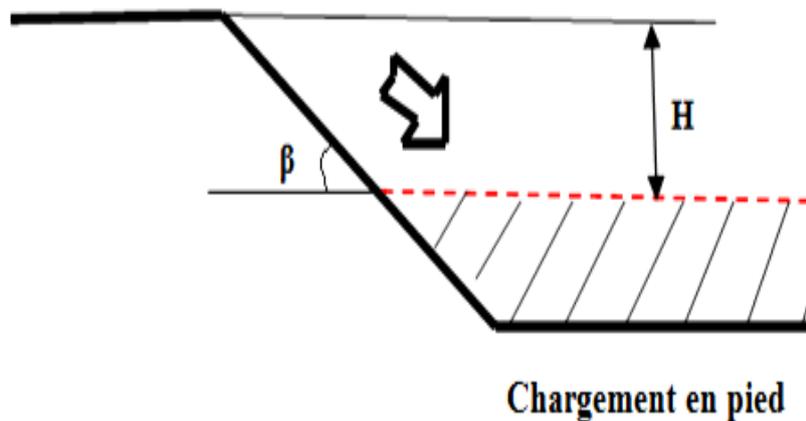
Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement se fait par la méthode de de calcul d'équilibre limite de la pente instable en tenants compte de la modification géométrique envisagée, la surface de rupture étudié. On cherche une amélioration de la sécurité de 20 à 30%. Un ancrage dans les

formations sous-jacentes est nécessaire. La stabilité au grand glissement suppose deux critères :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

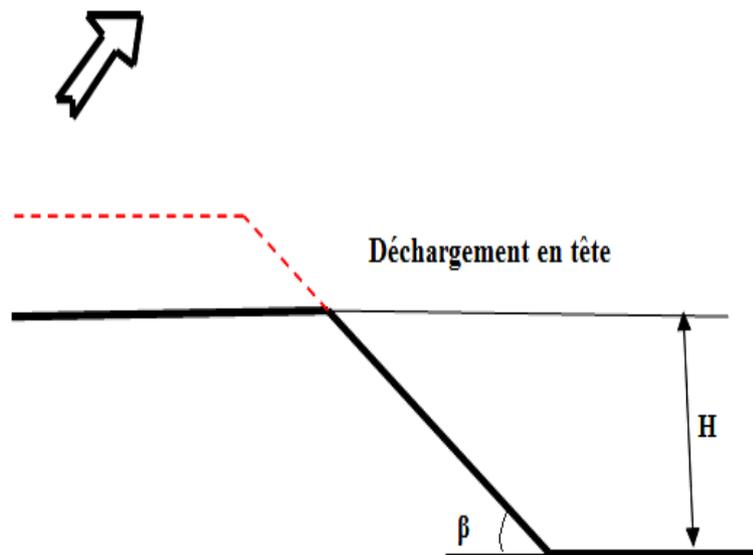
Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant. Mais peuvent causée des tassements due au surcharge ajouter ce qui peut être la cause des désordres gênantes.



**Figure. III.1 :** Remblai de 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. L'allègement peut également créer des risques de régression à court ou long terme. On cherche une amélioration de la sécurité de 20% cet objectif n'est obtenu qu'avec des volumes de terrassement importants.



**Figure. III.2 :** Allègement en tête.

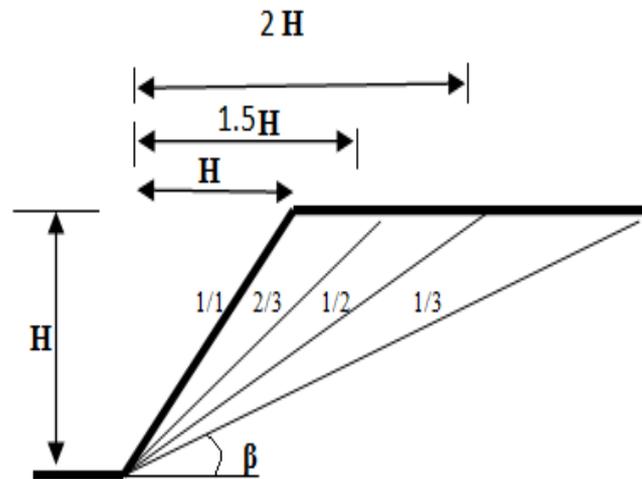
#### III.2.1.3 Purge :

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.

#### III.2.1.4 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. Comme pour l'allègement en tête et le chargement en pied On cherche une amélioration de la sécurité de 20%

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.



**Figure. III.3 :** reprofilage.

#### III.2.1.5 Substitution totale :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales, donc il est préférable de travailler par plots de longueur faible et de ne pas maintenir de fouilles.

#### **III.2.2 Dispositifs de drainage :**

Généralement l'eau joue un rôle moteur déterminant. Donc réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe doit être envisagé par le géotechnicien. Évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage, les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales [3]:

- Eviter l'alimentation en eau du site ;
- 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 plutôt élevé (30%). 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. Parmi les plusieurs méthodes de drainage 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.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement

être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

#### III.2.2.2 Tranchées drainantes :

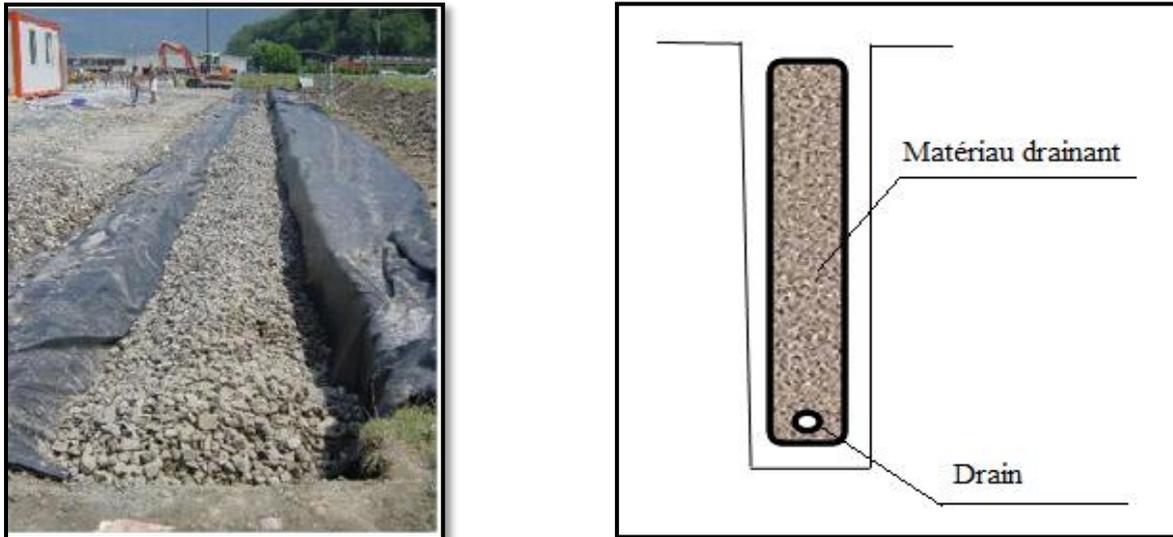
Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

**à la pelle mécanique** : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre.

**à la trancheuse** : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.

**à la haveuse de paroi** : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.



**Figure III.4** : Tranchées drainantes longitudinales.

### III.2.2.3 Drains subhorizontaux :

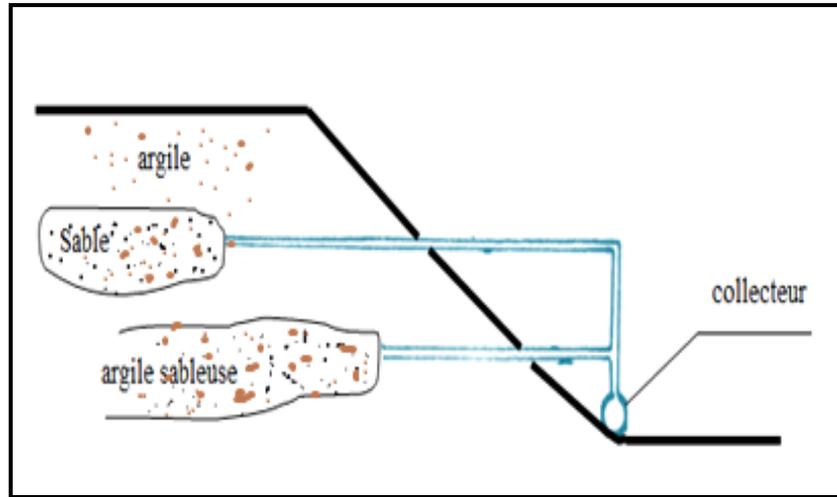
Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur). Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;

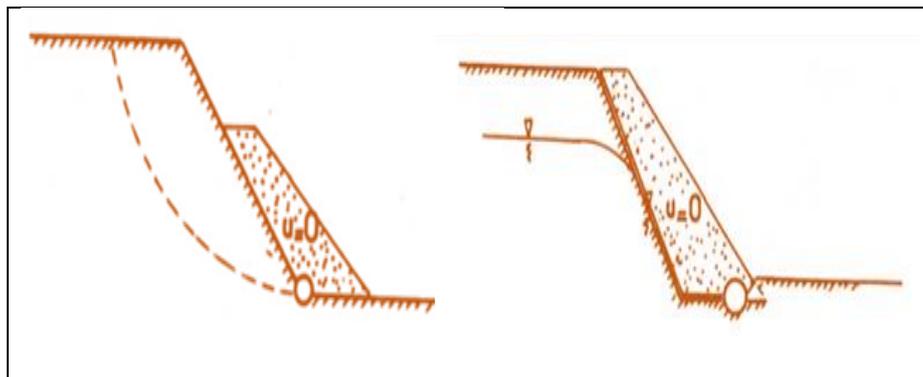
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.



**Figure III.5:** Type de drainage subhorizontal.

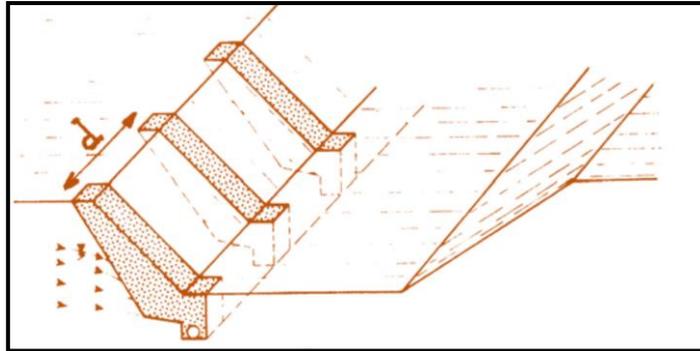
#### III.2.2.4 Masques et éperons drainants :

- **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 très frottantes apportent également un gain de stabilité).



**Figure III.6 :** Coupes de masques drainants.

- **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 matériau drainant régulièrement espacées.



**Figure III.7 :** Schéma d'éperons drainants.

#### III.2.2.5 Drains verticaux, galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

#### **III.2.3. Ouvrages de soutènement :**

On entend par éléments résistants les structures telles que [1]:

- Ouvrages de soutènement : ouvrages rigides et souples (exp : pieux).
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Clouages par des barres, des micropieux ;
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques ;

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les 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, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol 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 tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

#### III.2.3.1 Les ouvrages rigides :

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Un ouvrage de soutènement rigide peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée);
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées);
- la poussée est reprise par des ancrages.



**Figure III.8 :** mur classique en béton armé.

#### III.2.3.2 Les ouvrages souples :

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

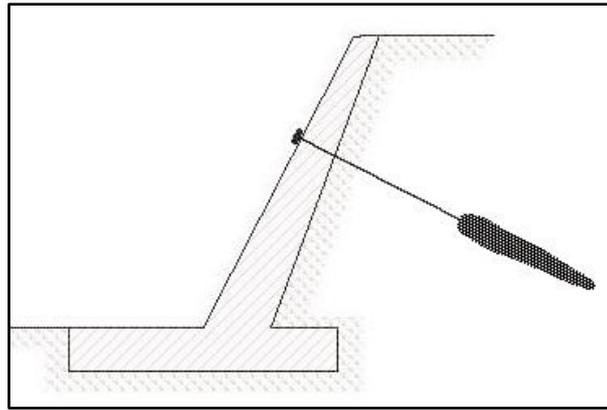
Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

En cite à titre d'exemple le renforcement par géotextile, sont les plus entendue :

#### III.2.3.3 Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.



**Figure III.9 :** applications de tirants d'ancrage en confortement.

Le tirant d'ancrage est composé :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Un tirant peut être actif ou passif :

- Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

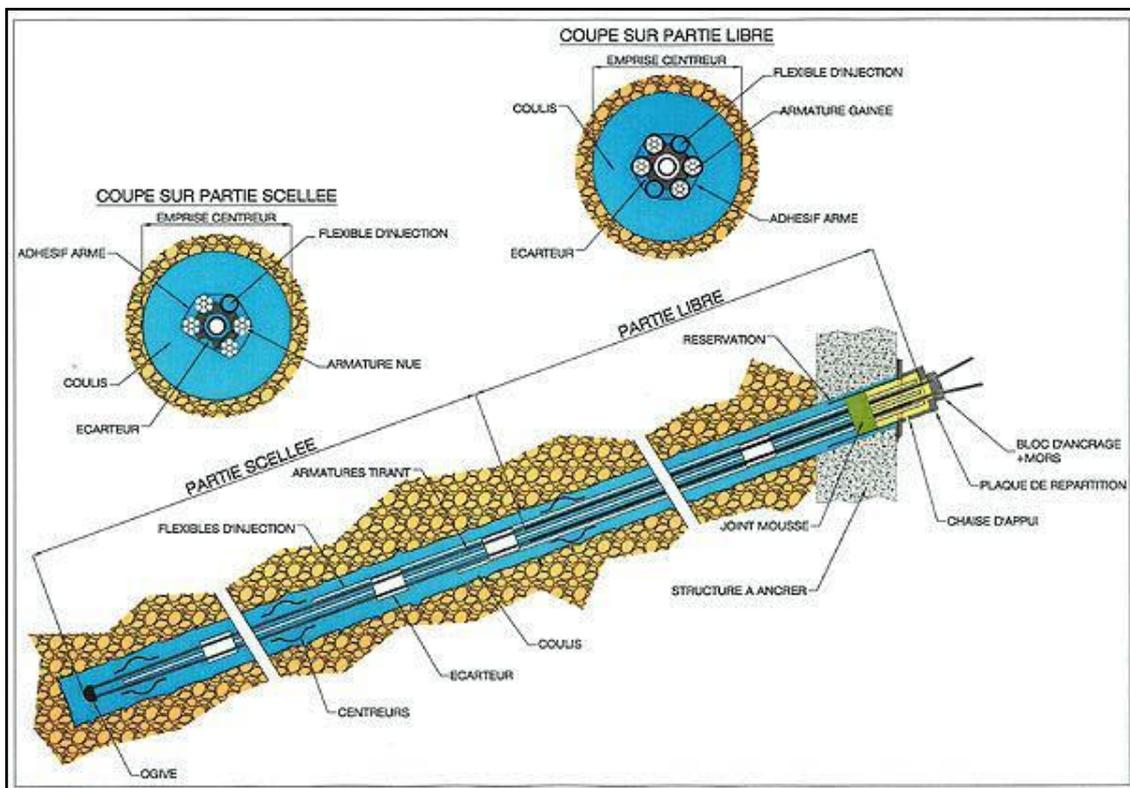
La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes.

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

Exemple :

- Toron T15,7 à sept fils , résistance à la rupture 1860 Mpa
- Limite élastique à 0,1 % : 248 KN, soit  $\sigma_e = 1653$  Mpa.
- Limite de rupture : 279 KN
- Section : 150 mm<sup>2</sup>

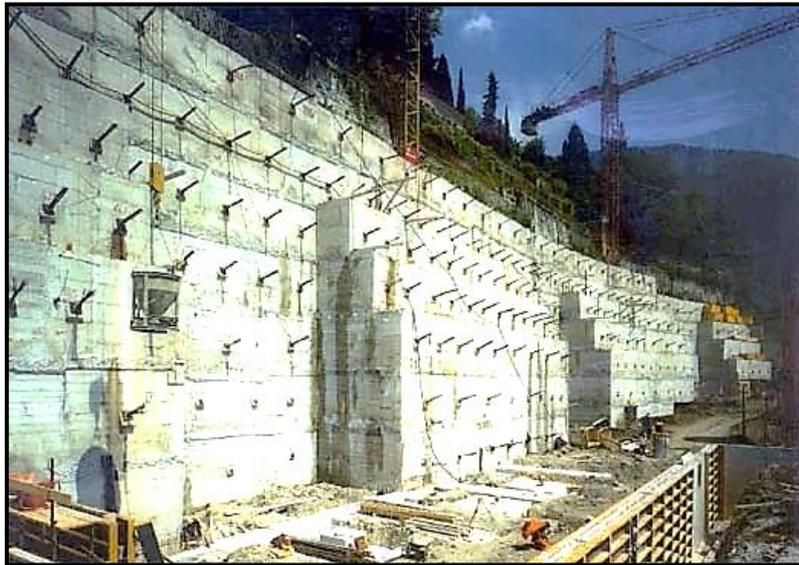


**Figure III.10** : structure des Tirants d'ancrages.

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.

- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.
- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot.



**Figure III.11** : projet réalisé avec ancrage de Tirants précontraints.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

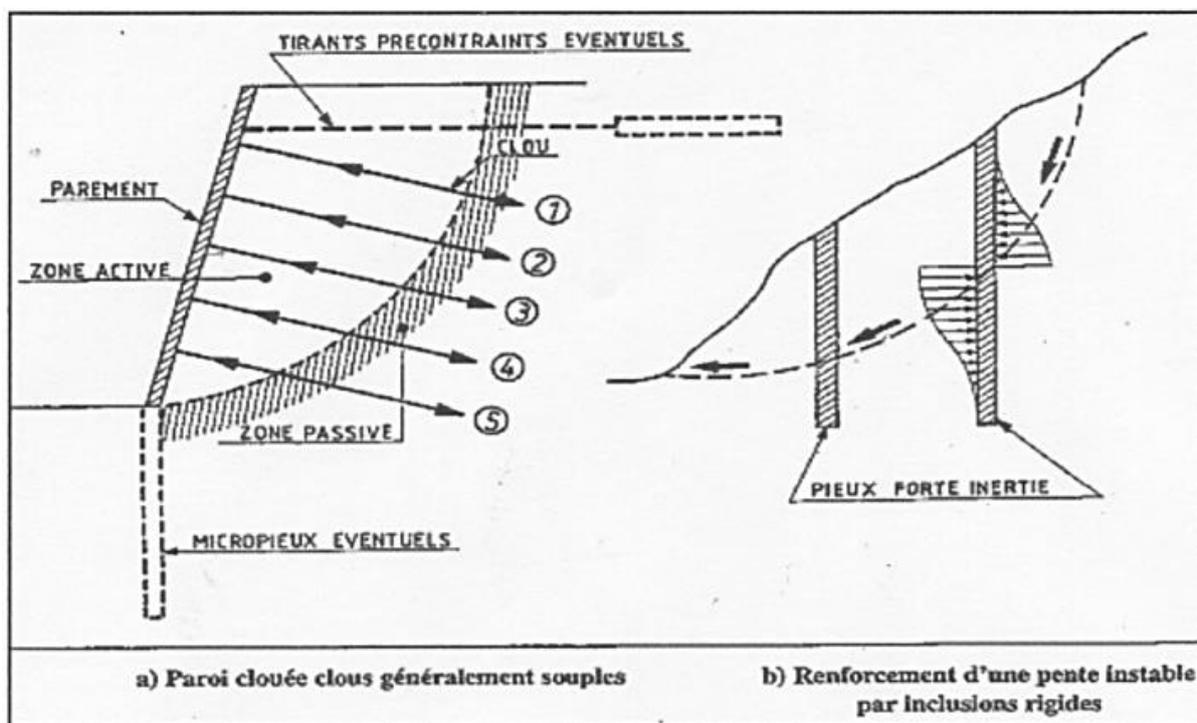
- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

### III.2.3.4 Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé 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 micropieux, 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.



**Figure III.12:** schémas des Renforcements par inclusions.

### III.2.3.5 Clous et micropieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement

dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

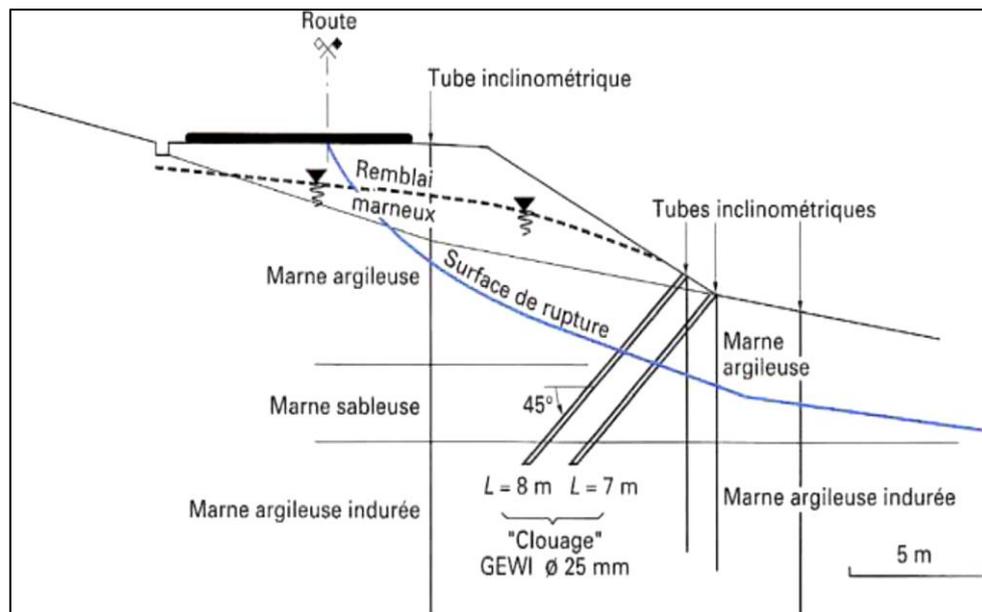
- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite  $Pq_s$  où  $P$  est le périmètre du clou et  $q_s$  le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration 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 clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous:

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

Les figures ci-après donnent l'exemple de clouage d'un glissement :



**Figure III.13 :** Exemple de clouage d'un glissement.



**Figure III.14 :** Clouage de talus instables.

### III.2.3.6 Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite  $P_l$  mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à  $P_l/2$  .

Comme dans le cas du clouage, 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.

#### III.2.3.7 Cas des remblais sur sols mous :

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;

- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

#### III.2.3.8 Durabilité et comportement à long terme :

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories : ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

### **III.3. CHOIX DES METHODES DE STABILISATION DES TALUS.**

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti
- L'accessibilité du site
- La période de l'exécution des travaux
- La cinématique du glissement

D'autres aspects doivent être tenu en compte tels que :

- la sécurité et les risques de désordres
- la gravité de phénomène et l'urgence des travaux

Le jugement et l'expérience du géotechnicien contribuent au meilleur choix. La réalisation d'une étude de stabilité adaptée à l'ampleur des problèmes fournit une bonne connaissance des causes des désordres et permet de s'inscrire dans un schéma méthodologique qui assure une aide réelle à la décision.

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

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

### III.3.1 Caractérisation du site :

Généralement l'analyse de stabilité est basée sur un calcul d'équilibre limite. Conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie, l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité.

Il convient d'orienter son choix dès le départ, sur la base de ce classement. Evoquer trop tôt les problèmes de faisabilité, de coût, d'urgence .... Etc. peut en effet conduire à éliminer une solution qui aurait été optimale.

En pratique, on procède de la façon suivante :

- Sur un profil représentatif du glissement, on s'assure que le calcul de stabilité donne un coefficient de sécurité  $F_o=1$  avec les paramètres (résistance au cisaillement mobilisable, niveau de la nappe, géométrie, etc.) à l'époque de la rupture. On fait alors varier l'équilibre des masses, les niveaux des nappes, les caractéristiques mécaniques, etc. Ce qui fournit, pour chaque technique de stabilisation, le gain de stabilité  $DF/F_o$  que l'on peut espérer obtenir ;
- le gain de sécurité théorique ainsi déterminé doit alors être comparé avec la marge qu'il est nécessaire d'atteindre en pratique pour stabiliser le glissement et s'affranchir de désordres ultérieurs. Cette marge n'est généralement pas de 50%, comme pour les projets d'ouvrages en terre, mais comprise entre 10 et 30%. Cette différence entre le projet et la réparation provient du fait que le calage à  $F=1$  sur « L'essai de cisaillement en vraie grandeur » que constitue le glissement réduit ces incertitudes. Les marges de sécurité à atteindre par chacune des techniques de stabilisation sont, par ailleurs, bien calées sur l'expérience, bien qu'il n'existe pas de valeur unanimement fixée.

On donnera, dans ce qui suit, des recommandations sur la manière d'évaluer les avantages et les inconvénients de chaque technique et sur les marges de sécurité à atteindre

### III.3.2 Adaptation de la technique au glissement :

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit-on s'interroger sur :

- l'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres ; d'une manière générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues ;

- la pérennité de certaines technique et les possibilités d'entretien ultérieur ; cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable ;

- la progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier ; dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires ;
- la maîtrise des risques liés à certains types de travaux ; ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les agiles surconsolidées.

**TABLEAU III.1** : Récapitulatif des méthodes de confortement [1].

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage de masses	remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20 à 1.3	-accès et emprises nécessaires -substratum à faible profondeur - assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage de masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprises nécessaires - assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.50	-s'applique à des petits volumes - assurer la stabilité en amont
reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-accès et emprises nécessaires -terrassement importants

Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et celui de substitution	1.50	-terrassment importants -ancrer sous la surface de rupture -travail par plots
Collecte et canalisation eaux surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-implique une surface supérieure à celle de glissement -entretien indisponible
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indisponible
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastique, moyen de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement - entretien indisponible -vérification de rabattement
drainage profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	- entretien indisponible -connaissance préliminaire du réseau d'écoulement
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrage fixes ou souple	calcul de la longueur de massif mis en butée/ stabilité	1.50 1.20	-ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture - évacuation d'eau
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.20	-associer un bon drainage -problème de déplacement de sol
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire	Barres tubes, micropieux	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.20 à 1.30	-technicité importante -associer un bon drainage -estimation correcte
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons profilés H, palplanches	Calcul de la stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs	1.10 à 1.20	-technicité importante -associer un bon drainage -estimation correcte

### III.4 CONCLUSION.

Les techniques de stabilisation des talus peuvent être subdivisées en :

- Terrassements,
- Dispositifs de drainage,
- Introduction d'éléments résistants.

Chaque une de ses méthodes à un principe défèrent.

Le terrassement action sur la forme et la masse de la pente de telle façon que la stabilité est assuré par un déblaiement en tête de la pente en question ou un remblaiement en bas du talus. Ou bien par changement de sol avec un sol de meilleure qualité (partiellement ou complètement).

L'évacuation de l'eau souterraine (drainage) élimine la pression interstitielle qui est généralement la cause principale de déclanchement de glissement. Il existe plusieurs méthodes d'évacuation des eaux souterraines et il est due à l'ingénieure de choisir la plus adéquate.

La stabilité de la pente peut être assurer avec des ouvrages souple/rigides qui n'agissent pas sur les propriétés du sol pour les améliorer mais en arrêtent le mouvement de sol directement par apporter un effort stabilisateur horizontal ou perpendiculaire.

## **IV.1. INTRODUCTION.**

Dans ce chapitre, nous présentons le projet sujet de notre étude : il s'agit du glissement de terrain survenu sur la partie amont du site du poste électrique 220/60KV d'Attatba, Wilaya de Tipaza, après l'exposé de la localisation du glissement, une première présentation concerne le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site.

Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

## **IV.2. Présentation de la région.**

Attatba est une commune de la wilaya de Tipaza au nord d'Alger. A environ 25 km à l'est de Tipaza, est limité au Nord par les communes de Khmisti et Bouharoun, au Sud par El Affroun, à l'Est par Mouzaia (wilaya de Blida) et à l'Ouest par la commune de Sidi Rached. Cette commune s'étend sur une superficie totale de 63km<sup>2</sup>.

Géographiquement la wilaya de Tipaza est située dans la partie central du sahel (altitude : 100m -200m) qui représente une région dont l'étendue, suivant le littoral, est de 150 km ; au centre nord de ce territoire, le massif du Chenoua culmine à 900m d'altitude.

Le réseau hydrographique est représenté par les Oueds mazafran, Nador et El hachem.

Le climat est de type méditerranéen ; la température moyenne est de 10° en Janvier et 25° en Aout. La pluviométrie est variable de 100 à 140mm en Décembre à 2-3 mm en Juillet.



**Figure IV.1:** Situation géographique de Tipaza.

### IV.3. Diagnostic du glissement.

Ce glissement avait des indices d'instabilités bien avant le glissement. Des instabilités se présentent sous forme de ruptures et d'éboulement de terrain qui s'effectuent dans le sens de la pente (Du côté Nord vers le côté Sud). Les plus marquants ont été localisés au niveau de la partie Est du talus.

Les photos suivantes prises lors d'une visite de site montrent les effets du glissement.



**Figure IV.2 :** Photo montre des fissures sur l'amont du site, 1 mois avant le glissement.



**Figure IV.3 :** Photo montre des fissures sur le soutènement du talus 1 mois avant le glissement.



**Figure IV.4 :** Photo montre la ruine totale de soutènement du talus (à cause de glissement)



**Figure IV.5 :** Photo montre la disparition du béton de soutènement



**Figure IV.6 :** Photo montre le risque de renversement de post de surveillance.



**Figure IV.7 :** Photo montre le risque de renversement de mur.



**Figure IV.8 :** Photo montre la partie stable de soutènement.



**Figure IV.9 :** Photo montre le risque de renversement de post de surveillance.



**Figure IV.10 :** Photo montre des barres en acier qui ont été utilisé comme un système d'ancrage.



**Figure IV.11 :** Photo montre le système de drainage totalement inutile.

#### **IV.4.1 Aperçu géologique :**

La wilaya de Tipaza est située dans une région formée sur les domaines géologiques suivants : interne, externe et des complexes de roches éruptives [9].

##### **A) domaine interne :**

Il est représenté par un massif Cristallin affleurant au Nord ; à la pointe Brinshell. Ce massif appartient au domaine kabyle ancien. Il est essentiellement constitué de formations métamorphiques : schistes, marbres et quartzites.

-le paléozoïque est composé de formations gréseuses et carbonatées, d'âge dévonien inférieur à carbonifère moyen. Il affleure sur le flanc nord du Chenoua.

- la dorsale kabyle, divisée en 3 unités (interne, médiane, externe), est constituée de formations calcro-dolomitiques et marno-calcaires, d'âge mésozoïque a éocène.

- la dorsale externe, avec les calcaires et marnes d'âge triasique affleure le long de la marge méridionale de Chenoua. Les formations détritiques post-lutétiennes attribuées à l'Eocène-Oligocène, affleurent sur la bordure sud du Chenoua, en discordance sur la dorsale Kabyle.

**B) domaine externe :**

Il est essentiellement constitué de formations telliennes d'âge crétacé. Il se compose de 3 unités (inférieure, supérieure et les flyschs) :

- l'unité inférieure autochtone de Bou-Maad formée de séries épi-métamorphiques,
- l'unité supérieure allochtone des 4 mamelons formée de séries grésos-quartziques et marno-calcaires.

Les formations néogènes post-nappes et dépôts quaternaires sont largement développés dans la région et se présentent comme suit :

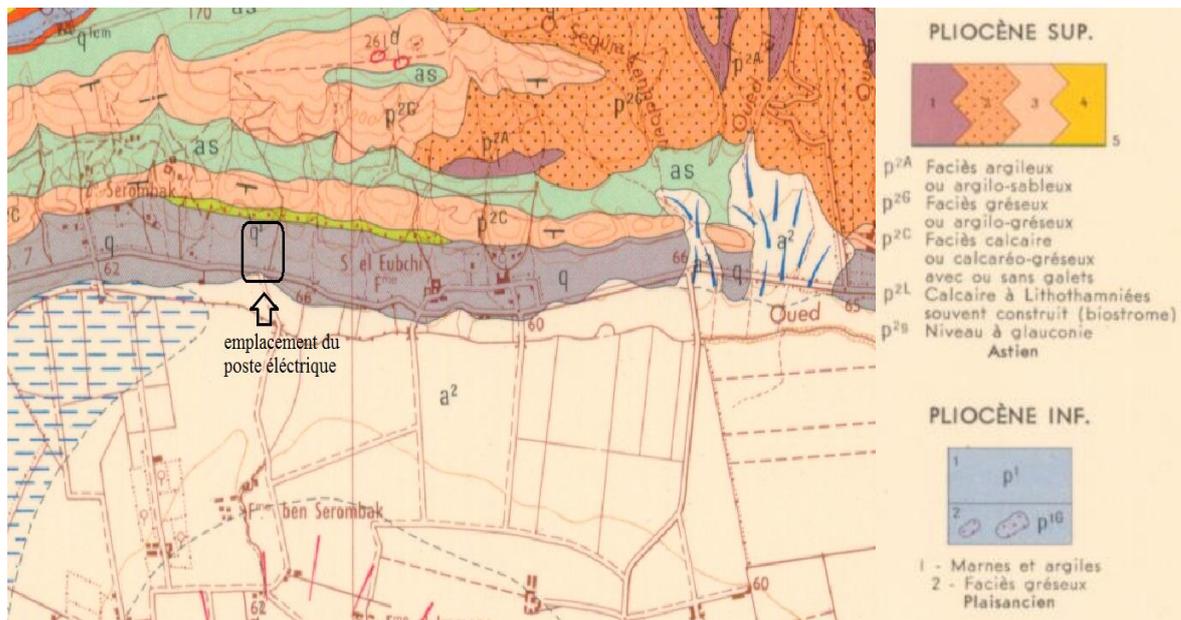
- le miocène essentiellement constitué d'argiles et de marnes avec des passées de grès et de calcaires. Il se localise dans la région de Hadjout et dans le bassin de Menaceur.
- le Pliocène représenté par des marnes, des argiles bleues, avec cailloutis à la base et recouvert par le Quaternaire,
- le Quaternaire, largement développé à l'Est de Tipaza et formé de dépôts alluviaux.

**C) les roches éruptives :**

Elles sont représentées par des andésites, des basaltes, des dacites des rhyolites, d'âge burdigalien-tortonien et des granites qui recoupent la série miocène. Ces roches affleurent à Menaceur et Hadjret-Ennous.

**IV.4.2 Contexte géologique local :**

Après la consultation de la carte géologique détaillée de Tipaza on constate que le site étudié est localisé au niveau de la zone de contact des dépôts de comblement datés de quaternaire ancien et les dépôts sablo-gréseux de Villafranchien [10].



**Figure IV.12 :** cart géologique du site étudié.

#### IV.5. Reconnaissance géotechnique.

Le site de post électrique été l’objet d’une compagne d’une investigation géotechnique approfondie. Au bais des essaies in-situ et des essais de laboratoire différent. Cette compagne de reconnaissance ser a déterminer tous les parametres de sol. Le chapitre cinq (V), forme l’interprétation de l’investigation géotechnique.

#### IV.6. Aspect hydrologique.

Au cours de la compagne de la reconnaissance géotechnique, trois sondages carottés dénommés Sc.01, Sc.02, et Sc.03, réalisés du côté bas talus ont été équipés en piézomètre afin de vérifier la profondeur de l’eau souterraine. Les niveaux d’eaux mesurées sont reportés sur le tableau ci-dessous:

**Tableau IV.1 :** Les niveaux d’eaux mesurées au cours de sondage.

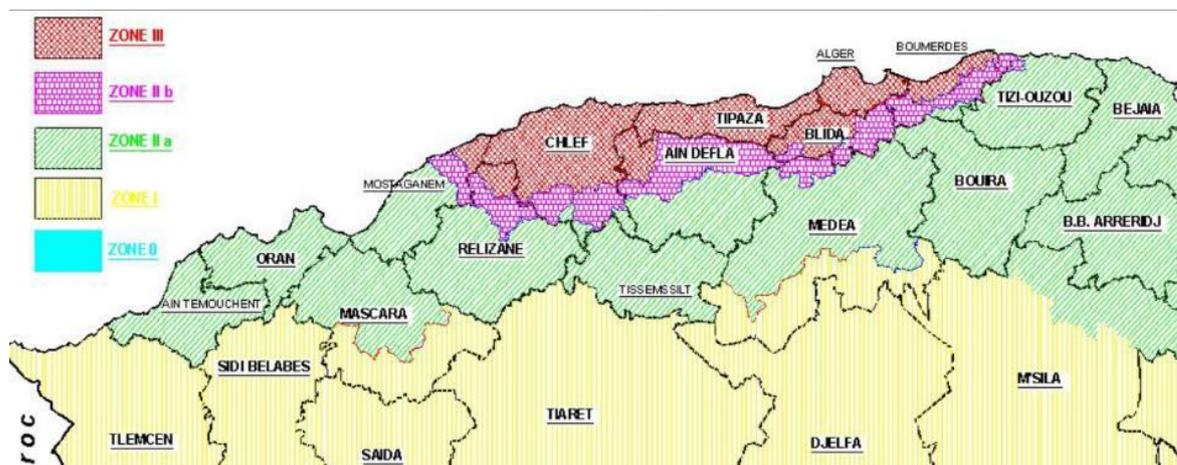
N° de sondage	Date de mesure	Niveau d’eau mesuré
Sc.01	Fin des travaux (07/10/2018)	5.00m
	13/11/2018	0.85m
	10/01/2019	0.85m
Sc.02	Fin des travaux (11/10/2018)	6.00m
	13/11/2018	En surface
	10/01/2019	En surface

Sc.03	Fin des travaux (31/10/2018)	6.00m
	13/11/2018	En surface
	10/01/2019	En surface

Les niveaux d'eau récapitulés dans le tableau ci-dessus ont été mesurés durant la saison pluvieuse. En effet, et vu la position des sondages équipés en piézomètre au contre bas du talus, et la lithologie alluvionnaire à caractère perméable à semi perméable du site étudié, on peut conclure que les eaux identifiées pratiquement en surface au contre bas du talus constitue des d'infiltration provenant de la partie amont du talus en forme de relief. Un effet de source favorisé par les travaux de terrassement et d'excavation réalisés sur le flanc de la zone de relief pour dégager l'assiette nécessaire au poste réalisé.

#### IV.7. Aspect cinématique.

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), la wilaya de Tipaza est classée zone « III » c'est-à-dire zone à sismicité élevée [11]



**Figure IV.13 :** Situation sismique de Tipaza (RPA 99 version 2003)

Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;
- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

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. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ;

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance ;

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Les coefficients d'accélération à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau IV.1 :

**Tableau IV.2 : Coefficients d'accélération (A)[14]**

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre ouvrage est classé dans le groupe 1A (battements des centres de production ou de distribution d'énergie nationale) selon RPA.

Donc :  $k_h = 0.5A$ ;  $k_h = 0.2$        $K_v = 0.3k_h$ ;  $k_v = 0.06$

#### IV.8. Causes probables du glissement.

Les premiers éléments de réponse relatifs aux causes du glissement sont :

- Une infiltration des eaux dans le sol; ainsi qu'une suppression de la butée naturelle (par érosion), du talus amont.
- Soutènement non adéquat.
- Un sol de faible caractéristique.
- Le système de drainage a été colmaté.

### **IV.9. Facteurs favorisant le glissement.**

D'après les visites du site effectuées, il a été constaté que le moteur du glissement est probablement l'eau qui continue à alimenter cette zone, aussi nous avons identifié plusieurs causes et facteurs probables du mouvement des terres. Tell que :

- Le colmatage des drains été une cause de l'augmentation des pressions interstitielles. Qui agisse sur le talus par une force de poussée. Cette dernière surpasse l'effort stabilisateur en causant le glissement.
- Le système de confortement n'est pas adapté. La couche de béton est trop fine, l'ancrage insuffisant et les barres d'acier ne sont pas coulée avec ciment.

### **IV.11. CONCLUSION.**

Le glissement étudié est situé aux sept kilomètres au centre de la commune d'Attatba dans la Wilaya de Tipaza. Cette zone est implantée entre trois oued (mazafran, Nador et El hachem), donc les eaux souterraines sont présentes. Géologiquement c'est une zone principalement composer des dépôts de comblement et de dépôts sablo-gréseux ce qu'ils donnent au site ces caractéristiques phasiques et mécaniques.

Un diagnostic préliminaire a été établi sur la base de la visite du site, des informations disponibles et des premières informations tirées de la reconnaissance montrent que le glissement est principalement causé par la présence d'eau, les caractéristiques de sol, l'insuffisance de système de confortement et le colmatage de système de drainage

La reconnaissance géotechnique à engager sur site permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer les causes de ce glissement.

## **V. 1 INTRODUCTION.**

La reconnaissance géotechnique d'un massif en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Elle doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques et physiques de chaque couche à partir des résultats d'essais in-situ et de laboratoire.

Le programme de la reconnaissance tient compte des données géologiques générales de la région, tient compte des renseignements ou enseignements tirés de constructions voisines s'il en existe, consiste en un examen du terrain sur place et sur les cartes (situation géographique, topographie, végétation...).

## **V. 2 CAMPAGNE GEOTECHNIQUE.**

La campagne géotechnique réalisée sur site, comporte ce qui suit :

- Six sondages carottés de 20 à 40 m de profondeur (avec récupération d'échantillons).
- Vingt (20) essais de pénétration dynamique.

Les échantillons prélevés ont été soumis aux essais physico-mécaniques suivants :

- Analyse granulométrique.
- Densité humide.
- Limites d'Atterberg.
- Analyse chimique.
- Cisaillement rectiligne UU.

Ce plan suivant, illustre la position des sondages carottiers réalisés sur site.

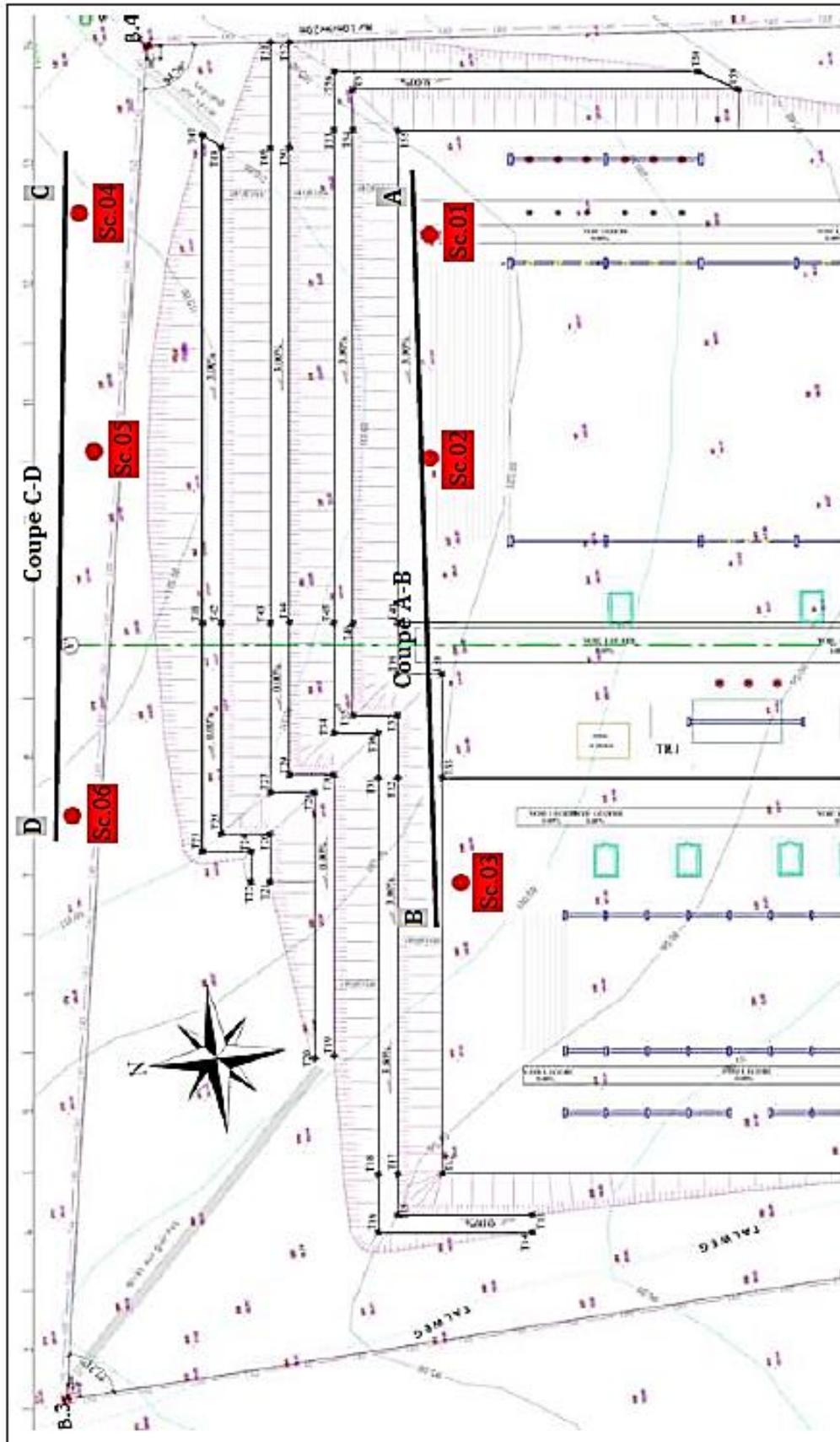


Figure V.1. : Plan d'implantation des sondages carottier.

### V.3 LES ESSAIS IN-SITU.

#### V.3.1 Sondage carotté :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol.

Pour notre site six sondages carottés de 20m à 40m de profondeur, ont été réalisés en amont et aval de la surface concernée par le glissement.



**Figure V.2:** Echantillons du sol extrait par sondage carotté au site étudié.

#### V.3.1.2. Interprétation de coupe lithologique des sondages carottés :

##### ➤ **Sondage Carotté SC 01 :**

(02.53 - 02.90 m) : argile peut plastique.

(04.55 – 04.90 m) : argile peut plastique.

(08.40 – 08.80m) : non déterminé.

(11.40 – 11.75 m) : argile peut plastique.

(15.00 – 15.50 m) : argile très plastique.

(17.20 – 17.40 m) : non déterminé.

(18.00 – 18.40 m) : sable argileux.

➤ **Sondage Carotté SC 02 :**

(08.05– 08.55 m) : non déterminé.

(09.80 – 10.20 m) : sable limoneux.

➤ **Sondage Carotté SC 03 :**

(00.55 - 01.00 m) : argile peut plastique.

(03.45 – 03.80 m) : sable argileux.

(06.80 – 07.20m) : non déterminé.

(14.25 – 14.70 m) : argile très plastique.

(18.45 – 18.85 m) : argile très plastique.

➤ **Sondage Carotté SC 04 :**

(03.15 - 03.35 m) : sable argileux.

(07.95 – 08.80 m) : argile très plastique.

(11.80 – 12.20m) : argile peut plastique.

(14.90 – 15.15 m) : argile peut plastique.

(16.85 – 17.25 m) : non déterminé.

(20.65 – 21.05 m) : sable limoneux.

(33.60 – 34.00 m) : non déterminé.

➤ **Sondage Carotté SC 05 :**

(06.80 – 07.35 m) : argile peut plastique.

(11.80 – 14.60 m) : sable limoneux.

(18.50 – 18.90 m) : argile très plastique.

(26.55 – 26.90 m) : sable argileux.

(35.60 – 35.95 m) : argile très plastique.

➤ **Sondage Carotté SC 06 :**

- (06.45 – 06.90 m) : argile très plastique.
- (14.25 – 14.75 m) : argile peut plastique.
- (16.80 – 17.20 m) : argile peut plastique.
- (24.60 – 25.10 m) : argile peut plastique.

**NB :** Les profile lithologiques résultantes de ces sondages carottés joint en annexes.

**V.3.2. Essai de pénétration dynamique standard “SPT”.**

Principe de l'essai :

L'essai S.P.T consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier de dimensions normalisées, porté par un train de tiges et de compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm. L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des couches traversées et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification de labo (granulométrie, limites d'Atterberg, teneur en eau et analyse chimique).

Les sondages carottés ont été équipés par des essais in situ de type SPT suivant un intervalle régulier de 3.00m. Ce type d'essai est réalisé à l'intérieur du trou de sondage et consiste à mesurer.

Synthèse des résultats :

L'analyse des résultats des essais SPT a montré que :

-La valeur NSPT enregistrées au niveau de la formation alluvionnaire à caractère argileux varient de 13 à 50, ce qui atteste de son état consistant à très consistant.

-La valeur de  $N_{spt} > 50$  Coups qui a été enregistrée au niveau de sondage Sc.06 à 12.45 m de profondeur, est dus à la présence d'éléments grossiers au sein de ces dépôts à caractère argileux.

-Les valeurs de NSPT enregistrées au niveau de la formation alluvionnaire à caractère sablonneux varient de 22 à  $> 50$ , ce qui atteste d'un état moyennement compact à très compact et du caractère meuble à ferme.

-La valeur de NSPT enregistrées au niveau de la formation marno-sableuse identifiée au niveau du sondage Sc.03 à 17.90m de profondeur est de 22, ce qui atteste de son état consistant et son caractère meuble.

## V.4 LES ESSAIS DE LABORATOIRE.

### V.4.1. Les essais d'identification :

Les essais physiques ont pour but, la détermination des caractéristiques physiques des sols, telles que : la répartition granulométrique des grains, le poids volumique, les densités, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, ... etc. Ces essais permettent aussi de préciser la nature du sol, sa structure, et les propriétés physico-chimiques.

Les résultats obtenus par le bai de chaque essai de labo sont récapituler par les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.1.** Résultat des essais de poids volumique et degré de saturation.

Code de sondage	Profondeur de l'échantillon	$\gamma_h$ (kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kn/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kn/m <sup>3</sup> )	Wsat (%)
Sondage 1	2,53 - 2,9	21,8	19,2	12,0888889	22,0888889	15,03
	4,55 - 4,9	22,1	19,2	12,0888889	22,0888889	15,11
	8,4 - 8,88	21,4	19	11,962963	21,962963	15,48
	11,4 - 11,75	21	18,6	11,7111111	21,7111111	16,85
	15 - 15,5	20,3	16,7	10,5148148	20,5148148	22,72
	17,2 - 17,4	21,7	19,1	12,0259259	22,0259259	15,44
	18 - 18,4	20,3	17,3	10,8925926	20,8925926	20,78
Sondage 2	8,05 - 8,55	22,3	19,5	12,2777778	22,2777778	14,17
	9,8 - 10,2	20,5	18,3	11,5222222	21,5222222	17,75
Sondage 3	0,55 - 1	22,3	20	12,5925926	22,5925926	13
	3,45 - 3,8	21,2	18,8	11,837037	21,837037	16,07
	6,8 - 7,2	20,2	17,7	11,1444444	21,1444444	14,15
	14,25 - 14,7	20,7	16,7	10,5148148	20,5148148	22,76
	18,45 - 18,85	20,9	17,3	10,8925926	20,8925926	20,63
Sondage 4	3,15 - 3,35	20,5	18,4	11,5851852	21,5851852	17,42
	7,95 - 8,80	20,9	17,3	10,8925926	20,8925926	20,64
	11,8 - 12,2	20,6	17,4	10,9555556	20,9555556	20,47
	14,9 - 15,15	19,9	17,7	11,1444444	21,1444444	19,42
	16,85 - 17,25	20,8	18,3	11,5222222	21,5222222	17,51
	20,65 - 21,05	21,5	19,5	12,2777778	22,2777778	14,16
	33,6 - 34	19,5	17,2	10,8296296	20,8296296	20,94
Sondage 5	6,8 - 7,35	22,3	19,7	12,4037037	22,4037037	13,7
	14,15 - 14,6	21,6	19,2	12,0888889	22,0888889	15,15
	18,5 - 18,9	19,9	17,1	10,7666667	20,7666667	21,41

	26,55 - 26,9	22,1	19,3	12,1518519	22,1518519	14,8
	35,6 - 35,95	21,3	18	11,33333333	21,33333333	18,43
Sondage 6	6,45 - 6,9	20,2	17,3	10,8925926	20,8925926	20,66
	14,25 - 14,75	21,1	18,5	11,6481481	21,6481481	16,89
	16,8 - 17,2	20	16,8	10,5777778	20,5777778	22,49
	24,6 - 25,10	21,8	19,1	12,0259259	22,0259259	15,26

Les résultats obtenus par l'essai de granulométrie par les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.2.** Résultat des essais de granulométrie.

Code de sondage	Profondeur de l'échantillon	Granulométrie <80µm(%)	Type de sol	Classification selon LCPC
Sondage 1	2,53 - 2,9	84,59	sol fin	argile peu plastique
	4,55 - 4,9	71,23	sol fin	argile peu plastique
	8,4 - 8,88	-	-	argile peu plastique
	11,4 - 11,75	77,96	sol fin	argile peu plastique
	15 - 15,5	98,99	sol fin	argile très plastique
	17,2 - 17,4	23,21	sol grenu	-
	18 - 18,4	46,08	sol grenu	sable argileux
Sondage 2	8,05 - 8,55	-	-	argile peu plastique
	9,8 - 10,2	31,86	sol grenu	sable limoneux
Sondage 3	0,55 - 1	69,93	sol fin	argile peu plastique
	3,45 - 3,8	40,46	sol grenu	sable argileux
	6,8 - 7,2	-	-	argile peu plastique
	14,25 - 14,7	96,04	sol fin	argile très plastique
	18,45 - 18,85	90,35	sol fin	argile très plastique
Sondage 4	3,15 - 3,35	35,15	sol grenu	sable argileux
	7,95 - 8,80	97,19	sol fin	argile très plastique
	11,8 - 12,2	97,39	sol fin	argile très plastique
	14,9 - 15,15	60,81	sol fin	argile peu plastique
	16,85 - 17,25	-	-	argile peu plastique
	20,65 - 21,05	33,25	sol grenu	sable limoneux
	33,6 - 34	11,42	sol grenu	sable limoneux
Sondage 5	6,8 - 7,35	66,36	sol fin	argile peu plastique
	14,15 - 14,6	36,01	sol grenu	sable limoneux
	18,5 - 18,9	99,33	sol fin	argile très plastique
	26,55 - 26,9	49,89	sol grenu	sable argileux
	35,6 - 35,95	79,44	sol fin	argile très plastique
Sondage 6	6,45 - 6,9	62,14	sol fin	argile très plastique
	14,25 - 14,75	89,39	sol fin	argile peu plastique
	16,8 - 17,2	67,91	sol fin	argile peu plastique
	24,6 - 25,10	98,84	sol fin	argile peu plastique

Les résultats obtenus par l'essai de la boîte de casagrand par les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.3.** Résultat des essais de la boîte de casagrand.

Code de sondage	Profondeur De l'échantillon	Limites d'Atterberg		
		wl (%)	wp (%)	lp(%)
Sondage 1	2,53 - 2,9	36,73	19,5	17,23
	4,55 - 4,9	43,53	21,35	22,18
	8,4 - 8,88	-	-	-
	11,4 - 11,75	40,11	17,38	22,73
	15 - 15,5	65,58	26,84	38,74
	17,2 - 17,4	-	-	-
	18 - 18,4	42,17	21,51	20,66
Sondage 2	8,05 - 8,55	41,21	17,9	23,31
	9,8 - 10,2	21,64	17,44	4,2
Sondage 3	0,55 - 1	40,96	18,65	22,31
	3,45 - 3,8	30,08	16,11	13,97
	6,8 - 7,2	46,99	18,75	28,24
	14,25 - 14,7	73,01	24,55	48,46
	18,45 - 18,85	57,74	20,83	36,91
Sondage 4	3,15 - 3,35	26,41	18,65	7,76
	7,95 - 8,80	65,4	24,86	40,54
	11,8 - 12,2	65,94	25,23	31,71
	14,9 - 15,15	34,75	20,36	14,39
	16,85 - 17,25	31,58	21,07	10,51
	20,65 - 21,05	23,5	18,55	4,95
	33,6 - 34	-	-	-
Sondage 5	6,8 - 7,35	36,48	15,62	20,86
	14,15 - 14,6	22,28	17,46	4,82
	18,5 - 18,9	50,95	20,51	30,44
	26,55 - 26,9	52,66	17,66	35
	35,6 - 35,95	60,38	24,27	36,11
Sondage 6	6,45 - 6,9	54,07	22,58	31,49
	14,25 - 14,75	43,89	18,08	25,81
	16,8 - 17,2	45,93	20,07	25,86
	24,6 - 25,10	41,08	20,27	20,81

Les résultats obtenus par l'essai de cisaillement par les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.4.** Résultat des cisaillements.

Code de sondage	Profondeur De l'échantillon	Type UU		Type CD	
		C (KPa)	$\varphi$ (°)	C' (KPa)	$\varphi'$ (°)
Sondage 1	2,53 - 2,9	230	21,37	-	-
	4,55 - 4,9	-	-	-	-
	8,4 - 8,88	250	23,49	-	-
	11,4 - 11,75	175	12,69	-	-
	15 - 15,5	179	15,1	-	-
	17,2 - 17,4	-	-	-	-

	18 - 18,4	144	19,22	-	-
Sondage 2	8,05 - 8,55	-	-	-	-
	9,8 - 10,2	77	32,59	-	-
Sondage 3	0,55 - 1	-	-	42	20,18
	3,45 - 3,8	-	-	17	18,31
	6,8 - 7,2	27	39,27	-	-
	14,25 - 14,7	-	-	-	-
	18,45 - 18,85	-	-	-	-
Sondage 4	3,15 - 3,35	6	43,25	-	-
	7,95 - 8,80	-	-	14	27,65
	11,8 - 12,2	214	13,14	-	-
	14,9 - 15,15	95	30,38	-	-
	16,85 - 17,25	-	-	14	31,7
	20,65 - 21,05	-	-	-	-
	33,6 - 34	6	33,61	-	-
Sondage 5	6,8 - 7,35	-	-	-	-
	14,15 - 14,6	-	-	57	17,66
	18,5 - 18,9	109	18,38	-	-
	26,55 - 26,9	-	-	33	21,93
	35,6 - 35,95	-	-	150	5,88
Sondage 6	6,45 - 6,9	37	44,85	-	-
	14,25 - 14,75	222	24,3	-	-
	16,8 - 17,2	144	18,73	-	-
	24,6 - 25,10	-	-	74	20,76

#### V.4.2. Essais d'analyse chimique :

D'après la composition chimique de ces échantillons, nous pouvons conclure que le sol du site est non agressif ; par conséquent, le béton de son infrastructure ne nécessite aucune mesure particulière.

#### V.4.3. Interprétation des résultats :

Le sol est principalement constitué de deux couche principale :

- Une couche fin (argile peut à très plastique) dont ces caractéristiques sont les moyennes des valeurs des sous couches (argile peut plastique et argile très plastique).
- Une couche pulvérulente (sable argileux) dont ces caractéristiques sont les moyennes des valeurs des sous couches (sable argileux et sable limoneux).

Ces deux couche alterne entre eux en forment 3 profile différent selon les sondages implanter. Le sondage carotté 3 et le sondage carotté 6 forme le premier profil. Le sondage carotté 2 et le sondage carotté 5 forme le deuxième profil. Et le sondage carotté 1 et le sondage carotté 4 forme le troisième profil.

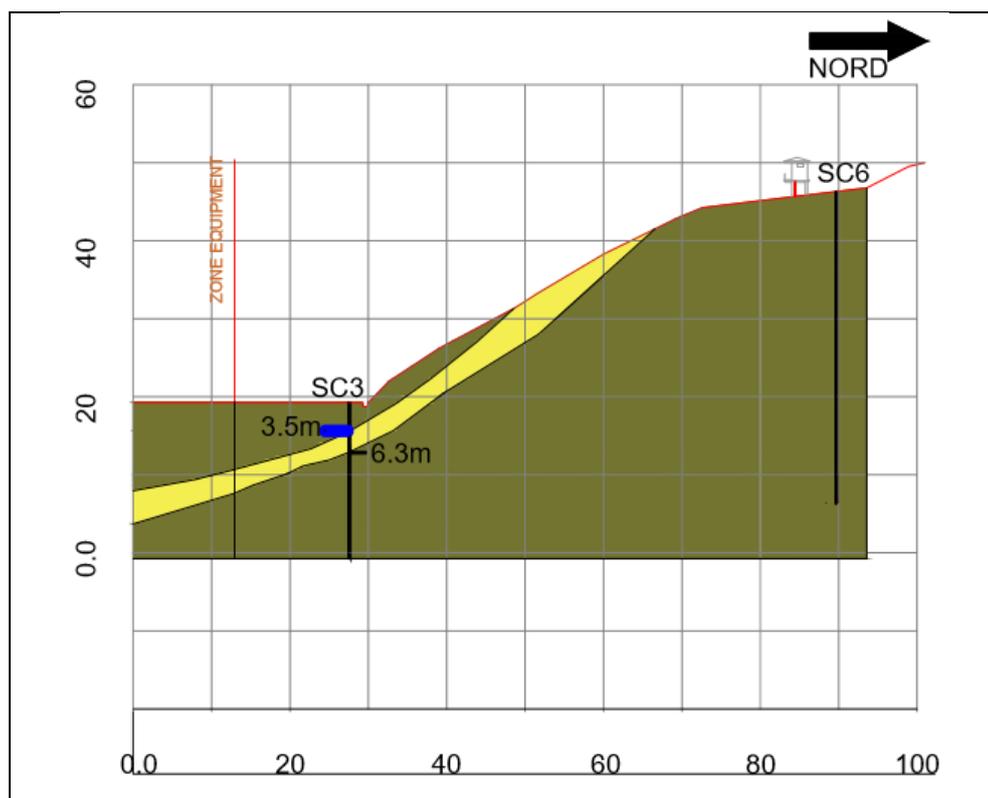
Au bais d'essai SPT on a classé la consistance de chaque sous couche (argile et sable). Et avec la consistance de chaque sous couche on a estimé la consistance des couches principale. Et avec cette estimation on a peut déterminer le module de plasticité E (module de Young). Ce module et les caractéristiques de ces deux couches de sols sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Caractéristique des couches principale.

Caractéristiques	Couche fin (argileuse)	Couche pulvérulente (sable)
$\gamma_h$ (kn/m <sup>3</sup> )	21,13	21,1
$\gamma_d$ (kn/m <sup>3</sup> )	18,2	19
$\gamma'$ (kn/m <sup>3</sup> )	11,47	11,76
$\gamma_{sat}$ (kn/m <sup>3</sup> )	21,46	21,76
Cu	107,5	77
$\phi$	18,82	32,22
C'	42	17
$\phi'$	21,23	40
Nombre de coupes moyen	32,7	>50
E(MPa)	13,5	37,5

- **Coupes lithologiques.**

Coupe lithologiques de la coupe 1 (SC3 – SC6) :



**Figure V.3** profile 1.

Coupe lithologiques de la coupe 2 (SC2 – SC5) :

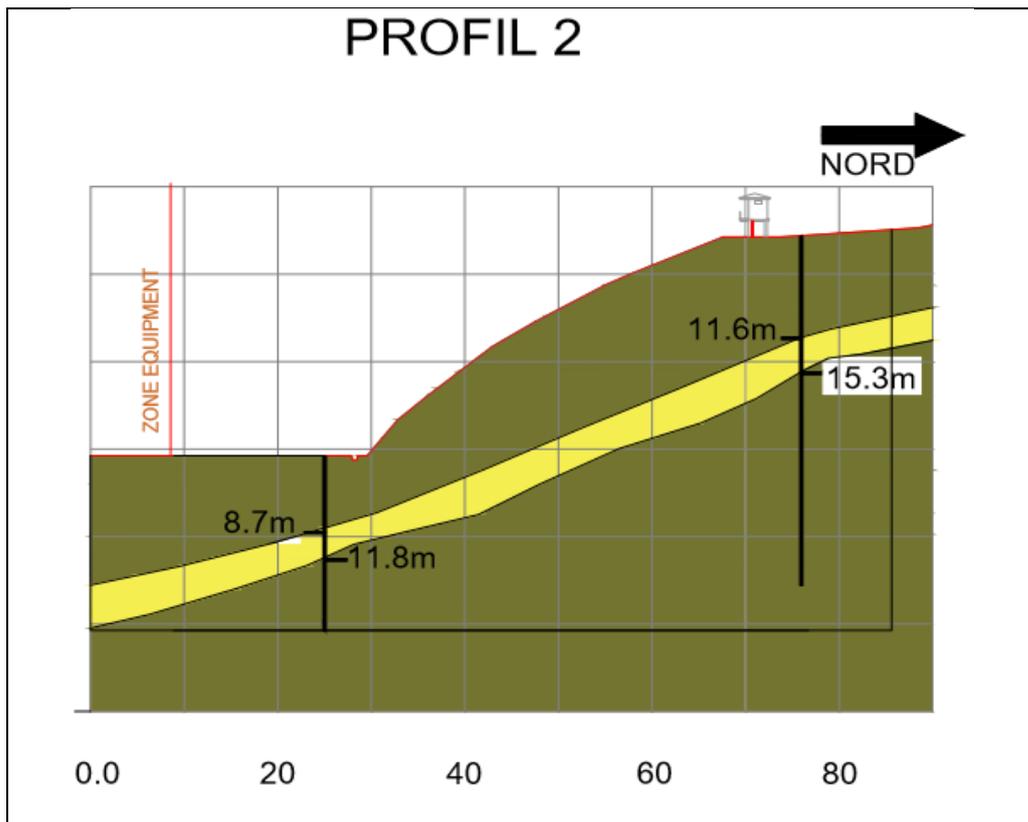


Figure V.4 profile 2.

Coupe lithologiques de la coupe 3 (SC1 – SC4) :

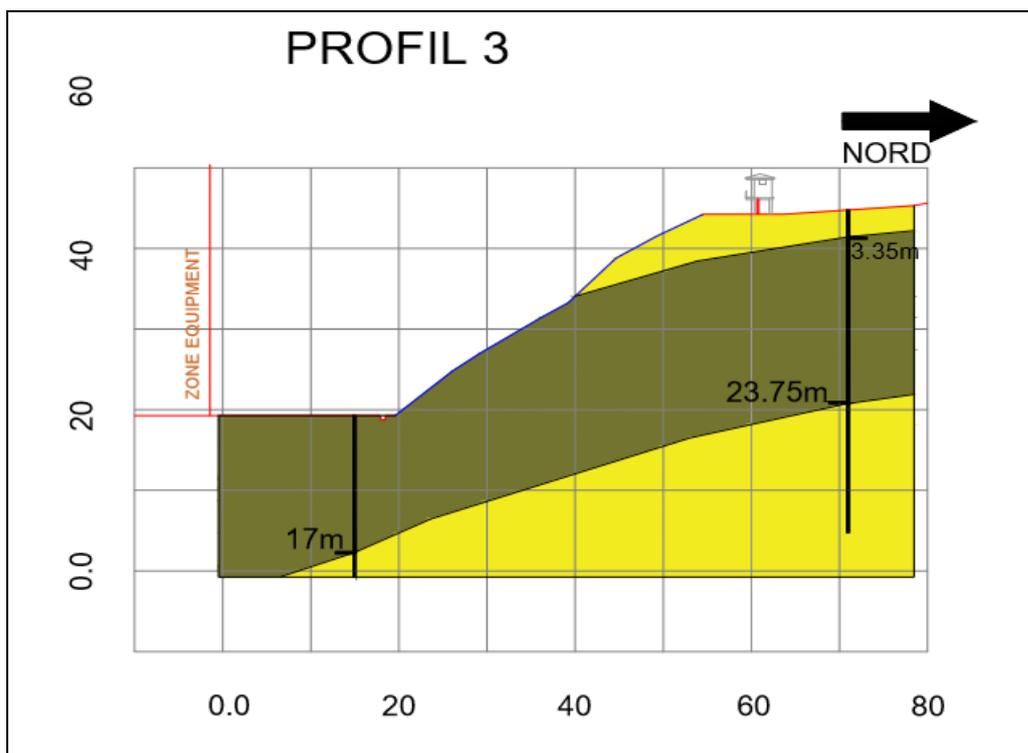


Figure V.5 profile 3.

## V.5. CONCLUSION.

Après l'étude et l'interprétation des résultats obtenus lors de la campagne géotechnique réalisée au laboratoire (Analyse granulométrique, Densité humide, Limites d'Atterberg, Analyse chimique, Cisaillement rectiligne UU), et in-situ (Sondage carotté et l'essai de pénétration dynamique standard) nous obtenant la conclusion suivante :

Sur le plan lithologique, trois profils distincts composer par des couches de sable et d'argile compose la lithologie de sol. Les Trois profils [profil 1 (SC3 – SC6), profil 2 (SC2 – SC5), profil 3 (SC1 – SC4)] diffère ente aux par :

- L'épaisseur des couches.
- Le nombre des couches.
- La profondeur des couches.

Sur le plan hydrologique, la nappe d'eau est en surface dans la partie basse de talus et estimé a 10m de profondeur dans la partie haute.

## VI. 1 INTRODUCTION.

Ce chapitre est consacré à l'analyse de la stabilité et le confortement opter pour le site « Poste électrique 220/60KV d'Attatba, Wilaya de Tipaza ». Cette analyse a pour but de déterminer les coefficients de sécurité des cercles de glissements les plus probables.

Le calcul est fait d'une manière numérique en combinant deux logiciels différents, à savoir deux types de calculs différents ; le logiciel PLAXIS et le logiciel GEO5 – module stabilité de pente, ce dernier calcul par deux méthodes différentes : de Bishop et de Spencer.

La simulation des trois profils par logiciel PLAXIS montre que le profil 2 (comprenant les sondages SC2 et SC6) est le moins stable (le profil le plus défavorable). Ce qui confirme la réalité, car le glissement c'est manifesté à cet emplacement, c'est pour cela que l'étude se faite sur ce même profil 2.

## VI. 2 SOLUTION DE SOUTÈNEMENT REALISEE.

L'ouvrage de soutènement réalisé pour conforter le glissement est une combinaison de deux méthodes différentes :

- Réalisation de deux lignes des pieux, de 24m de profondeur et 1.2m de diamètre, avec espacement (entre axes) de 1.2m pour la première ligne. Et de 32m de profondeur et 1.2m de diamètre, avec espacement (entre axes) de 1.2m pour la deuxième ligne. Les deux lignes sont espacées de 9m.
- Terrassements : le terrassement aussi été une combinaison de deux méthodes, le reprofilage de la pente et purge des matériaux de meilleure qualité.

### VI.2.1. Terrassements :

Deux Terrassements sont effectués, le premier en amont de la pente, et le deuxième se situer en aval de la pente.

### VI.2.2. Les pieux :

Les deux lignes sont de mêmes caractéristiques sauf la longueur, les pieux sont de 1.2m de diamètre, compose de 78 barres d'acier haut adhérence (78HA40), le calcul d'armature d'acier est basé sur le calcul d'une poutre en béton armé à ELS, dans les résultats son présenter sur le tableau suivant.

**Tableau VI.1 : ferrailage des pieux.**

Calcul des contraintes admissibles		
Contrainte de compression du béton	$( 0.6 \times F_{c28} )$	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + ( 0.06 \times F_{c28} )$	$F_{t28} = 2,10$ MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$FP = \text{mini} ( 2/3 F_e ; \text{maxi} ( 1/2 F_e ; 110 \times (( \eta \times F_{tj} )^{1/2} ) ) )$	$\sigma_{st} = 200,00$ MPa
	$FTP = 0.80 \times \sigma_{st} ( FP )$	
Calcul des caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / ( \sigma_{bc} + ( \sigma_{st} / 15 ) )$	$\alpha = 0,529$
Ordonnée de la fibre neutre	$d \times \alpha$	$y = 0,572$ m
Bras de levier du couple interne	$d - ( y / 3 )$	$Z_b = 0,889$ m
Moment résistant du béton de service	$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha ( 1 - ( \alpha / 3 ) ) \times d^2$	$M_{rbser} = 4,577$ MN.m
Etat limite de compression du béton	si $M_{rbser} > M_{ser}$ ==> Pas d'aciers comprimés  si $M_{rbser} < M_{ser}$ ==> Aciers comprimés nécessaires	Système d'armatures retenu  Aciers comprimés nécessaires
Détermination des sections théoriques des armatures		
Section des aciers tendus	si pas d'aciers comprimés ==>  $M_{ser} / ( \sigma_{st} \times Z_b )$  si aciers comprimés nécessaires ==>  $[ M_{rbser} / ( \sigma_{st} \times Z_b ) ] + [ ( M_{ser} - M_{rbser} ) / ( \sigma_{st} \times ( d - d' ) ) ]$	$A_{st} = 961,63$ cm <sup>2</sup>

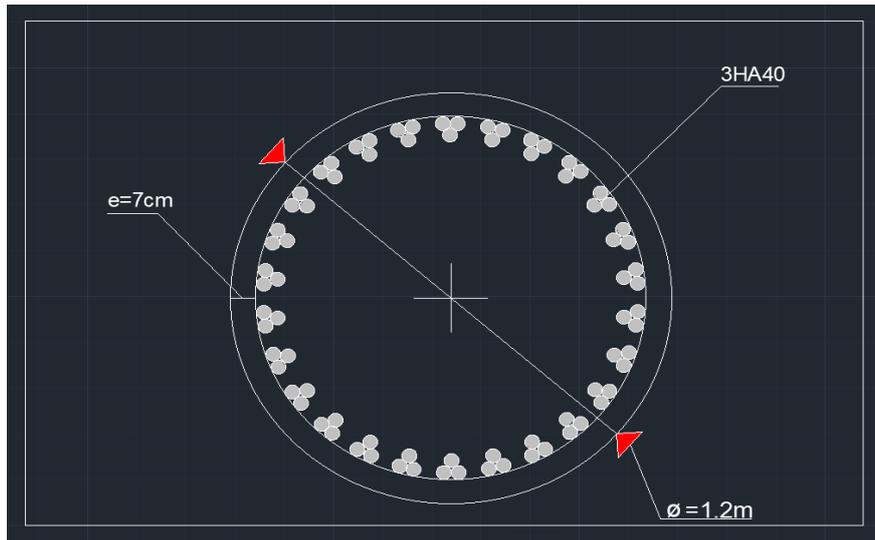


Figure VI.1 : coupe transversale de ferrailage de pieux.

Les détails sont présentés dans l'annexes

**VI.2.3. Le remblai :**

Le remblai est fait par un sol avec les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique humide :  $\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Poids volumique saturé :  $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ .
- La cohésion  $C' = 5 \text{ kPa}$ .
- Angle de frottement  $\varphi' = 37^\circ$ .

La mise en place du système de confortement donne la représentation suivante :

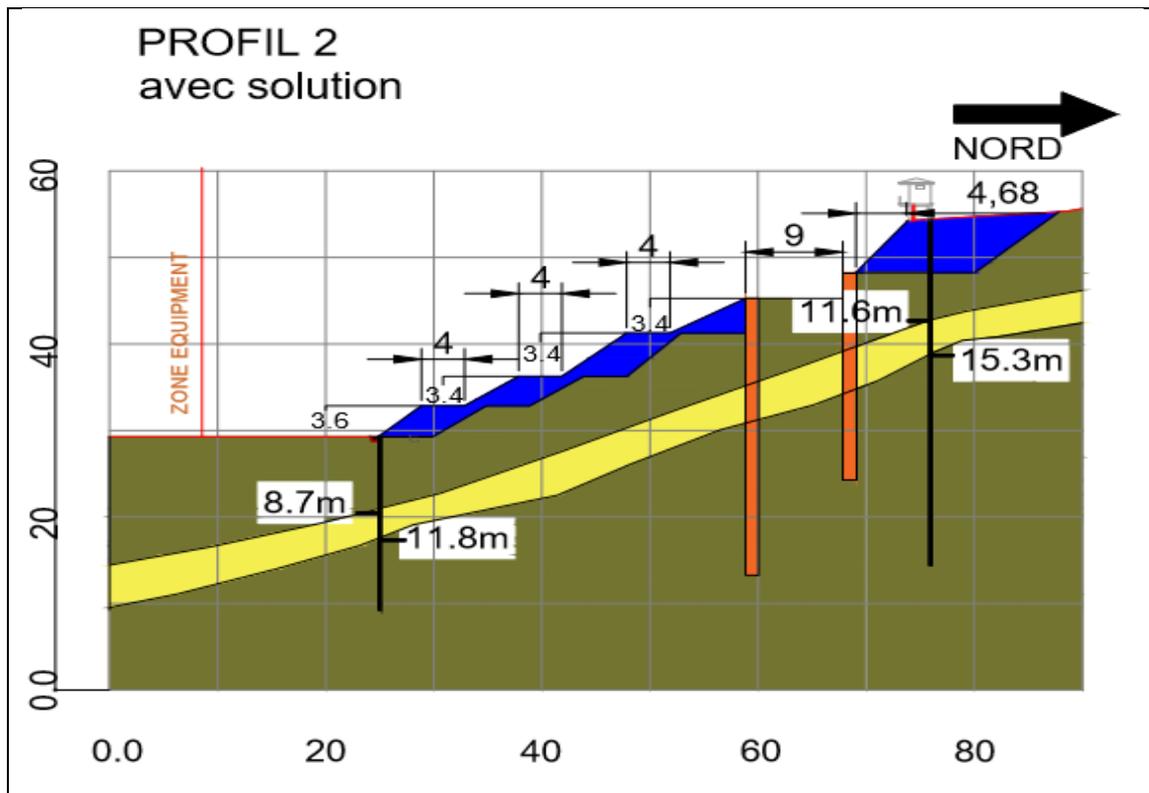


Figure VI.2 : profil 2 après mise en place de système de confortement.

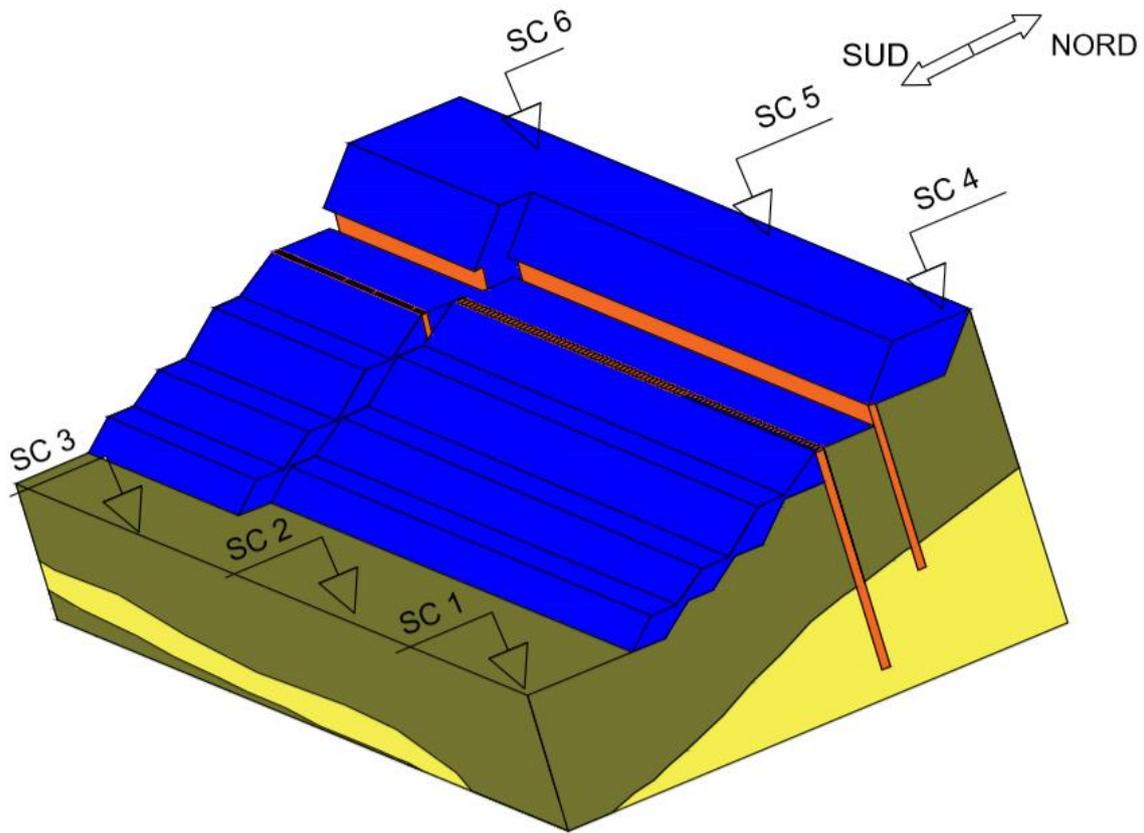


Figure VI.3 : vue en 3D de système de confortement.

**VI.2.4. Étude quantitative :**

Le tableau suivant englobe l'étude quantitative de système de confortement.

**Tableau VI.2 : l'étude quantitative**

phases	déblai		Pieux 1	Pieux 2	Remblai	
	Coté amont	Coté aval			Coté amont	Coté aval
Longueur (m)	176		24	32	176	
surface (m <sup>2</sup> )	170.36	84.39	1.131	1.131	83.125	76.7
Volume (m <sup>3</sup> )	29983.36	14852.64	3854.448	5139.264	14630	13499.2
Volume totale(m <sup>3</sup> )	44836		3854.448	5139.264	28129.2	

### VI. 3 Modélisation par logiciel PLAXIS.

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- Input.
- Calculations.
- Output.
- Curves.



#### **INPUT (SOUS-PROGRAMME D'ENTRÉE DES DONNÉES).**

Dans PLAXIS, il existe quatre types de données :

- La définition des objets géométriques.
- La saisie de texte.
- La saisie de valeurs.
- Les sélections.

Ce sous-programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du sous-programme Input.



#### **CALCULATIONS (SOUS-PROGRAMME DE CALCUL).**

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul.

Ce sous-programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des

éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.



### OUTPUT (LE SOUS-PROGRAMME DE RÉSULTATS).

Ce sous-programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriés ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche le maillage déformé.



### Curves (LE SOUS-PROGRAMME COURBES).

Ce sous-programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

## VI. 4 Modélisation du cas étudié par logiciel PLAXIS.

### VI. 4.1. Input :

Dis l'ouverture de logiciel PLAXIS une fenêtre s'affiche. Qui nous demande de choisir un model déjà calculer ou un nouveau model. On a nommé notre model profile 2, il s'agit d'un model plan (plane strain) a 15 nœuds, de largeur maximal de 76.75m et hauteur maximal de 46m, avec un espacement de 1m. (comme montre les figures suivantes)

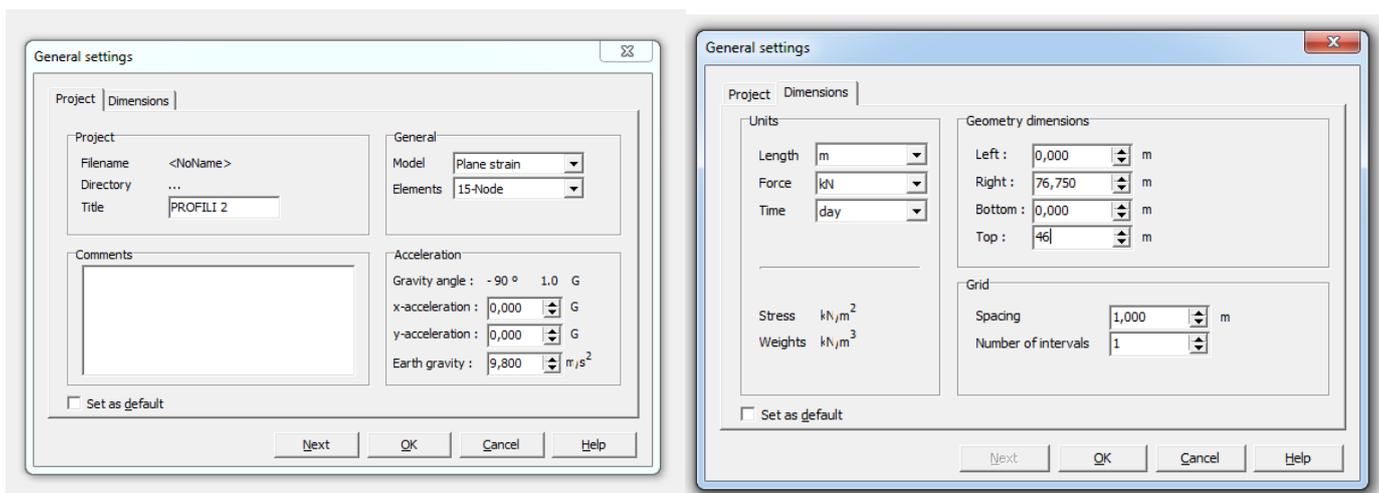


Figure VI.4 : première fenêtre de réglage générale.

Une fois on introduit ces données on entame la modélisation des coupes lithologique, en séparent les couches. Tout cela est fait par l'utile ligne (geometry line). Puit on fixe les condition limite par l'utile (standard fixities).

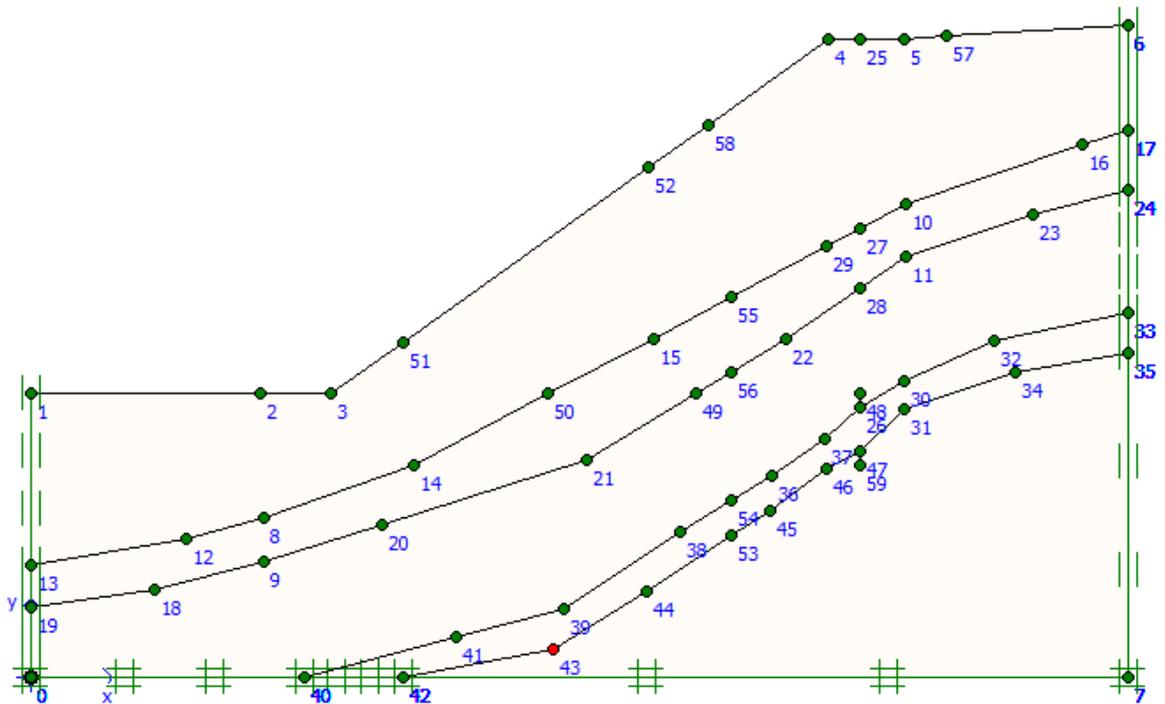


Figure VI.5 : représentation de profile 2.

L'étape suivante est la définition de chaque couche de sol par l'utile material sets. On peut choisir le type sur une bibliothèque présente sur logiciel qu'on peut modifier les caractéristiques.

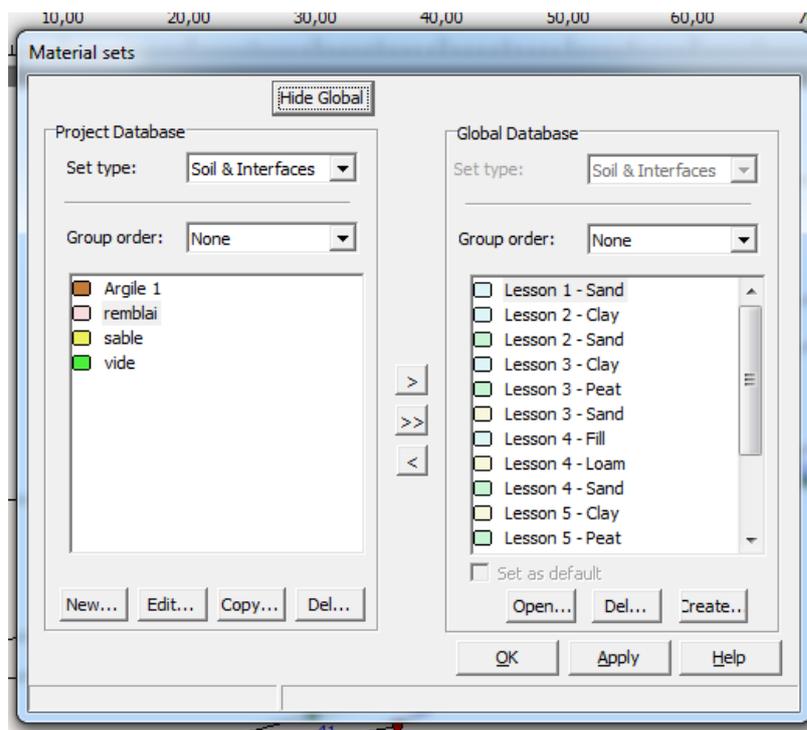


Figure VI.6: fenêtre de réglage des caractéristiques des matériaux.

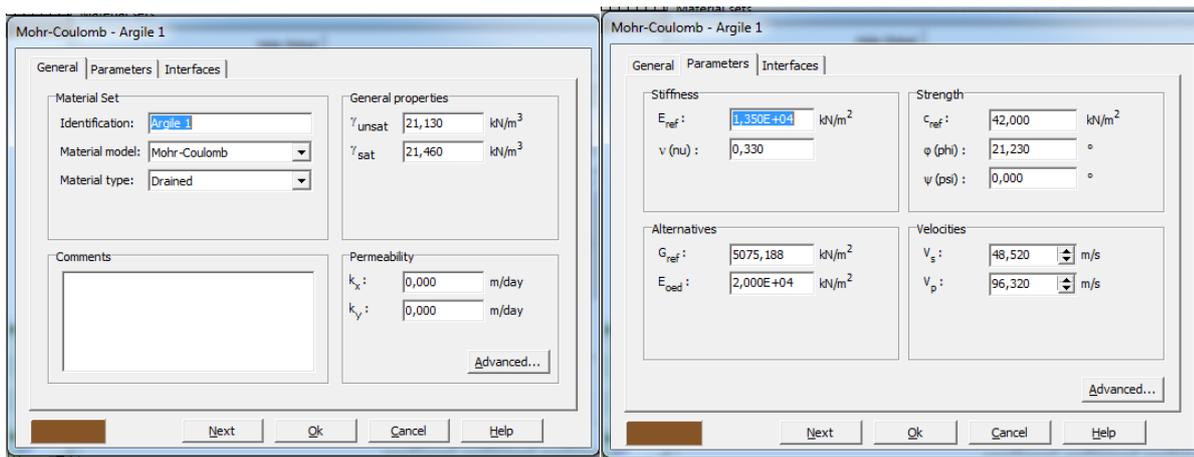


Figure VI.7 : fenêtre de modification des caractéristiques des matériaux.

**NB :** les pieux sont introduits de façon similaire, sauf qu'on doit choisir « plates » et pas « soil & interfaces »

Cette étape est essentielle pour tout type de sol. Dans notre cas on a deux type de couche, argile et sable, plus un remblai qu'on a introduit au site. Et on associe chaque couche avec le type de sol approprié.

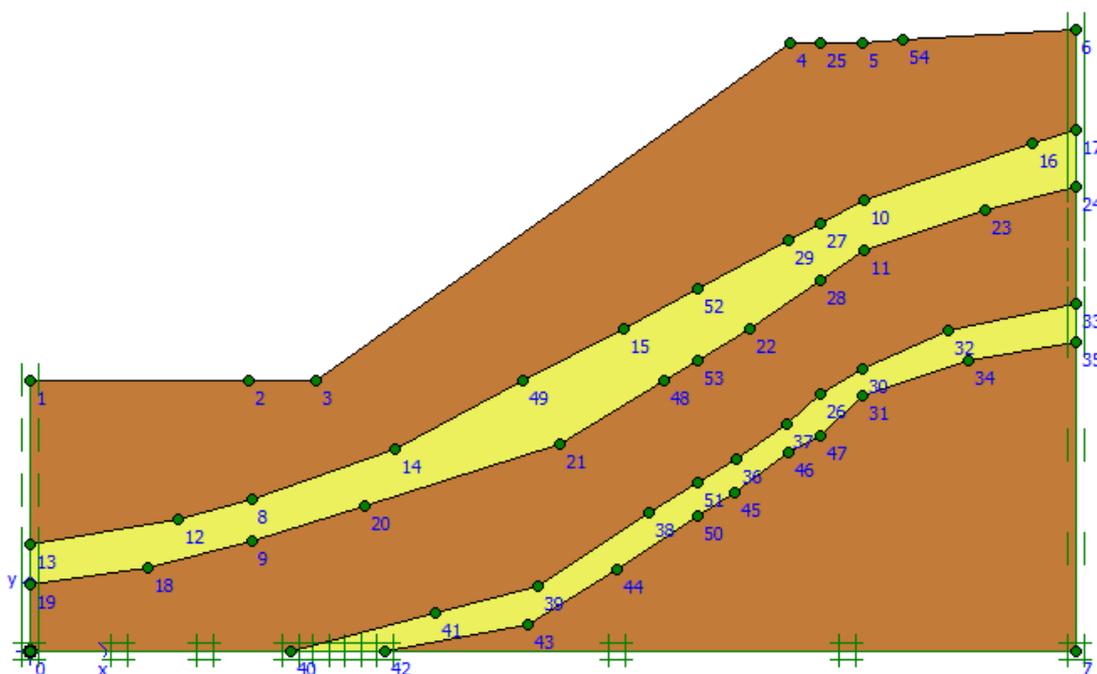
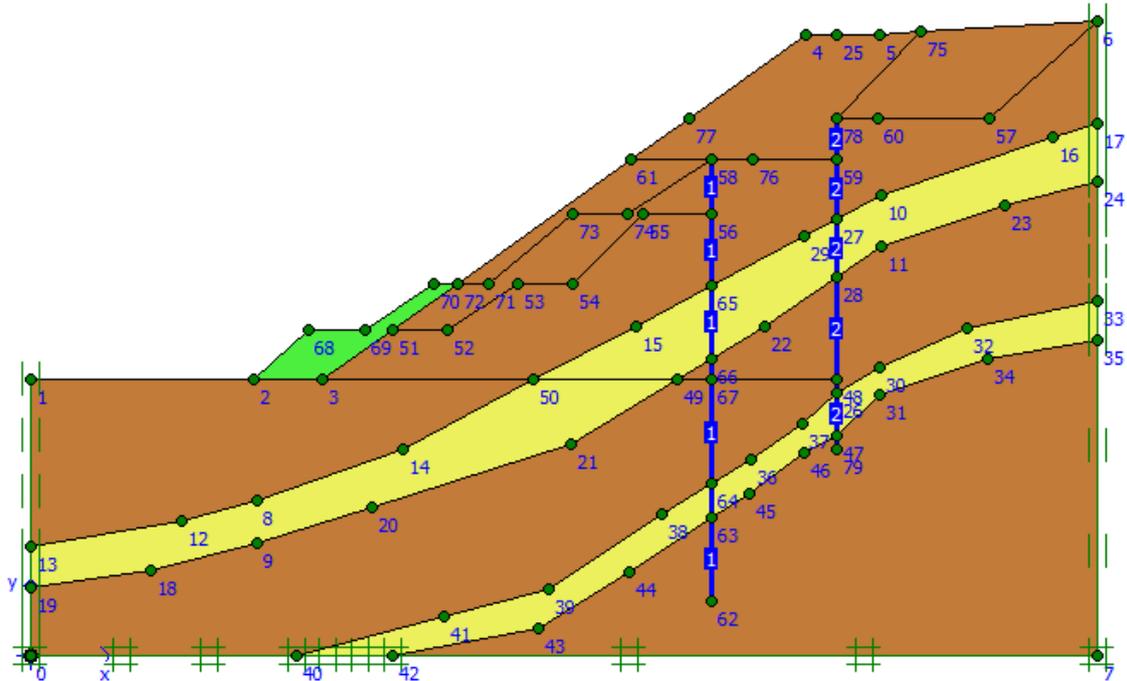


Figure VI.8 : profil 2 avec les caractéristiques des matériaux.

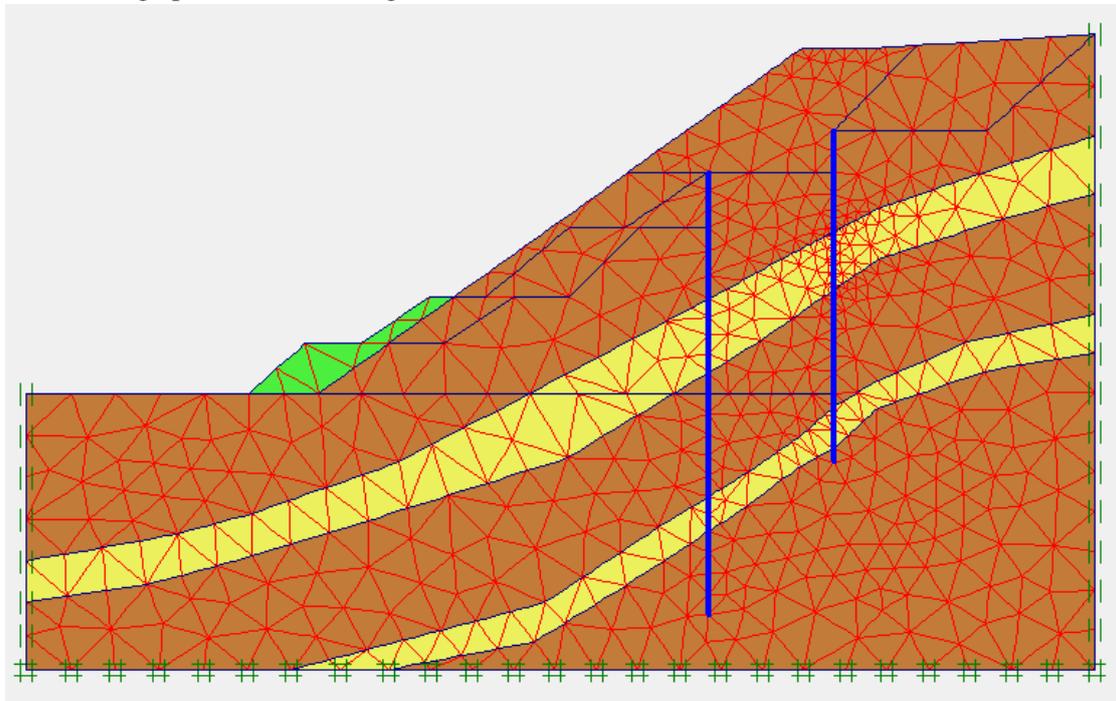
Avant de générer le maillage et accéder aux étapes suivantes on introduit les modifications qui vont acquérir au sol tel que les terrassements, les pieux, remblaiement ... etc.



**Figure VI.9 :** profile 2 avec les caractéristiques des matériaux, les lignes de terrassement et pieux.

**Remarque :** le remblaiement dépasse la couche supérieure de cote aval du sol, donc on a introduit un nouveau matériau qui ne va pas être prise en considération dans les calculs puisque on ne l'active pas jusqu'à le remblaiement.

La génération de maillage est réglée au distribution d'élément très fin (very fine) et sa nous donne le maillage présenté dans la figure suivante :



**Figure VI.10 :** Le maillage de profile 2.

Le maillage est satisfaisant, on clique sur « update » pour l'effectuer. Et avec sa en passe au condition initiale pour déterminer la nappe d'eau et générer la pression d'eau

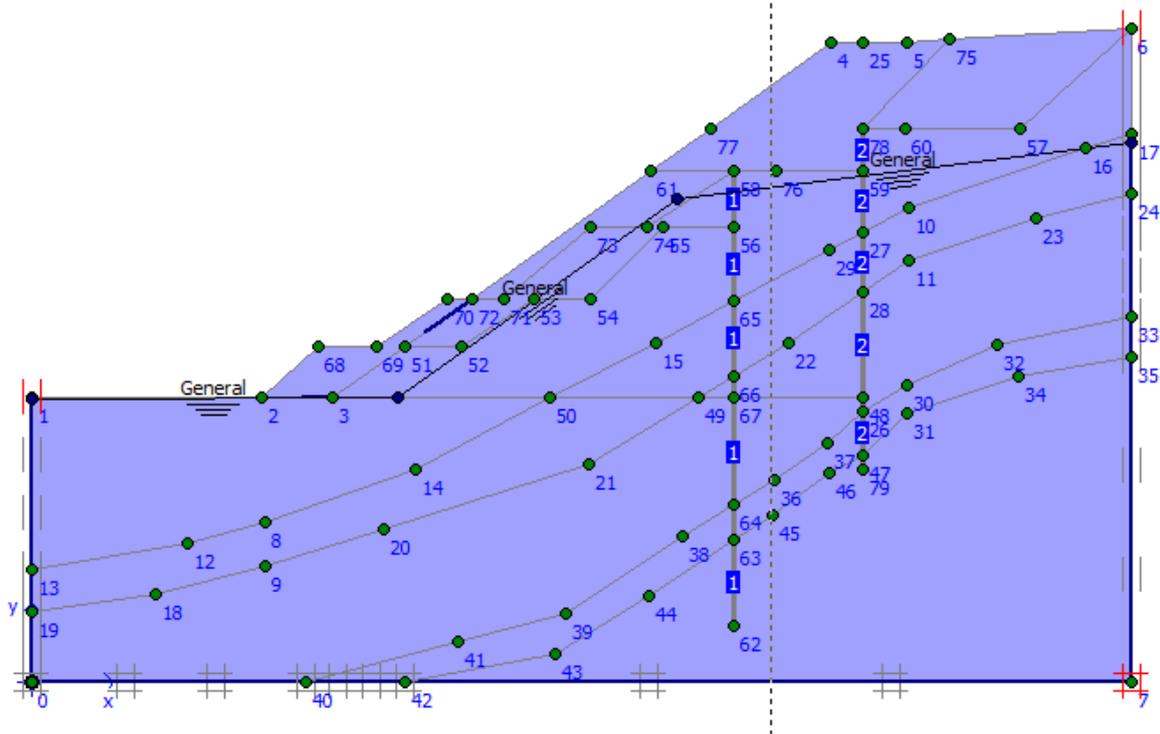


Figure VI.11 : détermination de la nappe d'eau pour le profile 2.

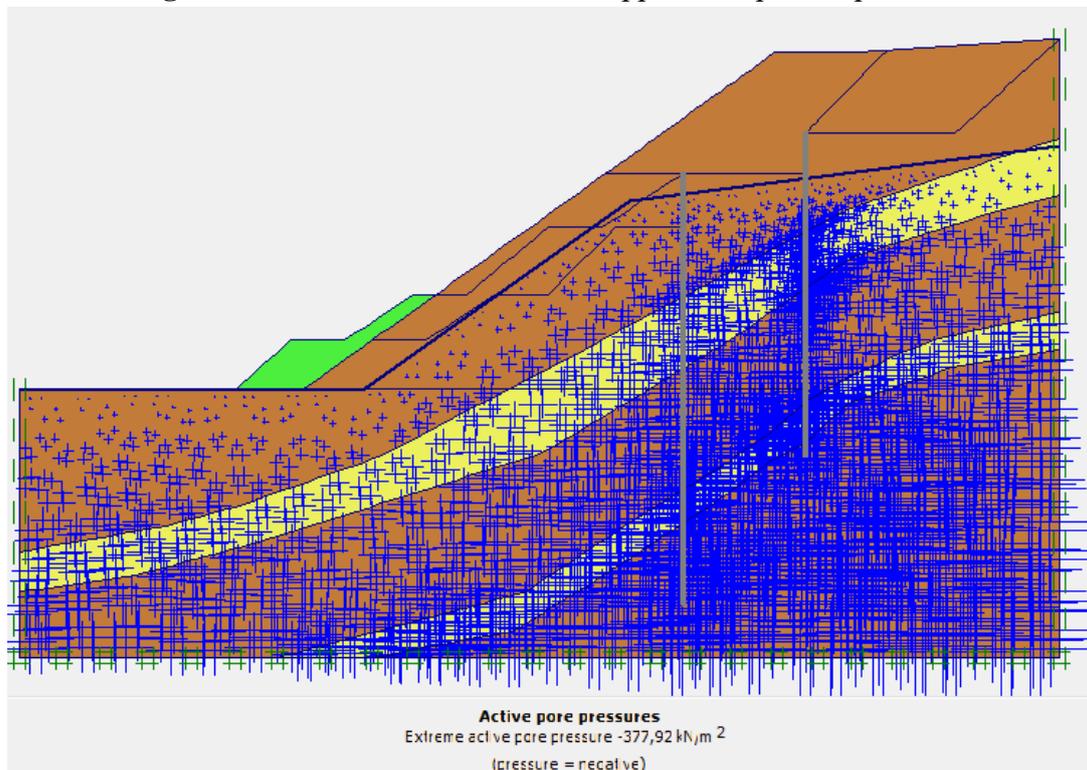


Figure VI.12 : détermination de la pression de l'eau pour le profile 2.

Un calcul de facteur de sécurité de profile 2 comme il est sans aucun confortement donne les résultats suivants :

- ❖ Un facteur de sécurité de 1.1 qui signifie que la pente n'est pas stable.

- ❖ Un déplacement de sol qui est de 85 cm.

La figure suivante montre le résultat obtenu de facteur de sécurité sans confortement :

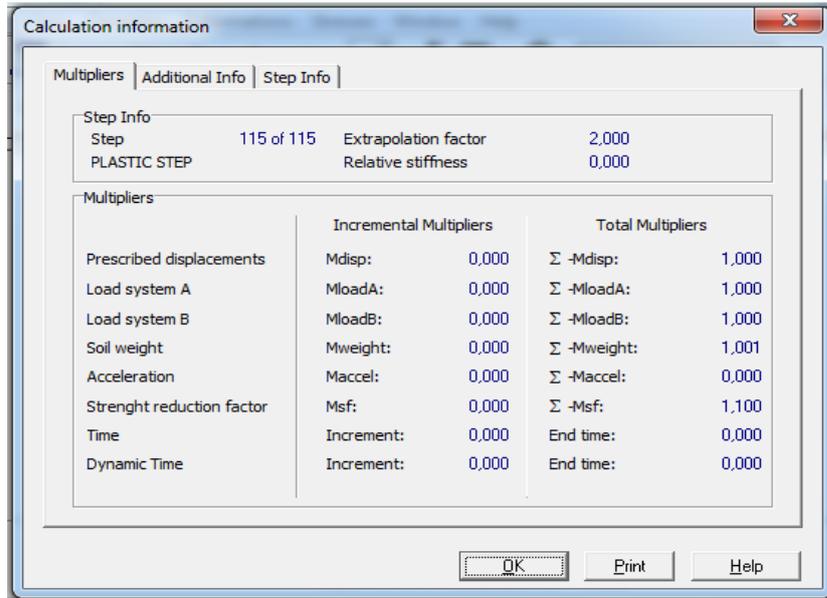


Figure VI.13 : résultat de calcul de facteur de sécurité sans confortement.

**VI. 4.2 Calculation :**

Un clique sur « update » dans la dernière étape dans « INPUT » est suffisant pour passer au sous-programme de calcul. Une fois sur ce sous-programme on introduit les phases de calcul comme suit :

- Phase 1 nommé excave 1 : on définit la première excavation, cela est fait en cliquant sur « définie » puis sur l'emplacement des terres à excaver.

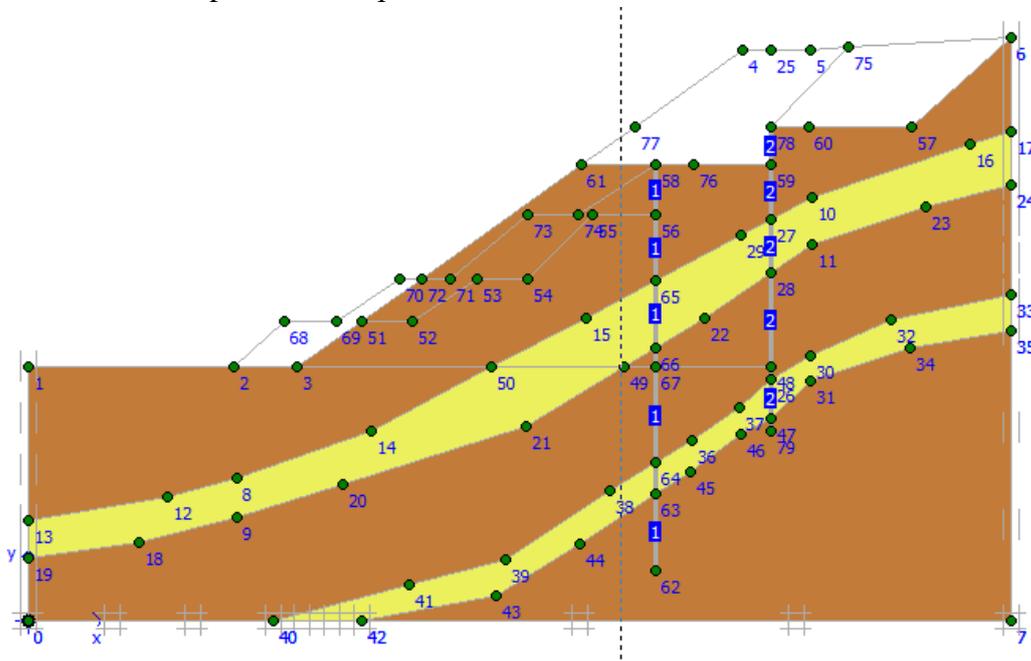


Figure VI.14 : le profile 2 après la première excavation.

Un calcul de facteur de sécurité a été fait juste pour suivre l'évolution de facteur de sécurité après chaque phase

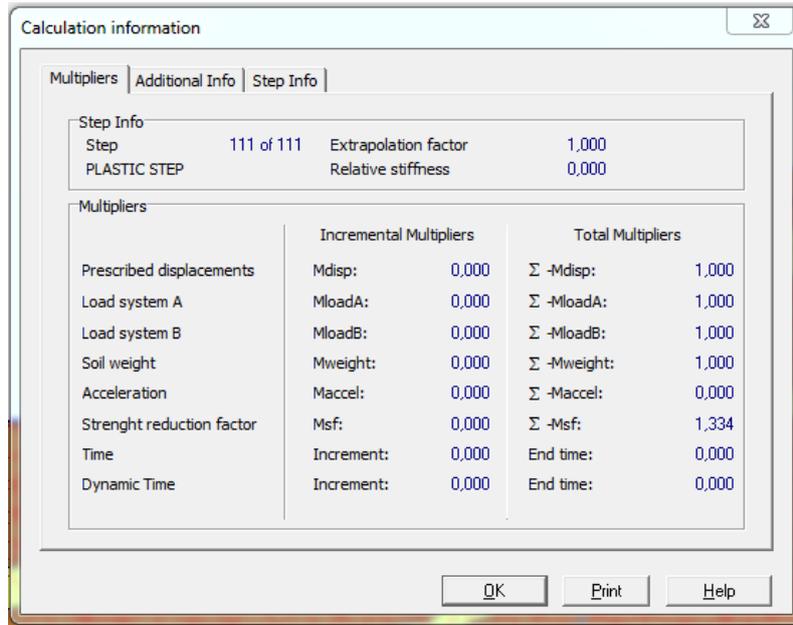


Figure VI.15 : résultat de calcul de facteur de sécurité après la première excavation.

- Phase 2 nommé pieux : on active les pieux, cela est fait en cliquant sur « define » puis sur l'emplacement des pieux.

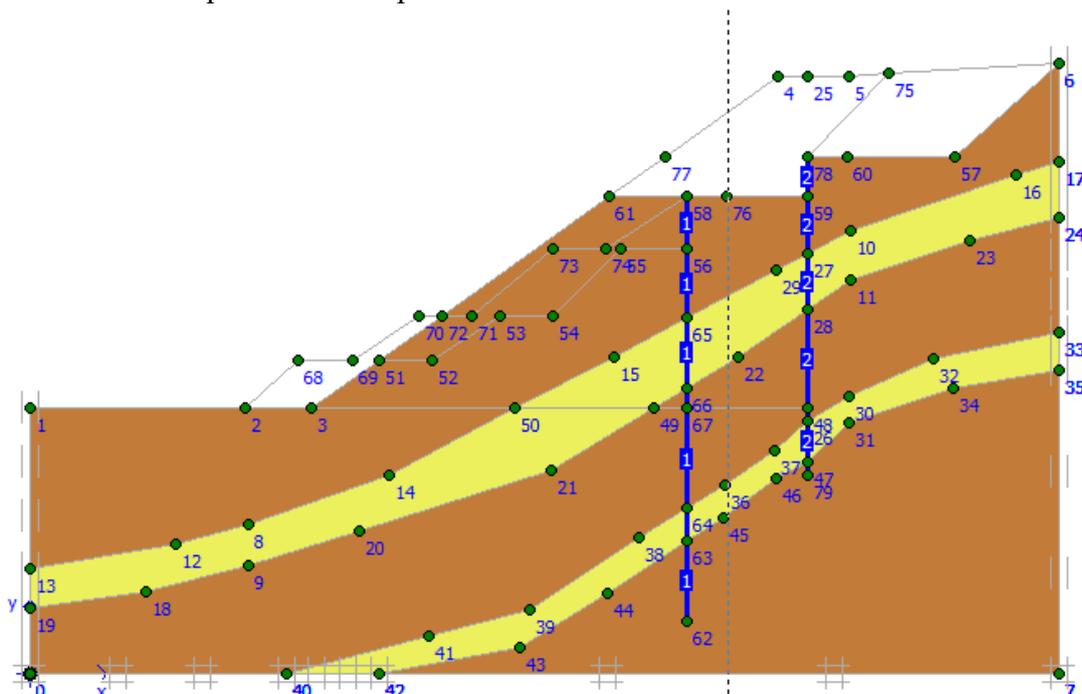


Figure VI.16 : le profile 2 après l'activation des pieux.

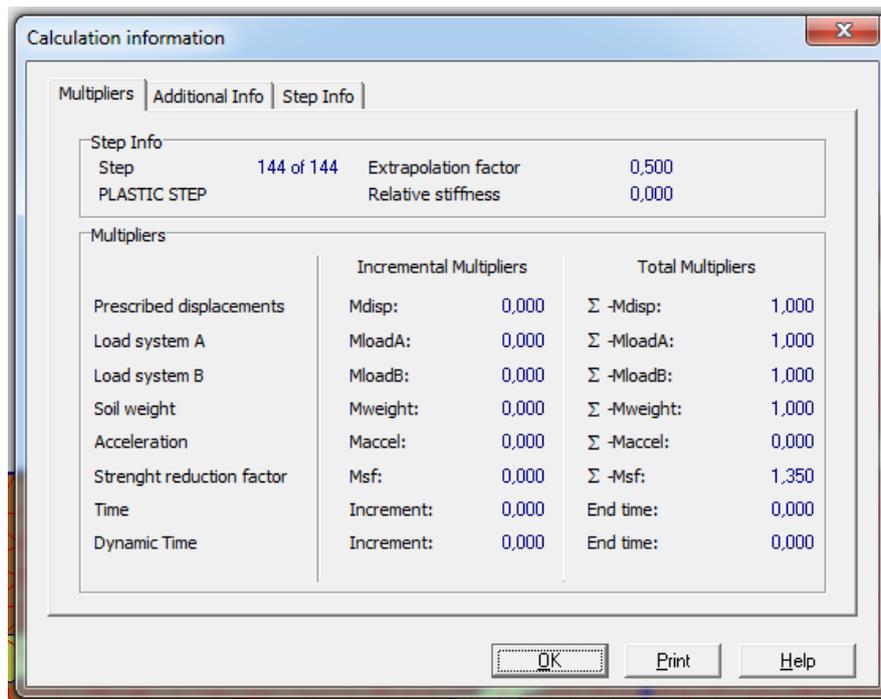


Figure VI.17 : résultat de calcul de facteur de sécurité après la mise en place des pieux.

- Phase 3 nommé excave 2 : on définit la deuxième excavation de la même façon que la première excavation.

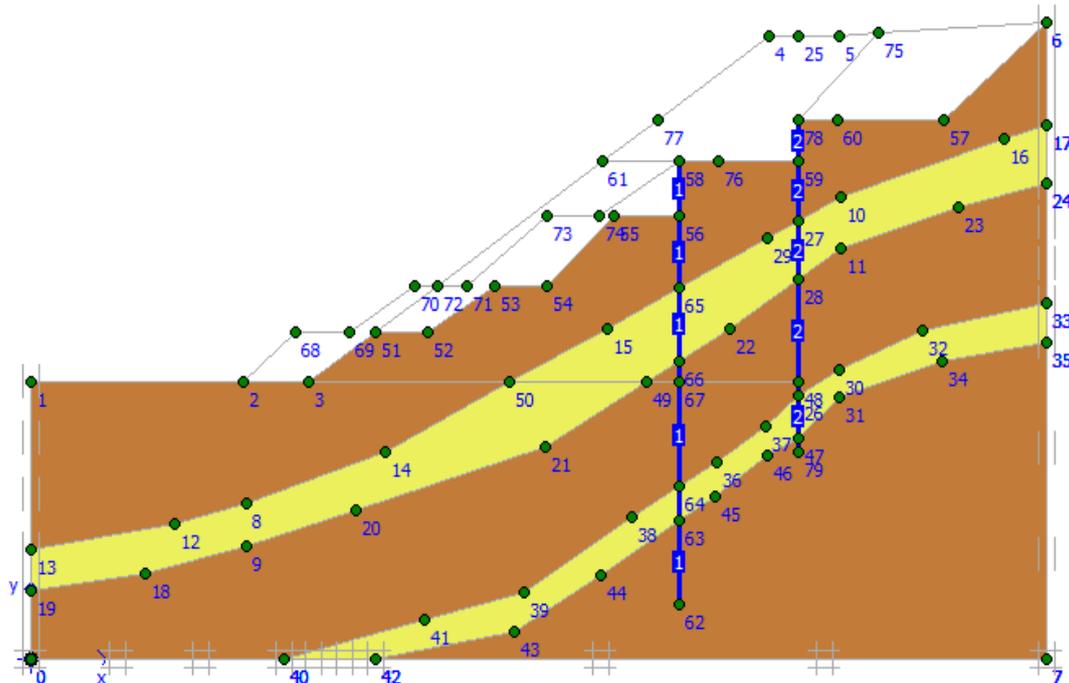


Figure VI.18 : le profile 2 après la deuxième excavation.

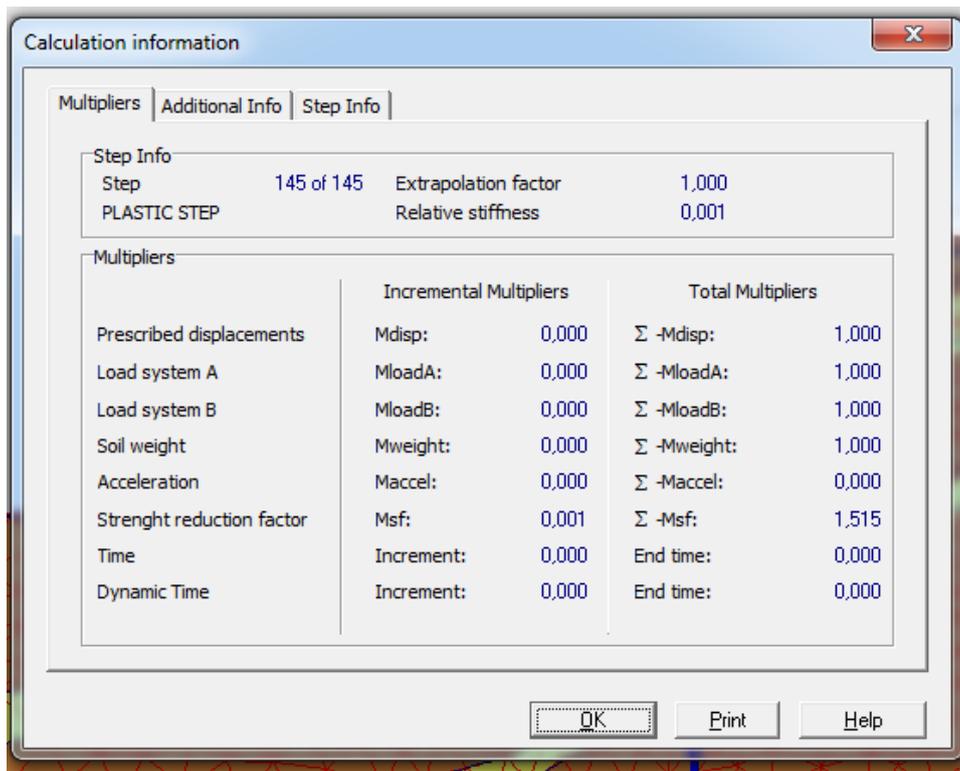


Figure VI.19 : résultat de calcul de facteur de sécurité après la deuxième excavation.

- Phase 4 nommé remblai : on définit le remblai en cliquant sur « define » puis sur l'emplacement des terres à remblai.

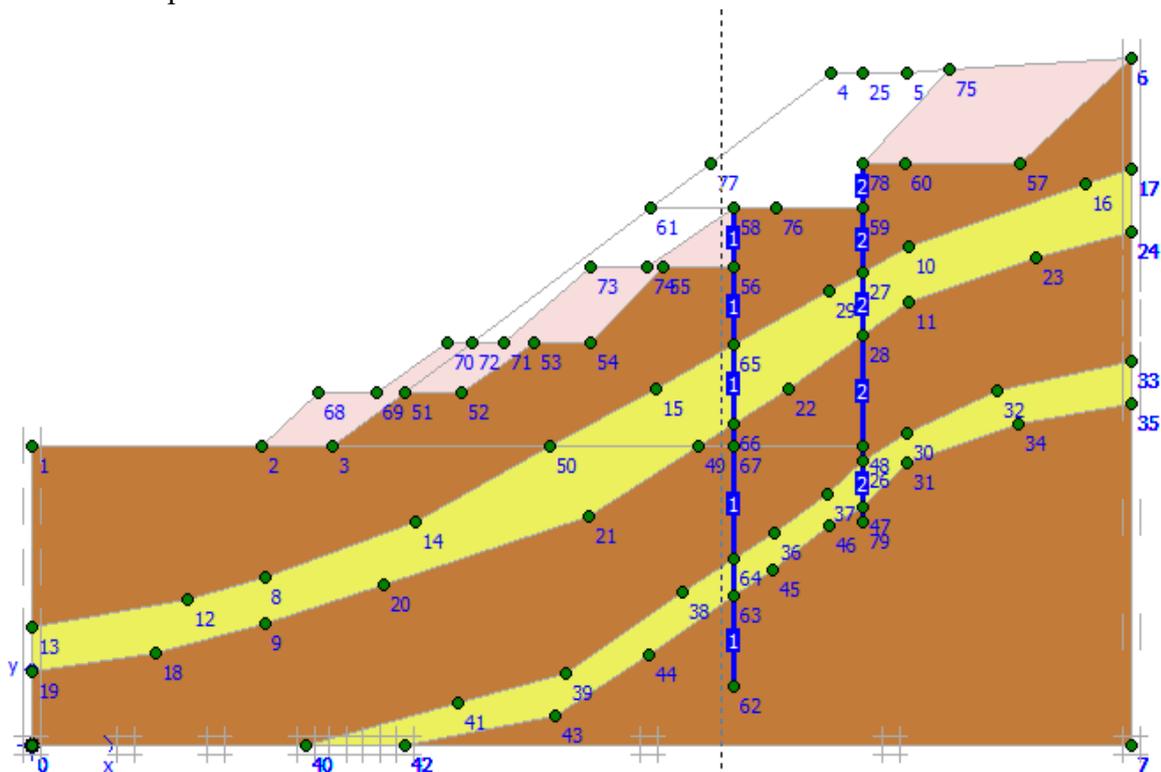


Figure VI.20 : le profile 2 après le remblaiement.

- Phase 5 nommé dep : cette phase a pour but de calculé le déplacement de sol. Cette étape a un procéder de définition défèrent des phases précédentes. D'abord on accède au paramètre choisir l'icône « total multipliers » puis par define on entre la valeur « 1 » au  $\sum$ -Mweight.
- Phase 6 nommé FS : cette phase calcule le facteur sécurité de la pente, le type de calcul est « phi /c reduction », et on doit anulé les déplacements déjà subit par le sol par sélectionner la case « reset displacement to zero ».

Une double cliquer par la souris active les phases pour le calcul, et le bouton « calculate » s'affiche pour indiquer la possibilité de passer au calcul.

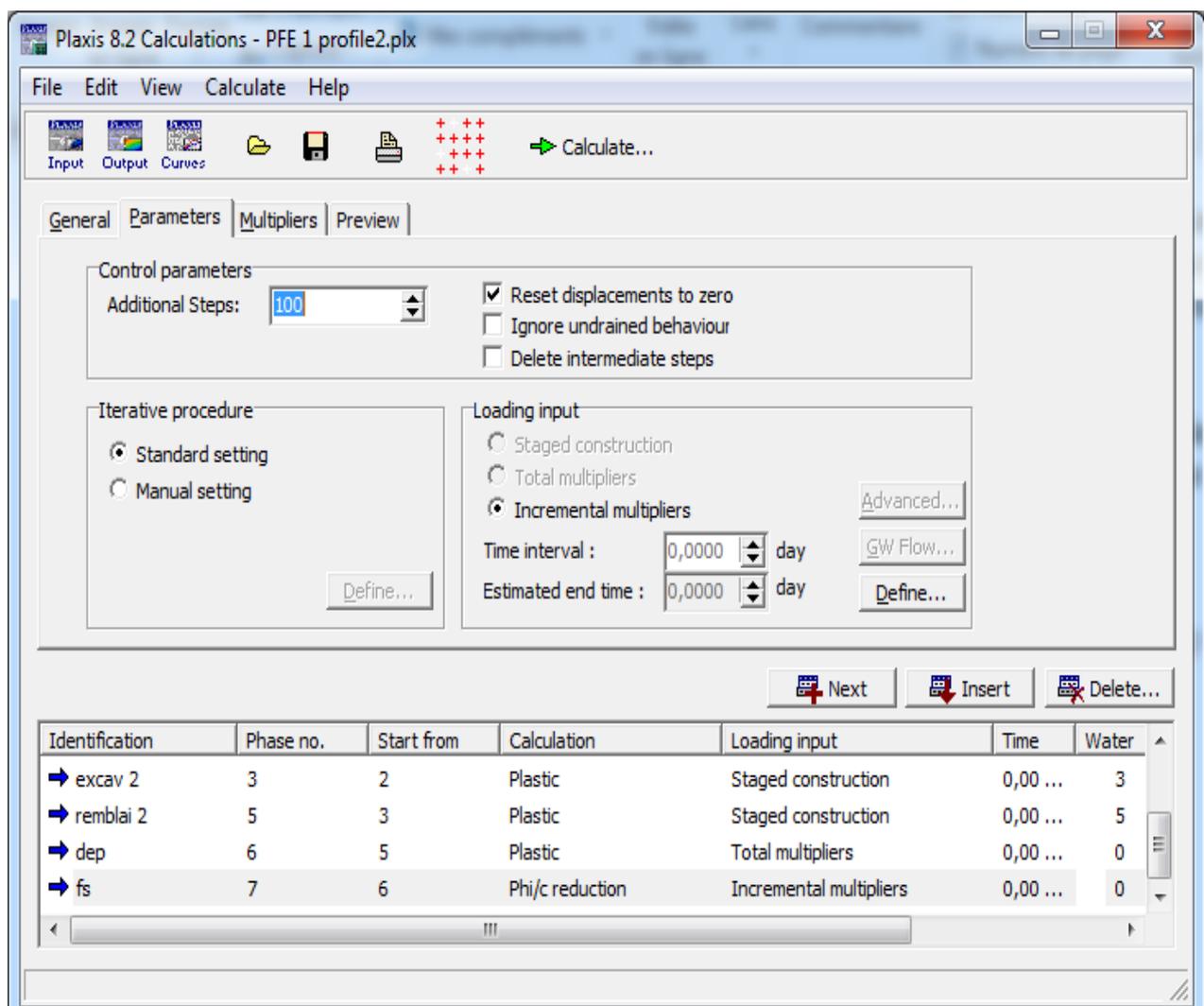


Figure VI.21 : fenêtre de calcul.

### VI. 4.3. Output

Dis que le calcul est fini la fenêtre suivante s'affiche.

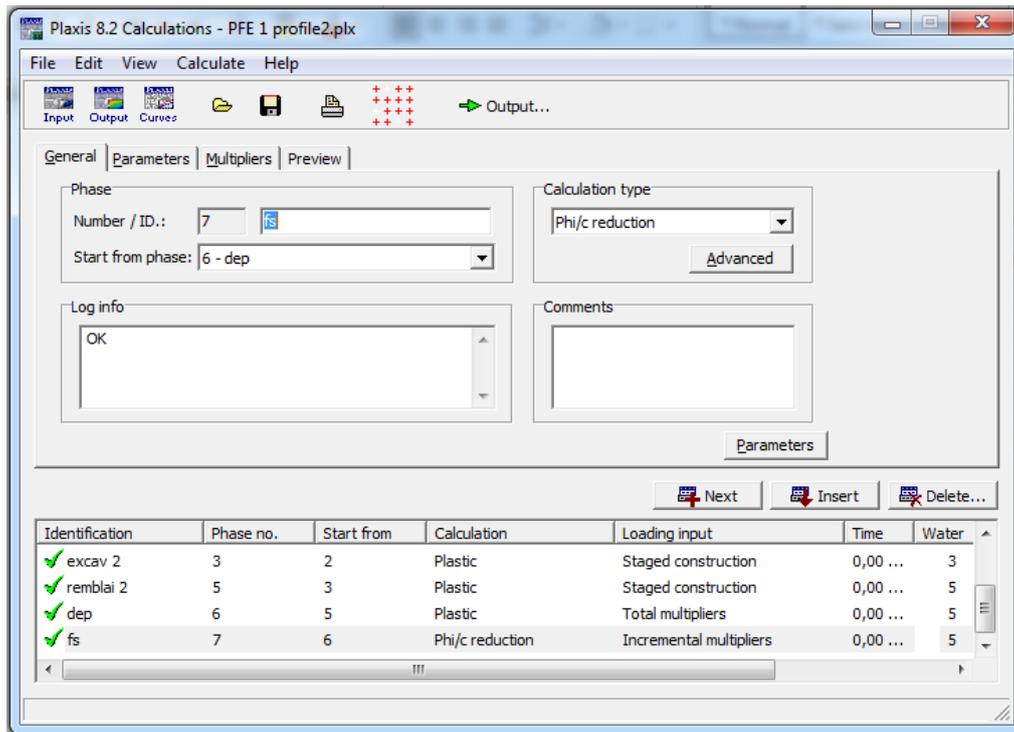


Figure VI.22 : fenêtre d'accès au résultat de calcul.

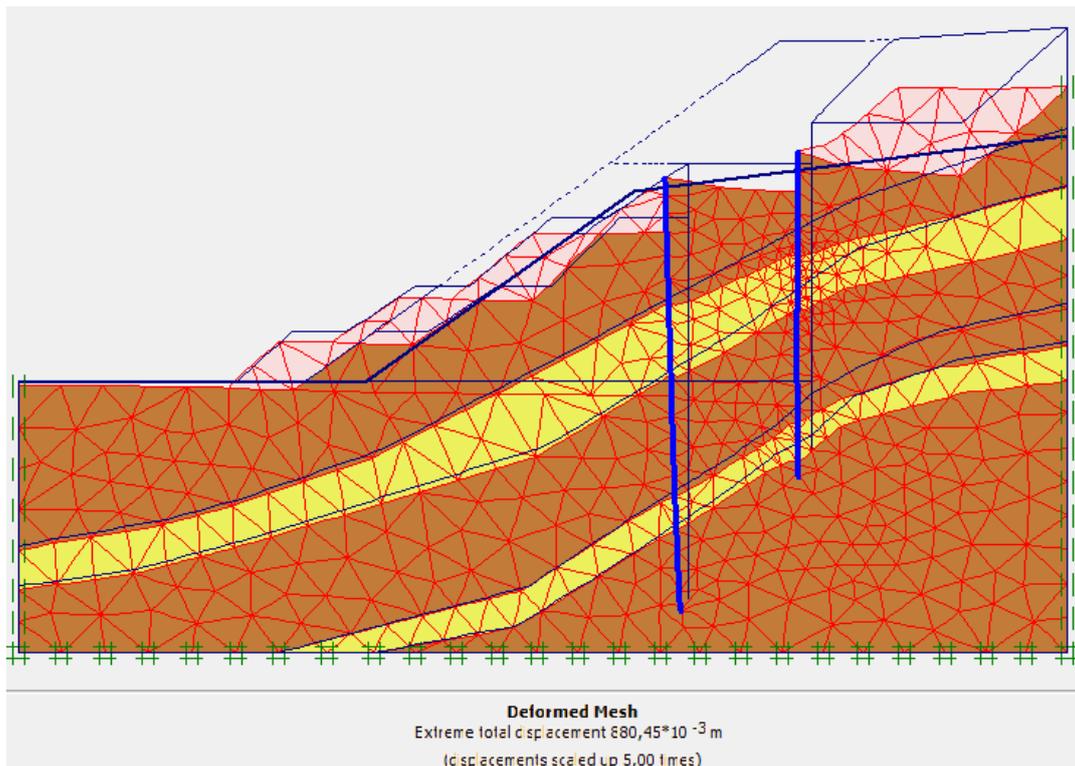


Figure VI.23 : résultat de déplacement maximal du sol.

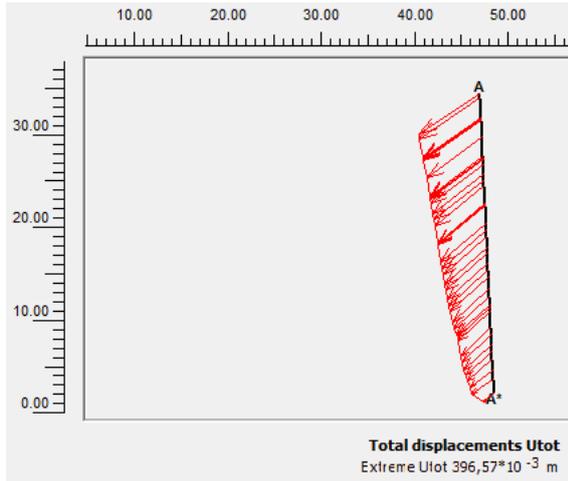


Figure VI.24 : résultat de déplacement de pieux 1.

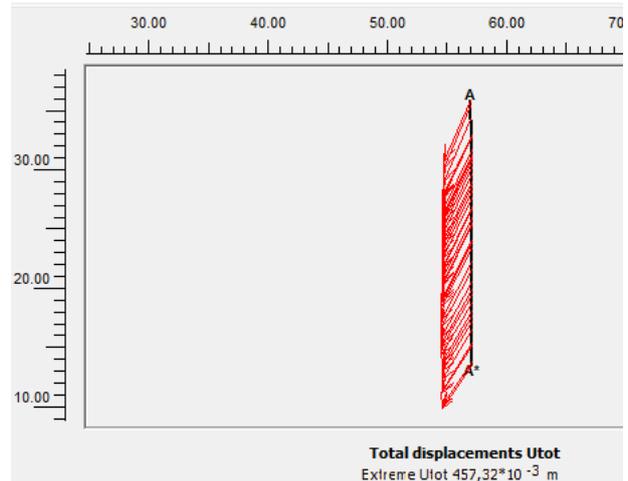


Figure VI.25 : résultat de déplacement de pieux 2.

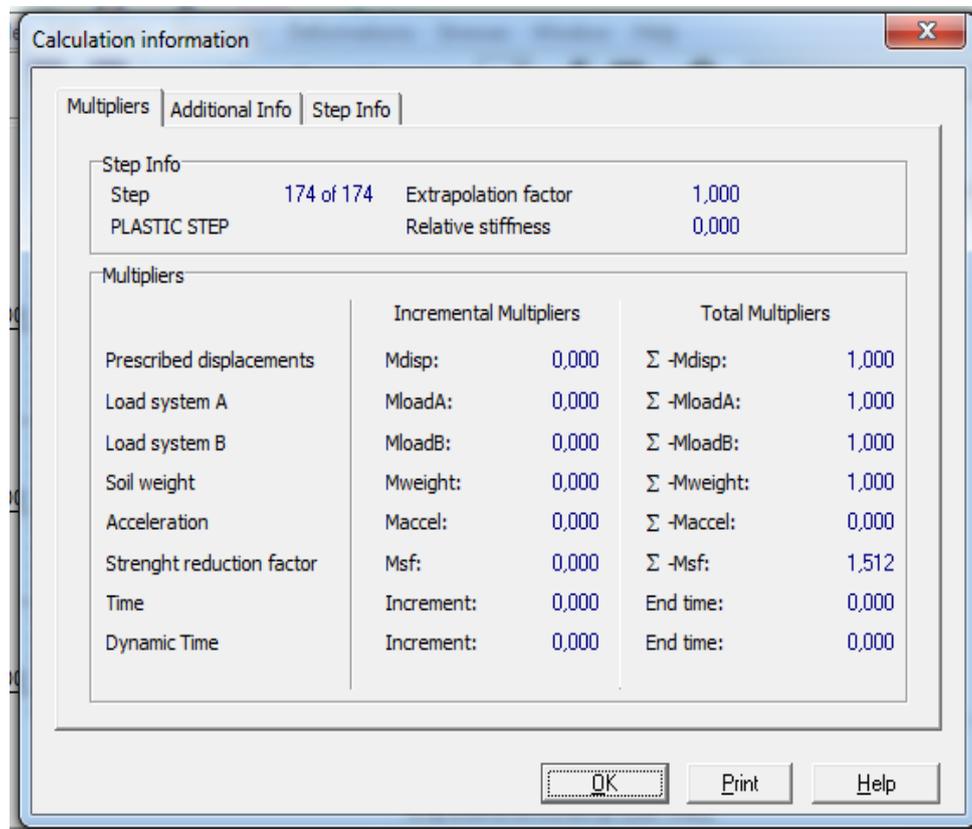


Figure VI.26 : résultat de calcul de facteur de sécurité.

#### VI. 4.4 curves :

Les résultats afficher par le sous-programme output peuvent être afficher sou forme des courbes par l'assistance de sous-programme curves.

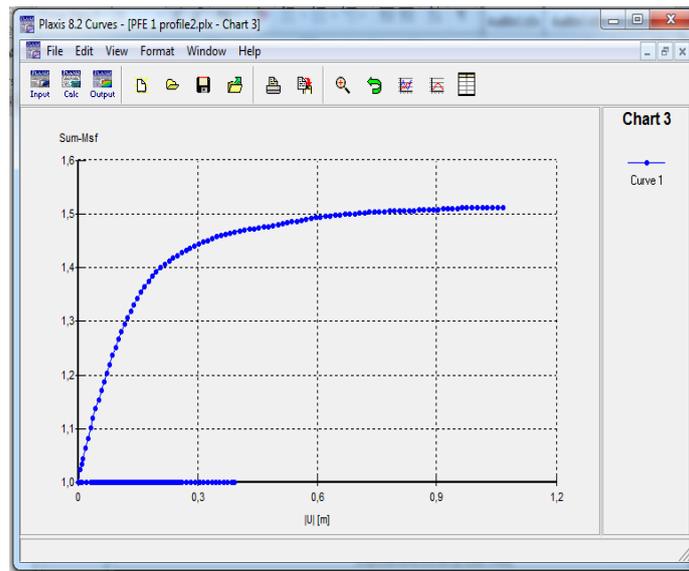


Figure VI.27 : courbe de facteur de sécurité par rapport au déplacement.

#### VI. 4.5 interprétation des résultats de la modélisation par PLAXIS:

La modélisation de talus sans confortement confirme le risque de glissement de sol. Et le calcul avec confortement montre la stabilité de talus et par conséquent l'efficacité de confortement adopter. Le facteur de sécurité est 1.51, et vraiment proche de minimum admissible que signifie que notre système de confortement n'est pas surdimensionné.

### VI. 5 modélisations par logiciel GEO5.

Le logiciel GEO5 est un logiciel spécialisé dans le domaine géotechnique, composé de plusieurs sous-programme qui se spécialise dans des types de structures spécifique. Notre cas étudiant nécessite l'utilisation de sous-programme stabilité des pentes.

### VI. 6 Modélisation de cas étudiant par logiciel GEO5.

#### VI. 6.1. Étude de système de confortement :

Dis l'ouverture de logiciel GEO une fenêtre s'affiche. Les limite de profil sont les premier à définir pour qu'on peut introduit notre profil, cela est fait couche par couche, Chaque ligne sépare deux couches de sol de nature différente.

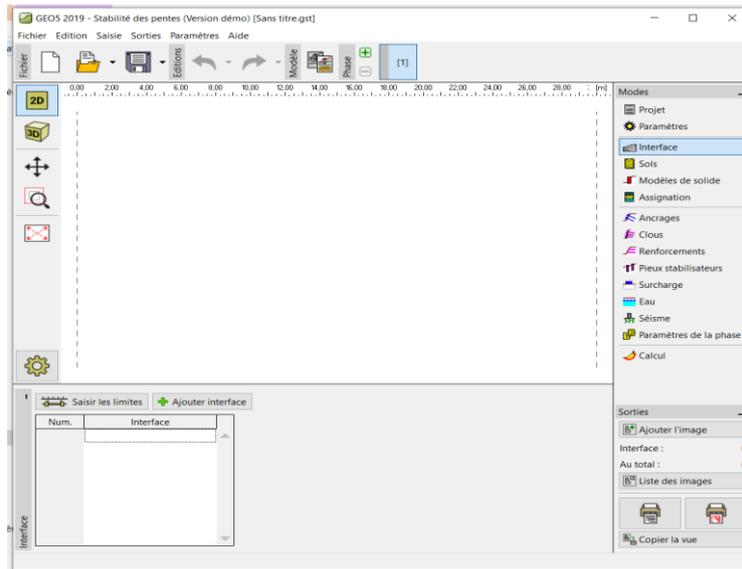


Figure VI.28 : fenêtre de dialogue de logiciel GEO5.

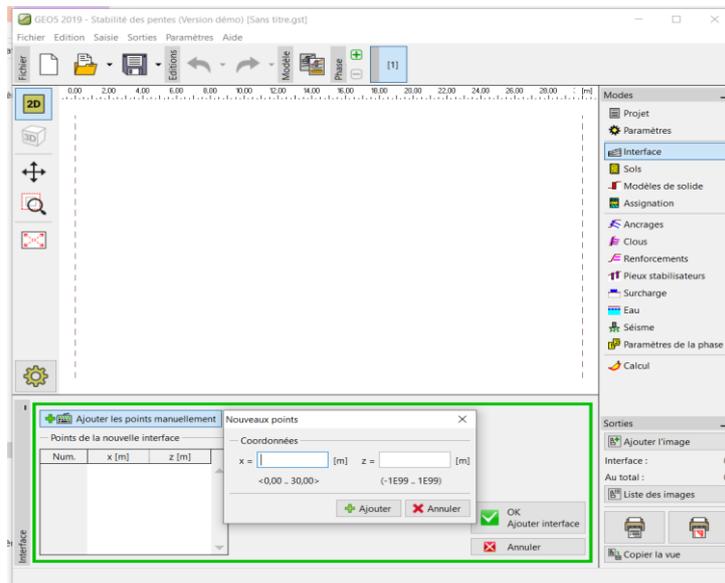


Figure VI.29 : introduction des interfaces.

Une fois le profil est accompli on passe au détermination des matériaux de sol (sable, argile et remblai). Puis on associer chaque couche avec le matériau qui la compose par l'utile assignation.

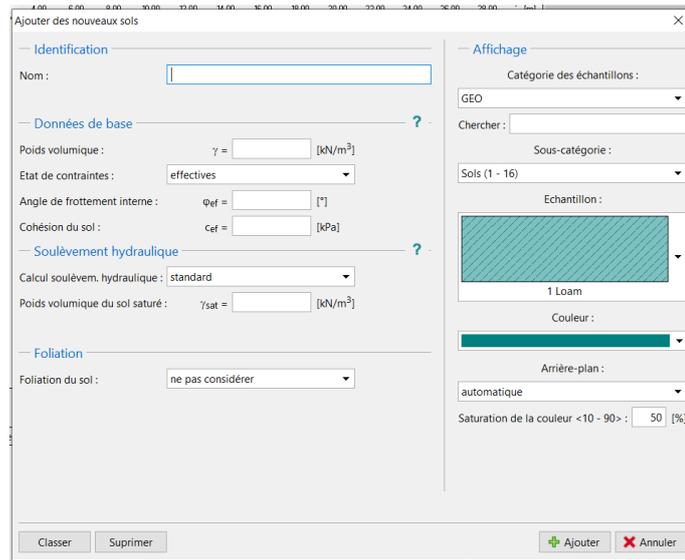


Figure VI.30 : fenêtre d'introduction des matériaux de sol.

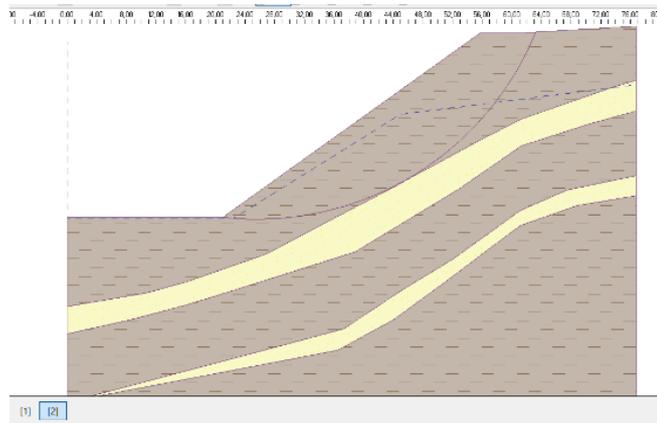


Figure VI.31 : le profil 2 introduit sur logiciel GEO5.

Un calcul de facteur de sécurité de profil 2 comme il est sans aucun confortement par la méthode de Bishop donne le résultat suivant :

- ❖ Un facteur de sécurité de 1.18 qui signifie que la pente n'est pas stable.

La figure suivante montre le résultat obtenu de facteur de sécurité sans confortement par la méthode de Bishop:

**Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**

Somme des forces actives :  $F_a = 3634,77 \text{ kN/m}$

Somme des forces passives :  $F_p = 4283,49 \text{ kN/m}$

Moment de glissement :  $M_a = 147717,17 \text{ kNm/m}$

Moment résistant :  $M_p = 174081,07 \text{ kNm/m}$

Coefficient de sécurité = 1,18 < 1,50

Stabilité de pente NON ADMISSIBLE

Figure VI.32 : résultat de calcul de facteur de sécurité sans modification par la méthode de Bishop.

Après la phase de première excavation le profil 2 change son allure et le coefficient de sécurité augmente jusqu'à 1.44. Cette valeur n'est pas admissible encore mais c'est que la première phase dans le système de stabilisation.

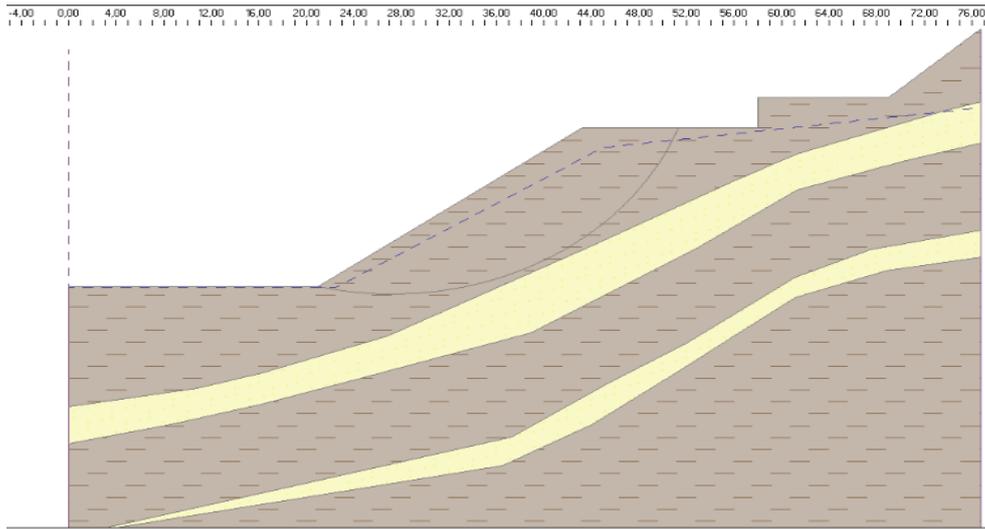


Figure VI.33 : le profil 2 après l'excavation.

**Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**  
 Somme des forces actives :  $F_a = 1899,41 \text{ kN/m}$   
 Somme des forces passives :  $F_p = 2742,07 \text{ kN/m}$   
 Moment de glissement :  $M_a = 48795,77 \text{ kNm/m}$   
 Moment résistant :  $M_p = 70443,80 \text{ kNm/m}$   
 Coefficient de sécurité =  $1,44 < 1,50$   
 Stabilité de pente **NON ADMISSIBLE**

Figure VI.34 : résultat de calcul de facteur de sécurité après l'excavation par la méthode de Bishop.

La deuxième phase consiste à implanter les deux lignes des pieux ce qu'il nous donne la figure suivante :

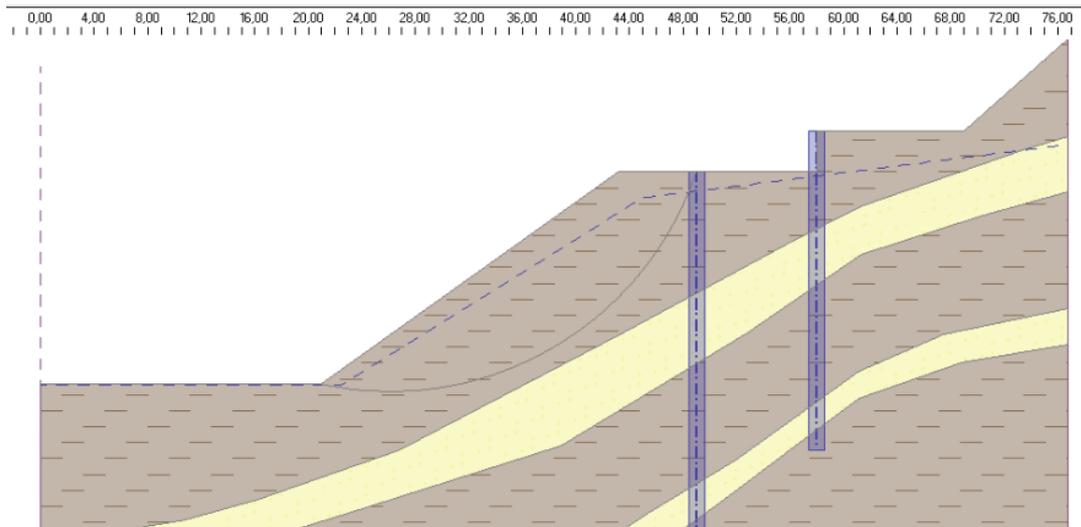


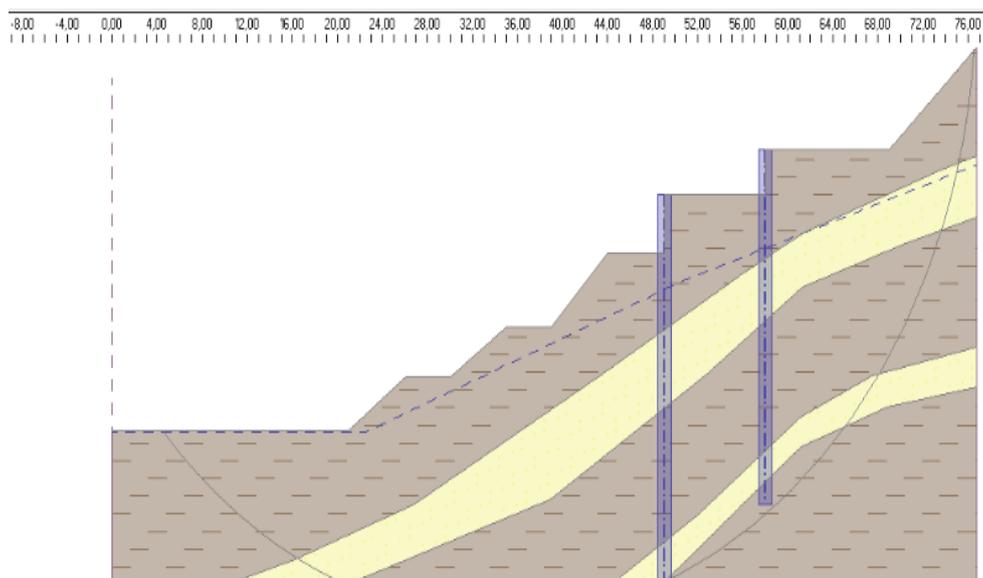
Figure VI.35 : le profil 2 après l'implantation des pieux.

L'implantation des pieux affecte le facteur de sécurité d'une façon favorable comme montre la figure suivante :

**Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**Somme des forces actives :  $F_a = 1695,45$  kN/mSomme des forces passives :  $F_p = 2468,14$  kN/mMoment de glissement :  $M_a = 40911,32$  kNm/mMoment résistant :  $M_p = 59556,14$  kNm/mCoefficient de sécurité =  $1,46 < 1,50$ Stabilité de pente **NON ADMISSIBLE**

**Figure VI.36 :** Résultat de calcul de facteur de sécurité après l'implantation des pieux par la méthode de Bishop.

Au troisième phase « de deuxième excavation » le profil 2 change son allure et le coefficient de sécurité augmente jusqu'à 2.1 qui est admissible. Mais comme la première excavation est dans la zone voisine on doit la remblayer, et sa cause la diminution de facteur de sécurité a des valeurs inadmissibles.

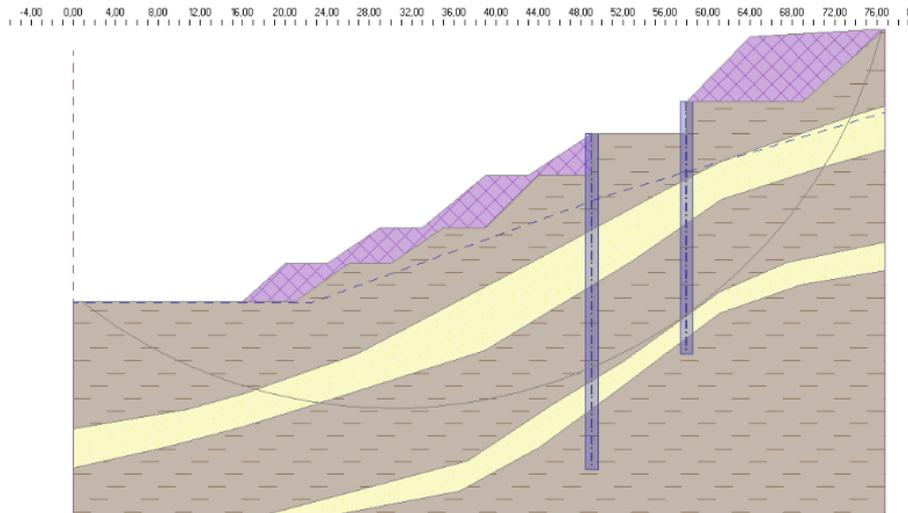


**Figure VI.37 :** le profil 2 après la deuxième excavation.

**Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**Somme des forces actives :  $F_a = 6038,81$  kN/mSomme des forces passives :  $F_p = 12664,76$  kN/mMoment de glissement :  $M_a = 254052,87$  kNm/mMoment résistant :  $M_p = 532806,25$  kNm/mCoefficient de sécurité =  $2,10 > 1,50$ Stabilité de pente **ADMISSIBLE**

**Figure VI.38 :** Résultat de calcul de facteur de sécurité après la deuxième excavation par la méthode de Bishop.

La quatrième phase est la phase de remblaiement. Le remblai au côté amont de talus est pour regagner le niveau de terrain voisin. Et de cote aval serve comme un contre poids pour stabiliser la pente. Le facteur de sécurité de cette phase finale est calculer par deux méthodes (méthode de Bishop et méthode de Spencer).



**Figure VI.39** : le profil 2 après le remblaiement final.

**Vérification de la stabilité de pente (Bishop)**

Somme des forces actives :  $F_a = 6628,23 \text{ kN/m}$

Somme des forces passives :  $F_p = 13081,27 \text{ kN/m}$

Moment de glissement :  $M_a = 316762,96 \text{ kNm/m}$

Moment résistant :  $M_p = 625154,01 \text{ kNm/m}$

Coefficient de sécurité =  $1,97 > 1,50$

Stabilité de pente ADMISSIBLE

**Figure VI.40** : Résultat de calcul de facteur de sécurité après la phase finale de remblaiement par la méthode de Bishop.

**Vérification de la stabilité de pente (Spencer)**

Coefficient de sécurité =  $2,22 > 1,50$

Stabilité de pente ADMISSIBLE

**Figure VI.41** : Résultat de calcul de facteur de sécurité après la phase finale de remblaiement par la méthode de Spencer.

On constat que le facteur de sécurité est bien supérieur a 1.5 pour les deux méthodes utilisés (1.97 par la méthode de Bishop et 2.22 par la méthode de Spencer), ce qu'il confirme l'efficacité de système de confortement.

## VI. 6.2. Étude des pieux :

Par la méthode de Spencer on peut vérifier la stabilité des pieux envisager dans le système de confortement, et les résultats obtenus sont présenter dans les figures qui suivies :

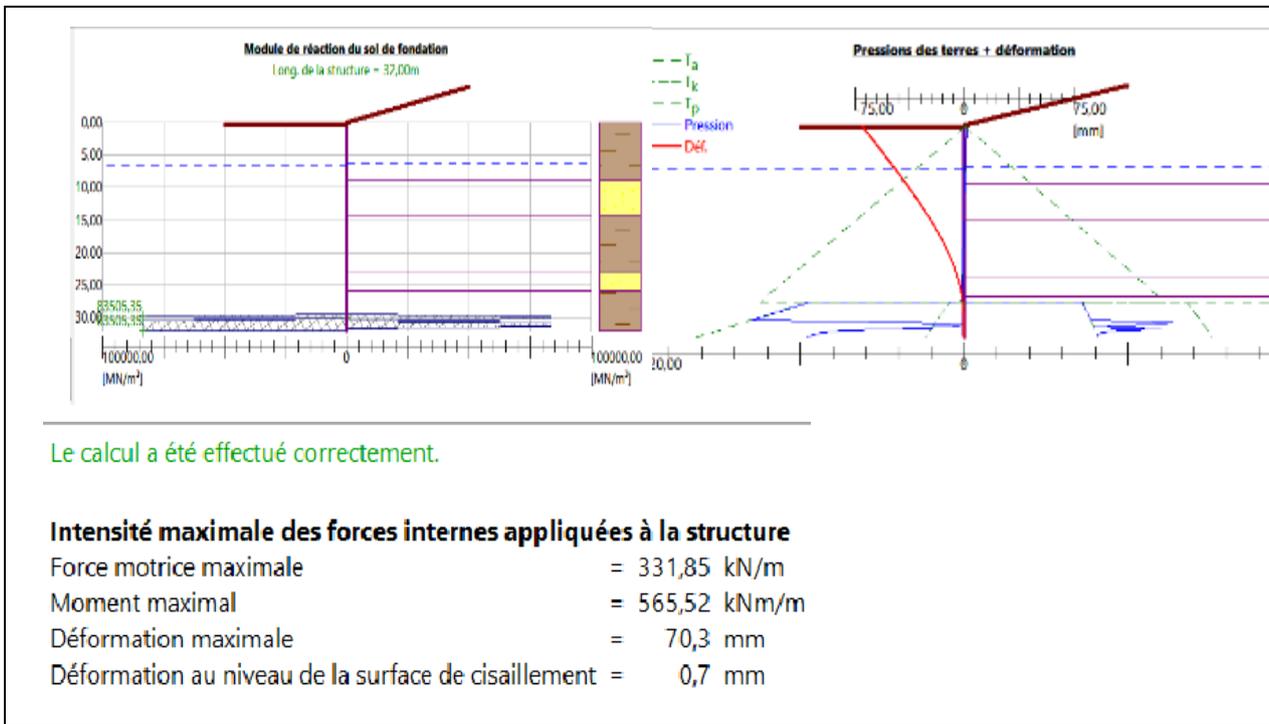


Figure VI.42 : Déplacement des pieux (de 32m).

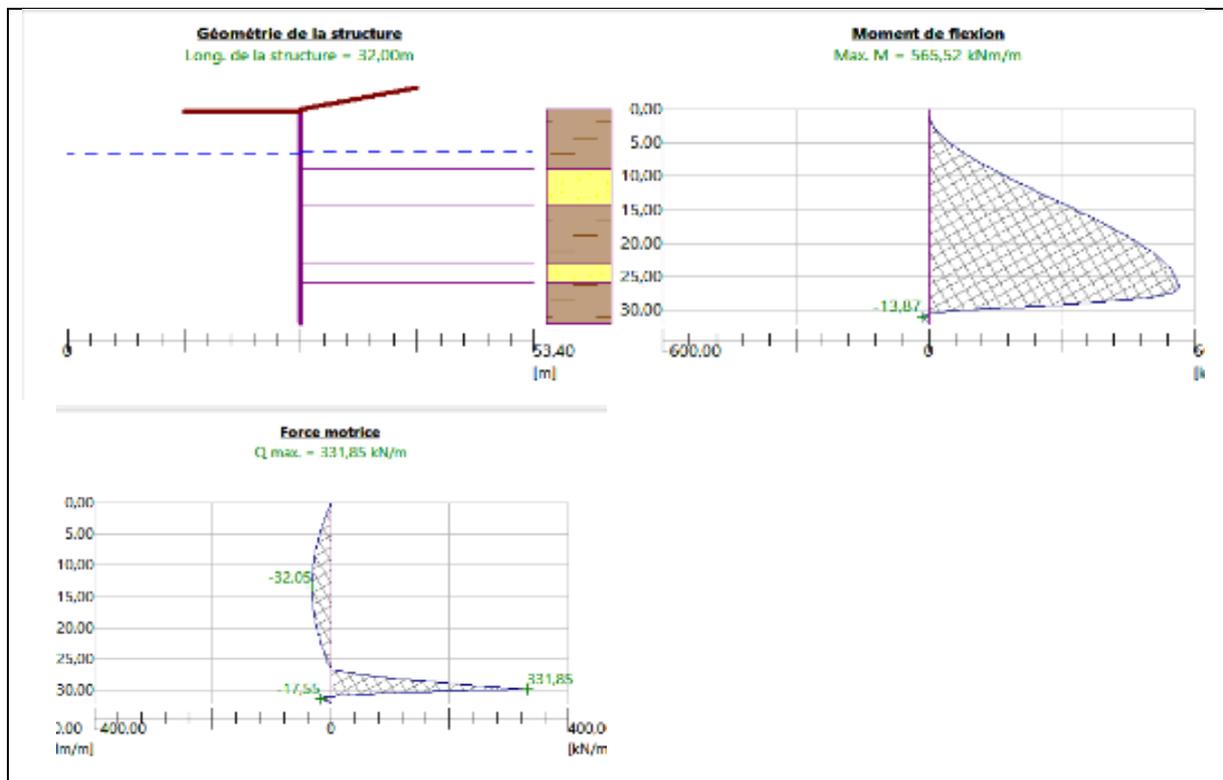


Figure VI.43 : efforts internes des pieux.

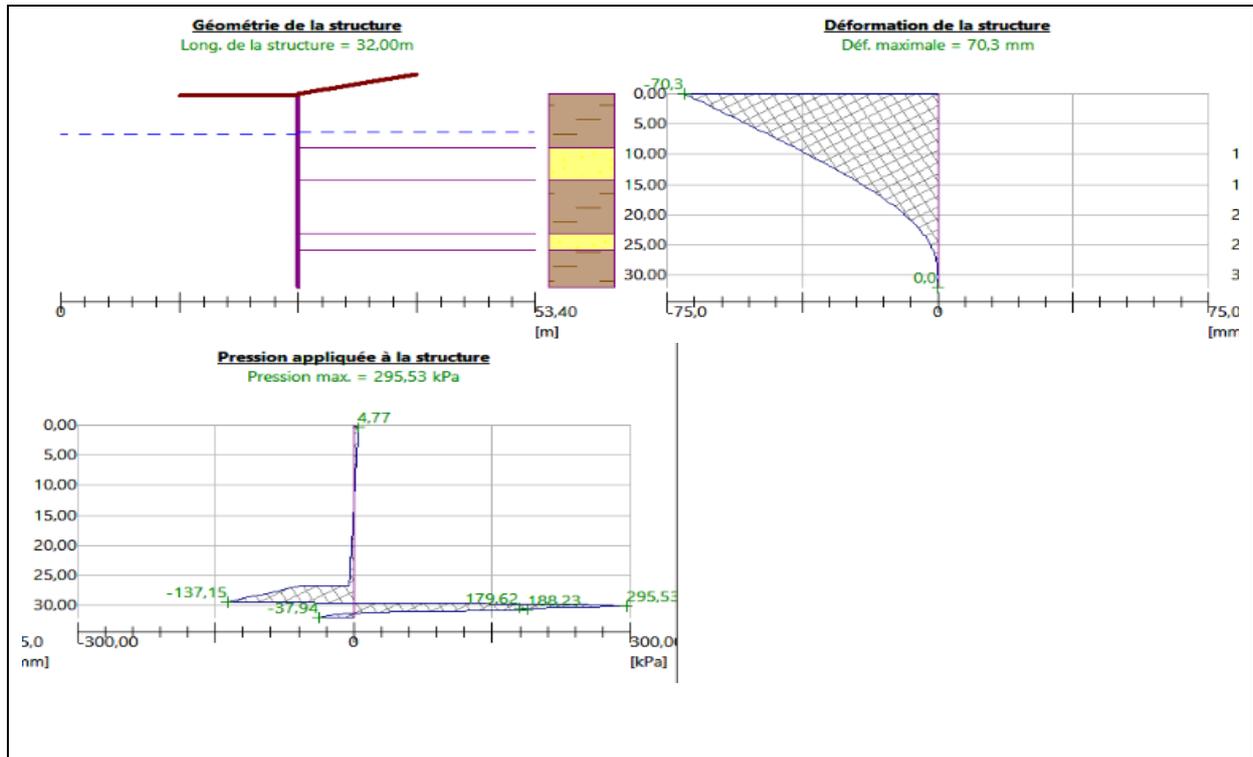


Figure VI.44 : Déformation et contrainte des pieux.

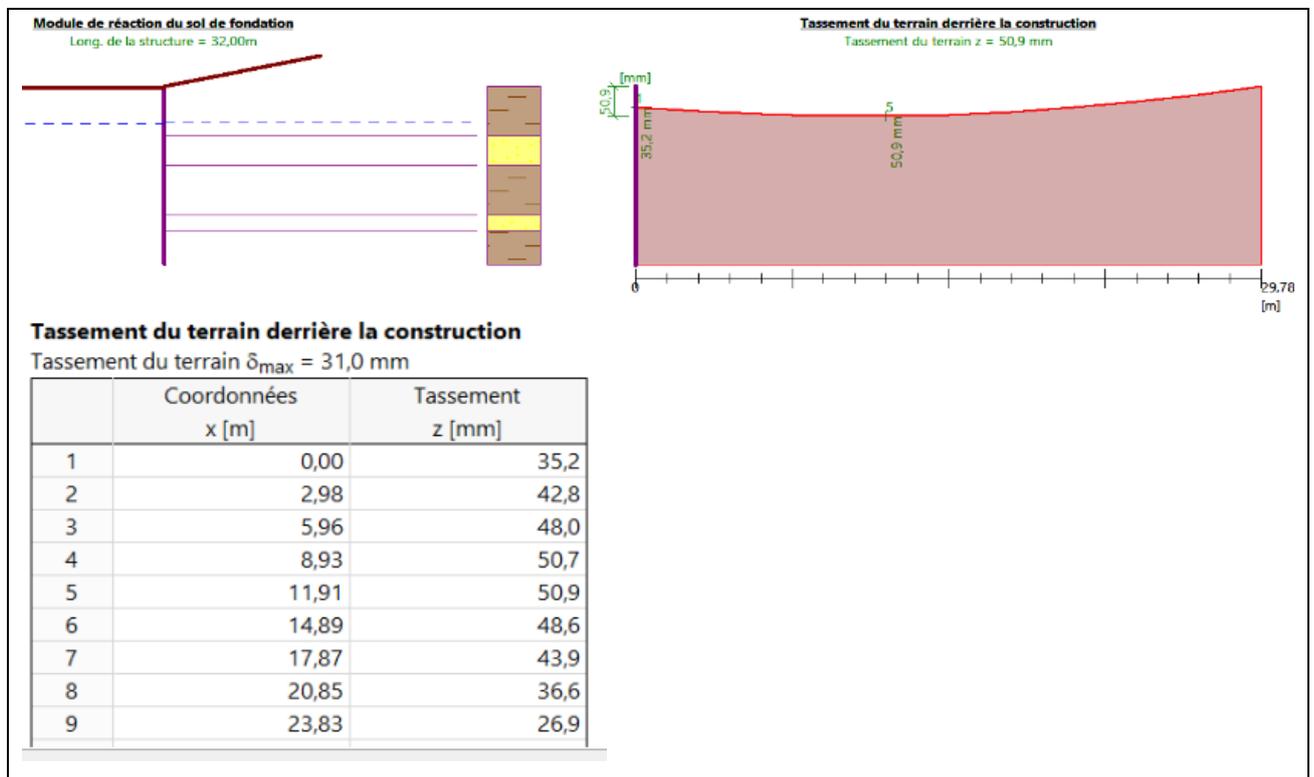


Figure VI.45 : tassement du terrain.

### VI. 6.3. Étude sismique:

On a vérifié la stabilité de système de confortement sous un effort sismique et les résultats obtenus sont présenter dans les figures qui suivent :

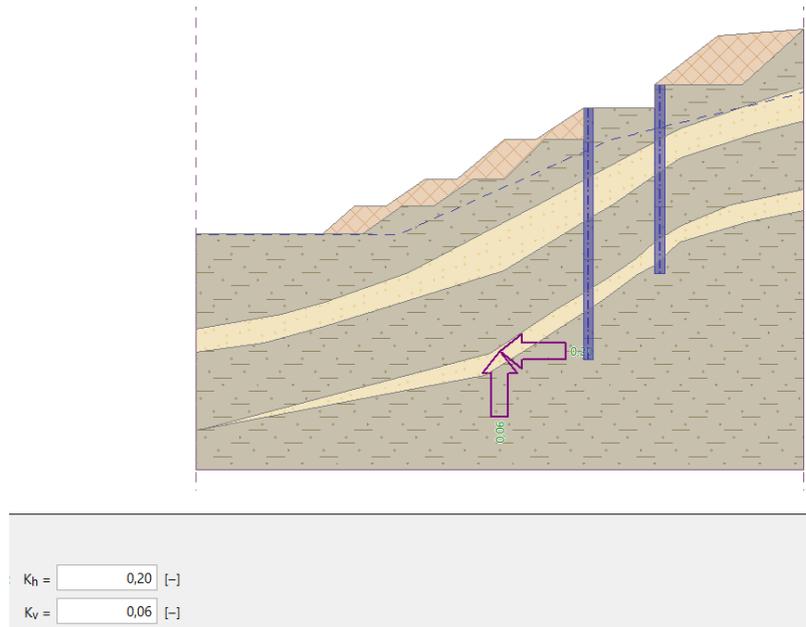


Figure VI.46 : introduction des efforts sismique.

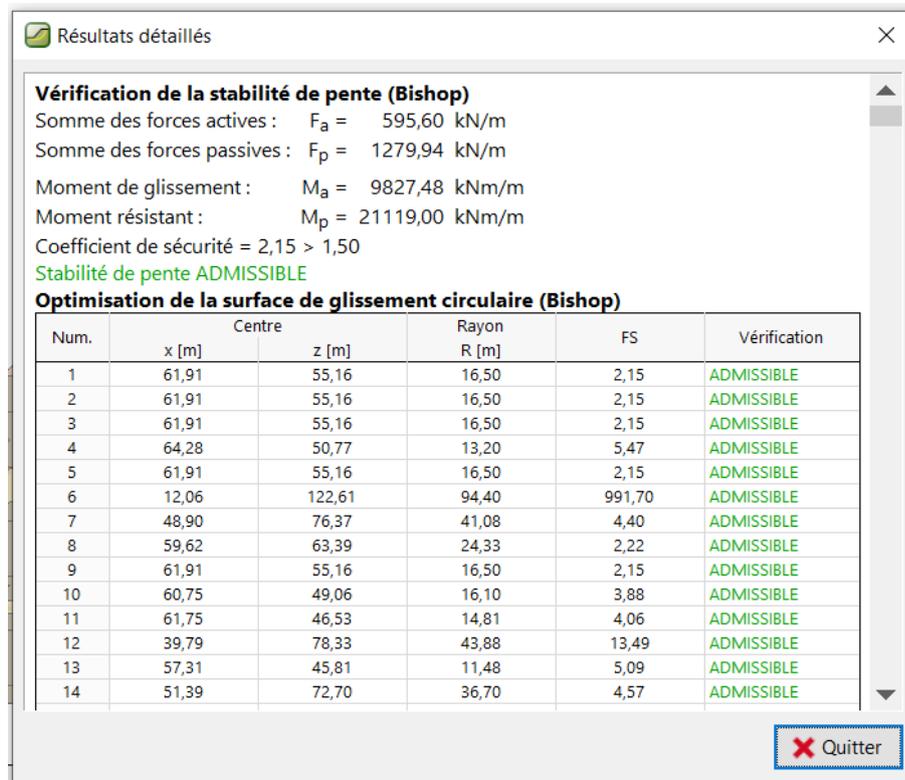


Figure VI.47 : résultat d'étude sismique par la méthode de Bishop.

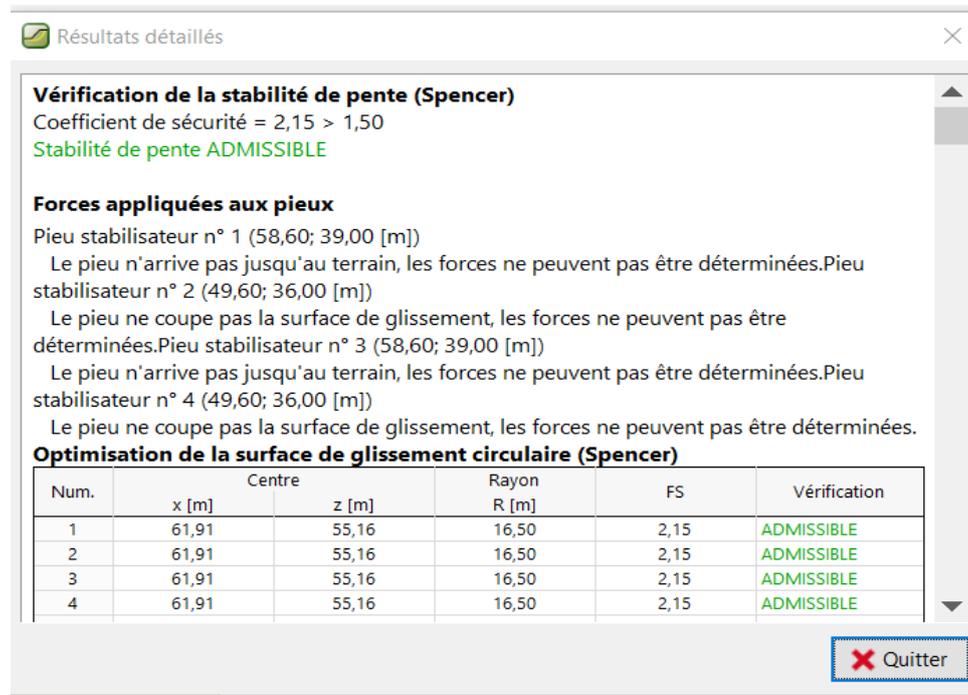


Figure VI.48 : résultat d'étude sismique par la méthode de spencer.

#### VI. 6.4 interprétation des résultats de la modélisation par GEO5:

Une modélisation de talus sans confortement résulte un facteur de sécurité inférieur à 1.5 ce qu'il signifie que la pente est en risque de glissement. Le programme GEO5 donne la possibilité de calculer le facteur de sécurité à chaque phase d'exécution de confortement choisi pour la pente étudiée, chaque une des phases de confortement influe le facteur de sécurité d'une façon favorable, sauf la dernière phase de remblaiement, cette phase qui n'est pas effectuée pour la stabilisation mais juste pour regagner le niveau initial de terrain voisin.

Le calcul de stabilité de la pente étudiée par la méthode de Spencer après toutes les phases de mise en place de confortement estime un facteur de sécurité élevé (2.22) bien supérieur à 1.5 et même supérieur au facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop (1.97).

Le facteur de sécurité calculé par la méthode de Spencer, si jugé admissible comme dans notre cas donne l'accès au calcul de stabilité des pieux qui est dans notre cas subit un déplacement d'environ 7.5cm.

#### VI. 7. Comparaison des résultats des deux logiciels PLAXIS ET GEO5.

La modélisation de talus sans confortement par les deux logiciels donne des résultats de facteur de sécurité consistantes (1.1 par PLAXIS et 1.18 par GEO5), ce qui est très logique vu que la pente étudiée a déjà subi un glissement.

Le calcul par les deux logiciels est basé sur des méthodes différentes, donc les résultats obtenus ne sont généralement pas identiques. Le tableau ci-dessus récapitule les résultats des deux programmes.

**Tableau VI.3** : comparaison des résultats de calcul par les deux logiciels.

Logiciels		PLAXIS	GEO5	
Méthode de calcul		Méthode d'éléments finis	Méthode de Bishop	Méthode de Spencer
Facteur de sécurité	phases			
	sans confortement	1.1	1.18	néant
	Excavation 1	1.33	1.44	néant
	pieux	1.35	1.46	néant
	Excavation 2	1.51	2.10	néant
	remblaiement	1.51	1.97	2.22
Déplacement des pieux	remblaiement	39.6cm	néant	7.5cm

## VI. 8. Conclusion.

La stabilité du talus du profil 2 (le plus critique), n'est pas vérifiée à l'état actuel, avec un facteur de sécurité  $F$  variant de 1.1 à 1.18. Donc, sa stabilité engendrerait la stabilité des autres profils et aussi l'ensemble du talus.

Afin de stabiliser le talus, un système de confortement doit être envisager ; le système de confortement projeté est composé d'une combinaison de trois méthodes de stabilisation (reprofilage et purge, remblaiement et pieux). Ce système de confortement a été étudié et vérifié en combinant aussi deux logiciels différents (PLAXIS, GEO5) et donc, par trois méthodes différentes (méthode des éléments finis, méthode de Bishop et méthode de Spencer).

Les résultats obtenus par ces modélisations présentés dans ce chapitre assurent l'efficacité du confortement proposé avec un facteur de sécurité supérieur à 1.5, même sous l'action sismique.

## *CONCLUSION GÉNÉRALE*

L'analyse et l'interprétation des données de notre zone d'emplacement du poste électrique 220/60KV d'Attatba, Wilaya de Tipaza à permis de bien comprendre les mécanismes qui conduisent aux l'instabilité de terrain, principalement manifester par la présence de l'eau souterraine qui agis comme un moteur provoquant le glissement.

L'étude du glissement et l'interprétation des données ont été basées sur :

1. Les observations de terrain.
2. L'étude géologique et géomorphologique.
3. Les résultats des essais in situ et en laboratoire avec l'observation visuelle des échantillons.
4. L'analyse de l'hydrogéologique.

Le calcul de stabilité à l'aide des logiciels PLAXIS et GEO5 révèle que les valeurs de facteur de sécurité dans le cas initial étaient faibles atteignant 1.1, en considérant la présence de la nappe phréatique.

Plusieurs itérations par plusieurs méthode confortement ont été fait pour trouver la solution de stabilisation adéquate qui donne un facteur de sécurité favorable de  $F_s > 1,5$  par les deux logiciels. Cela été abouti par un système de confortement qui combine « des pieux de reprofilage et un remblaiement » qui a donné un de facteur de sécurité supérieure a 1.5 par les trois méthodes utilisées par le bais des deux logiciels.

## *Références*

Guide technique « stabilisation des glissements de terrain » Laboratoire national des ponts et chaussées, 1998.

BOUAFIA.A (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger.

Mémoire de fin d'étude « ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR LA RN60 AU PK 77+000 A KSER EI BOUKHARI. MEDEA ». BELLOULOU Khadidja, 2014.

Manuel de référence de logiciel GEO-SLOP.

Manuel de référence de logiciel SLIDE.

Manuel de référence de logiciel TALREN.

Manuel de référence de logiciel GEO5.

Manuel de référence de logiciel PLAXIS V8

Ressources Minérales de l'Algérie, Wilaya de Tipaza (42) Edition ASGA 2017.

Carte des substances utiles non métalliques de l'Algérie, Wilaya de Tipaza (42) ORGM. Edition du service géologique de l'Algérie, Boumerdès 1996.

Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).