الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique
جامعة الدكتور يحي فارس بالمدية
Université **D**r. **Y**ahia **F**arès de **M**édéa
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master
Spécialité : **Génie Civil**
Option : **Géotechnique**

THEME

ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN (APPLICATION A UN CAS RÉEL)

Présenté par : **Melle. Besma BENYEKHLEF**

Melle. Fatima Zohra BOUSSAADI

Sous la direction de : **Mme MEDJITNA LAMIA**

2012 – 2013

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très compliqués qui dépendent de plusieurs paramètres et critères.

Très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a fait beaucoup de dommage sur la route CW08, PK 38+500.

Ce travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec deux codes de calcul, PLAXIS et TALREN dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements

Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des géotextiles.

Mots clés

Glissement des terrains, talus, analyse numérique, stabilisation, PLAXIS, TALREN

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria.

Very widespread in the wilaya of Medea, this phenomenon made a lot of damage on the road CW08, PK 38 + 500.

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with two codes of calculation, PLAXIS and TALREN to determine the factor of safety and travels (movements).

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing geotextiles.

Keyword

Landslides, embankments, numerical analysis, PLAXIS, TALREN

ملخص

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى ، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية .

وقد تسبب انزلاق التربة ببلدية تمزقيدة بإتلاف جزء من الطريق CW08 PK 38+500

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص ودراسة جيو تقنية للظاهرة ، لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة وبالضبط انزلاق التربة مميزاتها، أنواعها، مختلف أسبابها، أنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها .

بعد ذلك قمنا بتحليل الرقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامجين بلا كسيس والتارلان بهدف حساب معامل الأمن و الانتقال .

و اخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال geotextiles و هذا أيضا باستعمال البرنامجين الرقميين بلاكسيس و تالران.

كلمات المفاتيح :

انزلاق التربة ، المنحدر ، دراسة رقمية، استقرار المنحدر، بلاكسين ، التارلان.

Remerciements

Le présent travail est pour nous une occasion d'exprimer encore une fois notre reconnaissance et notre gratitude envers ***Allah*** *tout puissant.*

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir faire.

Avant tout nous remercions :

Nos chers parents *qui grâce à eux on est arrivé à ce stade, grâce à leurs encouragements, leur compréhension, qui nous ont guidé depuis notre enfance vers le chemin de savoir.*

Notre promotrice *: M. MEDJITNA Lamia pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.*

Laboratoire ***MEZAAD Road*** *n'a pas hésité à nous aider, à nous orienter durant notre stage pratique.*

Sans oublier nos enseignant : ***D. AMAR BOUZID, MENAA, TALAH, MIR, RAHMANI, BOUKAROUCHA*** *pour son aide appréciable.*

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Merci à toutes et à tous…

DEDICACES

Ce projet est dédicacé à toutes les personnes chères et qui nous ont assuré toute sorte d'apport, soit direct ou moral et surtout à :

***Mes chères et tendres parents**, qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.*

***A Mes très chères frères** : Kaci, Mohamed, Ishak.*

***A Mes très chères sœurs** : Amina, Meriem, Hadjer.*

A mon neveu FIRAS

***A mes tantes** : Zineb et Wahiba et ses enfants Ibrahim, Abdenour, Abdebasset, Aya.*

*A toutes les familles : **BENYKHLEF** et **MAKHLOUFI.***

*Je remercie mon amie et binôme **FATIMA ZOHRA** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

***Mes chères amies** : Hanane, Zola, Jojo, Rima, Lamia, Fatima, Meriem, Samira, Sarah, Fairouz, Hafidha, Raihana, Meriem, Soumia, Hanane, Malika, Samia.*

Mes amis, mes collèges et spécialement la promo de génie civil option géotechnique 2013.

Besma BENYKHLEF

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères Au monde après mon Dieu pour leurs sacrifices :

A la mémoire de mon père *(que dieu ait son âme)*

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, Le dévouement et le respect Que j'ai toujours eu pour vous.

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma très chère mère

Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, La source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

A Mes frères *: Belkacem, Ahmad*

A Mes sœurs *: Nasira, Noura, Mebarka, Zineb, Djamila*

Sans oublier mes nièces *:Wissam, Hadil, Mouhand, Sabar, Miril, Ayham, Marwa, Rouzin*

A toutes les familles *: Boussaadi et Boudali et Salman.*

Je remercie mon ami et binôme ***BESMA*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Mes chères amies : *Horiya, Rabia,Rachida,Warda,soumia,Hanane ,Samia ,Malika ,Saliha,Naima*

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Fatima Zohra BOUSSAADI

Table des matières

Table des matières iv
Liste des figures xii
Liste des tableaux xv
Nomenclature xiv
Introduction générale 1

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE: MOTIVATION DU MEMOIRE

1.1 INTRODUCTION 3
1.2 LES MOUVEMENTS DE TERRAIN 4
1.2.1 Définitions 4
1.2.2 Les mouvements lents et continus 4
1.2.2.1 Les affaissements 4
1.2.2.2 Les tassements 5
1.2.2.3 Le fluage et solifluxion : 5
1.2.2.4 Les phénomènes de gonflement-retrait 6
1.2.2.5 Les glissements de terrain 6
1.2.3 Les mouvements rapides et discontinus 7
1.2.3.1 Les effondrements 7
1.2.3.2 Les écroulements et chutes des blocs 8
1.2.3.3 Les coulées boueuses : 8
1.3 GLISSEMENTS DE TERRAIN : 9
1.3.1 Définition : 9
1.3.2 Classification de glissements : 10
1.3.2.1 Classification des glissements selon la forme 10
1.3.2.2 Classification des glissements selon la vitesse du mouvement 11
1.3.2.3 Classification des glissements selon la rupture 12
1.3.3 Les phases de glissements de terrain : 12
1.3.4 Notions sur les causes des glissements : 13
1.3.5 Action de l'eau sur la stabilité des pentes: 16
1.3.6 Conclusion 17
1.4 METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN 17
1.4.1 Introduction 17
1.4.2 Système de parades : 17
1.4.2.1 Approche douce 18
1.4.2.1.1 Terrassement 19
1.4.2.1.2 Drainage 19
1.4.2.1.3 Boisement et végétation 19
1.4.2.2 Approche dure 20
1.4.2.2.1 Soutènement 20
1.4.2.2.1.1 Catégories de soutènement 21
1.4.2.2.2 Durcissement 22

1.4.2.2.3 Renforcement 22
1.4.3 Renforcement par clouage ou ancrage 22
1.4.3.1 Renforcement des talus par clouage 23
I.4.3.1.1 Types d'éléments utilisés dans le clouage 23
1.4.3.2 Renforcement des talus par tirants d'ancrage 25
I.4.3.2.1. Types de tirants d'ancrage 26
I.4.3.2.2. Parements de soutènement 26
4.3.2.2.1. Poutres principales 26
1.4.3.2.2.2 Murs continus 27
1.4.4 Renforcement par géotextiles 28
1.4.5 Choix d'un système de parade 28
1.4.5.1 Contraintes économiques 29
1.4.5.2 Conditions techniques 29
1.4.5.3 Contraintes sociopolitiques 29
1.4.5.4 Environnement et esthétique 30
1.5 CONCLUSION 30

CHAPITRE II : METHODE NUMERIQUE DE LA STABILITE DES PENTES

2.1 INTRODUCTION 31
2.2 METHODES ANALYTIQUES : 31
2.2.1 Calcul de la stabilité: 31
2.2.1.1 Notion de coefficient de sécurité: 32
2.2.1.2 Calcul à la rupture (méthode classiques) : 33
2.2.2 Méthode d'équilibre limite: 35
2.2.2.1 Méthodes des tranches 36
2.2.2.2 Méthode de FELLENIUS **1927**: 38
2.2.2.3 Méthode de Bishop 40
2.2.2.4 La méthode de Janbu simplifiée (1954) 42
2.2.2.5 Méthode de Janbu généralisée 43
2.2.2.6 Méthodes de Morgenstern et prise 1965: 44
2.2.2.7 Méthode de Spencer [1967]: 45
2.2.2.8 La méthode de Sarma (1973) 47
2.2.2.9 Limitations des méthodes d'équilibre limite 48
2.2.2.10 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite 48
2.2.3 Conclusion. 51
2.3 METHODE DES ELEMENTS FINIS: 51
2.3.1 Introduction 51
2.3.2 Historique 52
2.3.3 Concepts de base 53
2.3.4 Calculs par la MEF 53
2.3.5 Formulation d'interaction par la MEF 54
2.3.5.1 Position et formulation locale 54

2.3.5.2 Formulation variationnelle 55
2.3.5.3 Discrétisation du domaine Ω 56
2.4 CONCLUSIONS 58

CHAPITRE III: PRESENTATION D'UN MODELE SUJET D'ETUDE

3.1 INTRODUCTION : 59
3.2 PRESENTATION DE LA REGION : 59
3.2.1 La géologie de la région : 60
3.2.1.1 Le Quaternaire 61
3.2.1.2 Le Miocène 61
3.2.1.3 Le Crétacé 62
3.2.2 La morphologie de la région 62
3.2.2.1 La zone montagneuse 62
3.2.2.2 La zone tellienne 62
3.2.2.3 La zone des plaines 63
3.2.2.4 La zone du sud 63
3.2.3 La sismicité de la région 63
3.3 PRESENTATION DU PROJET: 64
3.4 DESORDRES ET MANIFESTATIONS PATHOLOGIQUES 64
3.5 OBSERVATION DES DESORDRES 65
3.5.1 Glissement au pk38+500 65
3.6 RECONNAISSANCE IN SITU : 66
3.7 DESCRIPTION LITHOLOGIQUE : 67
3.8 ESSAIS DE LABORATOIRE : 68
3.9 RESULTATS DES ESSAIS : 69
3.9.1 Résultats des essais pénétrométriques 69
3.10 RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE 69
3.10.1 Poids volumique-Teneur en eau naturelle 70
3.10.1.1 Le poids volumique (γ) 70
3.10.1.2 Teneur en eau naturelle (W) 70
3.10.1.3 Degré de saturation (SR) 70
3.10.1.4 Analyse granulométrique 71
3.10.1.5 Limites d'Atterberg 72
3.10.1.6 Essai d'analyse chimique 73
3.11 INTERPRETATION DES RESULTATS 73
3.12 CONCLUSIONS: 74

CHAPITRE IV: CONFERTEMENT PAR GEOTEXTILES

4.1 INTRODUCTION 75
4.2 OUVRAGE DE SOUTENEMENT SOUPLE : 75
4.2.1 Présentation des matériaux 75
4.2.2 Propriétés des géotextiles utilisés en renforcement 76
4.3 TECHNIQUE DE RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE : 77
4.3.1 Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection 78
4.3.2 La mise en œuvre du géotextile 78
4.4 ETUDE DE CONFORTEMENT DU SITE ETUDIE : 79
4.4.1 Le système de drainage 79
4.4.1.1 La tranchée drainante 79
4.4.2 Domaine d'utilisation 80
4.4.3 Caractéristiques du système de renforcement 80
4.5 CALCUL ET VERIFICATION 81
4.6 CONCEPTION DES TALUS RENFORCENT PAR DES GEOTEXTILES 81
4.6.1 Méthode de conception 81
4.6.1.1 La résistance a la traction admissible 82
4.6.1.2 La pression totale sur le mur en géotextiles 82
4.6.1.3 L'espacement entre les couches des géotextiles 83
4.6.1.4 Les longueurs d'ancrage, passive et totale des géotextiles 84
4.6.1.5 La longueur de recouvrement 84
4.6.1.6 La stabilité externe du mur en géotextiles 85
4.7 CALCUL PRATIQUE DU GLISSEMENT AU PK 38+500 : 87
4.8 CONCLUSIONS : 87

CHAPITRE V: METHODES NUMERIQUE

5.1 INTRODUCTION 88
5.2 PRESENTATION DE PLAXIS 88
5.2.1 Le code éléments finis PLAXIS 88
5.2.2 Options par défaut et solutions approchées. 89
5.2.3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS 90
5.2.3.1 Modèle élastique linéaire 90
5.2.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb 91
5.2.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) 94
5.2.3.4 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model) 94
5.2.3.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model) 95
5.2.3.6 Conclusion 96
5.3 PRESENTATION DE TALREN4 : 97
5.3.1 Introduction : 97
5.3.2 Etude de stabilité : 97
5.3.2.1 Les principales caractéristiques du TALREN 4 : 98
5.3.3 Les avantages de Talren 4 101

5.3.4 Les passerelles avec PLAXIS v8 : 103
5.3.5 Les nouvelles fonctionnalités de calcul 103
5.3.6 Le calcul en talren4 104
5.4 CONCLUSION : 104

CHAPITRE VI: ANALYSE DE LA STABILITE

6.1 CALCUL PAR LA METHODE DES TRANCHES DE GLISSEMENT DE TAMEZGUIDA (AVEC TALREN) 105
6.1.1 Introduction 105
6.1.1.1 Hypothèses de calcul 105
6.1.2 Détermination des caractéristiques résiduelles 105
A. PROFIL TYPE DE CALCUL 106
B. CARACTERISTIQUES DU SOL : 106
C. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES TALUS MODALISES : 106
D. LA SURCHARGE : 106
6.1.3 Talus sans renforcement : 107
6.1.3.1 Géométrie du modèle 107
6.1.3.2 Conclusion 108
6.1.4 Talus avec renforcements : 108
6.1.4.1 Proposition des solutions de confortement 108
6.1.4.2 Géométrie du modèle 109
6.1.4.3 Conclusion 111
6.2 CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS DU GLISSEMENT DE TAMEZGUIDA (AVEC PLAXIS) 111
6.2.1 Introduction : 111
6.2.1.1 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux : 111
6.2.2 Talus non-renforce : 111
6.2.2.1 Le modèle géométrique de référence : 111
6.2.2.2 Caractéristiques des matériaux : 112
6.2.2.3 Les conditions aux limites : 113
6.2.2.4 Génération du maillage : 113
6.2.2.5 Les conditions initiales : 113
6.2.2.6 Le calcul : 115
6.2.2.7 Les résultats : 115
6.2.2.8 Conclusion 117
6.2.3 Talus renforcé par géotextiles : 117
6.2.3.1 Le modèle géométrique de référence : 118
6.2.3.2 Caractéristiques des géogrilles : 118
6.2.3.3 Génération du maillage : 118
6.2.3.4 Les conditions initiales : 119
6.2.3.5 Le calcul : 120
6.2.3.6 Les résultats : 121
6.2.3.7 Conclusion 124

CHAPITRE VII: ETUDE COMPARATIVE DES RESULTATS DES DIFFERENTS TYPES DE CALCUL

7.1 INTRODUCTION....125
7.2 COMPARAISON DES DEUX METHODES TALREN ET PLAXIS :....125
7.3 RECAPITULATION DES RESULTATS DE CALCUL FAITS PAR PLAXIS :....126
7.4 SYNTHESE :....127
7.5 RECAPITULATION DES RESULTATS DE CALCUL FAITS AVEC TALREN :....128
7.6 SYNTHESE :....129
7.7 RECAPITULATION DES RESULTATS DE CALCUL FAITS AVEC PLAXIS ET TALREN :....129
7.8 SYNTHESE :....129
7.9 RECAPITULATIF DES SOLUTIONS PROPOSEES....130
CONCLUSION GENERALE....131

Liste des figures

Figure 1.1 : *les affaissements.*

Figure* 1.2 *: *Phénomène de fluage.*

Figure 1.3 : *les phénomènes de gonflement-retrait.*

Figure* 1.4 *: *Phénomène de glissement.*

Figure* 1.5 *: *Effondrement de terrain.*

Figure* 1.6 *: *Chute de blocs.*

Figure* 1.7 *: *Coulée boueuse (À Ath Aissa Ouyahia, Illilten à Ifrhounen 25-05-2012).*

Figure 1.8 : *Mouvement gravitaire des terrains.*

Figure* 1.9*: *Classification des glissements selon la forme (transrationnelle et rotationnelle).*

Figure* 1.10 *: *Les phases de glissement de terrains.*

Figure 1.11 : *Systèmes de parades.*

Figure 1.12: *Systèmes de parades par approche douce.*

Figure 1.13 : *Systèmes de parades par approche dure.*

Figure 1.14: *Quelques types de mur de soutènement.*

Figure 1.15 : *Clouage d'un talus instable.*

Figure 1.16 : *Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage.*

Figure 1.18: *remblai avec la géosynthétique.*

Figure 1.19: *Conditions et contraintes de choix d'un système de parade*

Figure 2.1: *Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.*

Figure 2.2. *Glissement plan: équilibre d'un bloc.*

Figure 2.3 *Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.*

Figure 2.4 *Forces agissantes sur une tranche d'après L'hypothèse de FELLENIUS.*

Figure 2.5*.Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop.*

Figure 2.6*: Représentation des forces sur une tranche.*

Figure 2.7*: Représentation des forces sur une tranche.*

Figure 2.8: *Représentation des forces sur une tranche.*

Figure 2.*9* *Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode* Morgenstern prise

Figure 2.10 *: Résultante des forces parallèles.*

Figure 2.11 *: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.*

Figure 2.12 *: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.*

Figure 2 .13 : *Transformation des équations d'un système physique.*

Figure 2.14 : *Système de deux corps en contact.*

Figure 2.15 *Discrétisation du domaine Ω et de l'interface Γi.*

Figure 3.1 : *situation géographique de Médéa.*

Figure 3.2 : *les zones de sismicité algérienne (situation sismique de Médéa).*

Figure 3.3: *Photos 01 et 02 : Etat du site avant travaux de renforcement.*

Figure 3.4 : *fissure sur la route TAMEZGUDA.*

Figure 3.5: *Implantation des essais in-situ réalisés.*

Figure 3.6: *Quelques étapes de sondage carottier réalisé.*

Figure 3.7: *Schéma d'un pénétromètre dynamique dans plusieurs points.*

Figure 3.8 : *appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.*

Figure 3.9 : *appairage d'Analyse granulométrique par tamisage.*

Figure 3.10: *Limites d'Atterberg.*

Figure 4.1 *Exemple de géotextile non tissé.*

Figure 4.2 *: Exemple de géotextile tissé.*

Figure 4.3: *coupe montrant la Mise en œuvre du géotextile.*

Figure 4.3*: Tranchée drainante.*

Figure 4.4 *: Mise en œuvre du géocomposite de drainage.*

Figure 4.5: *Reprofilage du talus .*

Figure 5.1*: Fenêtre d'entrée des données de Plaxis.*

Figure 5.2 *:.Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.*

Figure 5.3*: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.*

Figure 5.4: *Définition du module à 50 % de la rupture.*

Figure 5.5: *Effet du temps sur les essais œnométriques.*

Figure 5.6*: Diagramme des cercles peq dans le plan p-q.*

Figure 5.7*: Iinterface de talren4.*

Figure 5 .8*: Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4*

***Figure 5 .10**: La barre de boutons principale.*

***Figure 5 .1:** La barre de boutons contextuelle "Données".*

***Figure 5 .11:** La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".*

***Figure 5.13 :** Gestion des phases et situation du projet.*

***Figure 5. 14**: Tableau récapitulatif des couches de sol.*

***Figure 5.15**: Exemple de tableau récapitulatif des surcharges.*

***Figure 5.16**: Exemple de tableau récapitulatif des renforcements de maillage hydraulique*

***Figure 5.17 :** Exemple de représentation graphique de maillage hydraulique*

***Figure 6.1:** Géométrie du modèle.*

***Figure 6.2 :** Le résultat Avec la méthode de Bishop.*

***Figure 6.3 :** Le résultat Avec la méthode de Fellenius.*

***Figure 6.4 :** Construction de l'ouvrage par couches.*

***Figure 6.5 :** Modélisation d'un système de confortement.*

***Figure 6.6 :** Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Fellenius).*

***Figure 6.7 :** Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Bishop).*

***Figure 6.8 :** Géométrie du modèle.*

***Figure 6.9:** Maillage du modèle.*

***Figure 6.10 :** Position de la nappe phréatique.*

***Figure 6.11 :** Répartition des pressions interstitielles initiales.*

***Figure 6.12 :** Génération des contraintes effectives initiales.*

***Figure 6.13:** Les déplacements totaux.*

***Figure 6.14:** Les déplacements horizontaux.*

***Figure 6.15 :** Les déplacements verticaux.*

***Figure 6.16 :** Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf = 0.983.*

***Figure 6.17 :** Des informations sur le calcul.*

***Figure 6.18 :** Variation du déplacement horizontale (Ux) en fonction de la profondeur(Y).*

***Figure 6.19 :** Géométrie du modèle.*

***Figure 6.20 :** Maillage du modèle.*

***Figure 6.21:** Position de la nappe phréatique.*

***Figure 6.22** : Répartition des pressions interstitielles initiales.*

***Figure 6.23** : Génération des contraintes effectives initiales.*

Figure 6.24 : *Les déplacements totaux.*

Figure 6.25 : *Les déplacements horizontaux.*

Figure 6.26: *Les déplacements verticaux.*

Figure 6.27: *Valeur moyenne du coefficient de sécurité.*

Figure 6.28 : *Des informations sur le calcul.*

Figure 6.29 : *Variation du déplacement en fonction de la profondeur.*

Figure 7.1 : *Comparaison des déplacements horizontaux pour les cas renforcé et non renforcé.*

Figure 7.2 : *Comparaison des coefficients de sécurité pour les cas renforcé et non renforcé.*

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : *Eléments caractérisant les différentes familles de mouvement***.**

Tableau 2.1: *différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE*.

Tableau 2.2 *: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses*.

Tableau 3.1 *profondeur sondages carottés.*

Tableau 3.2.*Lithologie des sondages carottés.*

Tableau 3.3. *Résultats de la résistance à la compression Rc .*

Tableau 3.4*. Résultats des essais de laboratoire : « caractéristique physiques ».*

Tableau 3.5 *Résultats des essais d'Analyses granulométriques.*

Tableau 3.6 *Résultats de la classification des sols du site.*

Tableau 3.7 *Caractéristiques chimiques du sol du site.*

Tableau 3.8 *Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.*

Tableau 6.1 : *paramètre mécanique du sol.*

Tableau 6.2 : *Caractéristique géométrique***.**

Tableau 6.3 : *Caractéristiques physico-mécaniques des sols.*

Tableau 6.4 : *Propriétés des géotextiles.*

Tableau 7.1 : *comparaison entre les deux méthodes TALREN et PLAXIS***.**

Tableau 7.2 : *Tableau récapitulatif des principaux résultats de calcul faits avec PLAXIS***.**

Tableau 7.3 : *Tableau récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de sécurité faits avec TALREN.*

Tableau 7.4 : *Récapitulation des résultats de calcul fait.*

Tableau 7.5 : *récapitulatif des solutions proposées.*

Nomenclature

FS : ***Coefficient de sécurité***	**[-]**
Q : ***Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif***	**[KN/m^2]**
H : Hauteur réelle	**[m]**
H_c : Hauteur critique	**[m]**
M : Masse d'une tranche	**[Kg]**
U : Sous-pression de l'eau interstitielle	**[KN/m^2]**
T : Force de cisaillement intertranche	**[KN]**
E : Force normale intertranche	**[KN]**
S : Force de cisaillement à la base l'élément	**[KN]**
N : Effort normal à la base	**[KN/m^2]**
W : Poids de la tranche	**[KN]**
R : Rayon de la surface de glissement	**[m]**
O : Centre de la surface de glissement	**[-]**
r : Rayon pour la méthode de Fellenius	**[m]**
σ : Contrainte	**[KN/m^2]**
ε : Déformation	**[-]**
ε_e : Déformation élastique	**[-]**
ε_p : Déformation plastique	**[-]**
ν : Coefficient de poisson	**[-]**
E : Module de Young	**[KN/m^2]**
G : Module de cisaillement	**[KN/m^2]**
ij : Indice de Kronecker	**[-]**
K : Module de compressibilité	**[KN/m^2]**
Φ : Angle de frottement interne	**[°]**
Ψ : Angle de dilatance	**[°]**
E_{oed} : Module œdométrique	**[KN/m^2]**
E_{50} : Module sécant à 50% de la résistance à la compression	**[KN/m]**
E_0 : Pente initiale	**[KN/m^2]**
C : La cohésion	**[KN/m^2]**

q : Contrainte déviatorique	**[KN/m^2]**
e : Indice des vides	**[-]**
λ* : Indice de compression	**[-]**
K* : Indice de gonflement	**[-]**
Ux : Déplacement dans le sens x	**[m]**
Uy : Déplacement dans le sens y	**[m]**
γ_{sat} : Poids volumique saturé	**[KN/m^3]**
γ_{unsat} : Poids volumique sec	**[KN/m^3]**
k_x : Perméabilité horizontale	**[m/jour]**
k_v : Perméabilité verticale	**[m/jour]**
h : espacement du géotextile	**[m]**
m : Puissance	**[-]**
K_0 : Coefficient des pressions des terres au repos	**[-]**
σ'_h : Contrainte effective horizontale	**[KN/m^2]**
σ'_v : Contrainte effective verticale	**[KN/m^2]**
Msf : Coefficient de sécurité utilisé par Plaxis	**[-]**
T_{adm} : Résistance à la traction admissible	**[KN/m^2]**
T_{ult} : Résistance ultime	**[KN/m^2]**
σ_{hs} : Pression latérale des terres	**[N/m2]**
K_a : Coefficient de poussée de Rankine	**[-]**
φ: L'angle de frottement interne du remblai retenu par le mur en géotextiles	**[°]**
γ: Poids volumique du remblai	**[KN/m^3]**
Z: Profondeur comptée à partir de la surface à la couche en question	**[m]**
σ_{hq}: Pression latérale due à la surcharge	**[KN/m^2]**
Q : Surcharge appliquée en surface	**[N/m2]**
γ_q: Poids volumique du sol de surcharge	**[KN/m^3]**
D: Profondeur du sol de surcharge.	**[m]**
σ_{hl}: Pression latérale provoquée par la circulation des véhicules	**[N/m2]**
P: Charge concentrée sur la surface du remblai	**[KN/m^2]**
σ_h: Pression totale à laquelle le mur est soumis	**[N/m2]**

« Le peu que je sache, je veux néanmoins le faire connaître afin qu'un autre, meilleur que je ne suis, découvre la vérité et que l'œuvre qu'il poursuit sanctionne mon erreur. Je m'en réjouirai pour avoir été, malgré tout, cause que cette vérité se fasse jour. »

Albert Dürer

Introduction générale

Introduction générale

Les glissements de terrain peuvent avoir des conséquences dévastatrices, étant donné qu'ils ont des effets sur les communautés, les conditions de vie et l'économie, tant au niveau régional que national.

L'Algérie, qui connaît un grands développement d'infrastructures, est appelée à subir constamment ce phénomène. Le risque croit en raison de l'explosion démographique, d'une urbanisation croissante, de développement dans les zones à fortes pentes, de déforestation des versants et d'augmentation des précipitations régionales causée par les changements climatiques. Le besoin de mettre en commun l'expérience des scientifiques et les outils pour faire face à ce problème, en étudiant en permanence des moyens et systèmes de confortement, a été ressenti.

Les méthodes traditionnelles, pour la plupart issues de l'expérience acquise sur des ouvrages isolés, reposent le plus souvent sur l'analyse de la résistance de ces ouvrages vis-à-vis de la rupture. L'analyse du comportement des systèmes de parades et celle de leurs impacts sur les talus, par ces méthodes, reste limité et manque de précision.

Actuellement, l'utilisation de la réalité virtuelle pour la simulation des problèmes en ingénierie est plus avantageuse. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude des problèmes aux géométries et lois de comportement complexes. Aussi, l'usage de ces méthodes permet la vérification de la stabilité des pentes, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et des contraintes dans les structures du renforcement et d'aider à leur dimensionnement.

En Algérie, 107 452 km de routes assurent près de 70 % du volume des échanges. Une partie assez importante de ces routes, qui se trouvent dans les régions montagneuses, est souvent menacée par les mouvements des pentes et des systèmes de confortement deviennent nécessaires. Parmi ces régions la wilaya de Médéa qui présente plusieurs cas d'instabilité, parmi eux le glissement qui affecte la route CW08 PK 38+500, de La ville de TAMEZGUIDA, qui est l'intérêt de notre travail dans ce mémoire.

Organisation du mémoire :

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairer les axes de notre étude, le mémoire a été articulé selon les points suivants:

Chapitre1: Etude Bibliographique :
Dans ce chapitre On a essayé de donné une idée sur le phénomène des mouvements de terrain.

Chapitre 2: Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes analytiques de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation du coefficient de sécurité.

Chapitre 3: Présentation d'un modèle sujet d'étude :

Une présentation générale du site à étudier.

Chapitre 4: Confortement Par Géotextile:
Dans ce chapitre on a présenté les méthodes de confortements par géotextiles adoptées pour notre travail.

Chapitre 5: Présentation Des Logiciels Utilisés :

On a donné les caractéristiques générales des logiciels utilisés pour les calculs des talus, avec une démarche simple pour définir un problème de talus dans différent logiciel. Ce chapitre peut être considéré comme un manuel simple pour analysé les talus utilisant des logiciels informatiques.

Chapitre 6 : Analyse de la stabilité

Analyse numérique du phénomène à étudier.

Chapitre 7 : Etude comparative des résultats des différents types de calcul :

Comparaison des résultats obtenus avec les deux logiciel Plaxis et Talren.

Conclusion générale.

Chapitre I

Etude bibliographique Motivation du mémoire

DANS *CE CHAPITRE :*

1. **INTRODUCTION**
2. **LES MOUVEMENTS DE TERRAIN**
3. **GLISSEMENTS DE TERRAIN**
4. **METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN**
5. **CONCLUSION**

1.1 Introduction

Le terme de « mouvement de terrain »regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres de par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume déroche ou de sol déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges…) ou anthropiques (terrassement, déboisement…). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

Dans les régions de montagne, c'est notamment le cas des glissements de terrain et des chutes de pierres et de blocs (ou des éboulements) qui menacent de nombreuses zones urbanisées et de nombreuses infrastructures routières, mettant ainsi en danger des vies humaines. La réalité de la menace est pourtant difficile à faire admettre à la population exposée. En effet, d'une part, la fréquence d'apparition de phénomènes catastrophiques reste limitée à l'échelle humaine, et d'autre part, l'évolution des mouvements de terrain est rarement visible à l'œil nu (les secteurs générateurs de risques comme les falaises sous les terrains argileux présentent souvent une apparente stabilité).

La vitesse de déplacement des différents phénomènes permet de distinguer deux grands ensembles de mouvements de terrain : les mouvements lents et continus pour lesquels la déformation est progressive, parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Il s'agit des phénomènes d'affaissement, de tassement, de fluage, des glissements et du retrait/gonflement de certains matériaux argileux. Les mouvements rapide set discontinus, eux-mêmes divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux : en masse lorsqu'il s'agit de matériaux rigides (roche), ou à l'état remanié quand il s'agit de matériaux meuble (argile). Ce sont les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, les coulées boueuses.

1.2 LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

1.2.1 Définitions

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle (fontes des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropique (occasionnée par l'homme : terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leur déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public.

1.2.2 Les mouvements lents et continus

1.2.2.1 Les affaissements

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

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



Figure 1.1 : *les affaissements*

1.2.2.2 Les tassements

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.

Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de 7 mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe ; Osaka, Bangkok, Venise...) ou être plus limités (tour de Pise).

1.2.2.3 Le fluage et solifluxion :

- **Fluage :** les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture. [4]

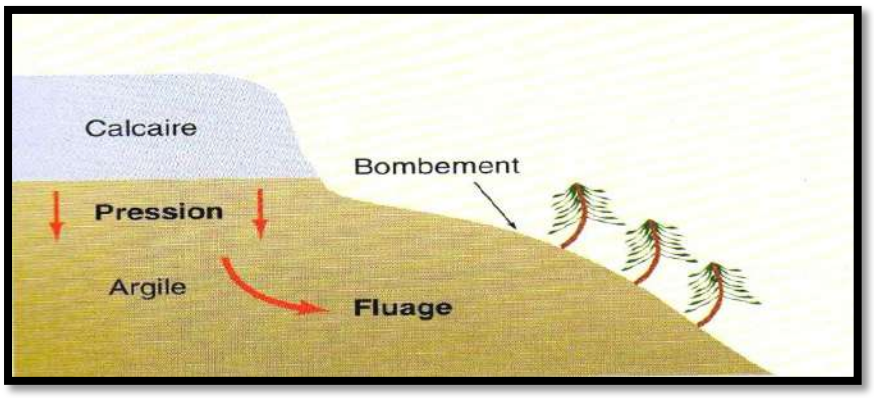


Figure 1.2 : *Phénomène de fluage.*

- **Solifluxion** :

C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volcaniques du sol au cours saisons. Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. [12]

1.2.2.4 Les phénomènes de gonflement-retrait

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse ; ce phénomène, accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992.

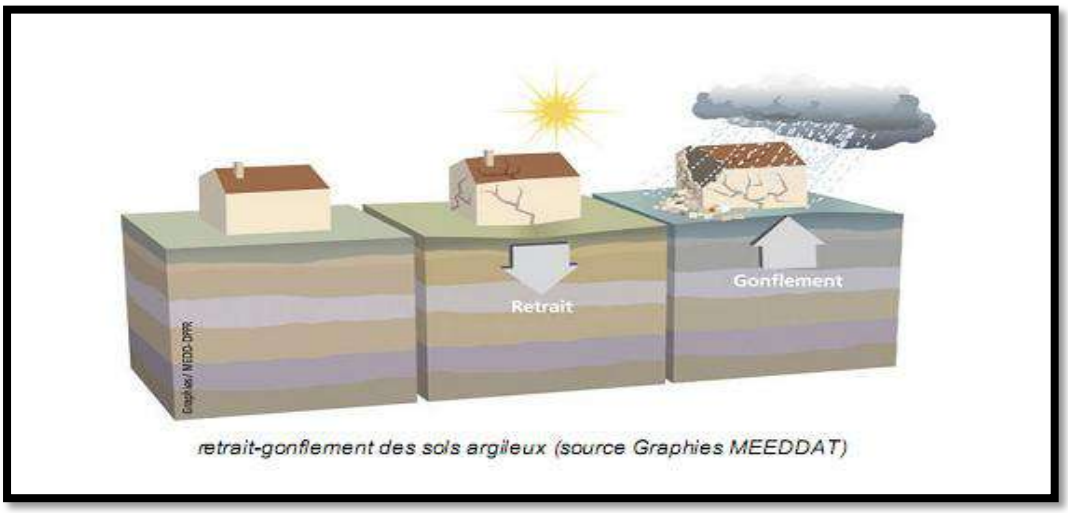


Figure 1.3 : *les phénomènes de gonflement-retrait.*

1.2.2.5 Les glissements de terrain

Le glissement est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voir une centaine de mètres pour certains glissements de versant.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain (niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de conservation d'eau, etc.)

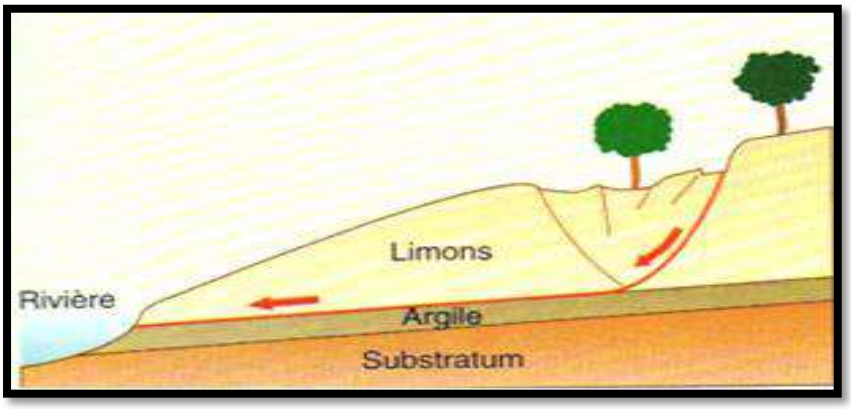


Figure 1.4 : *Phénomène de glissement*

1.2.3 Les mouvements rapides et discontinus

1.2.3.1 Les effondrements

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol. Deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes, c'est le phénomène de suffusion. [3]



***Figure* 1.5 :** *Effondrement de terrain*

1.2.3.2 Les écroulements et chutes des blocs

Les écroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux car soudains. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches.

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à 0,1 m3), à l'écroulement catastrophique (supérieur à 10 millions de m3) avec, dans ce dernier cas, une extension importante des matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à 100 km/h. [4]



***Figure* 1.6 :** *Chute de blocs*

1.2.3.3 Les coulées boueuses :

Phénomènes caractérisés par un mouvement rapide de matériaux sous forme plus ou moins fluide (à fort teneur en eau), et d'une consistance plus au moins visqueuse.



***Figure* 1.7 :** *Coulée boueuse*

(À Ath Aissa Ouyahia, Illilten à Ifrhounen 25-05-2012)

1.3 GLISSEMENTS DE TERRAIN :

1.3.1 Définition :

Un glissement de terrain est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement. Arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain.

Un glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes qui sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant. Dans un terrain incliné, la cause peut être, par exemple, des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et/ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.), une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contrepoids du pied de versant.

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs, dans le cas des terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval, l'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces.

- **Gravité:** force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre, dépend de la pente du terrain.
- **Force de frottement:** force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre une autre couche.
- **Force de cohésion:** force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles, en effet cette attraction, est la résultante de l'eau stockée dans le sol, voir la représentation du mouvement gravitaire du terrain, sur la figure la suivante :

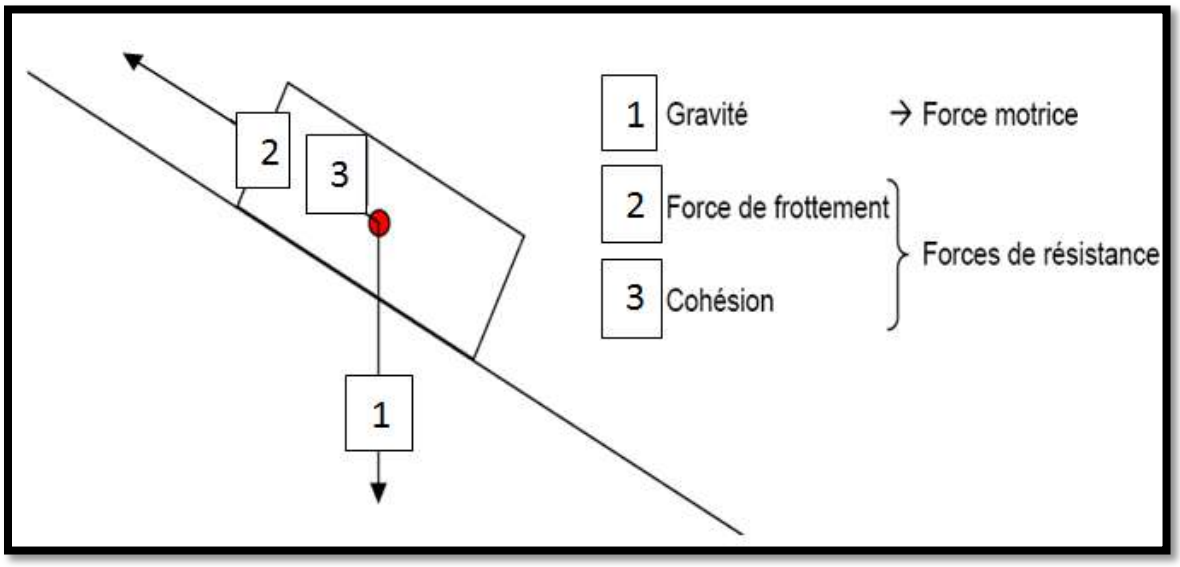


Figure 1.8 : *Mouvement gravitaire des terrains.*

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche, se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de glissement

Plus la gravité (pente) est forte et plus la force de frottement et la cohésion sont faibles, plus le versant est instable.

1.3.2 Classification de glissements :

1.3.2.1 Classification des glissements selon la forme

a) Les glissements rotationnels

Ils Sont en général de volume limité, ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériau glissé.

b) Les glissements translationnels

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

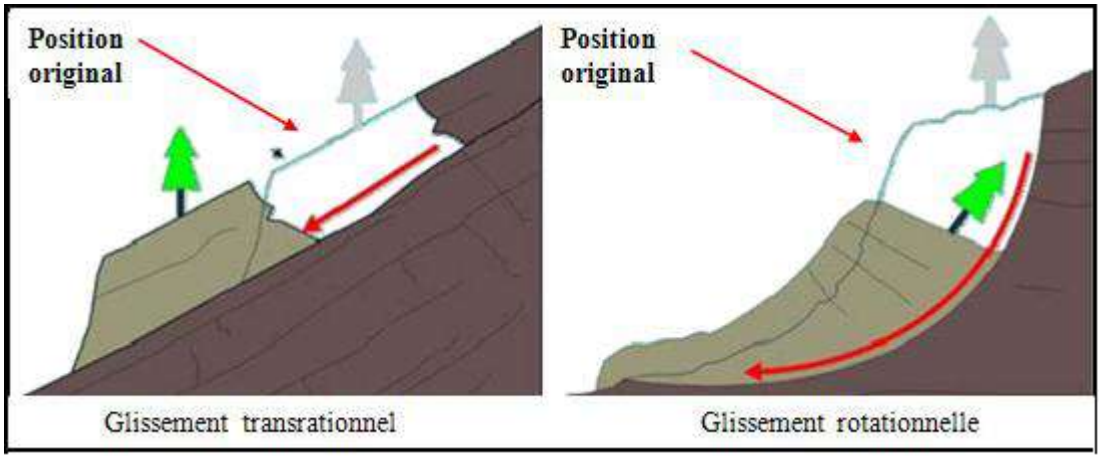


Figure* 1.9*: *Classification des glissements selon la forme (transrationnelle et rotationnelle).*

1.3.2.2 Classification des glissements selon la vitesse du mouvement

Tableau 1.1 : *Eléments caractérisant les différentes familles de mouvement.*

	Terrains	**Vitesse moyenne**	**Volume**	**Facteurs déclenchant**
Glissement lents	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m^3 à plus de dix millions m^3	Eau, terrassement
Mouvements de terrain fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions m^3	Chargement Évolution du matériau

Mouvements de terrain écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix milles m^3	Eau, gel-dégel, Séisme
Glissements rapides (glissement-coulée)	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs Centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, Ruptures de digues

1.3.2.3 Classification des glissements selon la rupture

a) Glissement de terrain permanant

C'est un mouvement qui s'étend sur une longue période, la masse de terre se déplace régulièrement vers l'aval le long d'une surface de rupture existante, avec des phases d'accélération et de réactivation.

b) Glissement de terrain spontané

C'est un mouvement relativement rapide qui se produit contrairement au glissement permanant le long d'une nouvelle surface de glissement, il se déclenche de manière subite avec des vitesses instantanées élevées, la teneur en eau étant insuffisante pour induire la liquéfaction du matériau (le sol garde une partie de sa cohésion) donc une surface de glissement peut être observée (pas de coulée).

1.3.3 Les phases de glissements de terrain :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme.

K. Terzaghi (1950) proposent quatre phases :

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain ;

- La phase de rupture : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase ;
- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène ;
- La phase de stabilisation : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée.

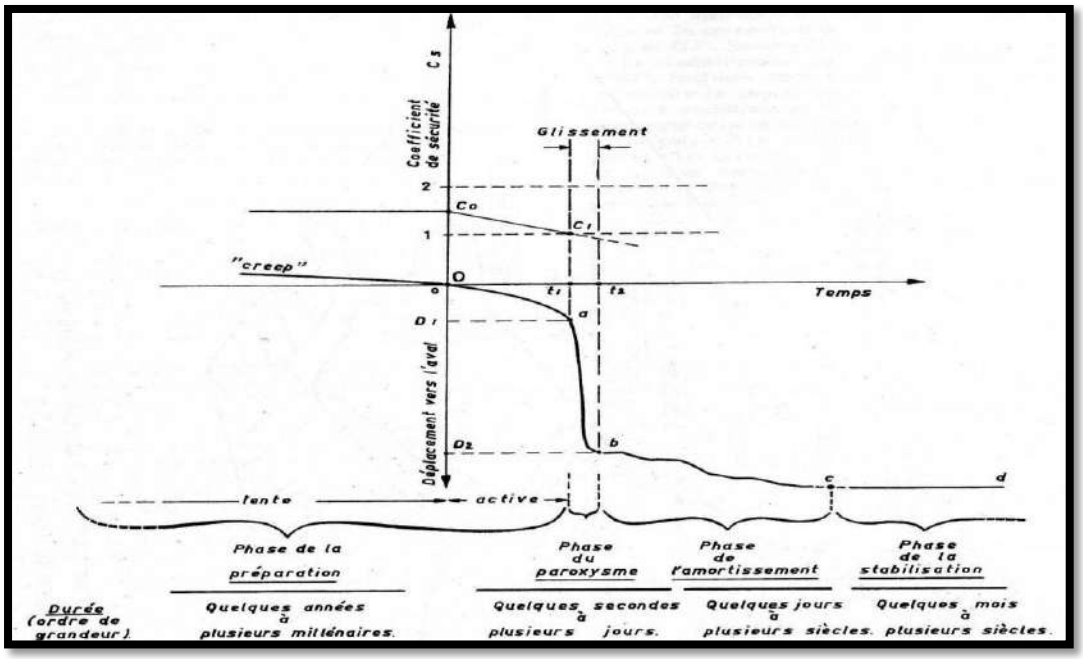


Figure* 1.10 *: *Les phases de glissement de terrains.*

1.3.4 Notions sur les causes des glissements :

- **Géométrie**

La géométrie du versant influe considérablement sur la stabilité de ce dernier par :

- La déclivité des terrains peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement ;
- Actions de l'homme, peuvent être particulièrement néfastes pour la tenue des talus: tous travaux en tête de déblais (à une distance de la crête inférieure à environ deux fois la hauteur du talus de déblai), suppression des butées naturelles ou artificielles en pied, et

d'une manière générale tous les terrassements abusifs au voisinage des ouvrages ou affouillements dus à l'action des eaux des courants.

- **Hydraulique**

Les facteurs hydriques constituent l'une des causes principales des mouvements de terrain, ils agissent sur la stabilité des pentes par:

- Actions externes résultant de l'érosion superficielle, percolation d'eau dans les réseaux de fissures ;
- Actions internes résultant des pressions interstitielles au sein du matériau, à la construction ou après remontée de la nappe (notamment dans les remblais sur pente, insuffisamment drainés au contact entre le remblai et le terrain naturel) ou accumulation d'eau (dues souvent à la mauvaise qualité du matériau ou à une réduction locale des possibilités de circulation de l'eau dans le massif) ;
- Fortes précipitations (fonte des neiges) lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltre dans le sol, cause l'augmentation du poids, et diminution des forces de cohésion et de frottement ;
- Absence ou insuffisance d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux;
- Actions des cycles de gel et de dégel sur les formations du versant.

- **Géologie et géotechnique**

- Présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières ou médiocres;
- Utilisation des matériaux de remblai inadaptés (caractéristiques mécaniques trop faibles, matériau sensible à l'eau);
- Compactage ou traitement du sol insuffisant (pentes en remblai);
- Utilisation incorrecte ou abusive de l'explosif en montagnes;
- Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau dû à l'action physico-chimique.

- **Activités humaines**

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

- Construction d'infrastructures ou de bâtiments (augmentation et abusivement du poids qui repose sur les pentes);

- La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant (dans le pied du talus qui augmente la suppression de butée) ;
- Arrosage (modifie la teneur en eau du sol), qui entraîne le dépérissement des racines des arbres (défrichement), qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur ;
- les conditions de stabilité peuvent être fortement modifiées, si la structure interne d'une pente est modifiée (Pentes artificielles, qui présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles).

- **Caractéristiques des matériaux**

La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs, dans le cas des sols composés exclusivement par des matériaux granulaires, la force de cohésion entre les différentes particules du sol est négligeable, voir nulle. Dans ce cas, seule la force de frottement peut s'opposer à un éventuel glissement de terrain.

Par contre dans les terrains meubles ou rocheux, la force de frottement est faible à cause des discontinuités, qui sont remplies par les fines, dans ce cas, la probabilité de voir une couche glisser sur l'autre vers l'aval est très élevée.

- **Autres causes**

- **Présence de la végétation**

Les racines des arbres et des arbustes peuvent participer à l'amélioration de la cohésion du sol. Une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt.

- **L'érosion**

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration sera renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. De tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion.

- **Ebranlements**

Le cas des tremblements de terre, éruptions volcanique, peuvent menacer l'équilibre des forces dans la pente.

1.3.5 Action de l'eau sur la stabilité des pentes:

On a vu précédemment que l'une des principales causes du déclanchement des glissements de terrain étant d'origine hydraulique, la compréhension du fonctionnement hydrologique des pentes instables est nécessaire dans l'étude des mouvements de terrain.

- **Les infiltrations d'eau dans le sol**

Elles engendrent des actions déstabilisatrices qui peuvent être résumées par :

- L'accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau (Augmentation du degré de saturation) ;
- Le changement du comportement rhéologique du sol (le sol peut passer d'un état solide à l'état visqueux) ;
- L'action mécanique exercée par les pressions de l'eau sur la cohésion de la masse de sol engendrée par la diminution de la succion qui joue un rôle cohésif ;
- L'augmentation du niveau de la nappe d'eau qui peut être importante, ce qui fait chuter le coefficient de sécurité Fs (le mouvement peut être nul ou faible sous une certaine hauteur piézométrique donnée, une augmentation de cette hauteur peut déstabiliser le versant et déclencher un mouvement de terrain) ;
- La circulation des eaux provenant des points de pertes des réseaux peut entrainer une altération progressive du terrain et une diminution de ses caractéristiques mécaniques.

- **Les écoulements souterrains**

Ils jouent aussi un rôle défavorable très important dans l'activation des glissements de terrain, les raisons liées à ce phénomène, pouvant déstabiliser le terrain sont généralement :

- l'action des pressions de courant qui exercent une poussée sur le matériau qu'elle traverse (Le freinage de l'écoulement de l'eau, qui se met sous pression et engendre une poussée sur le sol) ;
- l'érosion souterraine qui diminue la résistance mécanique du sol et augmente la perméabilité du milieu et les débits d'eau.

- **Les écoulements superficiels (ruissellements)**

Ils donnent lieu à une érosion externe, qui risque de modifier la géométrie du versant, ce qui modifie les conditions de stabilité.

1.3.6 Conclusion

La majorité des terrains sont concernées par le risque de mouvement de terrain, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie.
Ils concernent non seulement les régions montagneuses, mais aussi les bassins à forte densité de vide souterrain, ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau.
Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse), comme peut aussi être liée à des secousses sismiques.

1.4 Méthodes de stabilisation des glissements de terrain

1.4.1 Introduction

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative, la plus efficace et la moins couteuse.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système De Parade ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par :(Élimination de la masse instable (exp : Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage), Augmentation des efforts résistants (exp : Confortement),

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que des contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

1.4.2 Système de parades :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par les mouvements : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits

glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions et leurs types d'approches : douce et dure (figure 1.11). [1]

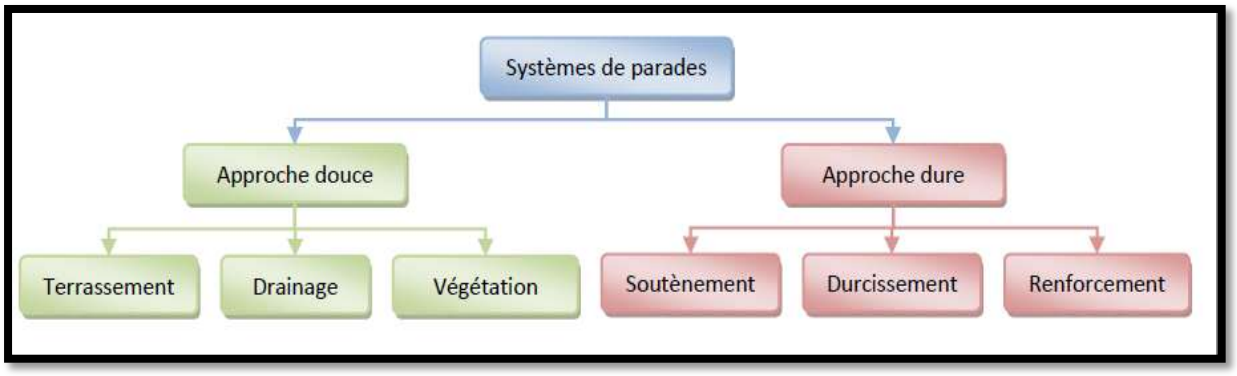


Figure 1.11 : *Systèmes de parades.*

1.4.2.1 Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la (figure 1.12).

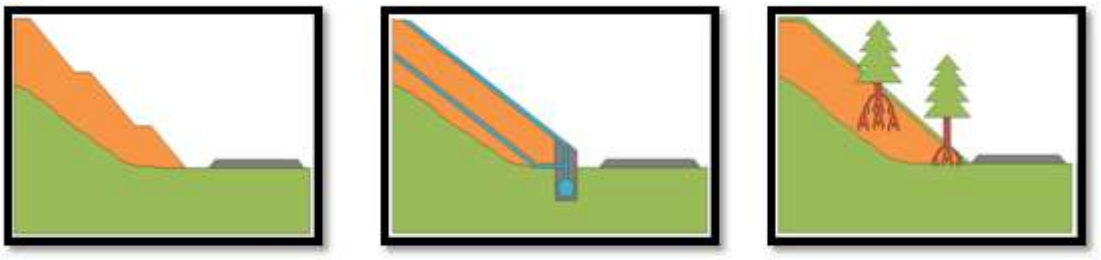


Figure 1.12: *Systèmes de parades par approche douce.*

1.4.2.1.1 Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste un moyen d'action naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : 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.

1.4.2.1.2 Drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : 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, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres systèmes de parades.

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, ainsi que les alimentations et les exutoires. Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas continuellement réalisé, peut leur ôter toute efficacité.

1.4.2.1.3 Boisement et végétation

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbres ou de plantations pour maintenir la stabilité du talus, Cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

Une étude réalisée par HENG CHAOVANICH (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être

utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; étant aussi un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation.

1.4.2.2 Approche dure

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière direct, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la (figure 1.13).

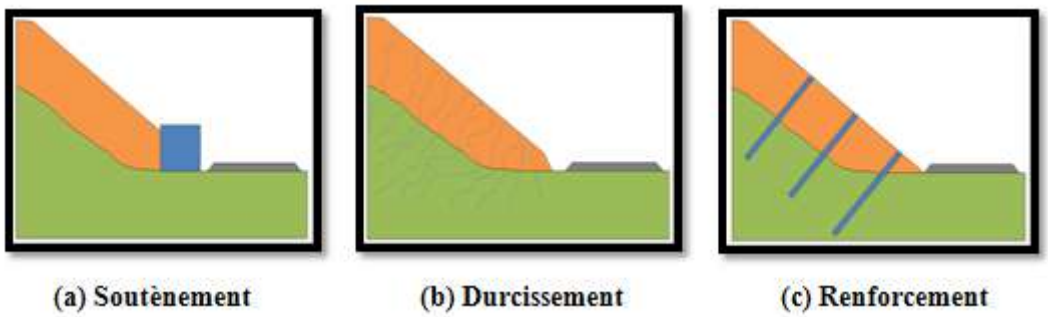


Figure 1.13 : *Systèmes de parades par approche dure.*

1.4.2.2.1 Soutènement

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides. Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires…etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, et vis-à-vis de la stabilité externe. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des talus, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement du talus. 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.

1.4.2.2.1.1 Catégories de soutènement

Les différentes catégories de soutènement sont classées ci-après [9] :

Ce type de mur assure la stabilité du système mur /sol par son poids propre .le poids de mur peut contribuer a sa stabilité et a la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière (figure 1.14), [9]

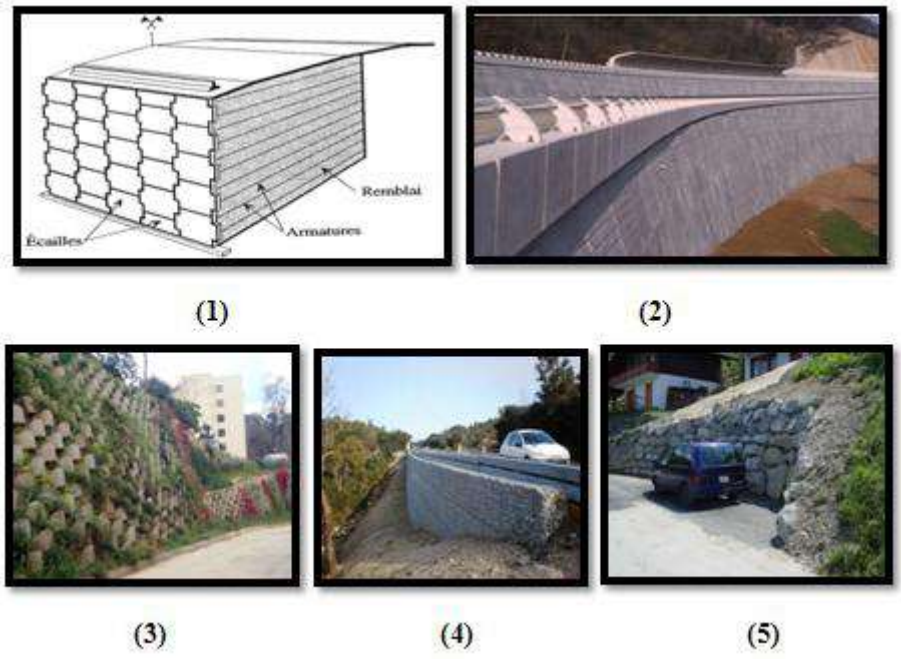


Figure 1.14: *Quelques types de mur de soutènement.*

(1+2).mur en terre armé;(3).mur en caisson;(4).mur en gabion ;

(5) mur en enrochement.

1.4.2.2.2 Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation a court terme, le temps de réaliser un autre système de parade. Parmi ces techniques on cite les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage. [9]

1.4.2.2.3 Renforcement

Le renforcement, tout comme le soutènement, consiste à s'opposer au mouvement des talus instables en y apportant une résistance mécanique. La différence entre ces deux systèmes de parades est que dans les ouvrages de soutènement, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage, par contre dans les ouvrages de renforcement, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage en étant associée à des éléments structuraux.

En se basant aussi sur la définition des mots, un renforcement ou un durcissement est une façon de remédier à l'instabilité d'un talus sans que cela ne puisse être visible de l'extérieur, contrairement aux ouvrages de stabilisation par soutènement.

Le développement récent des techniques de renforcement est lié aux économies qui peuvent être réalisées, ainsi que le fait de pouvoir l'utiliser dans des espaces restreints (route sur montagne ou au bord des falaises). Ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre [1].

1.4.3 Renforcement par clouage ou ancrage

Le renforcement en géotechnique, désigne l'utilisation d'une très grande variété d'éléments associés au sol, que l'on classe généralement suivant leurs formes géométriques : unidimensionnelle, bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de

matériaux constitutifs sont possibles : béton armé, acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc.

Verticalement sont soumis à un chargement combiné en compression, cisaillement et flexion. En stabilisation des pentes (renforcements verticaux), les efforts de cisaillement et de flexion sont les plus importants. En fondation, les renforcements verticaux travaillent le plus souvent en compression, tandis que ceux placés horizontalement travaillent le plus souvent en traction, et en flexion cisaillement s'ils sont assez rigides.

Les différentes catégories de renforcements, sont classées au-dessous:

- **Le renforcement des talus par clouage :** qualifié de passif, car les éléments utilisés ne sont pas mis en tension lors de leur installation ;
- **Le renforcement des talus par tirants d'ancrage :** qualifié d'actif, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation.

1.4.3.1 Renforcement des talus par clouage

Le clouage des talus consiste à fixer les masses instables sur le substratum à l'aide de groupes d'inclusions. Le terme clouage est utilisé comme terme générique pour désigner à la fois, les techniques de renforcement en soutènement par lits subhorizontaux d'inclusions, et celles en stabilisation des talus par rangées obliques ou verticales d'inclusions. Le renforcement par clouage, dit aussi par inclusion, a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des talus instables. La raison en est qu'il soit plus facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

I.4.3.1.1 Types d'éléments utilisés dans le clouage

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- **Clous et micropieux :** Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure 1.15) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m^2);

- **Pieux (métalliques ou en béton armé)** et **barrettes (palplanches, paroi moulée) :** Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. [9]

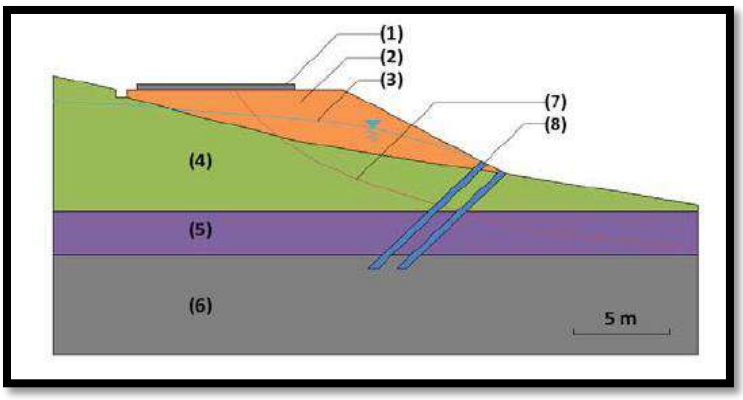


Figure1.15 : *Clouage d'un talus instable.*

(1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse, (7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

a) Clous et micropieux

La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micropieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et 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, générés par les pieux et barrettes. [1]

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.

b) Pieux et barrettes

La stabilisation d'un talus par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que le précédent. 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 du talus instable.

1.4.3.2 Renforcement des talus par tirants d'ancrage

Le principe des tirants d'ancrage, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce a des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure 1.16), sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sols meubles qu'aux talus rocheux.

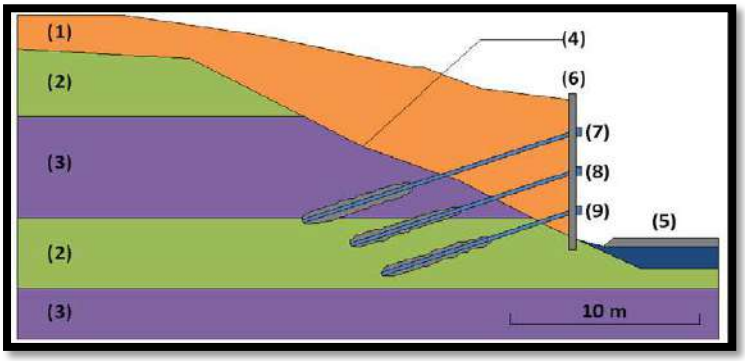


Figure 1.16 : *Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage*.
(1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement,(5) route,
(6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

I.4.3.2.1. Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrage peuvent être distinguées : [1]

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires**

Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage ;

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes**

Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

I.4.3.2.2. Parements de soutènement

Les parements de soutènement sont souvent utilisés dans des projets de route, pour la stabilisation des talus, et la construction des excavations. Ces parements se composent de murs avec un ou plusieurs niveaux de tirants d'ancrage. Ces murs peuvent être réalisés avec des éléments verticaux, discrets (poutres principales) ou continus (murs continus).

4.3.2.2.1. Poutres principales

Le renforcement par poutres principales est le plus utilisé pour la réalisation des parements. Ce système de mur peut être construit dans la plupart des types de sol ; cependant, un soin particulier doit être pris pour les sols qui ont une faible cohésion, ainsi que pour les argiles molles. Ces systèmes de mur sont également très perméables. La construction de ce type de parement se fait par phases successives, par la méthode dite berlinoise, comme l'indique la (figure 1.17).

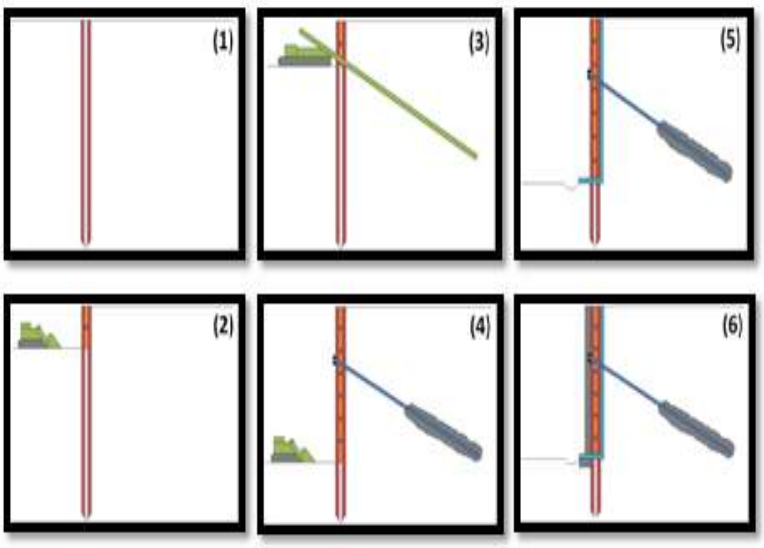


Figure 1.17: *Phases d'exécution d'un parement à ancrages.*

(1) Installation des poteaux, (2) Terrassement et installation des éléments de soutènement, (3) Installation et essai du tirant d'ancrage, mis sous-précontrainte, (4) Terrassement, (5) Installation d'un système de drainage préfabriqué, (6) Revêtement coulé sur place

Il y a tout d'abord la phase d'installation du parement à une profondeur voulue, la seconde est celle du terrassement ou d'excavation que l'on exécute sur 1 à 2 m de profondeur, puis l'on procède à la mise en place des tirants d'ancrage. Et on recommence alors une phase de terrassement et ainsi de suite. En dernier vient l'installation d'un système de drainage, juste avant le revêtement qui est coulé sur place.

1.4.3.2.2.2 Murs continus

Les tirants d'ancrage sont également utilisés dans les systèmes de murs continus tels que les palplanches (en acier ou en béton préfabriqué), ou des murs en pieux. En premier, vient l'installation du mur jusqu'à la profondeur voulue, puis les tirants d'ancrages par la méthode décrite au paragraphe précédent. Cependant, il faudrait savoir que ces systèmes de mur peuvent ne pas être réalisés dans des sols très durs ou en présence d'obstacles (rochers).

La pression de l'eau derrière les murs, en raison de la continuité, doit être prise en compte lors de la conception et le dimensionnement. Dans le cas où le mur continu doit résister à des forces hydrostatiques permanentes, un système imperméable doit être mis dans la tête du tirant d'ancrage (raccordement ancrage/mur).

1.4.4 Renforcement par géotextiles

Les géotextiles appartiennent à la famille des géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilise en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. (Figure 1.18) [3].



Figure 1.18: *remblai avec la géosynthétique.*

1.4.5 Choix d'un système de parade

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maitrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques. (Figure 1.19)[1].

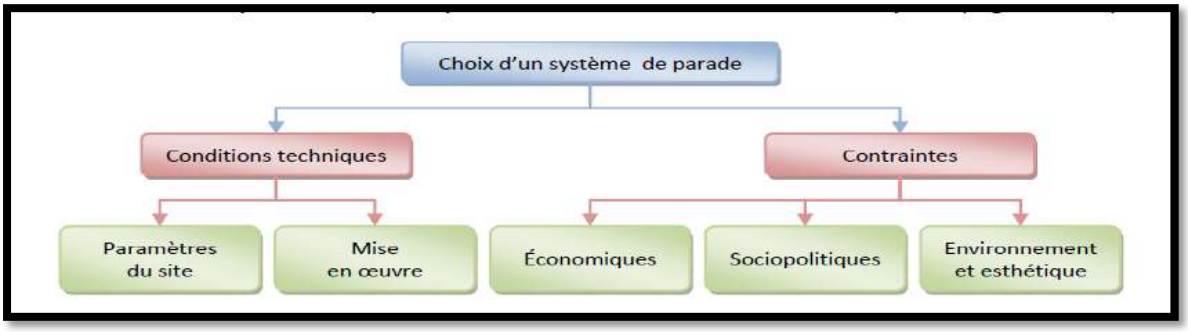


Figure 1.19: *Conditions et contraintes de choix d'un système de parade.*

1.4.5.1 Contraintes économiques

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

1.4.5.2 Conditions techniques

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution 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 (ouvrages de soutènement souples). Proposer un système de parade suppose que l'on maitrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en œuvre. Pour cela, de plus en plus d'entreprise se spécialisent pour maitriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

1.4.5.3 Contraintes sociopolitiques

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus.

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances.

1.4.5.4 Environnement et esthétique

L'approche douce est nettement plus appropriée vis-à-vis de l'environnement ; en effet l'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

1.5 Conclusion

Afin de remédier aux problèmes, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité, tout en suivant une certaine procédure qui a été présentée par un organigramme qui pourrait être utilisé comme un guide méthodologique et reste ouvert à toute tentative d'amélioration et de développement.

Chapitre II

MÉTHODES DE CALCUL DE LA STAILITÉ DES PENTES

DANS CE CHAPITRE :

1. **INTRODUCTION**
2. **METHODE ANALYTIQUES**
3. **METHODE DES ELEMENTS FINIS**
4. **CONCLUSION**

2.1 Introduction

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

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

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

Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie). En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

2.2 Méthodes Analytiques :

2.2.1 Calcul de la stabilité:

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité ($\mathbf{F_s}$). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de $\mathbf{F_s}$ la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné. Le

calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité.

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégorise:

On focalise l'étude ci après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [5]

2.2.1.1 Notion de coefficient de sécurité:

II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité F_s, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises.

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS=Q/Qmax \qquad (2.1)$$

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force H, Force V, moment M).

Q max: valeur maximale de Q.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de *Sécurité*:

Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

- si $F_S < 1$: la rupture est inévitable,
- si $F_S = 1$: le massif est en état d'équilibre limite,
- si $F_S > 1$: le milieu est équilibré et le massif est stable,

Tableau 2.1: *différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE.*

	Définition	**Formule**
1	**Rapport de contraintes**	$F = \mathbf{T_{max} / T}$ $F = \frac{résistance\ au\ cisaillement\ \ mobilisable}{résistance\ au\ cisaillement\ \ nécessaire\ à\ l'équilibre}$
2	**Rapport de forces**	$\mathbf{F = E_{resist} / E_{moteur}}$ $F = \frac{Effort\ résistant}{Effort\ moteur}$
3	**Rapport de moment**	$\mathbf{F = M_{resist} / Mt_{moteur}}$ $F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$
4	**Rapport de grandeurs**	**par ex : H / H_{max}** $F = \frac{\textbf{Hauteur critique}}{\textbf{Hauteur réelle}}$

2.2.1.2 Calcul à la rupture (méthode classiques) :

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de **FS** et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. [8]

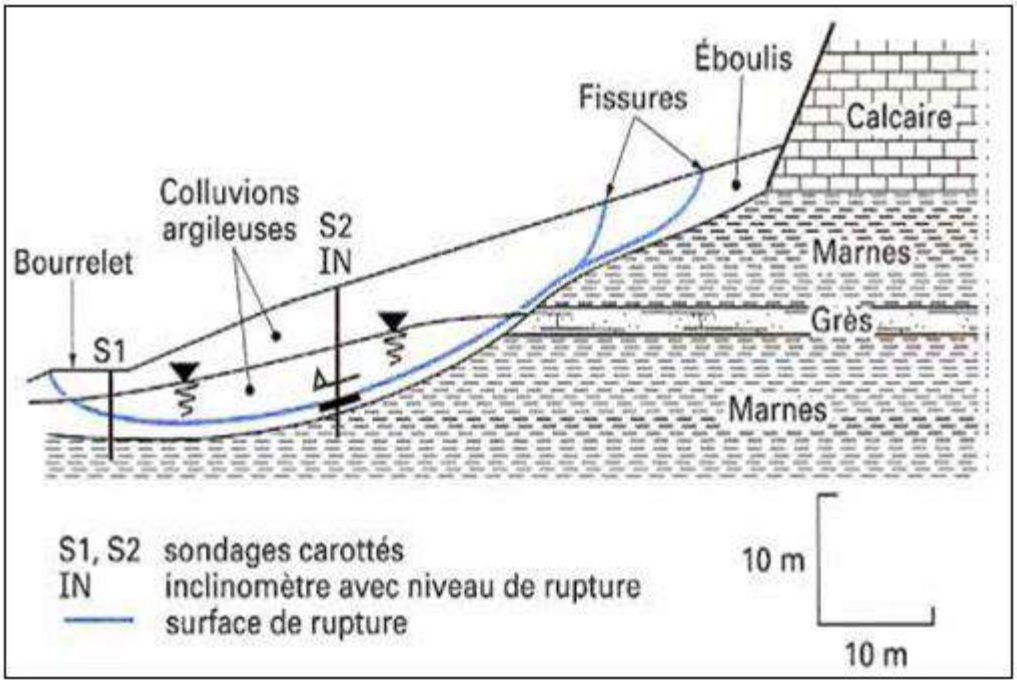


Figure 2.1: *Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.* [8]

2.2.1.2.1 Calcul à la rupture plane:

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : *W* le poids du bloc de sol considéré, *V* et *H* les efforts sur les côtés du bloc, *N* et *T* les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et *U* l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que *H* et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer *N* et *T*, ainsi que le coefficient de sécurité. [8]

$$\boldsymbol{F = \tau_{max}/\tau} \qquad (2.2)$$

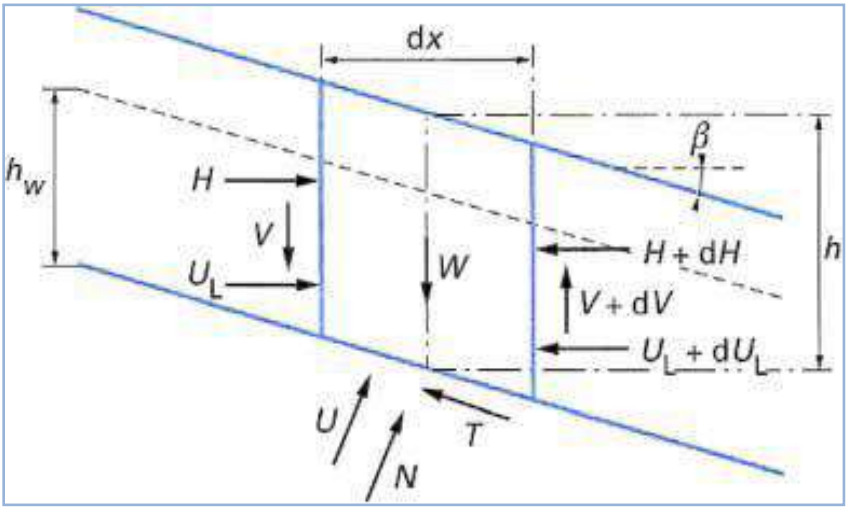


***Figure 2.2** : Glissement plan: équilibre d'un bloc.*

2.2.2 Méthode d'équilibre limite:

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement Homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien Définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi Le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement Préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo matériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \qquad (2.3)$$

C: Cohésion effective

φ : Angle de frottement interne effectif.

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern et Price1965, ……). [5]

2.2.2.1 Méthodes des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un Certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces.

Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois.[8]

- ✓ La surface critique.
- ✓ Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface.
- ✓ Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture en partant des équations d'équilibre.

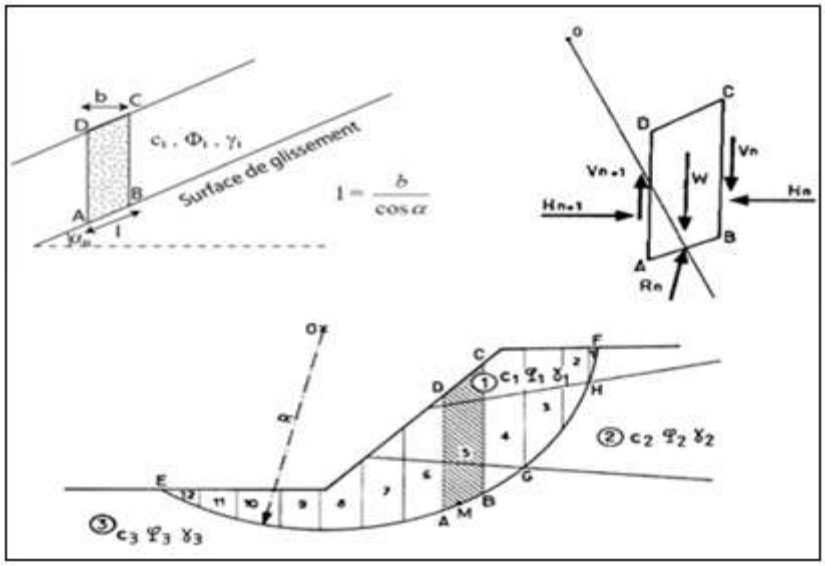


Figure 2.3 *Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche*.[12]

- **Forces sur une tranche**

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. Les inconnus et équations pour un système de n tranches est :

n équations des moments pour chaque tranche**;** $\sum \boldsymbol{M} = \mathbf{0}$
n équations des forces verticales pour chaque tranche**;** $\sum \boldsymbol{Fy} = \mathbf{0}$ } **3n** (2.4)
n équations des forces horizontales pour chaque tranche; $\sum \boldsymbol{Fx} = \mathbf{0}$

Les inconnus sont comme suit :
1 facteur de sécurité
n forces normales N à la base de chaque tranche
n localisations de la force normale
n-1 forces normales entre les tranches
n-1 forces de cisaillement
n-1 localisations des forces entre les tranches
} $5n - 2$ inconnus (2.5)

Si on veut satisfaire toutes les conditions d'équilibre, nous avons 5n-2 inconnus à déterminer. Or nous ne disposons que de 3n équations.
Le système est donc statistiquement indéterminé
Les méthodes que nous allons voir ne pourraient donc pas satisfaire rigoureusement aux 3 conditions d'équilibre. Les méthodes vont habituellement satisfaire l'équation des moments et peut être une autre condition.
Dans le cas de l'équilibre d'une surface circulaire, il est possible de faire quelques hypothèses. Il est possible d'assumer que W et N agissent au centre de la base de la tranche. Ainsi la localisation de la force normale à la base de la tranche n'a plus d'importance et disparaît (-n inconnus). Il reste donc (4n-2) inconnus.

- **Mise en équation du problème**

Soient $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ et e(x) respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussé (lieu d'application des efforts inter-tranche H_i: et V_i).
$Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R; sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche

(cette dernière supposition, constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé).

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

• Son poids

$$\mathbf{W = \gamma_n . h_n . b_n} \qquad (2.6)$$

- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1}.
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle. [12]

2.2.2.2 Méthode de FELLENIUS [1927]:

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement.

$$F = \frac{\Sigma\ des\ moments\ \ résistants\ \ maximaux}{\Sigma \text{des moments moteurs}} \qquad (2.7)$$

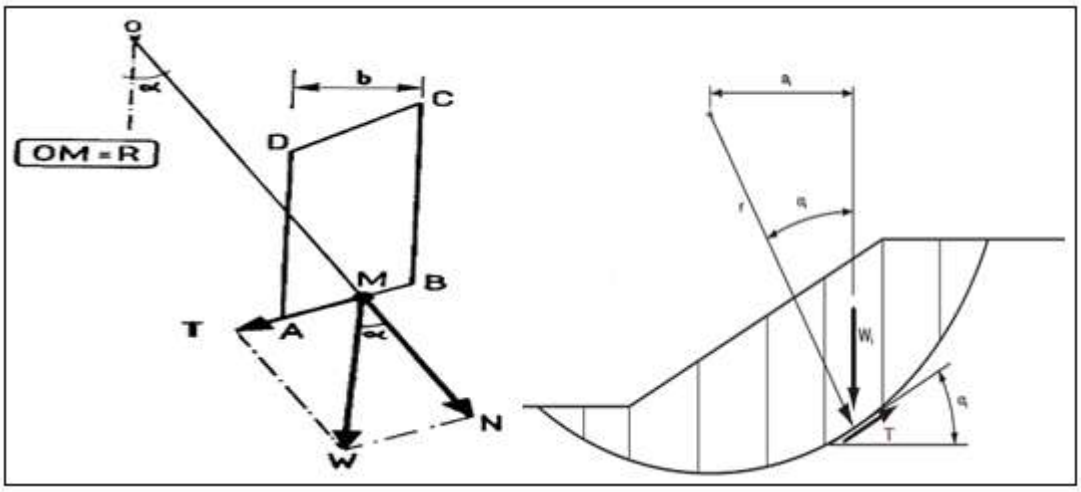


Figure 2.4 : *Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.*

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

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

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n.

D'après la loi de Coulomb :

$$\mathbf{R_n = c_n.AB + N_n.tan\ \Phi_n} \tag{2.8}$$

Par ailleurs :

$$\mathbf{N_n = W_n \cos\ \alpha_n} \tag{2.9}$$

Donc :

$$\mathbf{R_n = c_n.AB + W_n \cos\ \alpha_n tan\ \Phi_n} \tag{2.10}$$

D'autre part :

$$\mathbf{AB = l_n = \frac{b_n}{\cos\alpha_n}} \tag{2.11}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\mathbf{\sum_1^m R\left(ci\ \frac{b_n}{\cos\alpha_n} + W_n \cos\ \alpha_n \tan\Phi_i\right)} \tag{2.12}$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à T_n et égal à $\mathbf{T_n.R}$ Par ailleurs :

$$\mathbf{T_n = W_n \sin\ \alpha_n} \tag{2.13}$$

En remplaçant (2.9) et (2.10) dans l'équation (2.7), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$\mathbf{F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}\left(ci\frac{bn}{\cos\alpha_n} + w_n \cos\alpha_n \tg\varphi_i\right)}{\sum_{n=1}^{m} w_n\ sin\alpha_n}} \tag{2.14}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b, la largeur des tranches ;

- α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENUS (1927).cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraints effectives sur la surface de glissement. Elle est sure pour des sols homogènes seulement. Comme autres méthodes des tranches dans la littérature scientifique. On retrouve la méthode simplifiée de BISHOP (C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

2.2.2.3 Méthode de Bishop

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement T sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement Ti. Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) n'entraîne que la mobilisation de la valeur T inférieure à Ti ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$\boldsymbol{F = \frac{Tmax}{T}} \qquad (2.15)$$

A noter que les valeurs de T et de Ti varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture.

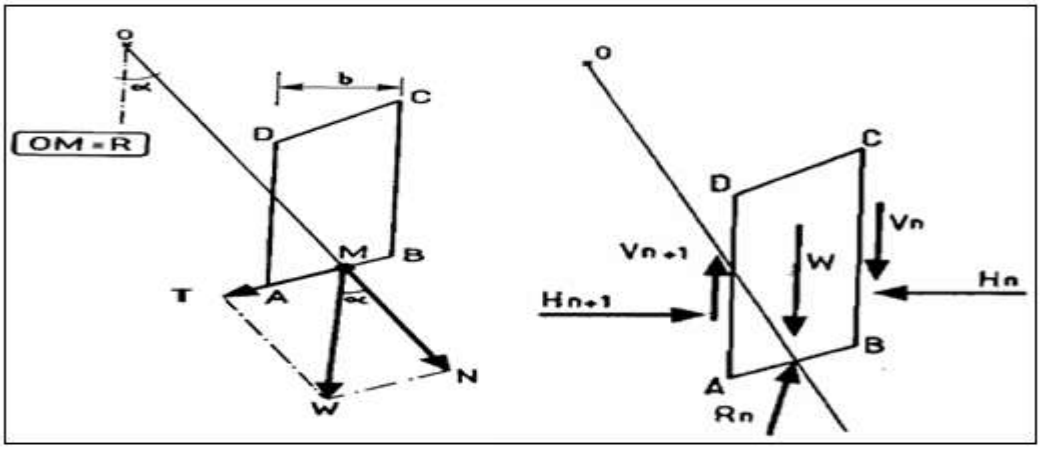


Figure 2.5 : *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.*

- **Méthodes simplifiée de Bishop(1955):**

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [5]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

- la surface de rupture est circulaire

- les efforts interbranches sont (T = 0) *est que* $v_n - v_{n-1}=0$ (2.16)

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i.\sin\alpha_i} \sum_1^n \frac{(c'_i.b+(W-v_i-v_{i+1})-u_n b)tan\varphi'_i}{\cos\alpha_i+\frac{\tan\varphi_i}{Fs}\sin\alpha_i} \quad (2.17)$$

C’est l’équation complémentaire de BISHOP.

L’expression de Fs devient :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin\alpha_i} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{c'_i b+[W-u_n b]tan\varphi'_i}{\cos a+\sin a \frac{\tan\varphi_i}{F_s}} \quad (2.18)$$

a) Cas d’un sol cohérent, saturé (φ=0) :

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n Cu.b}{\sum_1^n W_i.\sin\alpha_i} \times \frac{1}{\cos\alpha_i} \quad (2.19)$$

On remarque que Fs (Fellenius)= (Bishop simplifiée)

La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

Limitations :

Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.

Elle ne satisfait pas l’équilibre des forces horizontales.

2.2.2.4 La méthode de Janbu simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) (voir figure 2.6). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par: [8]

$$\mathbf{F_s = \frac{\sum\left(c' l+(\sigma-ul)tg\varphi'\right)sec\alpha}{\sum w\ tg\alpha+\sum \Delta E}} \qquad (2.20)$$

Ou : $\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$

$\Sigma\Delta E = E1 - E2$ (égale a zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

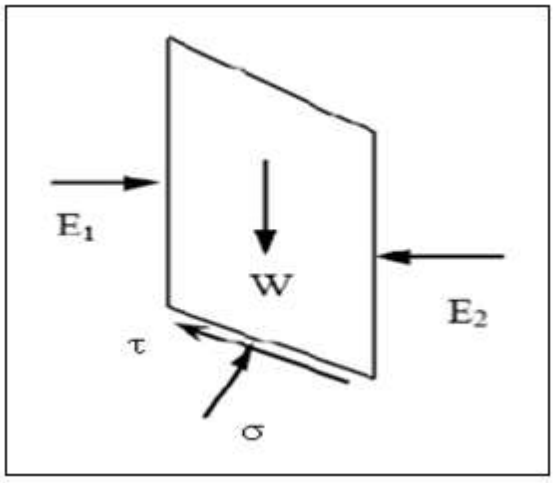


Figure 2.6: *Représentation des forces sur une tranche*.

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité $F0$, pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$\mathbf{F_f = f_o\ F\ o} \qquad (2.21)$$

$$\mathbf{F_0 = \frac{\sum[\frac{b(c' + (p-u)tg\varphi')}{n_\alpha}]}{\sum pb\ tg\alpha}} \qquad \text{et} \quad \mathbf{n_\alpha = \cos^2\alpha\ (1 + tg\ \alpha \frac{tg\varphi'}{F_s})} \tag{2.22}$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

P=W/b : contrainte totale verticale.

b : largeur d'une tranche.

2.2.2.5 Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux forces inter-trancheset suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Parconséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe: [8]

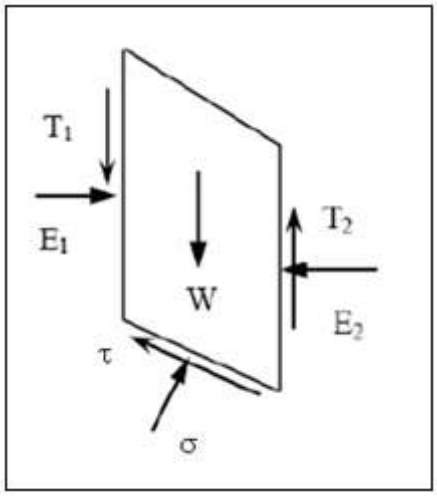


Figure 2.7: *Représentation des forces sur une tranche.*

$$\mathbf{F = \frac{\sum(c'\,l + (N - ul)tg\varphi')sec\alpha}{\sum(w - (T_2 - T_1))tg\alpha + \sum(E_2 - E_1)}} \tag{2.23}$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (τ) comme:

$$\sigma = \frac{1}{\cos\alpha + \sin\alpha \frac{tg\varphi}{F_s}} \left(w - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F_s} (c' l - ul\, tg\varphi') \sin\alpha\right) \quad (2.24)$$

2.2.2.6 Méthodes de Morgenstern et prise 1965:

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern –Price, l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme : [5]

$$T = f(x)\, \lambda\, E \quad (2.25)$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure 2.8,

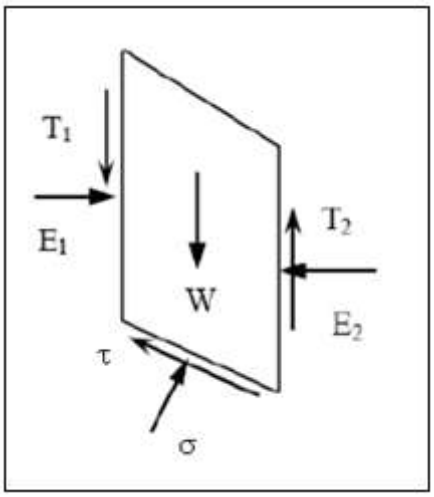


Figure 2.8: *Représentation des forces sur une tranche.*

f(x) : Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (σ) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f soit égal à F_m dans les équations (2.26) et (2.27).

$$F_f = \frac{\sum[(c' l + (N - ul)tg\varphi')\sec\alpha]}{\sum(w - (T_2 - T_1))tg\alpha + \sum(E_2 - E_1)} \quad (2.26)$$

$$F_m = \frac{\sum(c' l + (N - ul)tg\varphi')}{\sum w \sin\alpha} \quad (2.27)$$

En général, cette méthode :

• Considère les deux forces inter tranches ;

• suppose une fonction des forces inter-tranches f (x) ;

• Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;

• Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

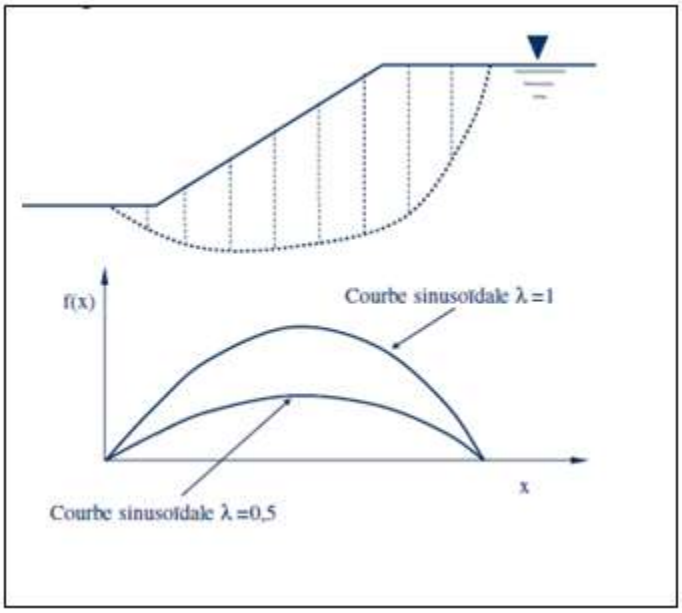


Figure 2.9 : *Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.*

2.2.2.7 Méthode de Spencer [1967]:

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

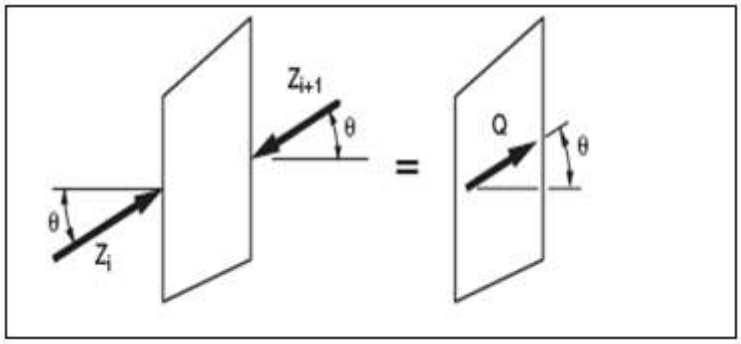


Figure 2.10 : *Résultante des forces parallèles.*

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \tag{2.28}$$

Et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \tag{2.29}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i, Z_i, et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche .

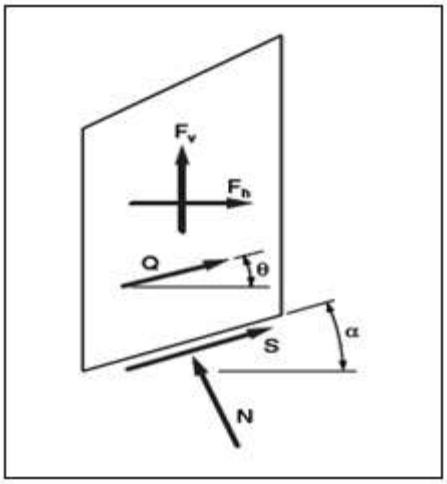


Figure II.11 : *Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER.*

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation

$$\sum Q\left(x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta\right) = 0 \tag{2.30}$$

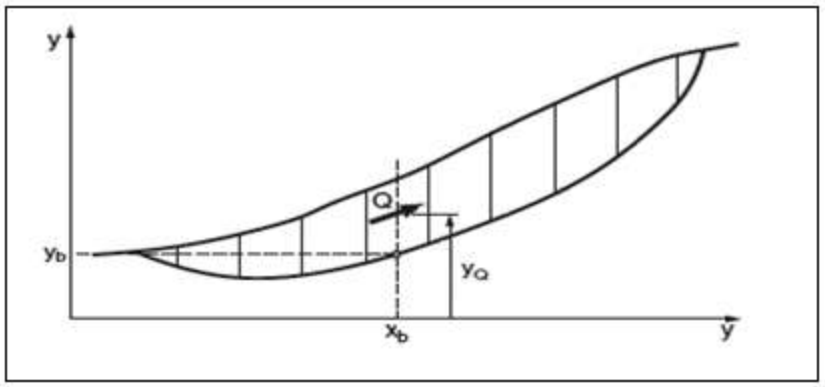


Figure 2.12 : *Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER.*

Après une série de calculs Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - (\frac{c'\Delta l}{F}) + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\,\Delta l)(\frac{\tan\phi'}{F})}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\phi'}{F}\right]} \tag{2.31}$$

Pour chaque angle ϕ , on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle ϕ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites [7]

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec *f*(x)=0

2.2.2.8 La méthode de Sarma (1973)

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression:

$$\tau = c.h + E.\tan\phi \qquad (2.32)$$

h : hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma

- Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

2.2.2.9 Limitations des méthodes d'équilibre limite

• La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

• Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

• Le coefficient de sécurité $\boldsymbol{F_s}$ est supposé identique en chaque point du plan de glissement.

• Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

2.2.2.10 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau 2.2 : *Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses*.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibre de moment	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; .Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement. $\sum$ des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	• La surface de rupture est arbitraire • Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x) E$ • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

2.2.3 Conclusion.

On sait que les méthodes de calcul du coefficient de sécurité a la rupture ne s`appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats différent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises.

2.3 Méthode des éléments finis:

2.3.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, … etc. [5]

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

1. *La mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique,
Plasticité, … etc.
2. *L'analyse numérique* : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, … etc.
3. *L'informatique appliquée* : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

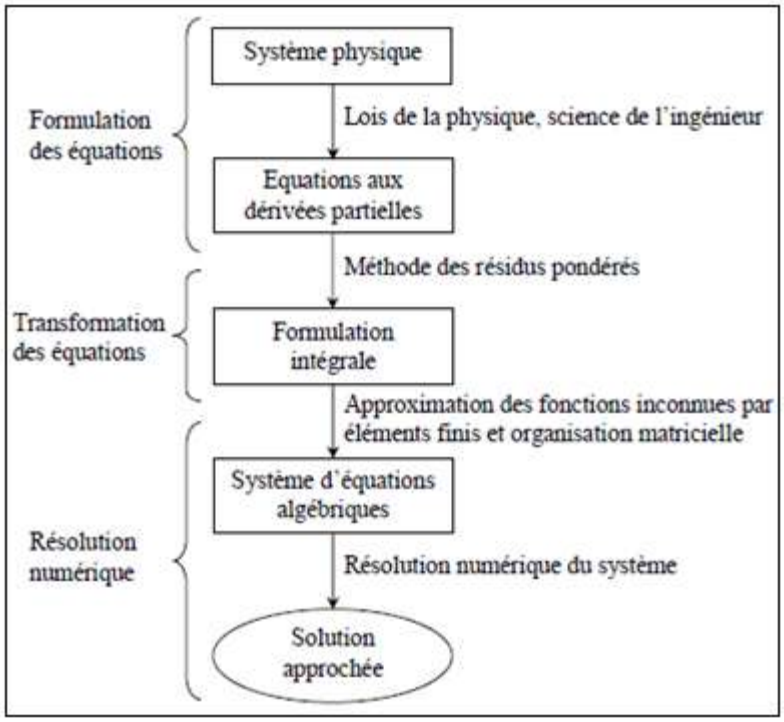


Figure 2 .13 : *Transformation des équations d'un système physique*

2.3.2 Historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établit les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

2.3.3 Concepts de base

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

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

2.3.4 Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- **Elle nécessite:**

− La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

− Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, … etc.

− Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.

− Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.

− L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- **Elle permet:**

− D'effectuer les calculs d'écoulement ;

− De simuler toutes les phases de travaux ;

− De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;

− De calculer un coefficient de sécurité.

- **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

− Les déplacements des ouvrages ;

− Les sollicitations internes des ouvrages ;

− Les efforts dans les butons ou tirants.

− Les déplacements du sol ;

− Les déformations du sol ;

− Les contraintes totales et effectives dans le sol ;

− Les pressions interstitielles ;

− De calculer un coefficient de sécurité.

- **Les principaux logiciels utilisés en France, sont :**

1. **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

2. ***PLAXIS*** (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique.

Pour notre problème, en utilise *PLAXIS*.

2.3.5 Formulation d'interaction par la MEF

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

2.3.5.1 Position et formulation locale

On considère deux corps en contact, un corps *A* occupant un domaine Ω_A et de frontière Γ_A et un corps *B* occupant un domaine Ω_B et de frontière Γ_B. La surface de contact entre les deux corps est Γ_i (figure2.14).

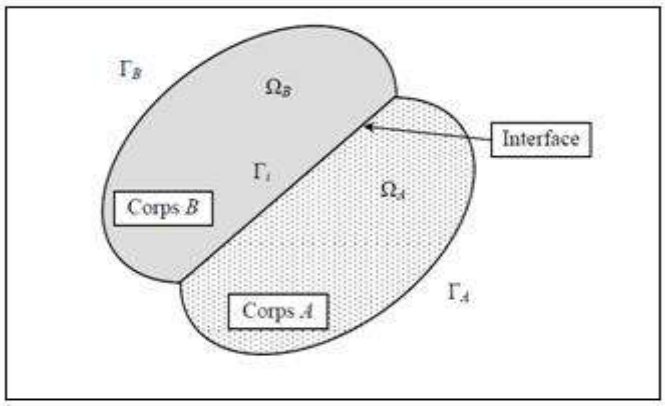


***Figure 2.14 : Système** de deux corps en contact.*

En général, le système des deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

− Force de volume f_i dans **: $\Omega = \Omega_A \cup \Omega_B$** (2.33)

− force de surface T_i le long de : $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$ (2.34)

− Déplacement imposé U_i sur $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$ (2.35)

− Conditions de contact sur Γ_i ;

Avec : $\Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma$ **et** $\Gamma_U \cap \Gamma_T = \Phi$. (2.36)

La formulation du problème par la méthode des éléments finis type déplacement consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales. Celles-ci sont données par : les équations d'équilibre, les équations de la cinématique, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

2.3.5.2 Formulation variationnelle

L'application du théorème des *travaux virtuels* implique que pour tout champ de déplacements virtuel, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égale à zéro.

On considère l'espace V_t des champs de déplacements cinématiquement admissibles.

L'application du principe des travaux virtuels donne :

$$\forall\ V \in V_t:\ W_e\ (V) + W_i\ (V) + W_l\ (V) = 0; \qquad (2.37)$$

Avec:

W_e : travail des forces extérieures ;

W_i : travail des forces intérieures ;

W_l : travail des forces de liaison.

En remplaçant W_e, W_i et W_l par leurs expressions, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_\Omega \varepsilon_{ij}\ (V)\ \sigma_{ij}\ d\Omega - \int_\Omega f_i\ V_i d\Omega - \int_{\Gamma_T} T_i\ V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \varepsilon^i(V)\ \sigma^i d\Gamma_i = 0 \qquad (2.38)$$

Où :

ε^i : désigne les déformations ou déplacements relatifs ;

σ^i : étant les contraintes ou forces de liaison à l'interface.

2.3.5.3 Discrétisation du domaine Ω

On effectue une division du domaine Ω en petits éléments Ω_e, appelés *éléments de base*, et par conséquent l'interface est divisée en éléments Γ_i^e appelés *éléments d'interface* figure 2.15

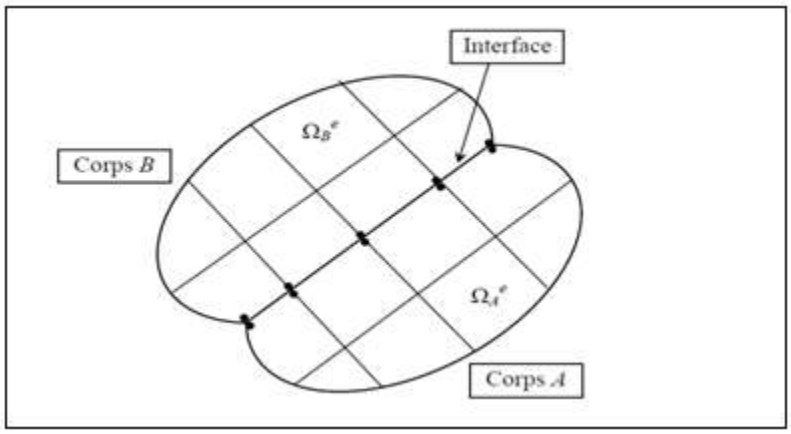


Figure 2.15 : *Discrétisation du domaine Ω et de l'interface Γi.*

Après la discrétisation du domaine Ω et l'approximation du déplacement en un point de
à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante:

$$\int_{\Omega} \boldsymbol{B^T}\,\boldsymbol{\sigma}\,\mathbf{d}\,\boldsymbol{\Omega} - \int_{\Omega} \boldsymbol{N^T}\,\boldsymbol{f d}\,\boldsymbol{\Omega} - \int_{\Gamma_T} \boldsymbol{N^T}\,\boldsymbol{T d}\,\boldsymbol{T} + \int_{\Gamma_i} \boldsymbol{D^T}\,\boldsymbol{\sigma d}\,\boldsymbol{\Gamma}_{\boldsymbol{i}} = \boldsymbol{0} \qquad (2.39)$$

Où :

B : est la matrice de déformation pour les éléments massifs ;

D : est la matrice de déformation des éléments d'interface ;

N : désigne la matrice des forces d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation.

De façon générale, les lois de comportement des matériaux constituants les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante:

$$\left.\begin{array}{ll} \dot{\sigma} = c\dot{\varepsilon} & \text{Pour les corps;} \\ \dot{\sigma}^{\varepsilon} = c^{i}\dot{\varepsilon}^{i} & \text{Pour l'interface;} \end{array}\right\} \qquad (2.40)$$

Où :

C et C^i représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Etant donné la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides (cas d'un sol élastoplastique, par exemple), le système d'équations (3.39) et (3.40) régissant l'interaction entre matériaux solides est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des systèmes non linaires est la plus appropriée à ce type de type de problèmes.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément *k*, les sollicitations s'écrivent :

$$\left.\begin{array}{ll} f^k = f^{k-1} + \Delta f^k & \text{Dans } \Omega; \\ T^k = T^{k-1} + \Delta T^k & \text{Dans } \Gamma_T ; \\ \overline{U}^k = \overline{U}^{k-1} + \Delta \overline{U}^k & \text{Dans } \Gamma_U ; \end{array}\right\} \qquad (2.41)$$

Dans ce cas, le déplacement, les contraintes et les déformations à la fin du kième incrément s'expriment par :

Pour les massifs;

$$\left.\begin{array}{l} U^K = U^{K-1} + \Delta U^K \\ U^K = U^{K-1} + \Delta U^K \\ \varepsilon^K = \varepsilon^{K-1} + \Delta \varepsilon^K \end{array}\right\} \qquad (2.42)$$

Pour l'interface;

$$\left.\begin{array}{l} \sigma^{i^k} = \sigma^{i^{k-1}} + \Delta \sigma^{i^k} \\ \varepsilon^{i^k} = \varepsilon^{i^{k-1}} + \Delta \varepsilon^{i^k} \end{array}\right\} \qquad (2.43)$$

En reportant les expressions (3.42) et (3.41) dans l'équation (3.39), on obtient :

$$\int_\Omega B^T \, \Delta \sigma^K \, \mathrm{d}\Omega - \int_\Omega N^T f^k \, d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \, \Delta T^K \, dT + \int_{\Gamma_i} D^T \, \Delta \sigma^{i^k} d\Gamma_i + FR \qquad (2.44)$$

Avec :

$$\mathrm{FR} = \int_\Omega B^T \sigma^{K-1} \mathrm{d}\Omega - \int_\Omega N^T f^{k-1} \, d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \, \Delta T^{k-1} dT + \int_{\Gamma_i} D^T \, \Delta \sigma^{i^{k-1}} d\Gamma_i \qquad (2.45)$$

FR : représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituants les corps et de l'interface à l'incrément *k*, s'expriment par:

$$\left.\begin{aligned}\Delta\sigma^{K}&=\mathrm{CB}\Delta U^{K}\\ \Delta\sigma^{i^{k}}&=C_i D\,\Delta U^{K}\end{aligned}\right\} \qquad (2.46)$$

En remplaçant $\Delta\sigma^{i}$ et $\Delta\sigma^{i^{k}}$ par leur expression dans la relation (2.46), on aboutit à

L'équation suivante:

$$\mathrm{R}\Delta U^{K}=\Delta F^{K} \qquad (2.47)$$

Avec

$$\mathrm{R}=\int_{\Omega} B^{T} CB\,\mathrm{d}\,\Omega+\int_{\Gamma_{\mathrm{i}}} D^{T}\,\mathrm{C}_{\mathrm{i}}\,d\,\Gamma_{i} \qquad (2.48)$$

$$\Delta F^{K}=\int_{\Omega} N^{T}\Delta f^{K}\mathrm{d}\,\Omega-\int_{\Gamma_{\mathrm{T}}} N^{T}NT\Delta T^{K}\,d\,\Gamma+\mathrm{FR} \qquad (2.49)$$

R : étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

A l'incrément de charge *k*, le problème est régi donc par le système (2.47) et par le comportement des milieux continus et de l'interface.

2.4 Conclusions

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique devra en tenir compte et un retour sur le terrain est souhaitable.

Chapitre III

PRÉSENTATION D'UN MODÈLE SUJET D'ÉTUDE

DANS CE CHAPITRE :

1. **INTRODUCTION**
2. **PRESENTATION DE LA REGION**
3. **PRESENTATION DU PROJET**
4. **LES ESSAIS IN SITU**
5. **LES ESSAIS DE LABORATIOR**
6 **.CONCLUSION**

3.1 Introduction :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve sur la route nationale cw08 (*pk38+500*) dans la commune TAMEZGUDA dans la wilaya de Médéa.

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaitre les causes de ce glissement.

Notre analyse est faite en se basant sur les résultats des études géotechniques réalisées par le GCE, des visites régulières sur le site et des documentations sur la région.

3.2 Présentation de la région :

La wilaya de Médéa est située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, a quatre-vingt-huit 88 kilomètres au sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la Wilaya de Blida, au Sud par la Wilaya de Djelfa ; à l'Est par les wilayas de M'Sila et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. (Figure 3.1)

Elle est riche de son histoire et sa culture, ville riante ; assise au milieu des vergers et vignobles réputés. Beylik du Titteri Médéa garde le nom latin de «Lambdia » ; elle serait l'ancienne station romaine de Medix ou ad Médias, ainsi appelée parce qu'elle était à égale Distance de Tirinadi (Berrouaghia*)* et de Sufnsar (Amoura).

Sa superficie totale est de 8700kilometre carré et sa population est estimée à 722 000 habitants.



Figure 3.1 : *Situation géographique de Médéa.*

3.2.1 La géologie de la région :

La région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du cénozoïque dans sa partie sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

Le réseau hydrographique est constitué principalement de l'Oued Cheliff et Oued El Mellah et leurs affluents respectifs.

Le climat de la région est méditerranéen avec un été sec et chaud et un hiver doux et pluvieux.

La pluviométrie dans cette wilaya est en moyenne de 800 mm/an, 200 mm/an au sud.

Les terrains du Néogène sont représentés par :

Miocène inférieur marin : Burdigalien : série compacte et monotone de marnes argileuses grises et argiles marneuses avec des couches de grès durs, conglomérats rouge.

Miocène supérieur marin : Helvétien : argiles marneuses, marnes, conglomérats.

Les terrains du Crétacé sont représentés par :

Crétacé marin supérieur : schistes argileux, marnes grises, calcaires marneux avec des passées de calcaires noirs et quartzite. Puissance plus de 500m

Crétacé mari moyen : calcaires claires, grés tachetés en plaques minces, marnes calcareuses à bancs de calcaires de débit ovoïde.

Crétacé marin inférieur : argilites, grès, silstones, couches de calcaires organogènes, concrétions argilo-sidertiques, marnes gris-bleuté.

3.2.1.1 Le Quaternaire

Composé de formation continentale, constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus anciennes, ainsi que par des éboulis des pentes qui sont des débris de poudingues du carténien et produits de désagrégation des roches crétacé sur les marnes du Carténien.

3.2.1.2 Le Miocène

Il constitue la bordure méridionale du grand bassin de Médéa, qui se prolonge à l'ouest par le bassin du Chéliff, dans le secteur d'étude le miocène et représenté par le miocène supérieur et le miocène inférieur.

- **Miocène supérieur marin**

Il est composé de calcaire de grès et d'argile, il est représenté par le symbole « mm » sur la carte géologique.

- **Miocène inférieur marin (Burdigalien)**

Il est formé de marnes argileuses grises et d'argile marneuse avec des couches de grès durs et conglomérats rouges. Il est représenté par le symbole « mi » sur la carte géologique.

3.2.1.3 Le Crétacé

Les formations datant du Crétacé sont les plus répandues dans la région étudiée. Il est représenté par les faciès suivants :

- **Crétacé supérieur marin (Cs)**

Il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté principalement par une alternance de calcaire et de marnes vertes et en moindre quantité par des dolomies, des grès, des argiles gypsifères et des lentilles de gypse purs

- **Crétacé moyen (Cm)**

Il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté par des alternances de grés carbonatés, d'argiles, de calcaires et de roches argileuses gypsifères.

- **Crétacé inférieur (Ci)**

C'est un faciès marin, composé d'alternance de calcaires dolomitiques, avec des bancs d'argiles et de marnes.

3.2.2 La morphologie de la région

Le relief de la wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

3.2.2.1 La zone montagneuse

Elle se compose d'une chaine de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la wilaya, cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.

3.2.2.2 La zone tellienne

Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.

3.2.2.3 La zone des plaines

Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.

3.2.2.4 La zone du sud

Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

3.2.3 La sismicité de la région

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de Médéa est classées zone de Sismicité moyenne, c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (figure 3.3), soit :

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

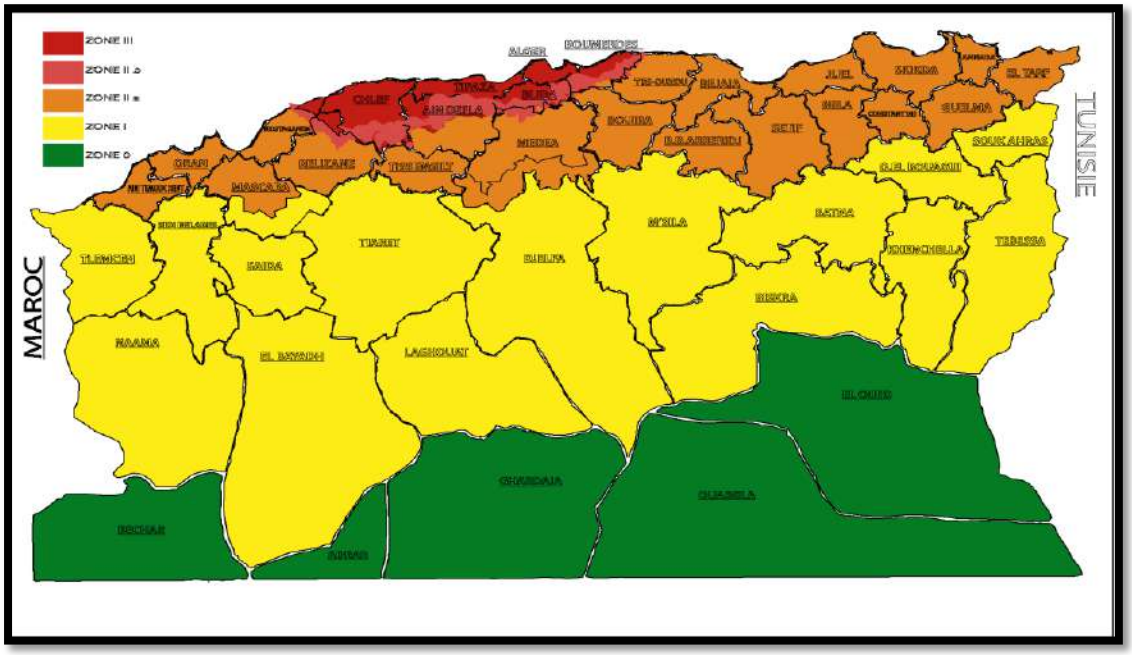


Figure 3.2 : *les zones de sismicité algérienne (situation sismique de Médéa).*

3.3 Présentation du projet:

La liaison entre la commune de TAMEZGUIDA et la commune de Médéa s'effectue par le *cw 08*, La route franchit un versant peu boisé, à pente naturelle moyenne (5 à 15%).

Le tracé est essentiellement en profil mixte, en déblais et en remblai.

La présente étude concerne un tronçon d'environ quatre (04) km du *pk38+500* pour lequel les observations ont été menées.

3.4 Désordres et manifestations pathologiques

Les désordres et les manifestations pathologiques observés lors de la phase APS ont mis en évidence les constatations suivantes:

La route est en profil mixte, les dégradations sont observées sur les deux cotés.

Affaissement de la route au droit de la demie-chaussée coté gauche en allant vers TAMEZGUIDA, due probablement aux propriétés géotechniques des remblais qui sont médiocres et peu compactes (voir campagne pénétrométrique) et à l'infiltration des eaux météoriques provoquant ;

- Caniveau en béton fissuré laissant infiltration des eaux sous la chaussée.

Après des années d'exploitation, il a été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré de moult travaux de réparation.

Aussi après plusieurs travaux de rechargement effectués antérieurement, la chaussée continue à s'affaisser. Ces travaux ont accentué le phénomène puisque un rechargement en tête ne fait qu'accélérer le mouvement.



Figure 3.3 : *Etat du site avant travaux de renforcement.*

3.5 Observation des désordres

3.5.1 Glissement au pk38+500



Figure 3.4 : *fissure sur la route de TAMEZGUIDA.*

Les désordres qui affectent une superficie visible de 1000m², se traduisent par des fissures longitudinales à mi - chaussée sur une longueur d'environ 50 m et des affaissements localisés au cœur de la chaussée, d'ordres centimétriques.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluvieuse et entraîné la déformation partielle de la chaussée.

La déformation longitudinale et transversale de la route ainsi que les amorces de fissures le long de l'accotement et des affaissements significatifs de la chaussée sont dues aux anomalies et l'absence du système de drainage et d'une butée en aval.

L'eau superficielles 'accumulent derrière le talus de remblai, s'infiltrent et ravinent le sol support du remblai.

Les désordres observés sur le versant aval se traduisent par des décrochements des sols altérés.

Les désordres observés sur le versant amont se traduisent par des décrochements des sols altérés, des fissures longitudinales et des affaissements d'ordres centimétriques ;

Absence d'arbres et végétations.

3.6 Reconnaissance in situ :

Le programme de reconnaissance in - situ a consisté en :

- L'exécution de (09) sondages carottés, dont la profondeur est de 15à 21m chacun

Tableau 3.1 : *profondeur sondages carottés.*

N° Sondage	**SC1**	**SC2**	**SC3**	**SC4**	**SC5**	**SC6**	**SC7**	**SC8**	**SC9**
Profondeur (m)	15	15	17	17	21	18	18	20	17



Figure 3.6: *Quelques étapes de sondage carottier réalisé.*

- **Pénétromètres dynamiques**

Une série de 72essais de PDL aux droits des glissements le long de la route sur une étendue de quatre (04) Km d'environ enfoncé jusqu'au refus;



Figure 3.7: *Schéma d'un pénétromètre dynamique dans plusieurs points*.

3.7 Description lithologique :

Afin de mettre en évidence les terrains traversés par le tracé de la route, des observations de surface détaillées et une investigation par sondages carottés ont été réalisés.

Des sondages carottés de 15 à 21 m chacun ont été réalisés. Les logs des sondages sont joints en annexes du présent rapport. L'implantation de ces essais est donnée sur la carte de synthèse jointe en annexes.

L'analyse des résultats des sondages carottés, a permis de confirmer les observations faites sur terrain, en effet, le tracé de la route traverse sur les six (06) premiers mètre la formation des argiles limoneuses beiges, argile marneuse à l'exception des sondages N°03et 05 en trouvant une couche d'une matrice sableuse dense entre 2 à 20m .

Cette formation évolue en profondeur vers un substratum marneux induré grisâtre

L'analyse des résultats des sondages carottés, a permis de confirmer les observations faites sur terrain :

- **Glissement N° 01et 02 Sondage N°01 et 02:**

Tableau 3.2.*Lithologie des sondages carottés.*

N° du sondage	Profondeurs	Descriptions du sol
SC01	00.00-01.00m	Terre végétale
	01.00-5.80m	Argile graveleuse peu sableuse brunâtre
	5.8-8.0m	Marne argileuse compacte
	8.0-15.0m	Marne grisâtre
SC02	00.00-01.00m	Terre végétale
	01.00-6.40m	Argile graveleuse peu sableuse brunâtre
	6.4-8.0m	Marne argileuse compacte
	8.0-15.0m	Marne grisâtre

3.8 Essais de laboratoire :

*** Essais d'identification**

- Mesure des teneurs en eau naturelles ;
- Mesure des densités ;
- Analyses granulométriques ;
- Analyses sédimentométriques ;
- Limites d'Atterberg.

*** Essais mécaniques**

- Essais de cisaillement rapide à la boite de Casagrande.
- Essais de l'oedometre
- Essais de compression simple

*** Essais chimiques :**

Détermination de degré d'agressivité.

- Teneur en sulfates
- Teneur en chlorure
- Teneur en carbonates
- Mesure de PH.

3.9 Résultats des essais :

3.9.1 Résultats des essais pénétrométriques

Les essais au pénétromètre dynamique ont été réalisés dans le but de reconnaître l'état des sols en place, par l'enregistrement des résistances de pointe et d'établir une corrélation avec la lithologie du terrain.

Les résultats sont présentés sous forme de pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur.

Les valeurs enregistrées montrent deux niveaux de résistance pour tous les pénétromètres réalisés :

Tableau 3.3 : *Résultats de la résistance à la compression Rc.*

	PDL	RC (bar)	Prof(m)
Glissement 01	de 01 à 05	30	0.0 - 3.50
		100	3.5-10.0

- des refus enregistrés de 3 à 10.0m de profondeur. Des chutes de résistance située entre 0 et 4.50m de profondeur avec une valeur moyenne de 25bars.
- Une décroissance linéaire des résistances de pointe à différentes profondeurs suivant le glissement rencontré, ce qui démontre l'état lâche des remblais mis en œuvre.

3.10 Résultats des essais de laboratoire

A partir des sondages carottés des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire, dans le but d'étudier les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

3.10.1 Poids volumique-Teneur en eau naturelle

3.10.1.1 Le poids volumique (γ)

- Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. a volume de cette même quantité .on l'exprime en KN /m^3, La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité ;
- La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

3.10.1.2 Teneur en eau naturelle (W)

- C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même echantillon.ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage a à 105°C. (Figure 3.9), le teneur en eau exprimée en pourcentage(%).

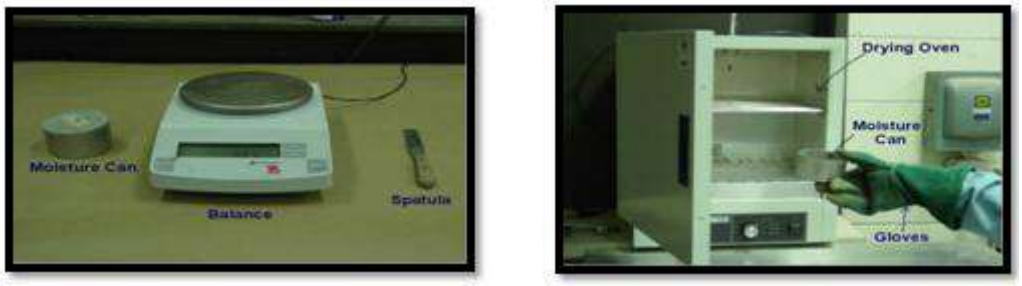


Figure 3.8 : *Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.*

3.10.1.3 Degré de saturation (SR)

C'est le rapport entre le volume de l'eau dans un échantillon et le volume de vide qui existe dans ce même échantillon, exprimée en (%), Les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.4 : *Résultats des essais de laboratoire : « caractéristique physiques »*

SONDAGE	γ_h (kn $/m^3$)	W_{nat}(%)	SR(%)
SC01	20,00	17,69	81,12
SC02	21,40	13,28	83,53

3.10.1.4 Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm (Figure 3.10).
- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

Les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : *Résultats des essais des Analyses.*

Sondage	Profondeur(m)	Passant à 80µ(%)	Passant à 2mm(%)
SC01	3.50-4.00	94	99
SC02	3.30-5.00	79	86

Les échantillons analysés sont des sols fins (plus de 50% d'éléments sont inférieur à 0.08 mm).

Pour les sols fins, la classification se fait en reportant les valeurs de **IP** et **WL** sur le diagramme de CASAGRANDE.

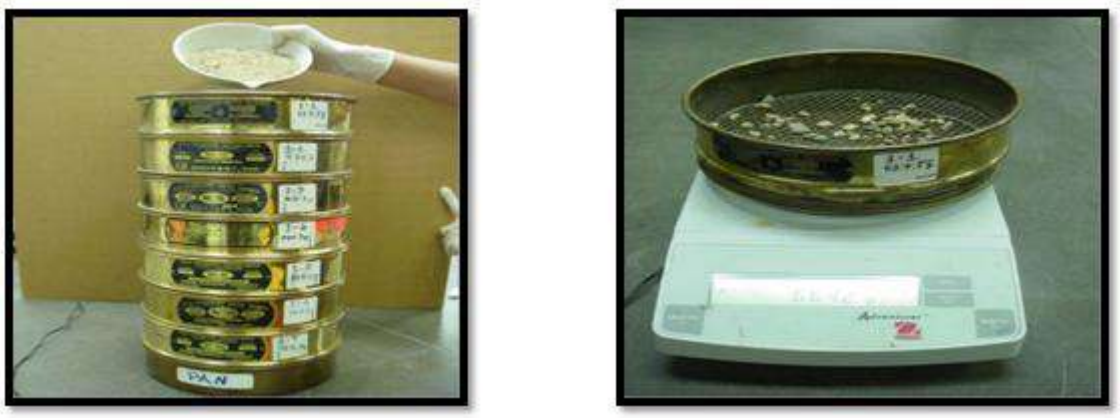


Figure 3.9 : *Appairage d'Analyse granulométrique par tamisage.*

3.10.1.5 Limites d'Atterberg

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition .les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondéral correspondantes à des états particuliers d'un sol .elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique. **(**Figure 3.11).

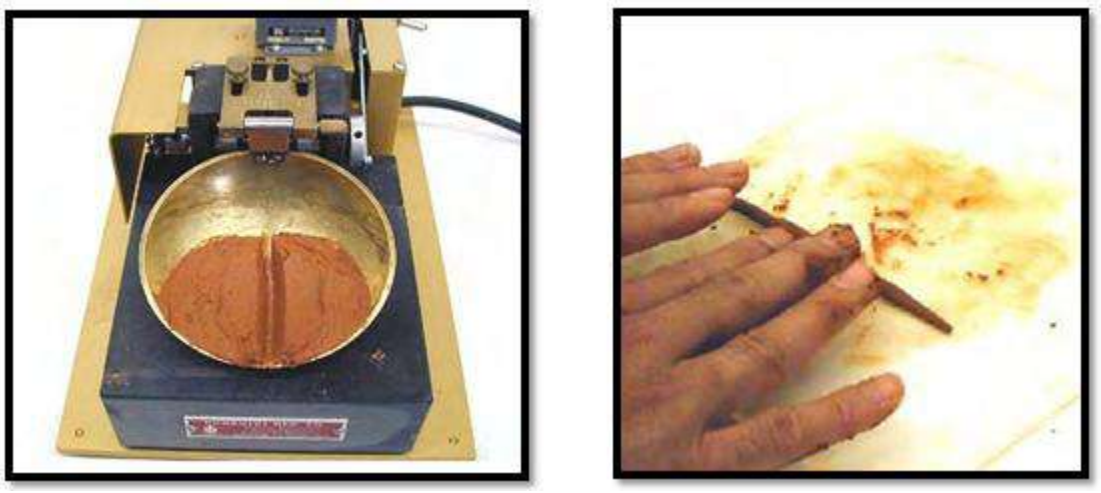


Figure 3.10: *Limites d'Atterberg.*

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau 3.6 : Résultats *de la classification des sols du site.*

Sondage	Prof(m)	WL(%)	WP(%)	IP(%)	Classe
SC01	3.50-4.00	38,90	16,50	22,40	AP : argile peu plastique
SC02	3.30-5.00	37,40	15,50	21,90	AP : argile peu plastique

3.10.1.6 Essai d'analyse chimique

- **Analyse chimique sommaire :**

Tableau 3.7 : *Caractéristiques chimiques du sol du site* **.**

Sondage N°	Profondeur	PH	% Insolubles	% Gypse	% Sulfates	% Chlorures	% CaCO3
S01	3,50-4,00	7,98	89,08	Trace	0,136	0,468	0,2708
S02	3,30-5,00	7,86	91,18	Trace	0,187	0,391	1,931

3.11 Interprétation des résultats

Les analyses granulométriques réalisées sur ces matériaux présentent des passants à 80 µm compris entre 07 et 90%, ce qui signifie la variété de ces matériaux ;

Les limites d'Atterberg se traduisent par des teneurs en eau de limite de liquidité comprises entre 23 à 39% et des indices de plasticité entre 21 et 23% ;

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent aux familles de Argile Peu plastique **Ap** et Sable Argileux **SA** ;

La densité sèche est comprise entre 1.56 et 1.80 t/m3 et la teneur en eau naturelle varie entre 10 et 17%. Ces matériaux sont partiellement saturés (Sr entre 40% à 80%).

Les essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boite de CASAGRANDE ont donné les paramètres de résistance suivants:

Tableau 3.8 : *Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.*

Sondage	**Cohésion Cu (bar)**	**Angle de frottement *φ*u(%)**
SC-2 (2,0-2,5)	**0,15**	**15**
SC-2 (7,0-7,5)	**0,35**	**25**
SC-3 (4,5-4,8)	**0,17**	**18**
SC-3 (9,2-9,5)	**0,53**	**33**

Quant' aux analyses chimiques, les échantillons testés présentent un faible pourcentage de sulfates <0,24%, selon la norme française de Classification des environnements non agressifs (AFNOR P18-011 Juin 1992), le sol analysé se classe comme non agressif, ainsi la confection du béton ne nécessite pas une protection spéciale.

3.12 CONCLUSIONS:

La partie ci-dessus nous a permis de présenter le site, objet de notre étude, ainsi que sa vulnérabilité conséquence des problèmes complexes d'instabilité géo-mécaniques. Notre analyse qualitative a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès la subdivision de la DTP *TAMEZGUIDA*

Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route qui longe le site.

Les essais de laboratoire permettent de définir les paramètres physiques et mécaniques d'un sol.

Une corrélation entre les sondages carottés et les courbes pénétrométriques permet d'identifier les différentes couches formant le massif de notre site.

Chapitre IV

CONFORTEMENT PAR GEOTEXTILES

DANS CE CHAPITRE :

1. **INTRODUCTION**
2. **PRESENTATION DES MATERIAUX**
3. **CONCEPTION DES TALUS RENFORCENT PAR DES GEOTEXTILES**
4. **CALCUL PRATIQUE DU GLISSEMENT AU PK 38+500**
5. **CONCLUSIONS**

4.1 Introduction

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement est fixé d'une part selon les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part selon le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement). [1]

4.2 Ouvrage de soutènement souple :

Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués ; murs renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture :

La rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure),

La rupture externe. (La méthode de calcul dépend de la structure de géotextile).

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

4.2.1 Présentation des matériaux

On appelle géotextiles, les textiles utilisés en géotechnique et plus généralement en génie civil. La diversité de ces matériaux est très grande, tant au niveau des constituants de base qu'au niveau de leurs modes d'assemblage.

Cette diversité de production explique la disponibilité d'une grande variété de géotextiles, possédant des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre à des différents usages différents.

- **Un non tissé** : est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

-La liaison mécanique : est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguilleté).

-La liaison chimique : est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

-La liaison thermique : est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : On obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermosoudé). [6]

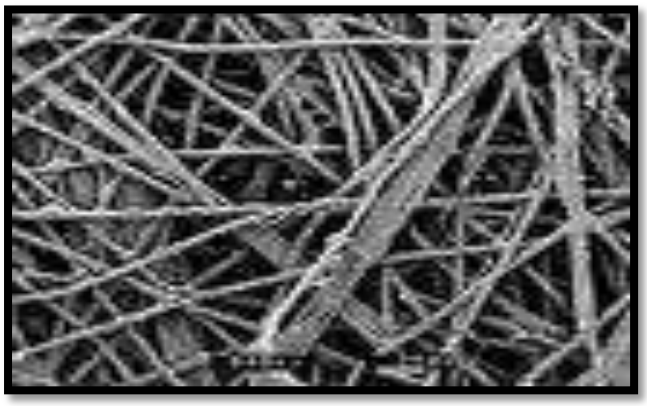


Figure 4.1 : *Exemple de géotextile non tissé.*

- **Un tissé** : est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).

4.2.2 Propriétés des géotextiles utilisés en renforcement

- Les géotextiles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module ont un faible fluage.

- Les géotextiles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20 kN/m et 300 kN/m) et différentes ouvertures de mailles. Pour des utilisations spéciales, il peut être réalisé des résistances à la traction de plus de 300kN/m.

- Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.
- Les géotextiles sont conditionnés de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.
- Les géotextiles sont faciles à manipuler et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures. [6]

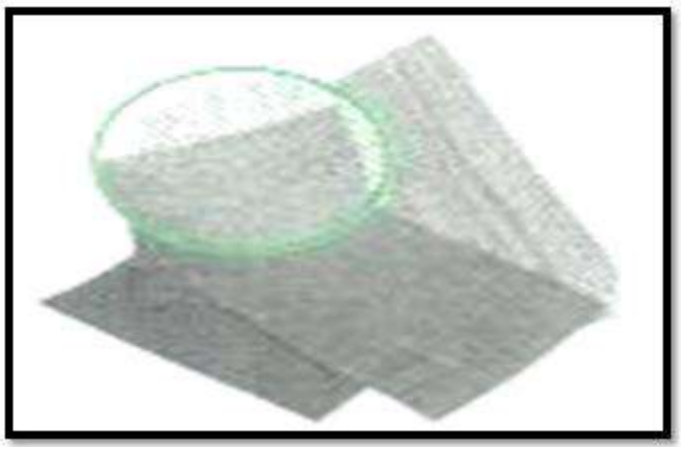


Figure 4.2 : *Exemple de géotextile tissé.*

4.3 Technique de renforcement par géotextile :

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométries différentes et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

4.3.1 Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection

Les critères sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (kN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) qui s'évaluent à travers des critères et tests précis.

4.3.2 La mise en œuvre du géotextile

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur-mesure.

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lits. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus.

Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

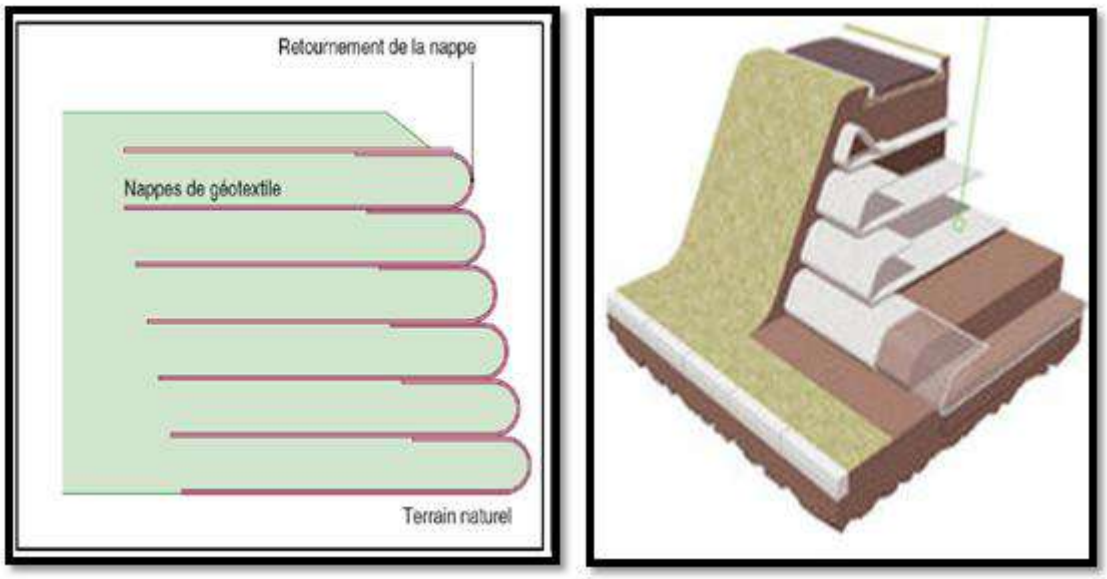


Figure 4.3: *Coupe montrant la Mise en œuvre du géotextile.*

4.4 Etude de confortement du site étudié :

Les infiltrations des eaux et les surcharges routières et la forte pente du talus sont l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique.

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et avec le coût économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part, nous avons pris en considération le système de drainage et la forte pente du talus.

4.4.1 Le système de drainage

L'eau est à l' origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour les raisons suivantes:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement ;
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures ;
- Il protège le remblai contre l'érosion des eaux pluviales.

Un système de drainage doit être effectué dans la partie amont du tronçon en utilisant une tranchée drainante.[6]

4.4.1.1 La tranchée drainante

La tranchée drainante est de structure allongée, disposée, perpendiculairement à l'écoulement. Elle a une profondeur de 1 m, placée à une profondeur de 9 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m). [9].

Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10º), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme. Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube placé dans se partie supérieure est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par:

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines et recouverts par une couche de terrain végétal d'environ 50 cm d'épaisseur.
- Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20mm, complètement enveloppée dans un géotextile mis à contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal. [2].

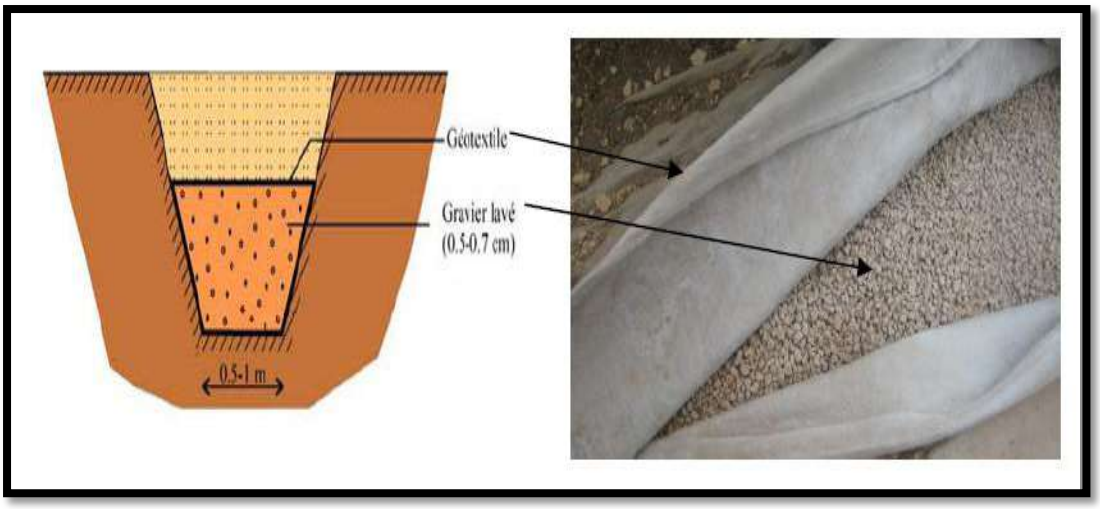


Figure 4.3: *Tranchée drainante.*

4.4.2 Domaine d'utilisation

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement ;
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les tranchées drainantes : sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

4.4.3 Caractéristiques du système de renforcement

a) Les géotextiles utilisés doivent assurer une résistance à la traction. Calculée après plusieurs tests de cercles de glissement et de caractéristiques des systèmes de

renforcement assurant que la nappe de géotextile est disposée d'une façon qu'on assure un point d'intersection avec le contour du cercle de glissement.

b) Le remblai utilisé doit assurer un angle de frottement bien définit.

c) Un film de géocomposite est mis en place comme une paroi drainante qui assure le drainage et des eaux qui viennent du remblai renforcé par géotextile et du terrain naturel, (voir figure 4.4).



Figure 4.4 : *Mise en œuvre du géocomposite de drainage.*

4.5 Calcul et vérification

Le système choisi consiste à bloquer la masse du sol instable par un mur en terre renforcé par géotextile au pied du talus, et de mettre un remblai compacté sur chaque bande de géotextile.

Cette combinaison a pour but de construire un soutènement léger pour diminuer les déplacements du sol.

4.6 Conception des talus renforcent par des géotextiles

4.6.1 Méthode de conception

La procédure de calcul du sol renforcé par géotextiles se résume dans les étapes suivantes :

4.6.1.1 La résistance a la traction admissible

$$\boldsymbol{T_{adm} = T_{ult} \frac{1}{(FS)_{DI} X (FS)_{FL} (FS)_{DC} X (FS)_{DB}}} \quad (4.1)$$

Où

T_{adm} Est la résistance à la traction admissible,

T_{ult} Est la résistance ultime et (FS) est le facteur de sécurité.

Les différents indices sont expliqués dans le tableau suivant :

***Tableau 4.1 : Les** différents indices*

	Signification	Valeurs
$(\boldsymbol{FS})_{\boldsymbol{DI}}$	Dommages dus à l'Installation	1.1 à 2.0
$(\boldsymbol{FS})_{\boldsymbol{FL}}$	Fluage	2.0 à 4.0
$(\boldsymbol{FS})_{\boldsymbol{DC}}$	Dégradation Chimique	1.0 à 1.5
$(\boldsymbol{FS})_{\boldsymbol{DB}}$	Dégradation Biologique	1.0 à 1.3

4.6.1.2 La pression totale sur le mur en géotextiles

Le mur en géotextiles est soumis à trois types de pressions : une pression provenant des poids du remblai, une pression due aux surcharges et une pression provenant des poids des véhicules circulant sur la chaussée. Si l'on utilise les coefficients de poussée de Rankine et la théorie d'élasticité de Boussinesq, les différentes pressions (montrées sur la figure précédente) peuvent être exprimées par les équations suivantes :

$$\sigma_{hs} = K_a \gamma z \quad (4.2)$$

$$\sigma_{hq} = K_a q \quad (4.3)$$

$$\sigma_{hl} = P \frac{x^2 z}{R^5} \quad (4.4)$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hl} \qquad (4.5)$$

Où

σ_{hs} : est la pression latérale des terres,

$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$ Est le coefficient de poussée de Rankine,

φ: L'angle de frottement interne du remblai retenu par le mur en géotextiles,

γ: Poids volumique du remblai,

Z: est la profondeur comptée à partir de la surface à la couche en question,

σ_{hq}: La pression latérale due à la surcharge,

$q = \gamma_q D$: La surcharge appliquée en surface,

γ_q: Le poids volumique du sol de surcharge,

D: est la profondeur du sol de surcharge.

σ_{hl}: La pression latérale provoquée par la circulation des véhicules,

P: est la charge concentrée sur la surface du remblai, x est la distance séparant la force et le mur.

σ_h: La pression totale à laquelle le mur est soumis.

L'abaque donné dans la figure (IV.2) en annexes permet de déduire la contrainte en fonction de la profondeur pour une charge appliquée en surface (ponctuelle ou linéique).

4.6.1.3 L'espacement entre les couches des géotextiles

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \ FS} \qquad (4.6)$$

Où

S_v est l'espacement vertical (épaisseur d'élévation),

T_{adm} est la contrainte admissible dans le géotextile évaluée par l'équation (4.1),

$\boldsymbol{FS}$ est un facteur de sécurité (compris entre 1.3 et 1.5)

4.6.1.4 Les longueurs d'ancrage, passive et totale des géotextiles

La longueur totale des géotextiles est la somme de la longueur d'ancrage L_e (embedment length) et de la longueur passive L_R :

$$L = L_e + L_R \tag{4.7}$$

Expression dans laquelle la longueur passive est donnée par :

$$L_R = (H - z) \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{4.8}$$

Et la longueur d'ancrage est donnée par :

$$L_e = \frac{S_v \, \sigma_h \, FS}{2(C_a + \gamma z \, \tan \delta)} \tag{4.9}$$

Expression dans laquelle :

S_v: Est l'espacement vertical entre les nappes de géotextiles.

σ_h : est la pression latérale totale à la profondeur envisagée.

FS: Est un facteur de sécurité adopté.

C_a: Est une cohésion caractérisant l'interface sol/géotextile.

γ: Poids volumique du matériau de remblai.

Z: est la profondeur comptée à partir de la surface.

δ: est l'angle de frottement caractérisant l'interface sol/géotextile.

4.6.1.5 La longueur de recouvrement

La détermination de la longueur de recouvrement se fait de la même manière que la longueur d'ancrage avec quelques exceptions. La profondeur Z doit être évaluée à mi-hauteur de la couche et la pression latérale totale doit être réduite à moitié. Cela nous permet d'écrire :

$$L_0 = \frac{S_v \, \sigma_h \, FS}{4 \, (C_a + \gamma z \, \tan \delta)} \tag{4.10}$$

La longueur de recouvrement doit avoir une valeur minimale de 1m.

4.6.1.6 La stabilité externe du mur en géotextiles

Pour l'étude de la stabilité externe d'un mur stabilisé mécaniquement (renforcé par des géotextiles), on doit procéder par un traitement similaire à un mur poids (Gabions, …etc). Les modes de rupture par renversement, par glissement ou par poinçonnement doivent être envisagés.

Pour évaluer les facteurs de sécurité correspondant aux différents modes de rupture, la figure suivante donne les différents paramètres permettant un calcul aisé.

❖ **Stabilité vis-à-vis le renversement :**

En prenant la somme des moments par rapport au point B, le moment de renversement se calcule par :

$$M_0 = P_a\, z' \tag{4.11}$$

Où

$$P_a = force\ active(de\ poussée) = \int_0^H \sigma_a\, dz = \frac{1}{2} K_a \gamma_1 H^2 \tag{4.12}$$

Le moment résistant peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$M_R = W_1\, x_1 + W_1\, x_1 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right) \tag{4.13}$$

Où

$$W_1 = (L'aire\ AFEGI)(1)(\gamma_1)$$

$$W_2 = (L'aire\ FBDE)(1)(\gamma_2)$$

$$\mathrm{F}_{S_{renversement}} = \frac{M_R}{\mathrm{M}_0} \tag{4.14}$$

Un coefficient de sécurité $\mathrm{FS}_{(\text{renversement }\ )} = 3$ est généralement adopté.

❖ **Stabilité vis-à-vis le glissement :**

Le facteur de sécurité vis-à-vis le glissement peut être évalué par l'expression suivante :

$$F_{S_{glissement}} = \frac{(W_1 + W_{2+\ldots} q\alpha')(\tan \boldsymbol{\delta})}{P_\alpha} \qquad (4.15)$$

Où

$$\delta = (2/3)\phi_1 \qquad (4.16)$$

Un coefficient de sécurité $FS_{(\text{glissement }\ )} = 3$ est généralement adopté.

❖ **Stabilité vis-à-vis le poinçonnement :**

La résistance limite du sol de fondation peut être évaluée par la formule analytique suivante :

$$q_u = C_2' N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_{\ \gamma} \qquad (4.17)$$

Où N_c et N_γ sont des facteurs de portance fonctions de l'angle de frottement interne du sol de fondation ϕ_2.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture par poinçonnement s'exprime par l'équation suivante :

$$F_{S_{poin\ çonnement}} = \frac{q_u}{\sigma_{0(H)+Q}} \qquad (4.18)$$

Où $\sigma_0 = \gamma_1 H$ et Q = valeur des contraintes à la base du mur dues aux surcharges appliquées en surface.

Un coefficient de sécurité $FS_{(poin\ çonnement\ )}$ variant de 3 à 5 est généralement adopté.

4.7 Calcul pratique du glissement au pk 38+500 :

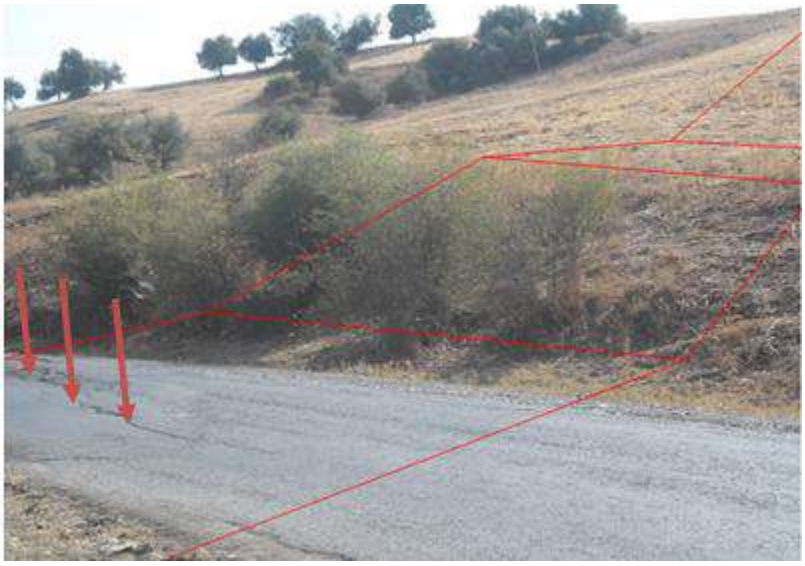


Figure 4.5 : *Reprofilage du talus.*

4.8 Conclusions :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence des écoulements des eaux dans le sol. En effet, les glissements en question ont pour causes la conjonction de plusieurs phénomènes, le plus important est la présence d'eau.

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement survenu dans le tronçon appartenant à la cw08 (au PK 38+500) et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées au maître de l'ouvrage.

La solution qui a été retenue et celle d'un talus renforcé par des géotextiles.

Chapitre V

MÉTHODES NUMÉRIQUES

DANS CE CHAPITRE :

1. **INTRODUCTION.**
2. **PRESENTATION DE PLAXIS.**
3. **PRESENTATION DE TALRAN4.**
4. **CONCLUSION.**

5.1 Introduction

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basé sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur les éléments finis et la limite d'équilibre (EF et EL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

5.2 Présentation de *PLAXIS*

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis.

L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats.

5.2.1 Le code éléments finis *PLAXIS*

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

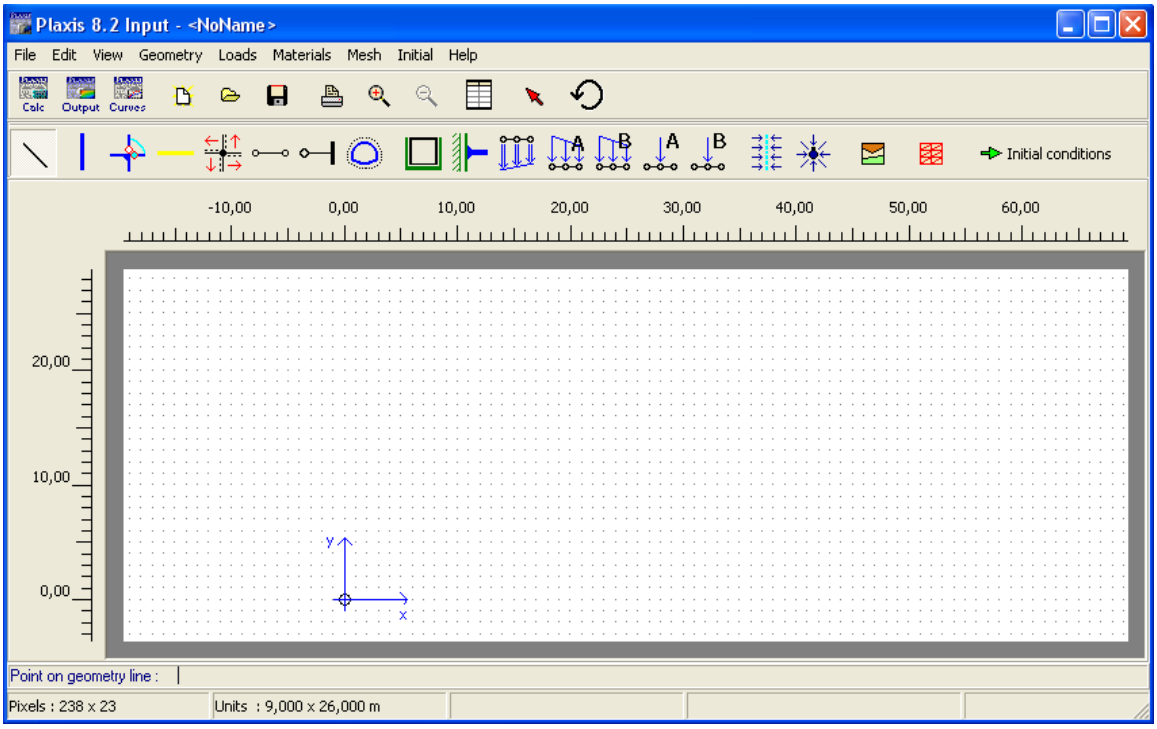


Figure 5.1 : *Fenêtre d'entrée des données de Plaxis.*

5.2.2 Options par défaut et solutions approchées.

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

- ✓ Les options par défaut commencent dés le maillage.
- ✓ De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements.
- ✓ Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS.
- ✓ La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel.
- ✓ Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats.

5.2.3 Les modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS*

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

5.2.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson v. l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.
La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (5.1)$$

$$G = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.2)$$

$$E = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.3)$$

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

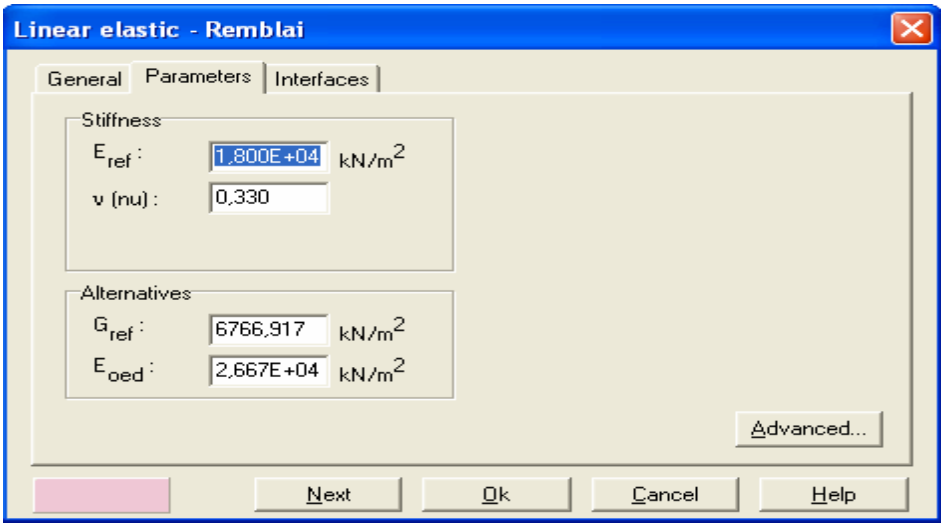


Figure 5.2 : *Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.*

5.2.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

Le module de Young E,

Le coefficient de Poisson ν,

La cohésion c,

L'angle de frottement φ,

L'angle de dilatance ψ.

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires.

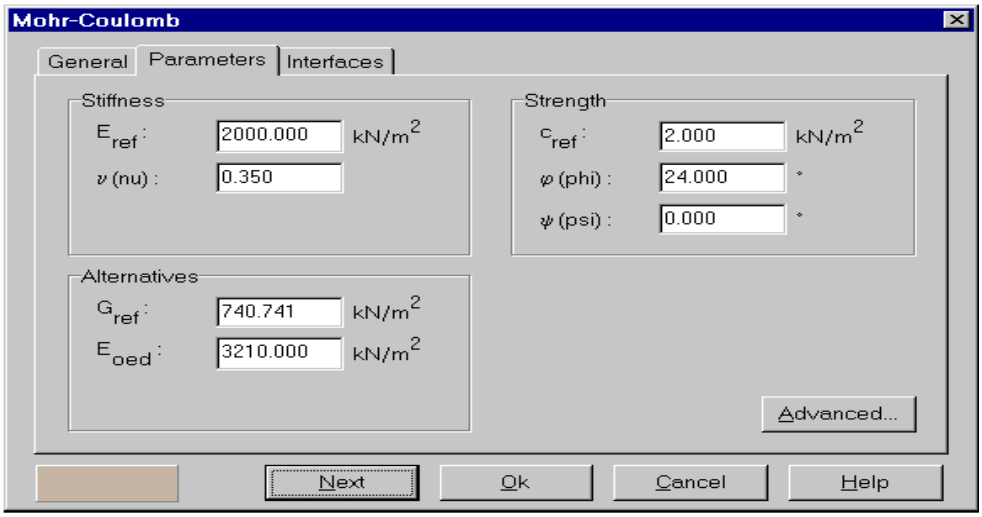


Figure V.3 : *Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.*

a) Module de Young :

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface) il varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement.

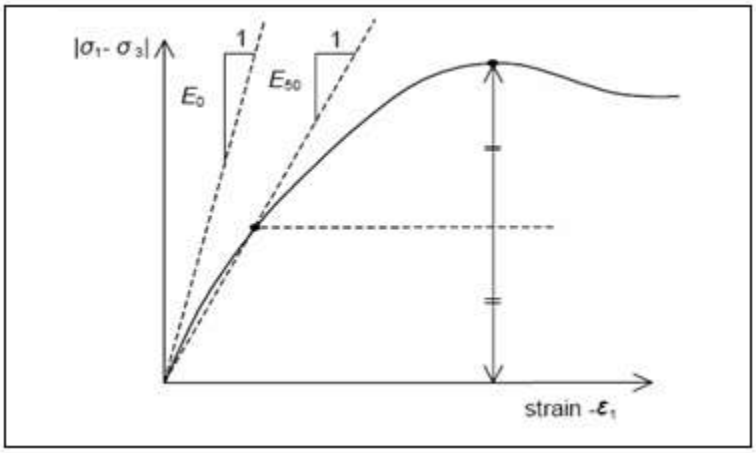


Figure 5 .4 : *Définition du module à 50 % de la rupture.*

Dans la boite de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

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

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.
Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec φ_u =0, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur: ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$.

$\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$.

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (. La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la

plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés:

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés,

5.2.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model*)

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

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

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

− De distinguer entre une charge et une décharge ;

− De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du *HSM*

b) Courbes effort-déformation

c) Les modules

d) Surface de charge

e) Surface de rupture

5.2.3.4 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

Ce modèle (*SSM*) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base

de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité

b) Paramètre de contrainte K0

c) Coefficient de Poisson

d) Prise en compte de la sur consolidation

5.2.3.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

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

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

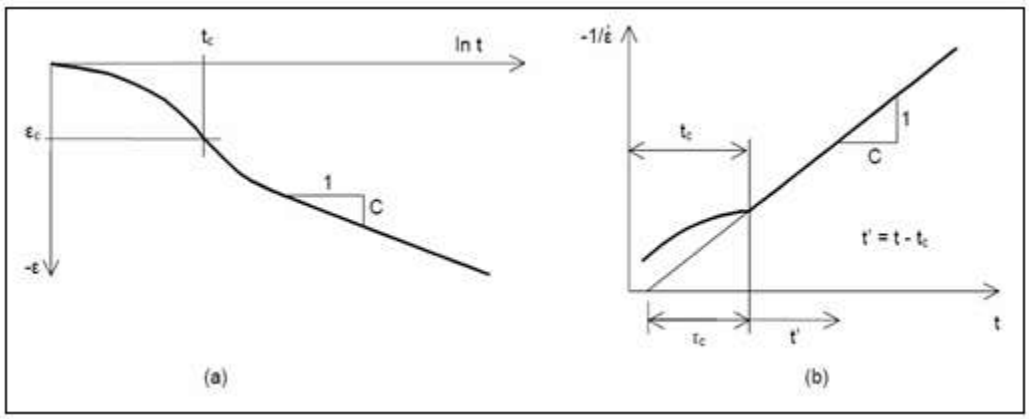


***Figure 5.5 : Effet** du temps sur les essais œnométriques.*

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan *p-q* (figure 5.6) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

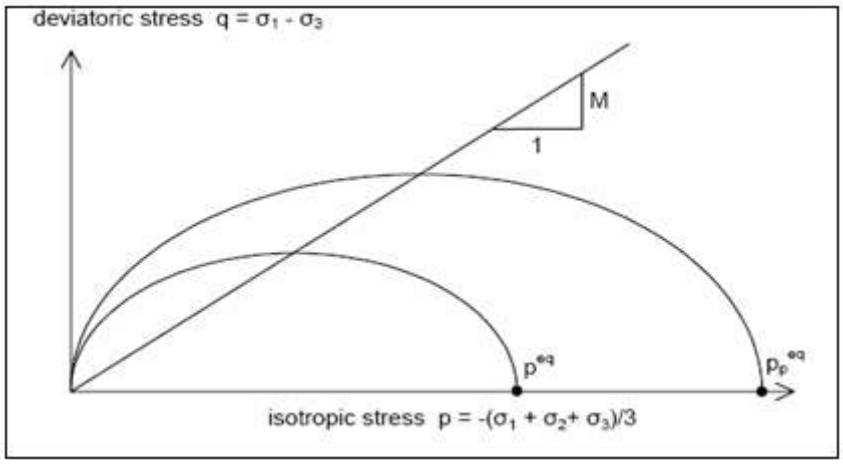


Figure 5.6 : *Diagramme des cercles peq dans le plan p-q.*

5.2.3.6 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

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

5.3 Présentation de Talren4 :

5.3.1 Introduction :

Talren4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

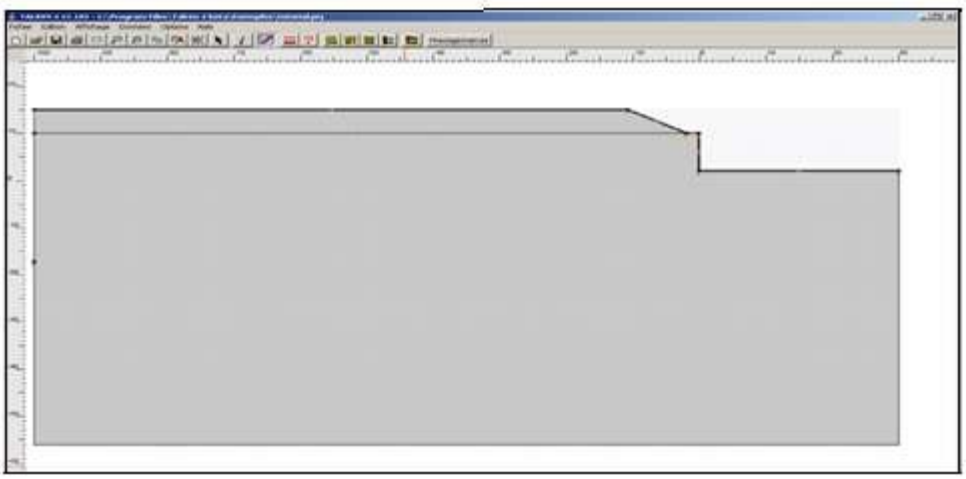


Figure 5.7 : *Interface de talren4.*

5.3.2 Etude de stabilité :

Trois profils ont été choisis pour étude de la stabilité, le logiciel utilisé pour l'étude de stabilité des terres en pente est le TALREN 4.

Le logiciel TALREN 4 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.5$).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres

géotechniques, la force sismique, les surcharges…etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers le haut.

Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédente de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

Les principales caractéristiques ainsi que le détail des fonctionnalités disponibles de TALREN 4 sont abordées ci-dessous.

5.3.2.1 Les principales caractéristiques du TALREN 4 :

5.3.2.1.1 Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 5.7, comporte les rubriques principales suivantes

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Données
- Phases et situations
- Calcul et résultats
- Options
- Aide

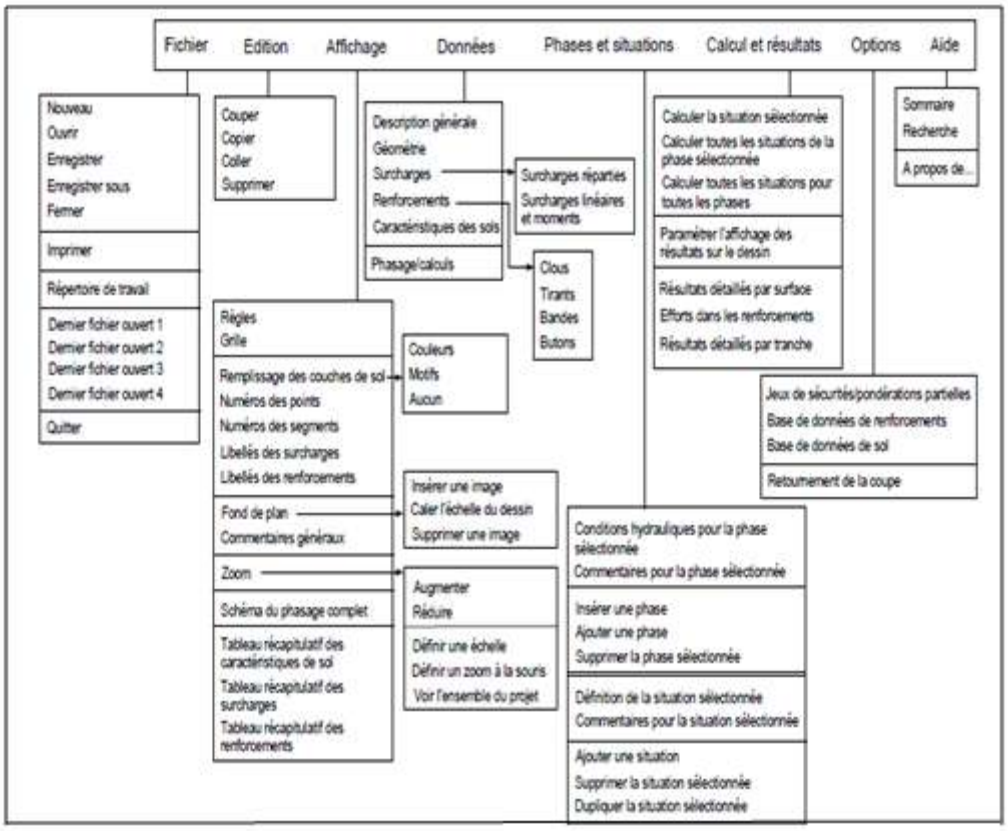


Figure 5 .8 : *Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.*

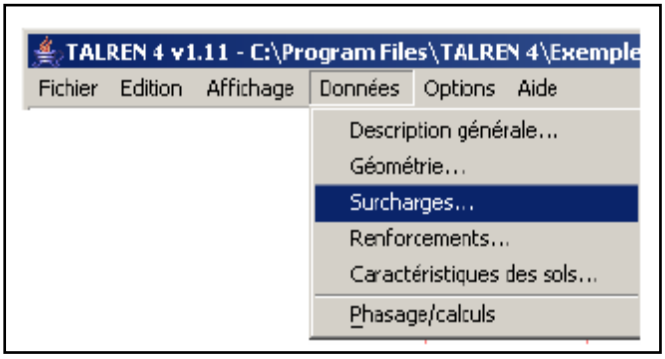


Figure5 .9 : *Le menu de données.*

5 .3.2.1.2 La barre de boutons principale :



***Figure 5 .10 : La** barre de boutons principale.*

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Nouveau fichier

• Ouvrir un fichier

• Enregistrer un fichier

• Imprimer

• Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur

• Zoom avant

• Zoom arrière

• Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné

• Capture d'écran

• Commentaires généraux

V.3.2.1.3. Barre de boutons contextuelle "Données du projet" :



***Figure 5 .11 :** La barre de boutons contextuelle "Données".*

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Outil "Sélection"

• Description générale du projet

• Dessin de lignes géométriques

• Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)

• Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)

• Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)

• Basculement en mode "Phasage/Calculs".

5.3.2.1.4 Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats" :



***Figure 5.12 : La** barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".*

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

• Basculement en mode "Données"

• Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)

• Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)

• Calcul de la situation sélectionnée

• Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée

• Calcul de toutes les situations pour toutes les phases

• Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

• Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée)

• Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée)

• Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

5.3.3 Les avantages de Talren 4

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier

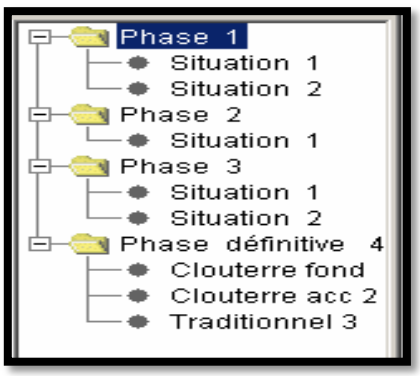
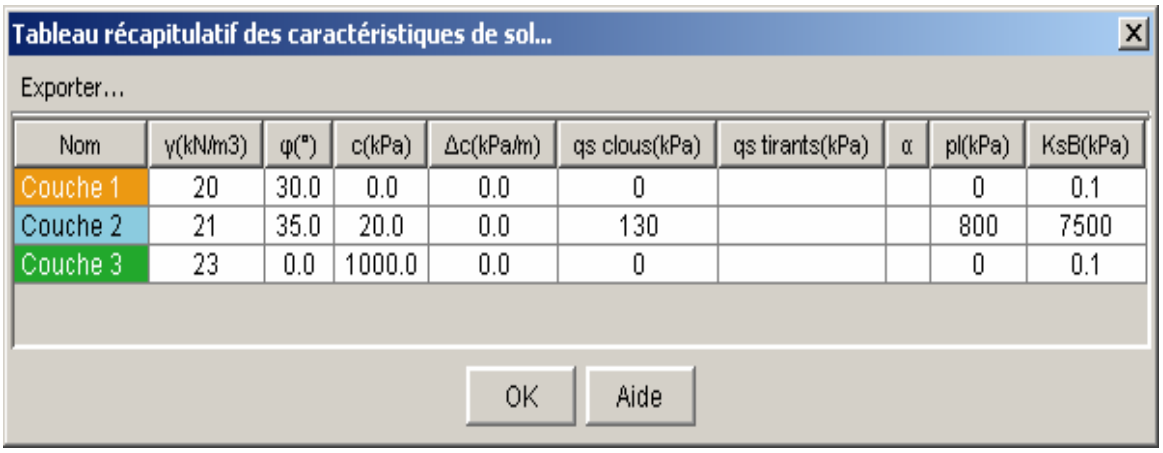


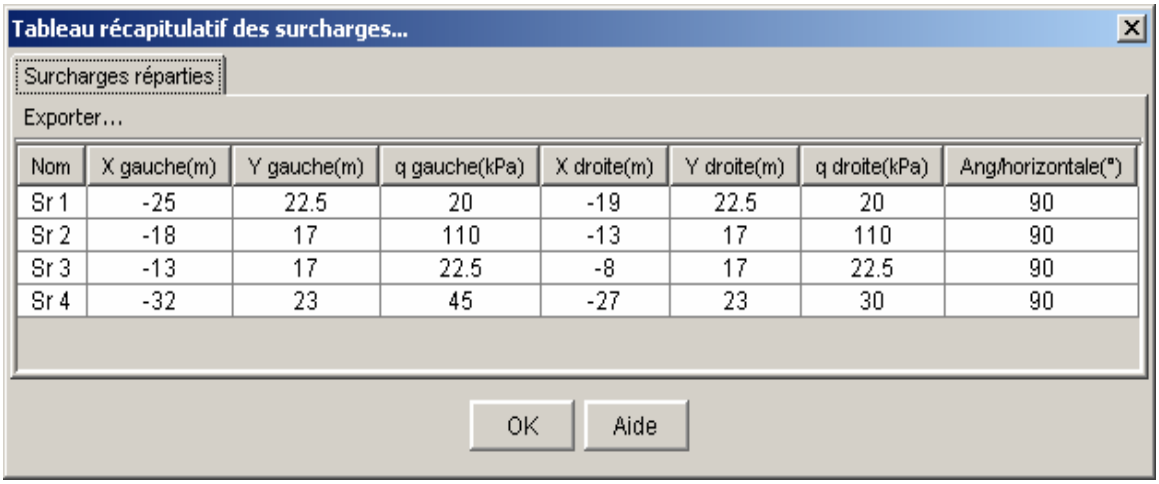
***Figure 5.13 :** Gestion des phases et situation du projet.*

- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements.



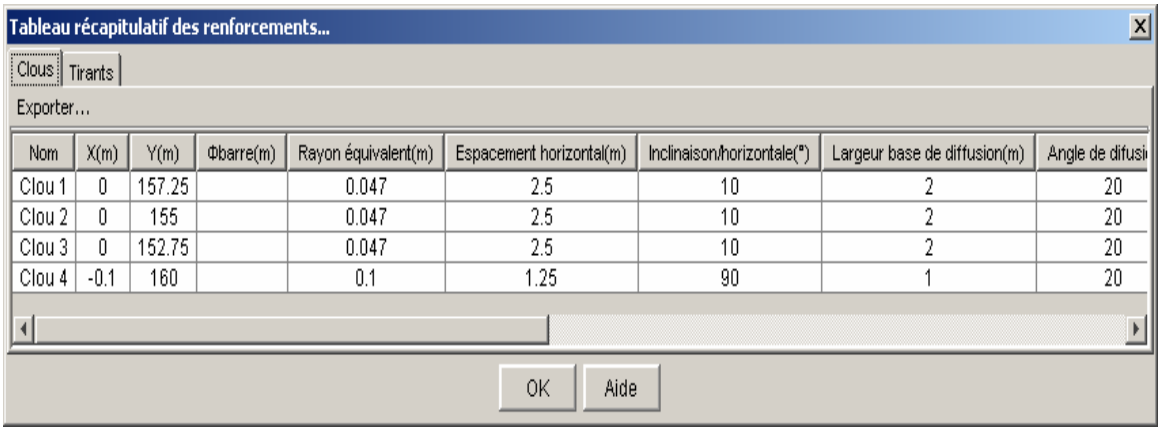
Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

Figure 5. 14*: *Tableau récapitulatif des couches de sol.



Nom	X gauche(m)	Y gauche(m)	q gauche(kPa)	X droite(m)	Y droite(m)	q droite(kPa)	Ang/horizontale(°)
Sr 1	-25	22.5	20	-19	22.5	20	90
Sr 2	-18	17	110	-13	17	110	90
Sr 3	-13	17	22.5	-8	17	22.5	90
Sr 4	-32	23	45	-27	23	30	90

***Figure 5.15:** Exemple de tableau récapitulatif des surcharges.*



Nom	X(m)	Y(m)	Φbarre(m)	Rayon équivalent(m)	Espacement horizontal(m)	Inclinaison/horizontale(°)	Largeur base de diffusion(m)	Angle de difusi
Clou 1	0	157.25		0.047	2.5	10	2	20
Clou 2	0	155		0.047	2.5	10	2	20
Clou 3	0	152.75		0.047	2.5	10	2	20
Clou 4	-0.1	160		0.1	1.25	90	1	20

***Figure 5.16:** Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.*

Assistants et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, chois de $\mathbf{q_s}$.

5.3.4 Les passerelles avec PLAXIS v8 :

Talren4 possède des passerelles avec le logiciel PLAXIS v8 concernant :

- La lecture des fichiers PLAXIS v8 (géométrie et principales caractéristiques des sols)
- L'importation de maillages de pressions interstitielles générés par Talren4 (avec choix de calcul)

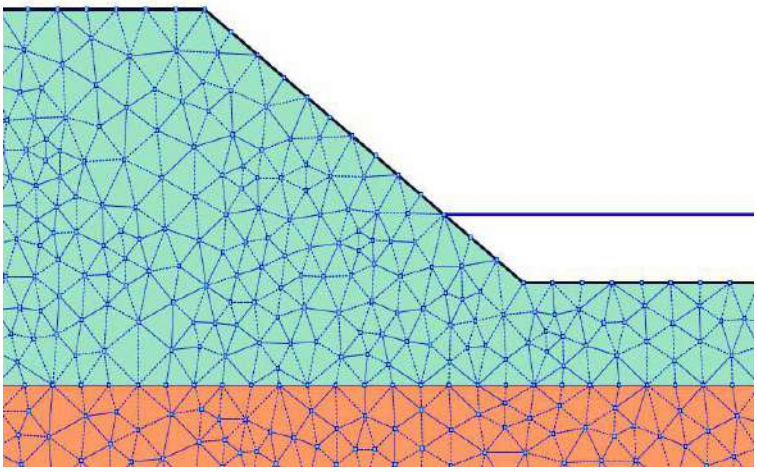


Figure 5.17 : *Exemple de représentation graphique de maillage hydraulique*.

5.3.5 Les nouvelles fonctionnalités de calcul

Des nouvelles fonctionnalités ont était rajoutés a talren4 pour faciliter l'utilisation et pour améliorer les résultats de calcul (en comparant avec talren97) ; et parmi ces améliorations on note :

- L'option de recherche automatique du coefficient de sécurité minimum pour les surfaces de ruptures circulaires.
- Aucune limite sur le nombre d'élément saisis (point, couche, renforcement, etc.)

5.3.6 Le calcul en talren4

Talren4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations.
- Prise en compte des sollicitations hydriques.
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique.
- Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement, flexion.
- Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

5.4 Conclusion :

La méthode des éléments finis utilisée par PLAXIS et la méthode des tranches utilisée par TALREN4 , font toutes deux parties des méthodes des domaines, c'est-à-dire qu'elles traitent le modèle a analyser comme un milieu continu, l'intérieur est divisé en éléments géométriques simples chacun étant doté de propriétés géométriques et mécaniques simples, chaque un des deux logiciel utilise différents modèle de comportement du sol.

Chapitre VI

ANALYSE DE LA STABILITE

DANS CE CHAPITRE :

1. **Calcul par la méthode des tranches du glissement de *TAMEZGUIDA* (avec *TALREN*).**
2. **Calcul par la méthode des éléments finis du glissement de *TAMEZGUIDA* (avec *PLAXIS*).**

6.1 Calcul par la méthode des tranches de glissement de CW08PK+500 de TAMEZGUIDA (avec TALREN)

6.1.1 Introduction

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement, avec le code de calcul TALREN 4V (les méthodes utilisées sont Fellenius, Bishop), nous souhaitons quantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème.

6.1.1.1 Hypothèses de calcul

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente.
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.
- Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales).
- L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismique selon le règlement RPA.
- Une surcharge roulante.

6.1.2 Détermination des caractéristiques résiduelles

Nous pouvons déterminer les paramètres géomécaniques résiduelles moyennes le long de la surface de rupture qui correspond à l'état de l'équilibre limite du massif, et ce pour un facteur de sécurité égal à l'unité. Cette méthode est la plus envisagée pour ce type de problèmes une fois s'il est difficile de prélever des échantillons intacts dans la zone glissée d'une part ; et l'hétérogénéité remarquable des formations géologiques le long de la surface de rupture d'autre part. Les paramètres géotechniques du sol déterminées par cette méthode seront ensuite injectés dans le model de calcul représentés dans le tableau 6.3.

Pour la couche d'argile schisteuse et d'après le diagramme de cisaillement, en contraintes totales nous avons obtenus les résultats suivants :

A. Profil type de calcul

Un (01) profil type de calcul à été considéré :

- pendant la phase travaux, c'est-à-dire situation actuelle (court terme).
- après réalisation du confortement.

B. Caractéristiques du sol :

Tableau 6.1 : *paramètre mécanique du sol.*

Les couches	Poids volumique KN/m^3	Cohésion KPa	Angle frottement (°)
Argile limoneuse	19.5	8	8
Argile marneuse	21.5	50	22
Marne compacte	19	125	26

C. Caractéristiques géométriques des talus modalises :

Tableau 6.2 : *Caractéristique géométrique*

N° profil	N° point	X(m)	Z(m)
PRO 01	01	0	739
	02	12,47	736
	03	22,44	734
	04	33,23	732
	05	43,33	729,4
	06	51,84	729,5
	07	56,58	729
	08	73,12	724

D. La surcharge :

La surcharge utilisée est d'environs 50 KPa.

6.1.3 Talus sans renforcement :

6.1.3.1 Géométrie du modèle

Le profil à analyser est représenté sur la figure 6.1.

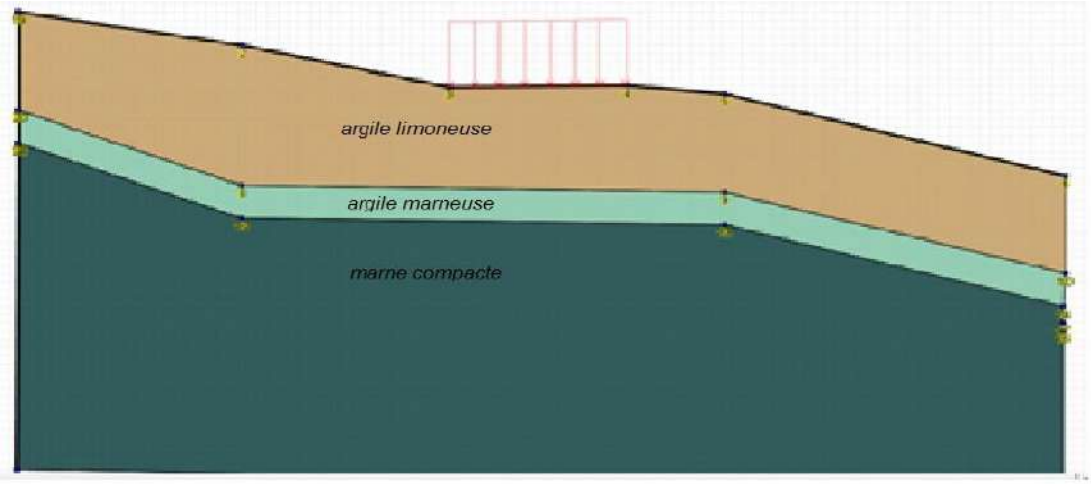


Figure 6.1: *Géométrie du modèle.*

Le terrain est composé de trois couches :

Couche 1 : Argiles limoneuse.

Couche 2 : Argile marneuse.

Couche 3 : marne compacte

- **Calcul avec la méthode de Bishop :**

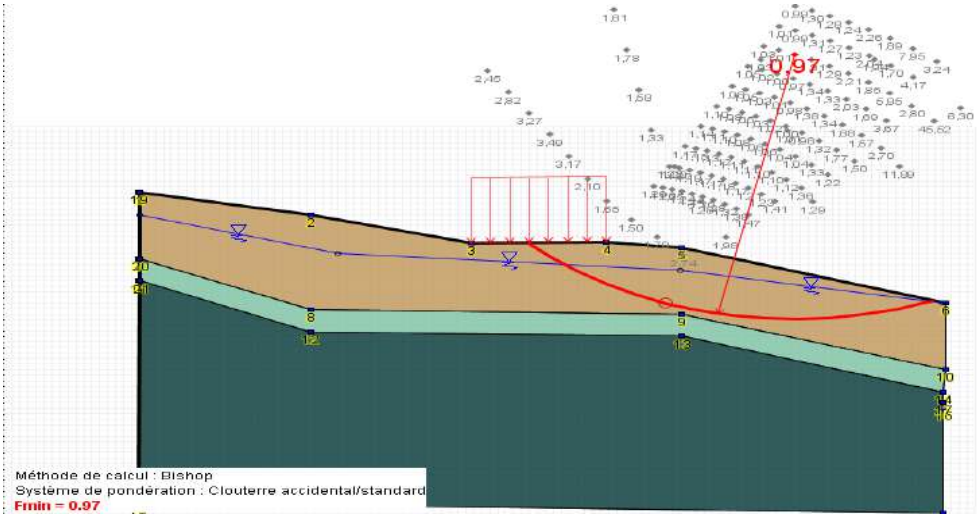


Figure 6.2 : *Le résultat Avec la méthode de Bishop.*

➢ **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

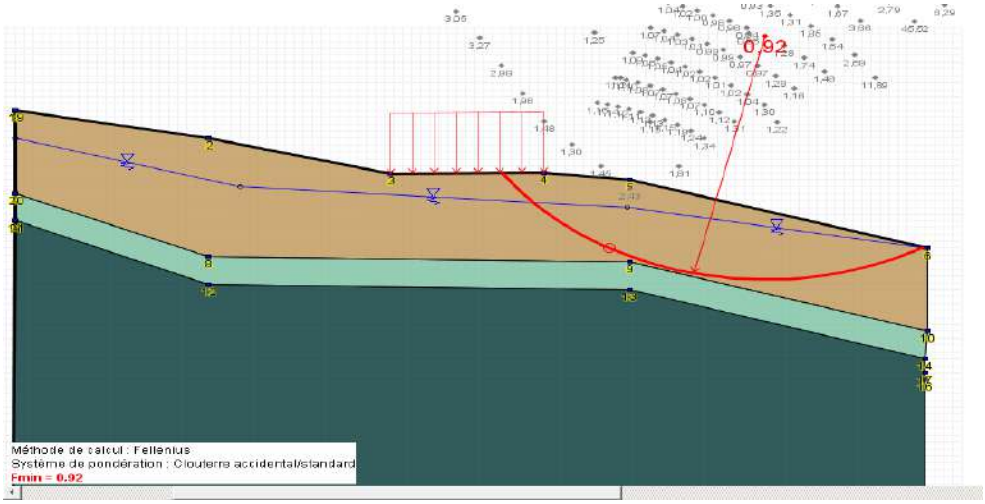


Figure 6.3 : *Le résultat Avec la méthode de Fellenius.*

6.1.3.2 Conclusion

Le coefficient de sécurité calculé avec les deux méthodes est inferieur à 1 ce qui montre que le talus est instable.

6.1.4 Talus avec renforcements :

6.1.4.1 Proposition des solutions de confortement

La solution consiste en la constitution d'un mur en matériaux compactés et renforcés par géotextile. Les caractéristiques techniques et géométriques de ces géotextiles doivent avoir à travers les conditions suivantes une influence sur le comportement du massif de sol renforcé:

- Comportement effort allongement du renforcement.
- L'angle de frottement entre le sol et le renforcement.
- La résistance contre les endommagements pendant la mise en œuvre.
- La transmissivité : une grande perméabilité permet l'évacuation de l'eau interstitielle dans le plan du géotextile, par la même, une grande diminution des pressions interstitielles.



Figure 6.4: *Construction de l'ouvrage par couches.*

6.1.4.2 Géométrie du modèle

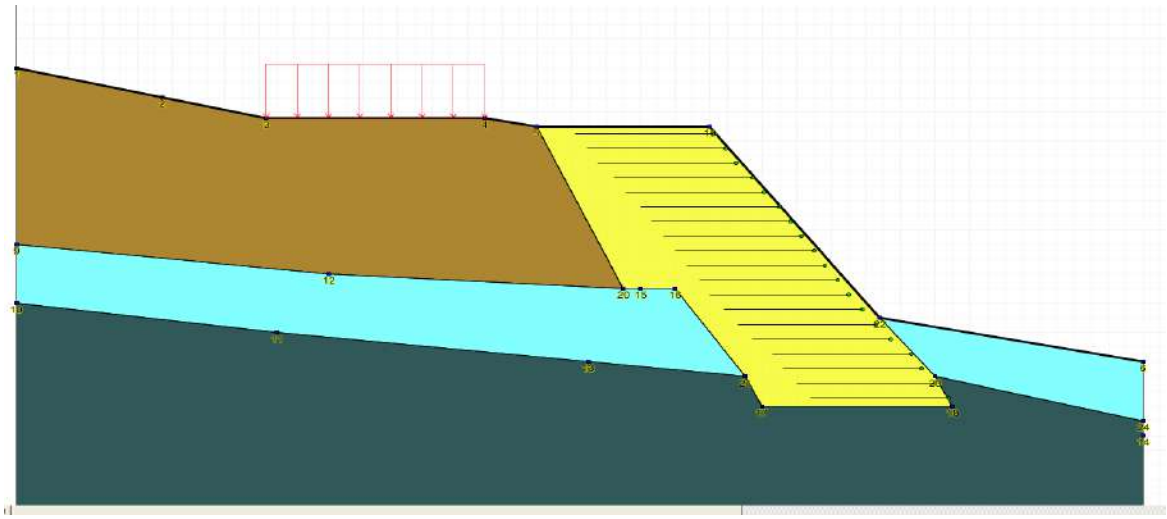


Figure 6.5: *Modélisation d'un système de confortement.*

- **Calcul avec la méthode de Fellenius**

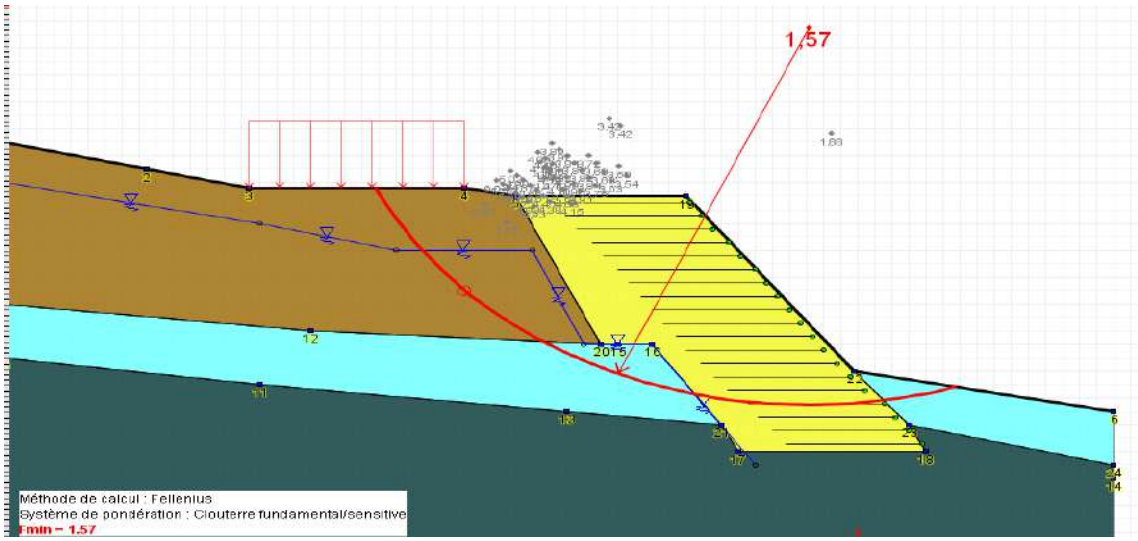


Figure 6.6 : *Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Fellenius).*

- **Calcul avec la méthode de Bishop :**

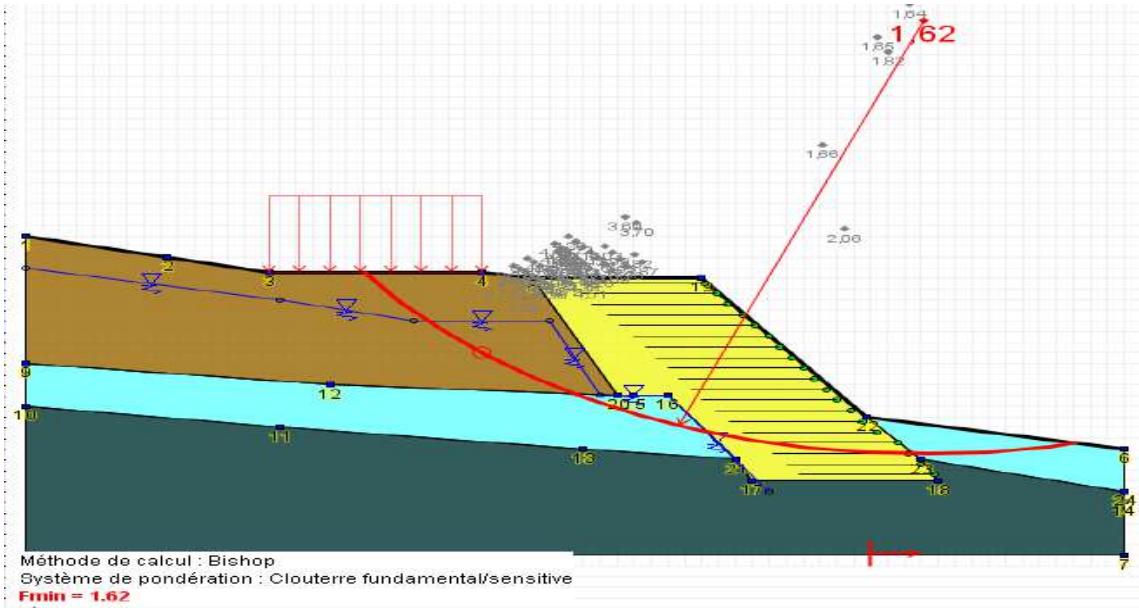


Figure 6.7: *Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Bishop).*

6.1.4.3 Conclusion

Après installation des géotextiles, le coefficient de sécurité augmente jusqu'a une valeur de 1.62 ; ce qui montre que le renforcement est efficace.

6.2 Calcul par la méthode des éléments finis du glissement de TAMEZGUIDA (avec PLAXIS)

6.2.1 Introduction :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, on va réaliser une modélisation de l'exemple d'illustration du chapitre 03. Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus on premier sans géotextiles et en second renforcé par géotextiles et voir l'influence de la présence des géotextiles sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 8.2.

6.2.1.1 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- 15 nœuds pour le sol ;
- Déformation plane
- Unité m, KN, s

6.2.2 Talus non-renforce :

Premièrement on va analyser le comportement d'un talus non-homogène sans renforcement.

6.2.2.1 Le modèle géométrique de référence :

La figure représente la coupe en plan du site de TAMEZGUIDA dont les dimensions sont 739m de hauteur sur 73.12m de largeur.

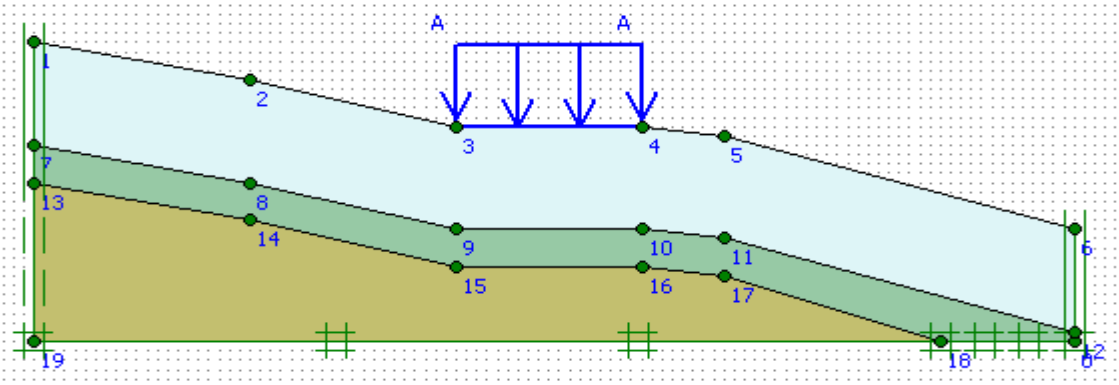


Figure 6.8 : *Géométrie du modèle.*

Le terrain est composé de trois couches :

- Couche 1 : Argile limoneuse.
- Couche 2 : Argile marneuse altérées.
- Couche 3 : Marne compacte.

6.2.2.2 Caractéristiques des matériaux :

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : *Caractéristiques physico-mécaniques des sols.*

Paramètres	Désignations	Couche 01	Couche 02	Couche 03
Poids volumique au dessus de n.p	γ_{unsat} (KN/m^3)	17.00	18 .00	17.00
Poids volumique au dessous de n.p	γ_{sat} (KN/m^3)	19.5	21.5	19.00
Module de young	E (KN/m^2)	2100.00	6600.00	5,000E+06
Coefficient de poisson	Y	0.35	0.3	0.3
Cohésion	c (KN/m^2)	8.00	50.00	125.00
Angle de frottement	ϕ (°)	8.00	22.00	26.00
Angle de dilatance	Ψ (°)	0	0	0

6.2.2.3 Les conditions aux limites :

Le modèle est entièrement bloqué à sa base (Ux = Uy = 0), et est bloqué dans le sens des x pour les plans verticaux (x = 0m) et (x = 73m).

6.2.2.4 Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Globale coarsenese) sur (coarse). Le maillage est présenté sur la (figure 6.5).

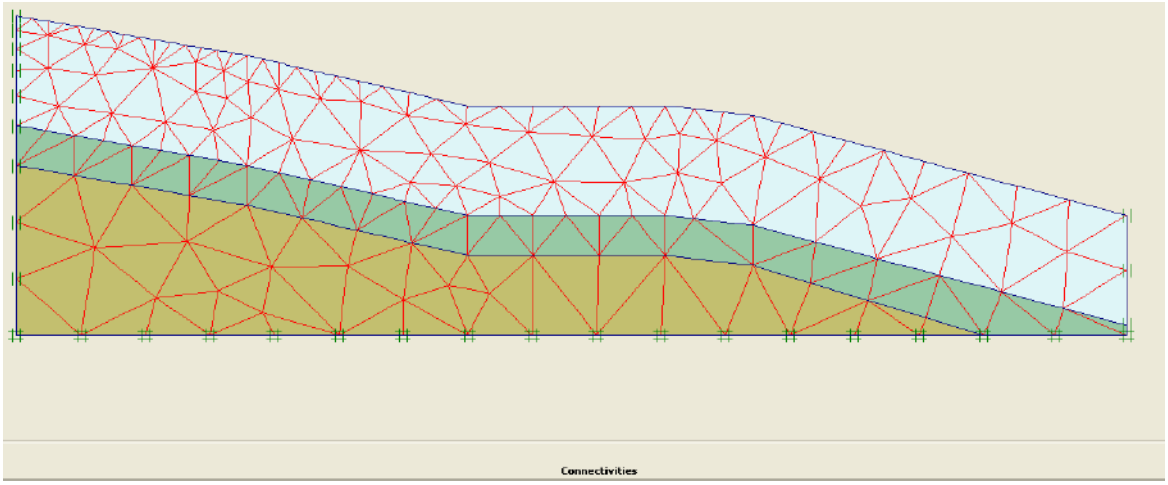


Figure 6.9: *Maillage du modèle.*

6.2.2.5 Les conditions initiales :

On génère en premier les pressions interstitielles initiales et en second on spécifie la configuration géométrique initiale et on génère le champ des contraintes effectives initiales par la méthode du chargement gravitaire. La nappe phréatique est a 3m sous la surface du sol.

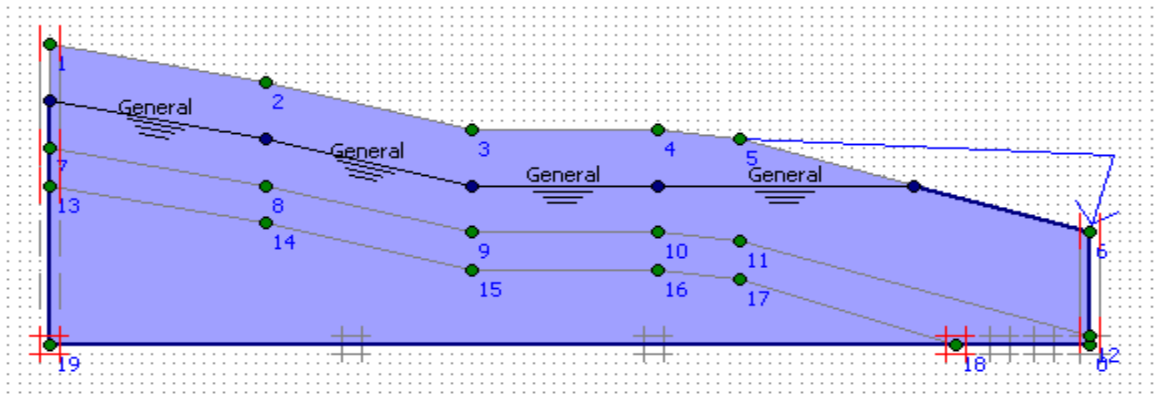


Figure 6.10 : *Position de la nappe phréatique.*

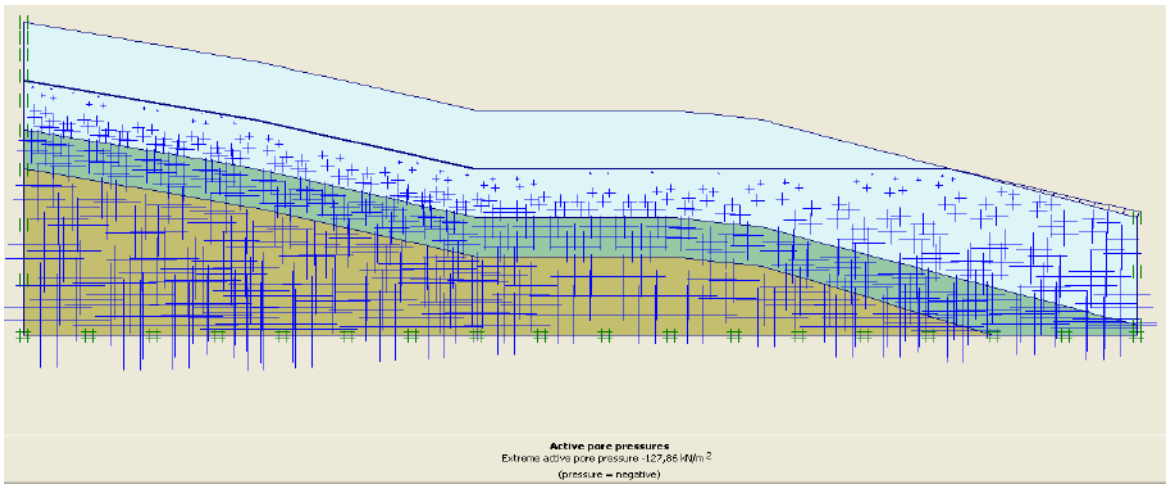


Figure 6.11 : *Répartition des pressions interstitielles initiales.*

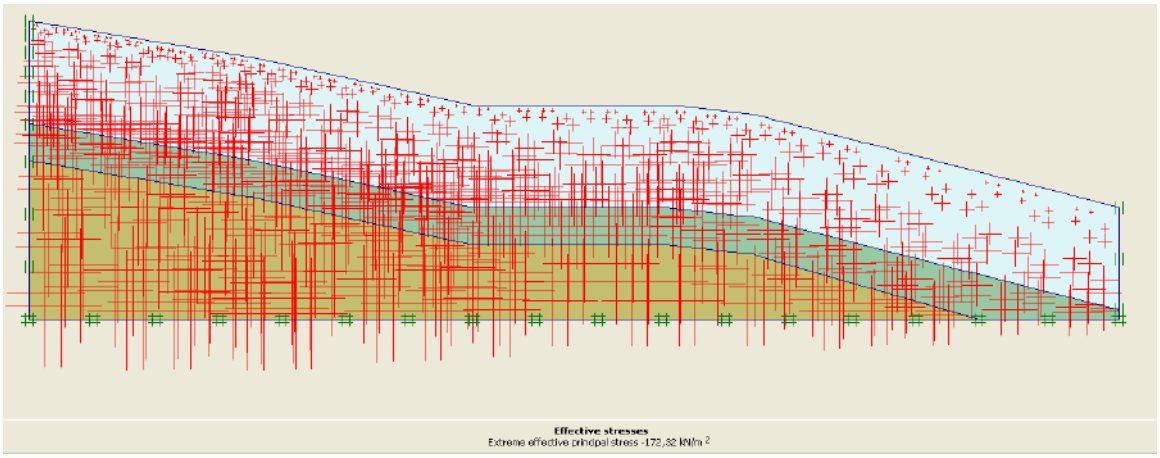


Figure 6.12 : *Génération des contraintes effectives initiales.*

6.2.2.6 Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et consistera en trois phases :

Phase 1 : Génération des contraintes initiales en appliquant le chargement gravitaire ;

Phase 2 : calcul en plasticité en activant la charge 50KN/m^3 ;

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité en utilisant la méthode de (c-φ) réduction des paramètres de résistance du sol ;

6.2.2.7 Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme *Output.*

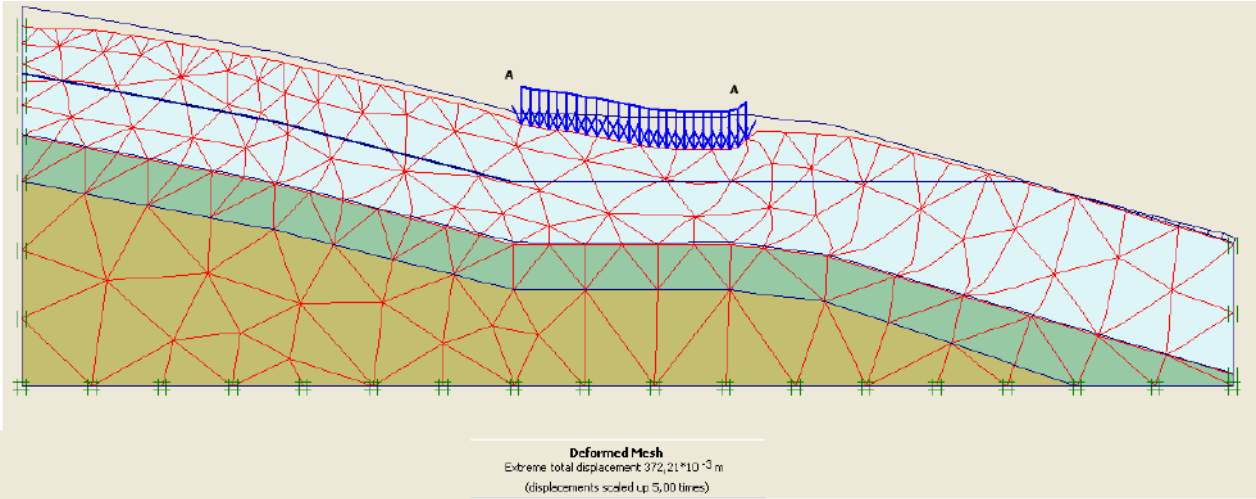


Figure 6.13: *Les déplacements totaux.*

- Les déplacements totaux 372.21 *10^{-3} m.

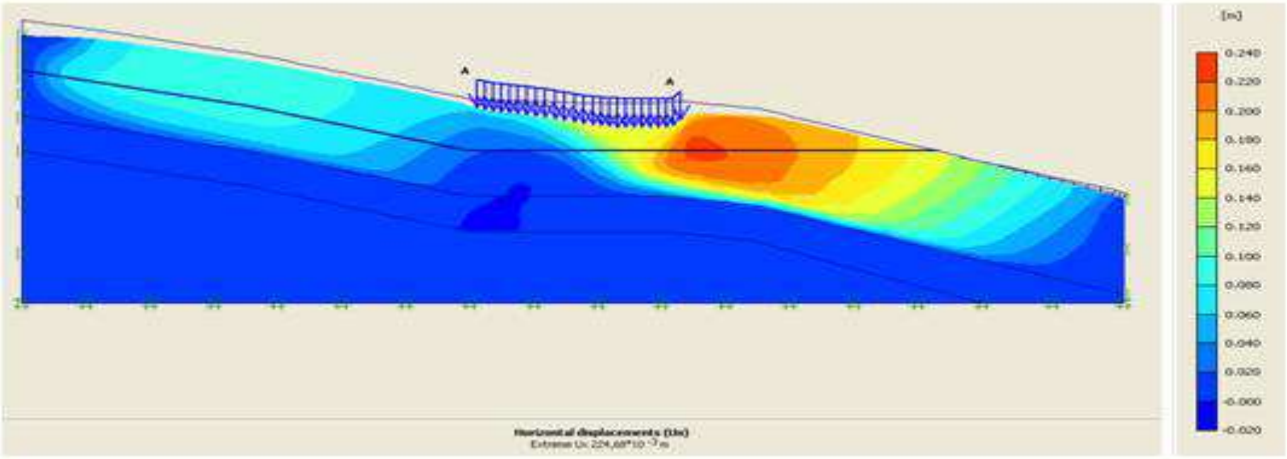


Figure 6.14 : *Les déplacements horizontaux*

- Les déplacements horizontaux 224.68 *10^{-3} m.

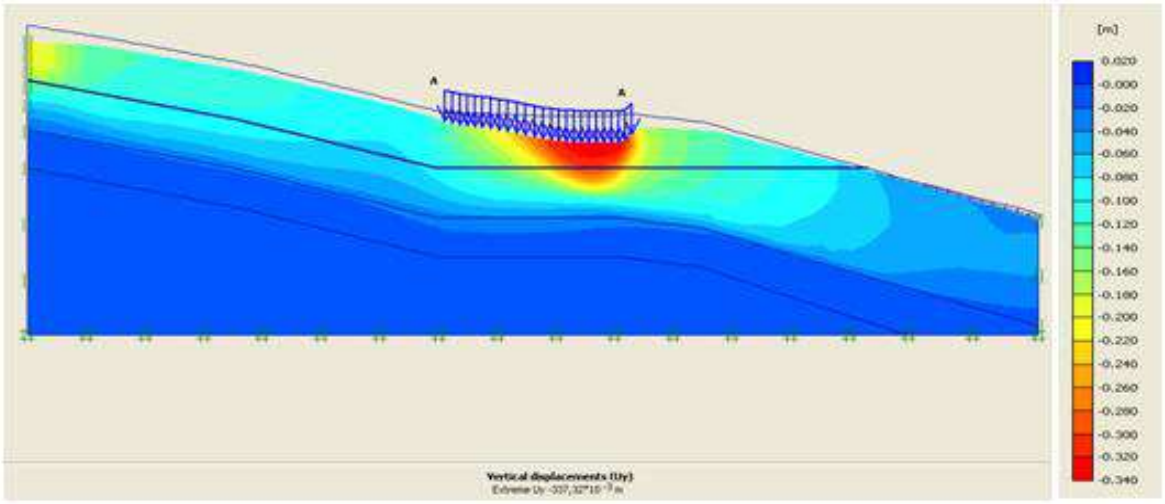


Figure 6.15 : *Les déplacements verticaux.*

- Les déplacements verticaux 337.32 *10^{-3} m.

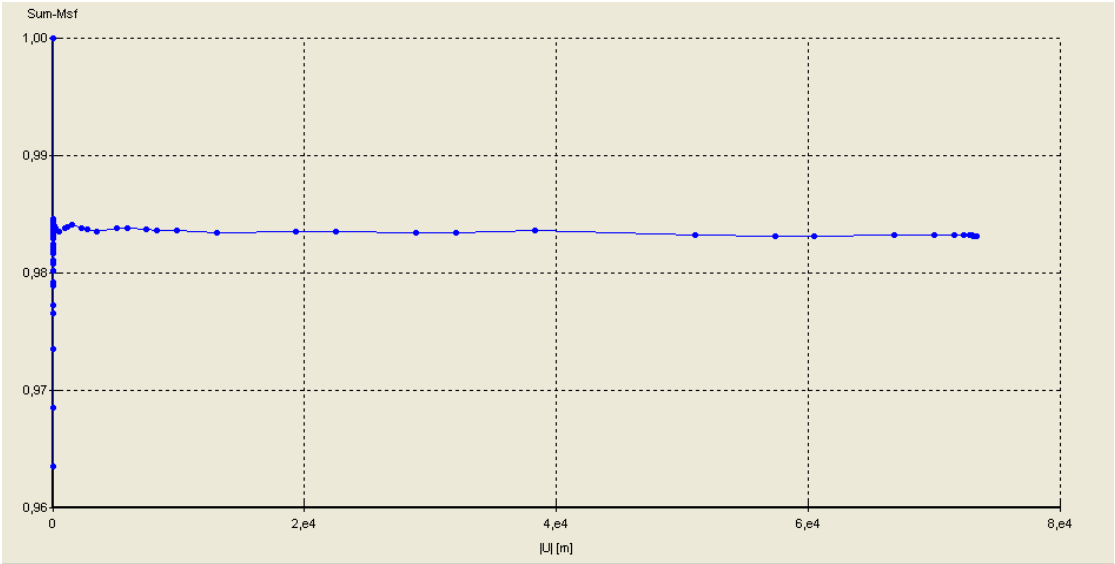


Figure 6.16 : *Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf = 0.983.*

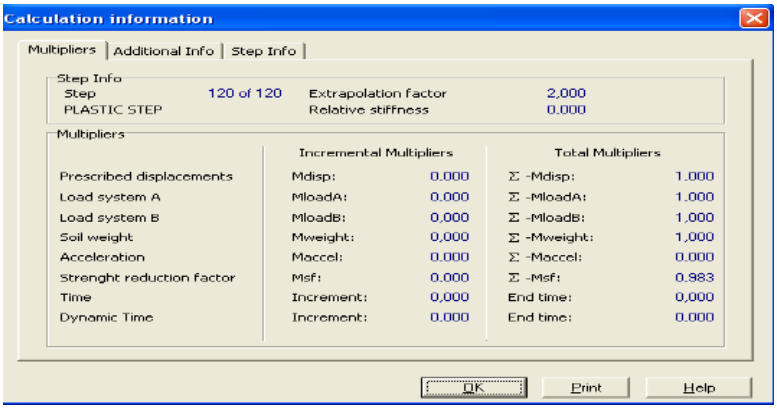


Figure 6.17 : *Des informations sur le calcul.*

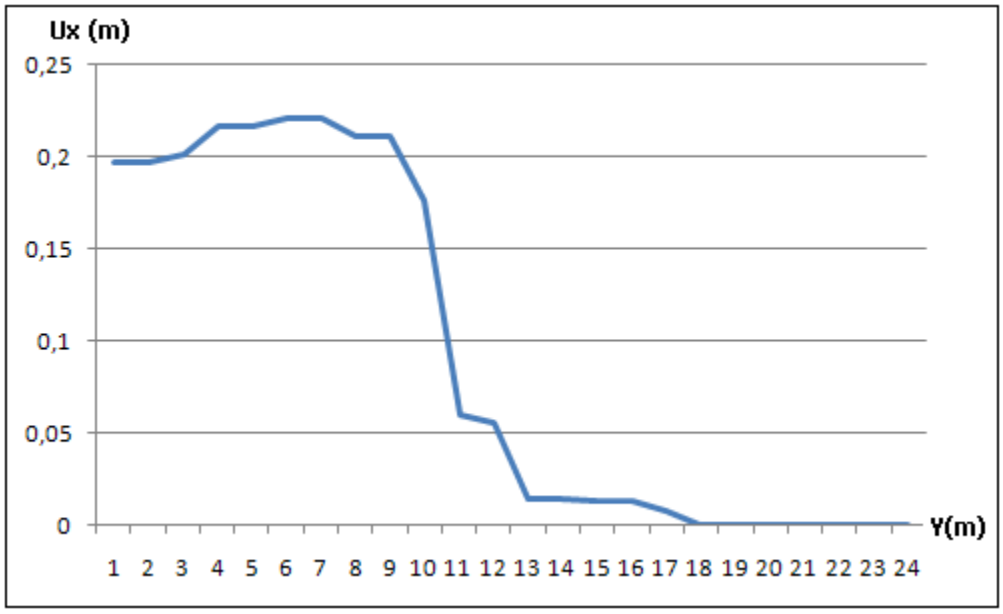


Figure 6.18 : *Variation du déplacement horizontale en fonction de la profondeur.*

6.2.2.8 Conclusion

Le coefficient de sécurité du talus est inferieur à 1 avec des déplacements horizontaux égale à 224.68 *10-3 m ce qui montre que le talus est instable.

On propose un renforcement avec des nappes de géotextiles et qui sera analyser dans ce qui suit.

6.2.3 Talus renforcé par géotextiles :

Pour cette application nous allons étudier le même talus sauf qu'il est renforcé par des nappes en géotextiles.

Les géotextiles ont été placés au niveau de la route. L'espacement et le nombre de nappe ont été choisit de façon optimale après plusieurs essais de calcul.

La disposition de rapproche de celle utilisée dans TALREN.

L'espacement est fixé à h=3m.

Nombre de nappe =12.

6.2.3.1 Le modèle géométrique de référence :

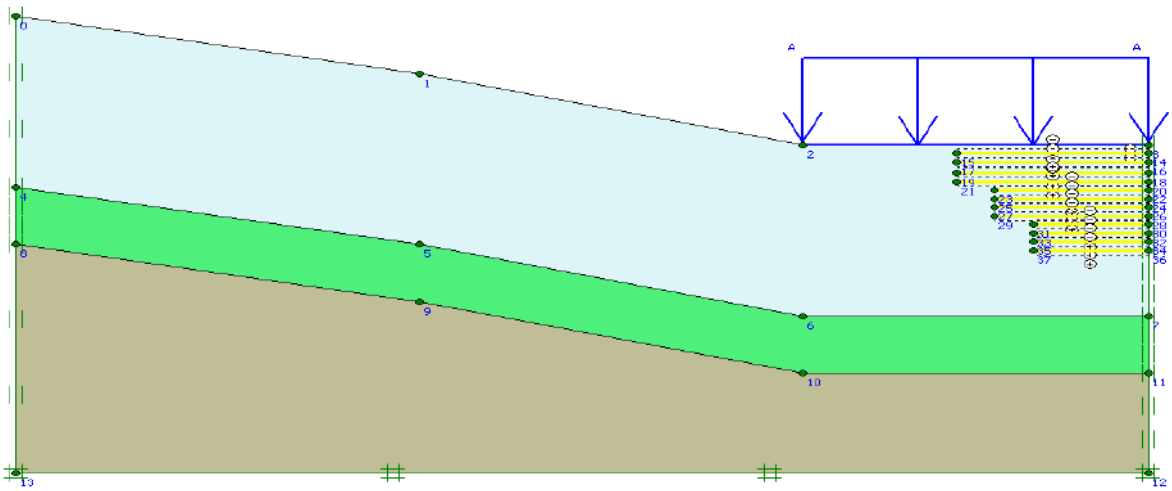


Figure 6.19 : *Géométrie du modèle.*

6.2.3.2 Caractéristiques des géogrilles :

Tableau 6.4: *Propriétés des géotextiles*

Paramètre	**Désignations**	
Type de comportement	**Material type**	**Elastique**
Rigidité normale	**EA**	**1.00×10^{5} KN/m**

6.2.3.3 Génération du maillage :

Le maillage est raffiné autour des géogrilles.

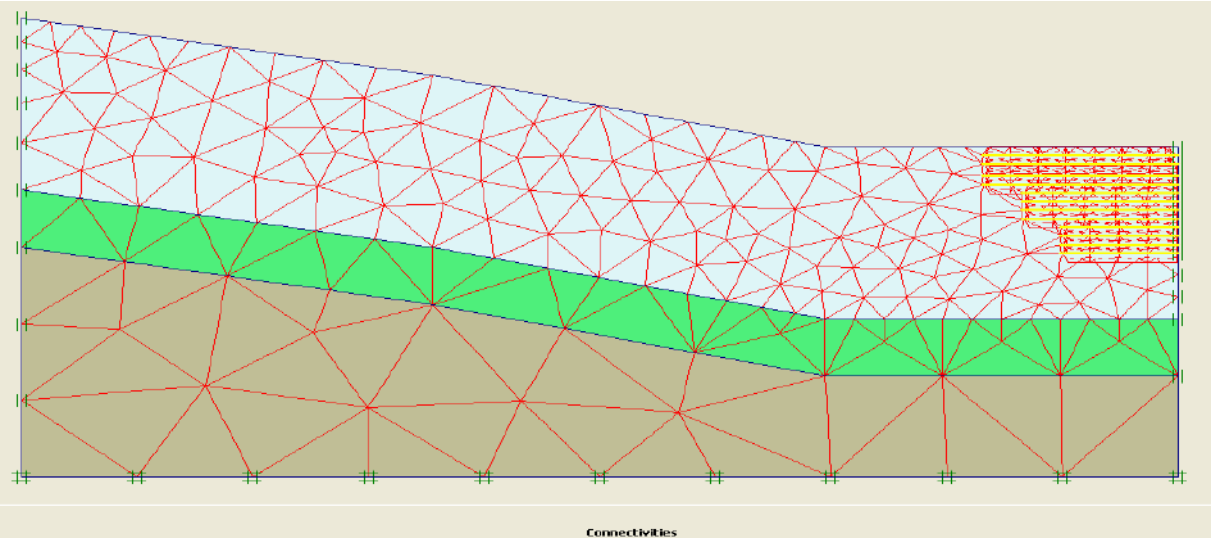


Figure 6.20: *Maillage du modèle*

6.2.3.4 Les conditions initiales :

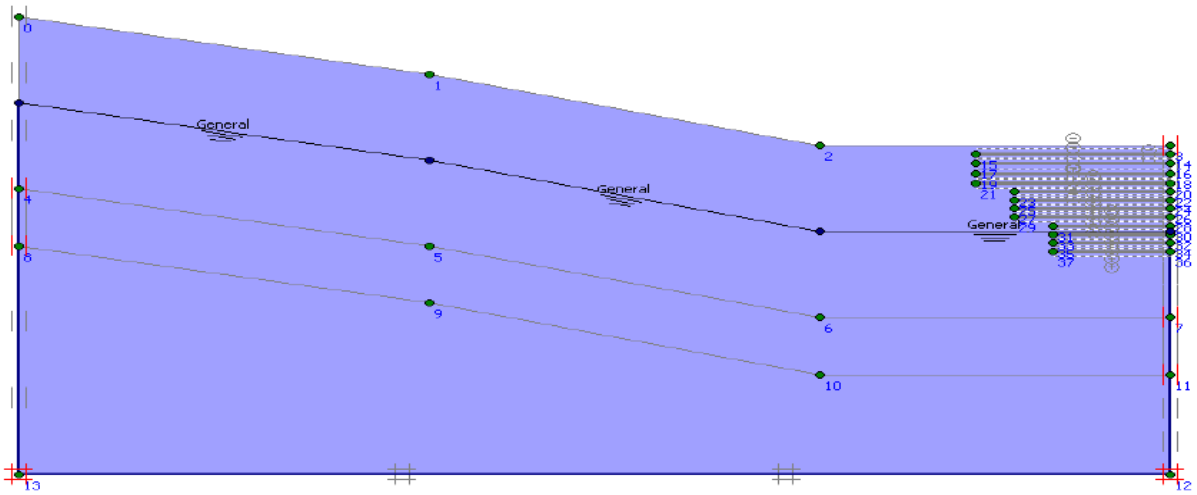


Figure 6.21: *position de la nappe phréatique.*

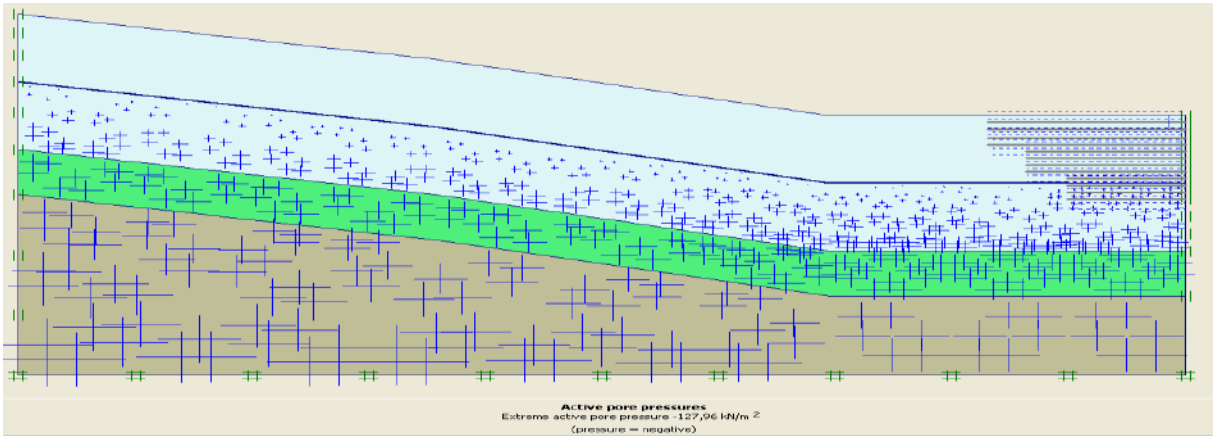


***Figure 6.22** : Répartition des pressions interstitielles initiales.*

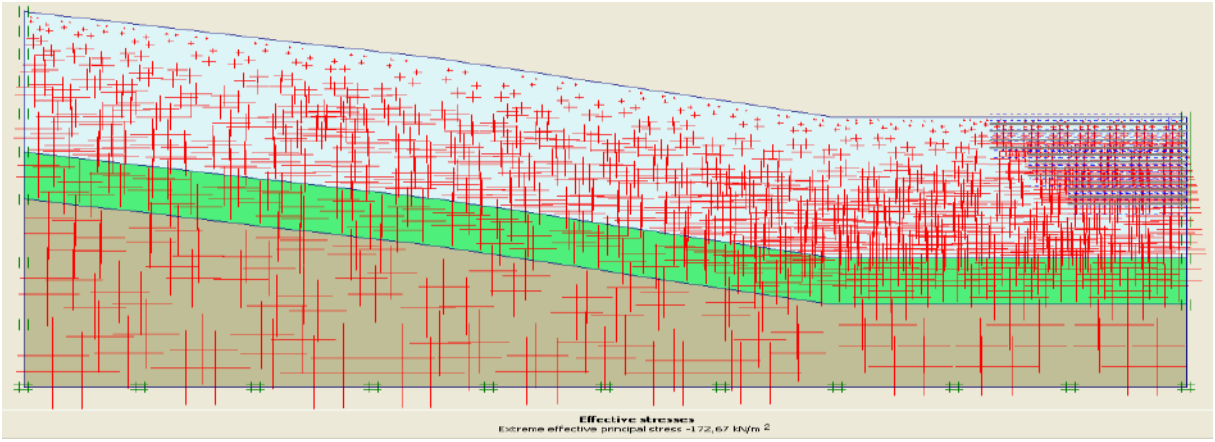


***Figure 6.23** : Génération des contraintes effectives initiales.*

6.2.3.5 Le calcul :

Le calcul est fait avec le modèle Mohr-Coulomb et consistera en trois phases :

Phase 01 : Un calcul en plasticité en appliquant le chargement gravitaire pour la génération des contraintes initiales ;

Phase 02 : calcul en plasticité en activant la charge et les géotextiles ;

Phase 03 : Calcul du coefficient de sécurité en utilisant la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol ;

6.2.3.6 Les résultats :

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme *Output.*

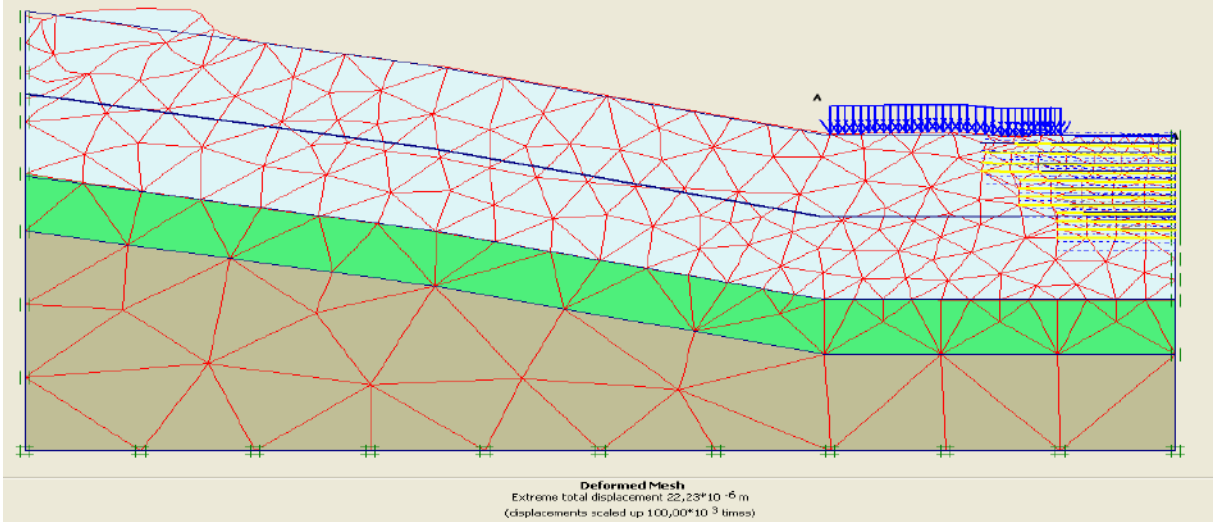


Figure 6.24 : *Les déplacements totaux.*

- Les déplacements totaux 441.76 *10^{-6}m.

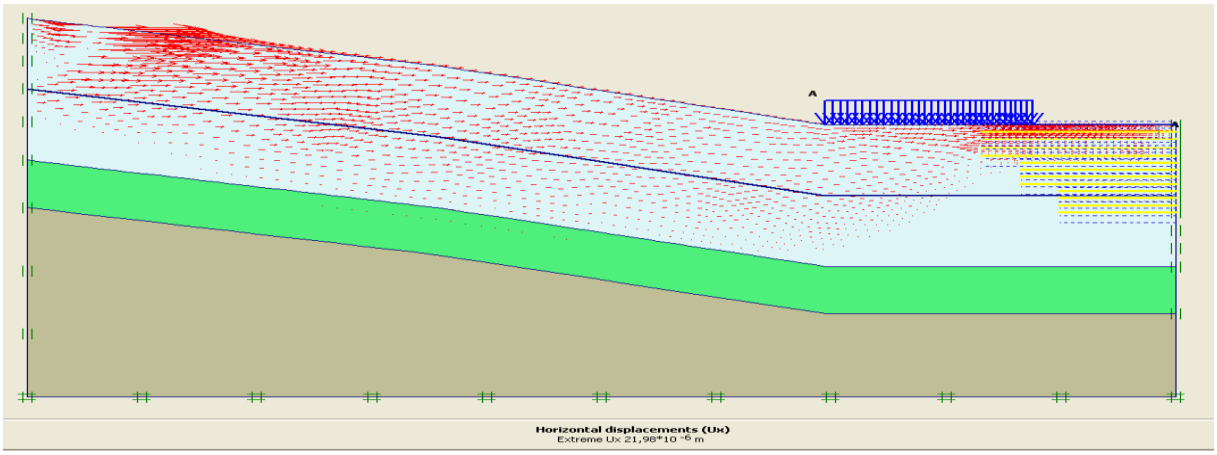


Figure 6.25 : *Les déplacements horizontaux.*

- Les déplacements horizontaux **21.98 *10^{-6}**m.

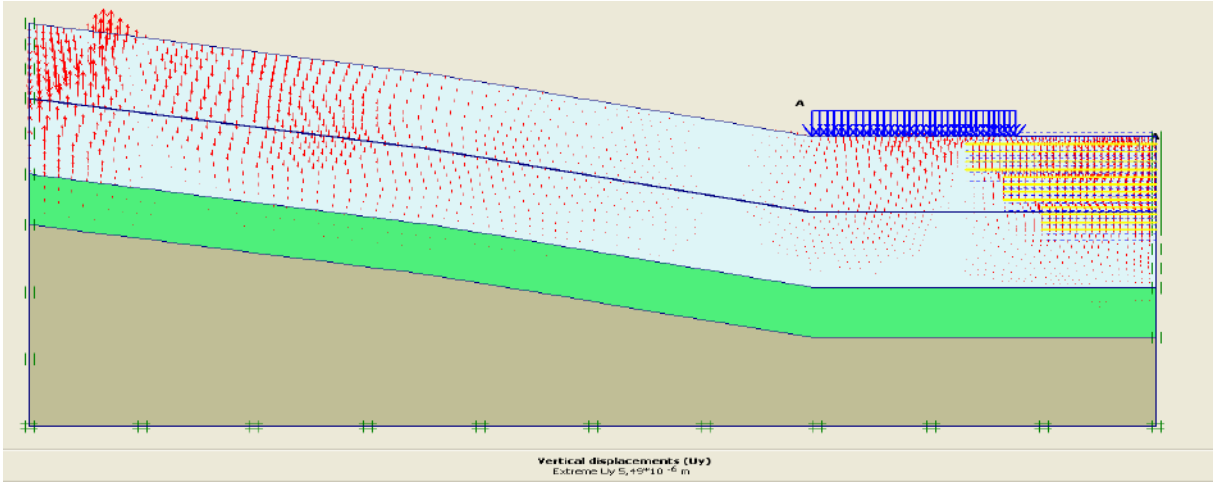


Figure 6.26 : *Les déplacements verticaux.*

- Les déplacements verticaux $5.49*10^{-6}$m.

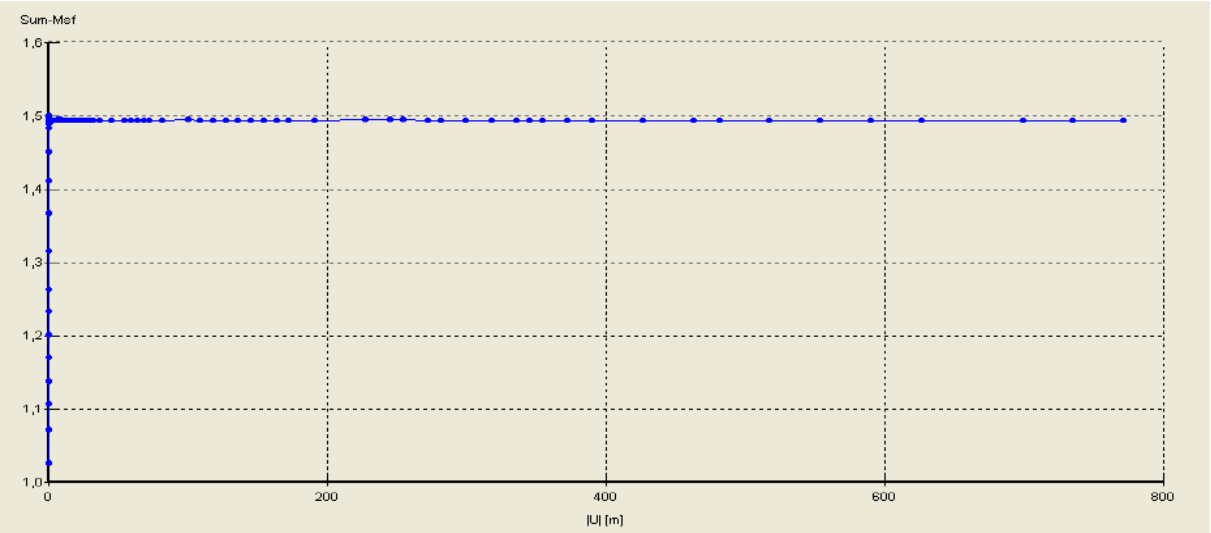


Figure 6.27 : *Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf =1.494.*

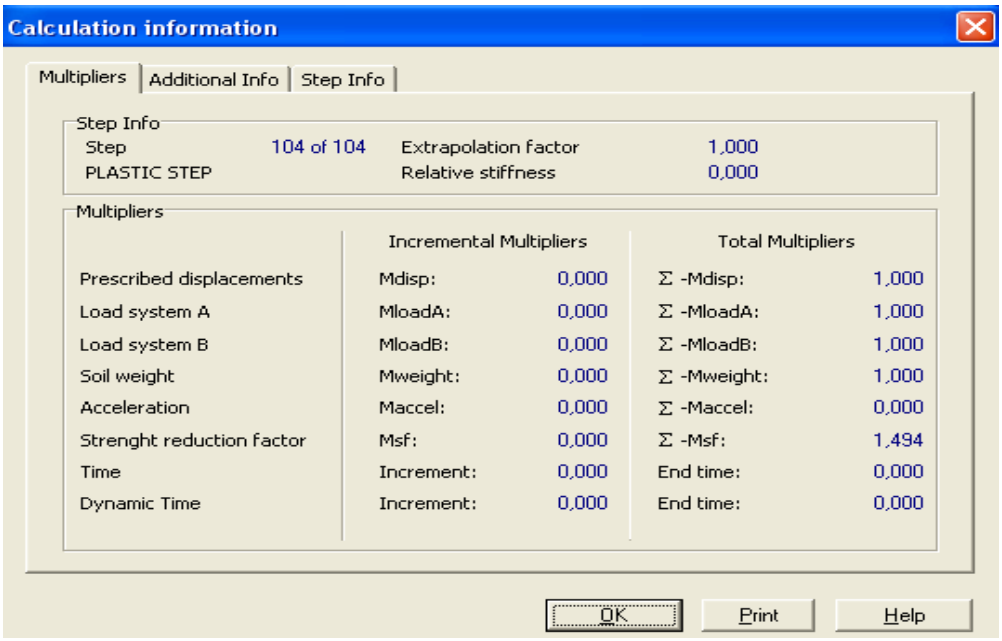


Figure 6.28: *Des informations sur le calcul.*

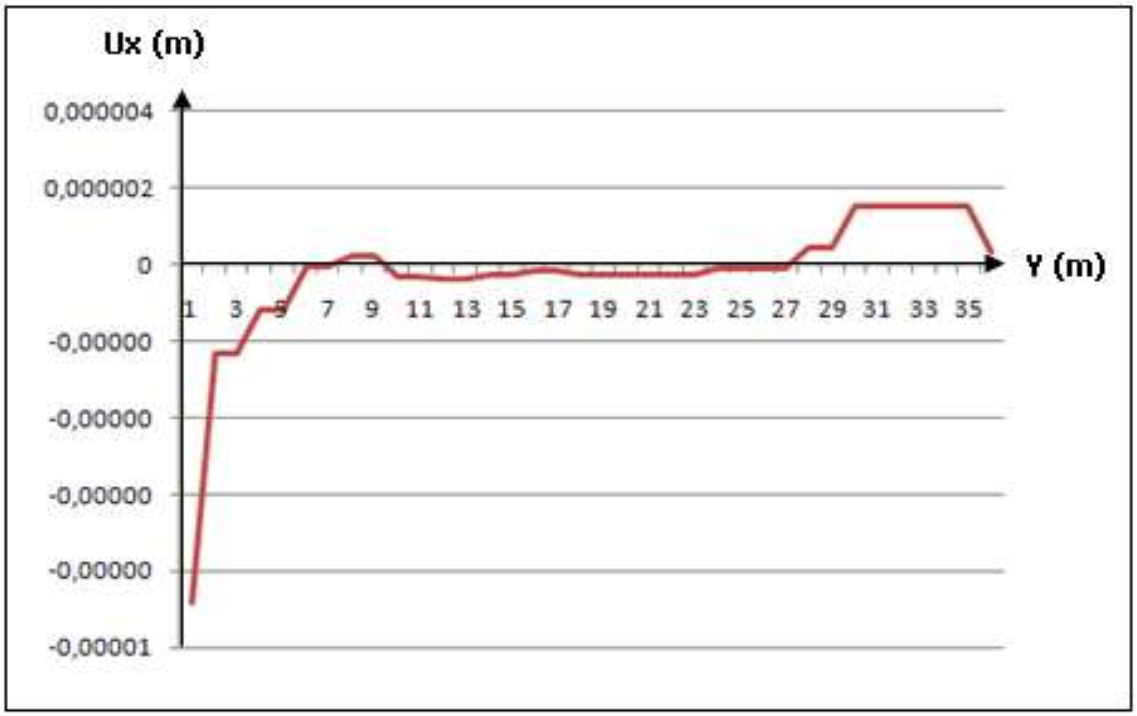


Figure 6.29 : *Variation du déplacement horizontal en fonction de la profondeur.*

6.2.3.7 Conclusion

Après installation des géotextiles on remarque une réduction considérable des déplacements horizontaux qui deviennent pratiquement nul.

Ainsi qu'une augmentation du coefficient de sécurité à une valeur de 1.493.

Les géotextiles sont un moyen de confortement efficace.

Chapitre VII

Etude comparative des résultats des différents types de calcul

DANS CE CHAPITRE :

1. **Introduction**
2. **Comparaison des deux méthodes TALREN et PLAXIS**
3. **Récapitulation des résultats de calcul faits par PLAXIS**
4. **Synthèse**
5. **Récapitulation des résultats de calcul faits avec TALREN**
6. **Synthèse**
7. **Récapitulation des résultats de calcul faits avec TALREN et PLAXIS**
8. **Synthèse**
9. **Récapitulatif des solutions proposées**
10. **Conclusion**

7.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de faire une comparaison totale entre les deux logiciels PLAXIS et TALREN.

On va commencer le chapitre par une comparaison générale entre les deux logiciels, et la méthodologie de travail de chacun d'eux.

On fait en suite une comparaison des résultats de l'étude du talus renforcé et non renforcé avec les deux logiciels, ainsi que la comparaison entre les résultats obtenus des deux logiciels.

Finalement, on passe par les avantages et les inconvénients des géotextiles

7.2 Comparaison des deux méthodes TALREN et PLAXIS :

Tableau 7.1 : *comparaison entre les deux méthodes TALREN et PLAXIS.*

TALREN	**PLAXIS**
-calcul par la méthode des **tranches**.	-calcul par la méthode des **éléments finis**.
Les résultats obtenus sont : -Le calcul donne uniquement le coefficient de sécurité.	Les résultats obtenus sont : -déplacements (horizontaux, verticaux). -coefficient de sécurité. -les courbes.
les paramètres nécessaires : -l'angle de frottement -la cohésion -Le poids volumique	**les paramètres nécessaires :** -Poids volumique au dessus de n.p -Poids volumique au dessous de n.p -Module de young -Coefficient de poisson -Cohésion -Angle de frottement et de dilatation

Aucune matrice (de rigidité) n'est construite.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte des différents types de renforcement : tirants précontraintes, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.	spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. -possibilité de faire des calculs en 3 dimensions.

7.3 Récapitulation des résultats de calcul faits par PLAXIS :

Les résultats d'un talus sans renforcements et un talus renforcé par les géotextiles sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.2 : *Tableau récapitulatif des principaux résultats de calcul faits avec PLAXIS*

Type de calcul	**Déplacements totaux (m)**	**Déplacements maximaux (m)**		**Coefficients de sécurité**
		Ux	**Uy**	
Talus non renforcé	**$372.21 * 10^{-3}$**	**$224.68 * 10^{-3}$**	**$337.32 * 10^{-3}$**	**0.983**
Talus renforcé avec géogrilles	**$441.76 * 10^{-6}$**	**$21.98 * 10^{-6}$**	**$5.49 * 10^{-6}$**	**1.493**

7.4 Synthèse :

Les déplacements obtenus avec le calcul du talus renforcé par les géotextiles sont trés inferieur à ceux obtenus avec le calcul du talus sans renforcements, le coefficient de sécurité obtenu dans le calcul du talus non renforcé est inferieur à 1 donc la rupture est inévitable, mais le coefficient de sécurité est dans le calcul du talus avec renforcements a voisine 1.5 donc le milieu est équilibré et le massif est stable.

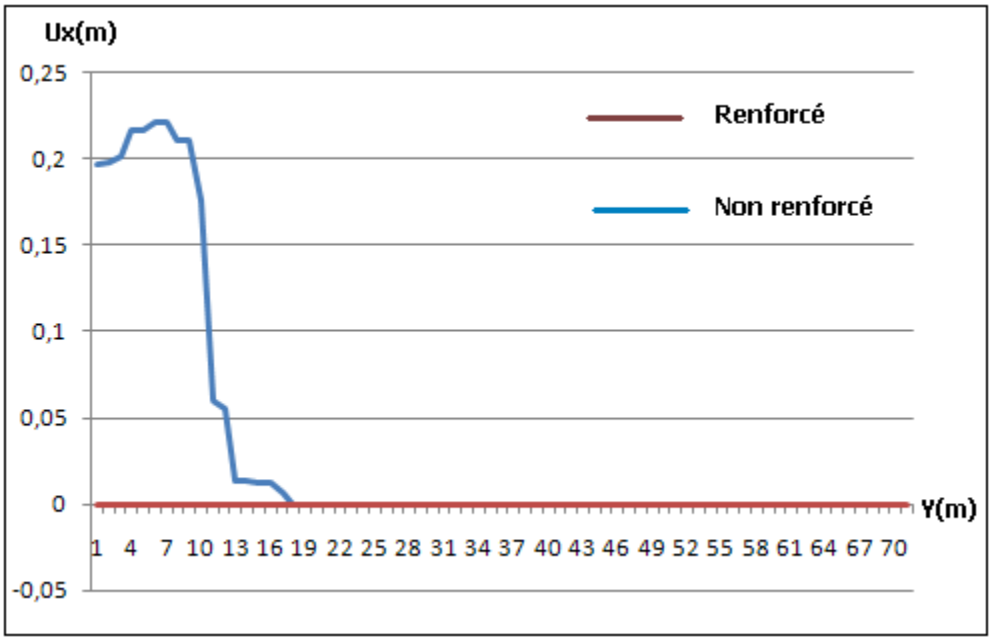


Figure 7.1 : *Comparaison des déplacements horizontaux pour les cas renforcé et non renforcé.*

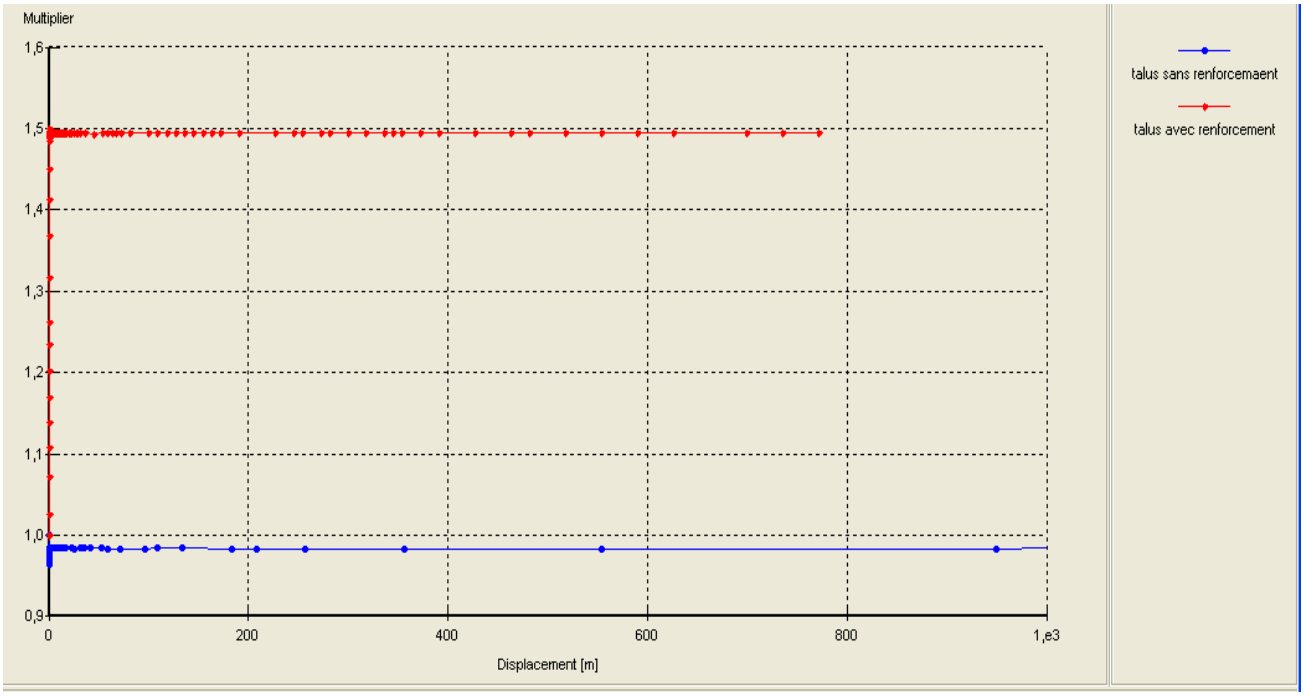


Figure 7.2 : *Comparaison des coefficients de sécurité pour les cas renforcé et non renforcé.*

7.5 Récapitulation des résultats de calcul faits avec TALREN :

Les résultats d'un talus sans renforcements et un talus renforcé par les géotextiles sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 : *Tableau récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de sécurité faits avec TALREN*

Type de calcul	Talus sans renforcements	Talus renforcé par Géogrilles
Bishop	**0.97**	**1.62**
Fellinius	**0.92**	**1.57**

7.6 Synthèse :

- Le coefficient de sécurité obtenu avec les deux méthodes (Bishop et Fellinius) dans le talus non renforcé est inferieur à celui obtenu dans le calcul avec les géotextiles, donc le talus passe de l'état d'équilibre instable à l'état d'équilibre stable.
- D'après les résultats du coefficient de sécurité obtenus après renforcement, les deux méthodes donnent des résultats assez proches.
- du coté économique, les produits géosynthetiques sont entrain de remplacer les solutions connues en raison de leur légèreté, leur rapidité de mise en œuvre, leur grande fiabilité et leur faible coût.

7.7 Récapitulation des résultats de calcul faits avec PLAXIS et TALREN :

Tableau 7.4 : *Récapitulation des résultats de calcul fait.*

	TALREN		**PLAXIS MEF**
	Bishop	**Fellinius**	
Talus sans renforcements	**0.97**	**0.92**	**0.983**
Talus renforcé par les géotextiles	**1.62**	**1.57**	**1.493**

7.8 Synthèse :

- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenus avec les différentes méthodes se rapprochent sensiblement pour les cas renforcé par les géogrilles et sans renforcement.
- Il est à noter que PLAXIS nécessite plus de paramètres d'entrée des données ce qui devrait donner des résultats plus précis que TALREN.
- La modélisation avec TALREN est plus facile qu'avec PLAXIS.

- Les valeurs de coefficient de sécurité Fs comprises entre 1.493 et 1.62 peuvent être prisent comme la fourchette de référence la plus raisonnable dans le calcul du glissement de la route *cw08PK38+500* de TAMEZGUIDA.

7.9 Récapitulatif des solutions proposées

Tableau 7.5 : récapitulatif des solutions proposées

Solution de confortement	Avantages	Inconvénients
Talus renforcé au géotextile	- Préservation de l'aspect naturel du paysage (végétalisation du parement extérieur) - Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols. - Délai de réalisation court - Solution qui diminue le phénomène de colmatage par rapport à la solution des gabions - Assurer une bonne stabilité.	- Des voies d'accès pour engins en aval du site. - Risque de fatigue du géotextile sous les effets des UV (soleil) à long terme, d'où la nécessité d'un engazonnement ou revêtement en béton de la face externe. - Phasages de travaux délicats, d'où nécessité de maîtrise des travaux de terrassement par les entreprises locales.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERAL

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans la première partie de ce mémoire, qui peut être utilisée comme guide méthodologique, et reste ouverte à toute amélioration et développement. Dans la plus part des cas, la recherche d'un système de parade reste indispensable.

Les systèmes de confortement peuvent être classifiés selon leurs types d'approches. L'approche douce (terrassement, drainage ou végétalisation) qui se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque aux facteurs d'instabilités, et l'approche dure (soutènement, durcissement ou renforcement) qui s'impose lorsque la modification des propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol devient indispensable.

La route reliant TAMEZGUDA présente plusieurs cas de glissements Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux-là, qui nous a paru le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo-mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route.

L'analyse qualitative de ce glissement a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès des gens de la DTP. Cette opération nous a permis de poser comme hypothèse qu'une couche de remblai glisse sur une formation de sol plus compacte et imperméable ; l'eau présente sur site génère des pressions hydrauliques au niveau de l'interaction des deux couches, favorisant ainsi le glissement.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement, on a jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant la simulation numérique (réalité virtuelle). Pour cela, on a utilisé deux logiciels PLAXIS et TALREN, les deux logiciels basés sur les éléments finis et la méthode des tranches.

L’analyse quantitative réalisée avec ces deux codes de calcul nous a permis de donner une réponse chiffrée en termes de coefficient de sécurité et de déplacement sur l’instabilité du talus.

Les déformations obtenues par la simulation numérique sont comparable avec celle observé dans le talus.

Après ces analyses et une réflexion concernant un système de confortement pour la stabilisation de ce glissement, le renforcement (approche dure) s’est avéré indispensable car il peut être réalisé dans un espace restreint et en un temps relativement court. Cette technique est la plus appropriée pour protéger les voies de communication, systématiquement, menacées par les glissements de terrain et les éboulements rocheux en régions montagneuses.

Notre choix s’est porté, au tout début, sur un autre système de renforcement par géotextile, Les résultats obtenus après calcul ont montré que les talus peuvent êtres stabilisés. La méthode de confortement qu’on a choisit est la solution adéquate.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. BEDR.S (2008) Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables.
2. BENAISSA.A, (2008) Glissements de terrain, calcul de stabilité, edition OPU, Ben-aknoun, alger.
3. Benkiar. M , kiridi. K,(2008) glissement de terrain au pole urbain de Médéa.
4. Benyahia. M et Djilali Ben Fredj. S (2010) Analyse et modélisation d'un glissement de terrain
5. Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus, Alger.
6. Bulletin de liaison de LCPC (1990), Renforcement des sols par géotextiles.
7. DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble.
8. DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.
9. FARIK. A et BOUDJEMA. I (2009) Stabilité des remblais de grande hauteur renforcée par géosynthétiques.
10. Guide technique, Stabilisation des glissements de terrain, technique et méthode de LCPC.
11. MAGNAN J.P. MESTAT Ph (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur.
12. Philiponnat. G et Hubert. B (1998) Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles.
13. PILOT G. (1974). Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur.
14. SMITH.G.N (1998), Elements of soil mechanics, édition Blackwell science, Great Britain.
15. SHUKLA . S.K, YIN. J. H (2006) Fundamentals of Geosynthetic Engineering, éditions ISBN13 .

Sites Internet :

www.enpc.fr

http://www.techniques-ingenieur.fr www.lcpc.fr

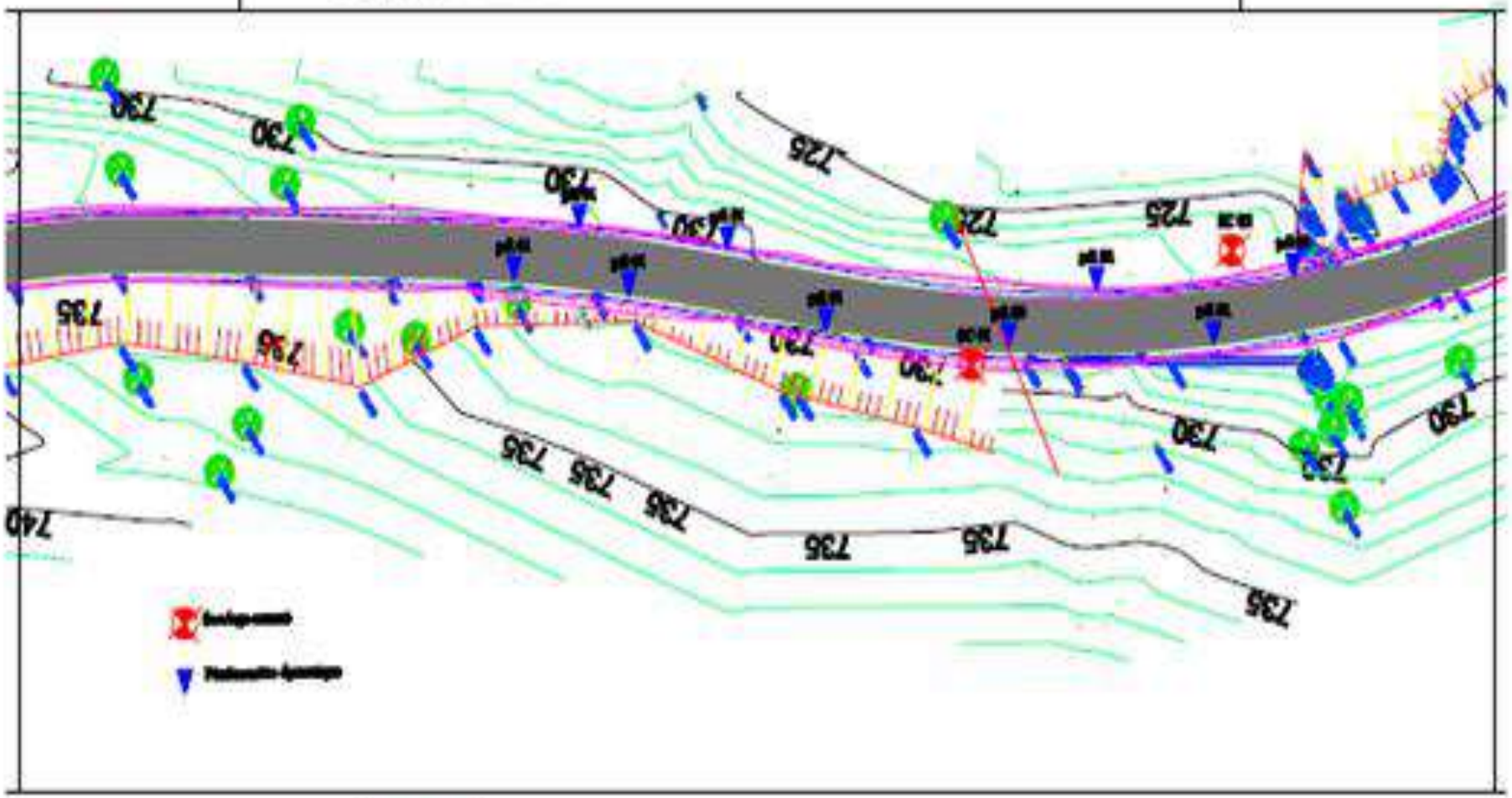
http://earth.google.fr

http://eost.u-strasbg.fr

http://repositorium.sdum.uminho.pt

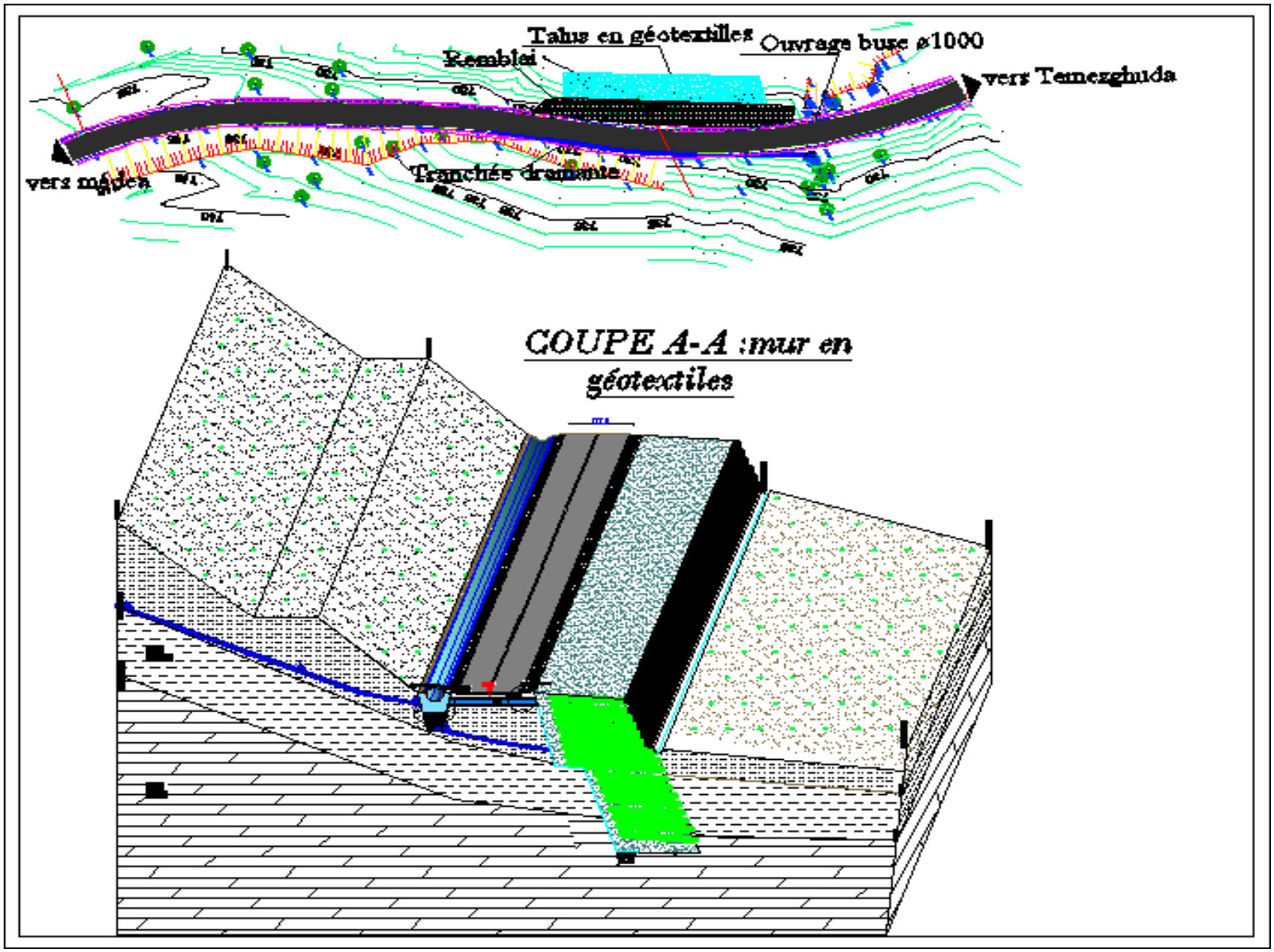
ANNEXES

PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN-SITU



SC : Sondage carotté

SP : Sondage pénétromètrique


Talus en géotextilles
Ouvrage buse ø1000
Remblai
vers Tamezghuida
vers médéa
Tranchés drainante
COUPE A-A :mur en géotextiles

SONDAGES CAROTTES

LABORATOIRE MEZAAD ROAD

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: 01 pk 38+500

ETUDE : etude de traitement des glissements de terrains et d'affaissementssur CW08
LIEU : MEDEA
CLIENT : DTP MEDEA

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
1,0									Terre vegetale
									1,00
2,0									Argile brunatre graveleuse peu sableuse
									2,50
3,0									Argile graveleux avec presence des roches sedimentaires
4,0									
5,0									
6,0									5,80
7,0									marne arglileux compactée
8,0									
9,0									
10,0									
11,0									
12,0									12,00
13,0									Marne grisatre endurée
14,0									
15,0									15,00
16,0									
17,0									
18,0									
19,0									
20,0									

Programme : Softests 2007 ©

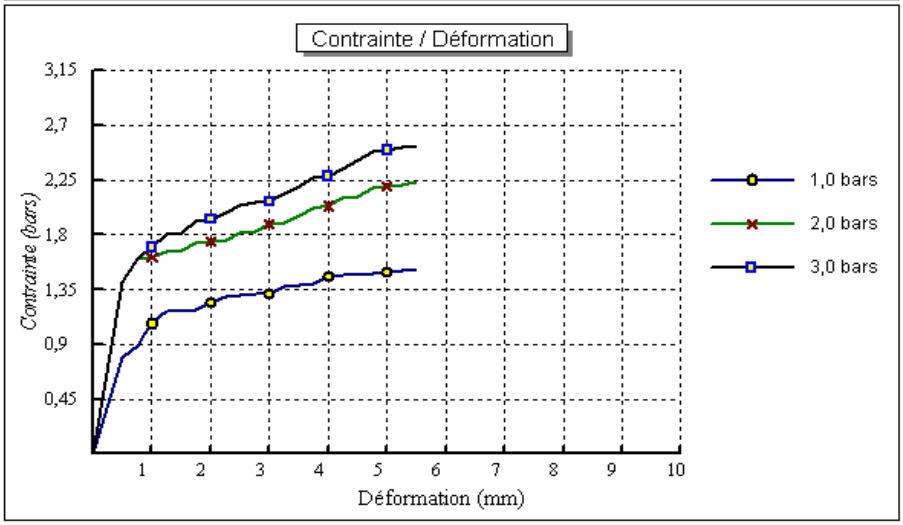
ESSAIS DE LABORATOIRE

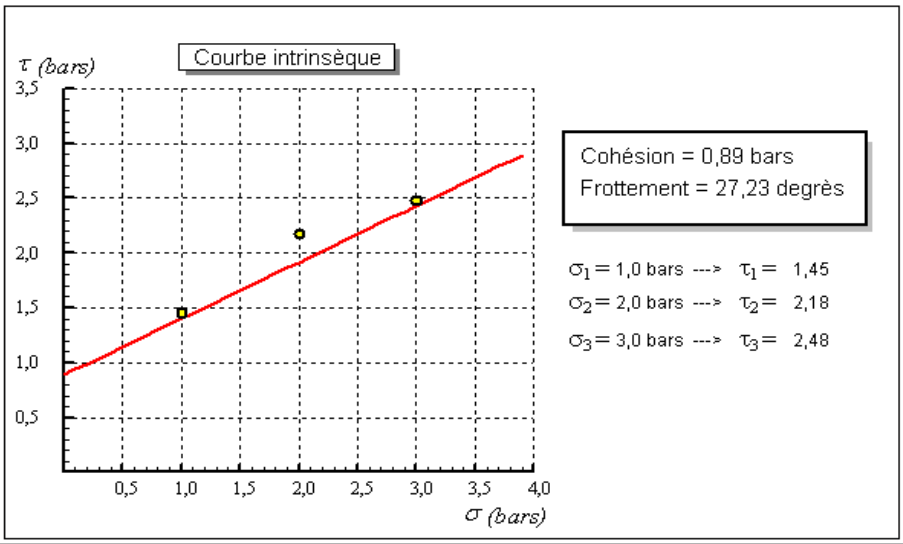
ESSAI DE CISAILLEMENT

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : CW 08 entre Baziz et Tamezguida Dossier N° : 23 N° Sond : 01 glissement N°07 Prof : 09.35 - 09.75 Nature sol :	Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn Date début essais : Aout 2012 Date fin essais : Aout 2012





Programme: Softests 2007 ©

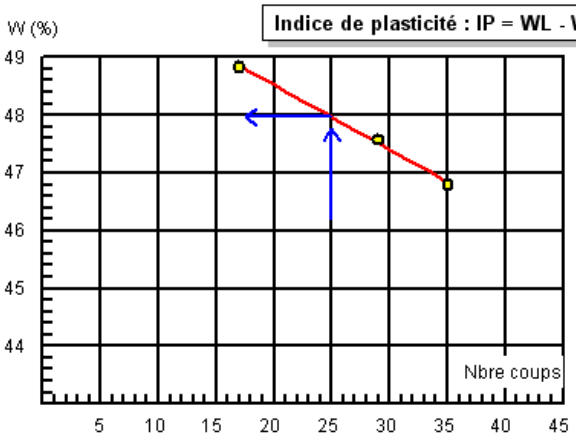
LIMITES D'ATTERBERG

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : etude des glissements et d'affaissements sur CW08	Réf : 01 glissement N°06
N° Dossier : 023/2012	Profondeur : 3.00 - 3.50 m
Lieu : Medea	Nature :
Client: DTP Medea	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 25,37%

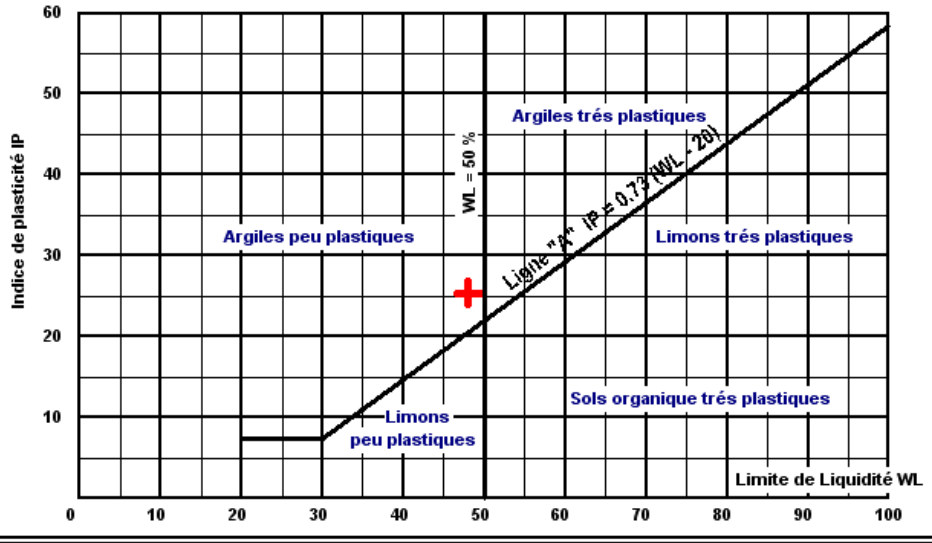


Limite de Liquidité (WL) = 47,97 %

Essai N°	W (%)
1	21,76
2	23,51
3	22,52

Limite de Plasticité WP = 22,6 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltest 2007 ©

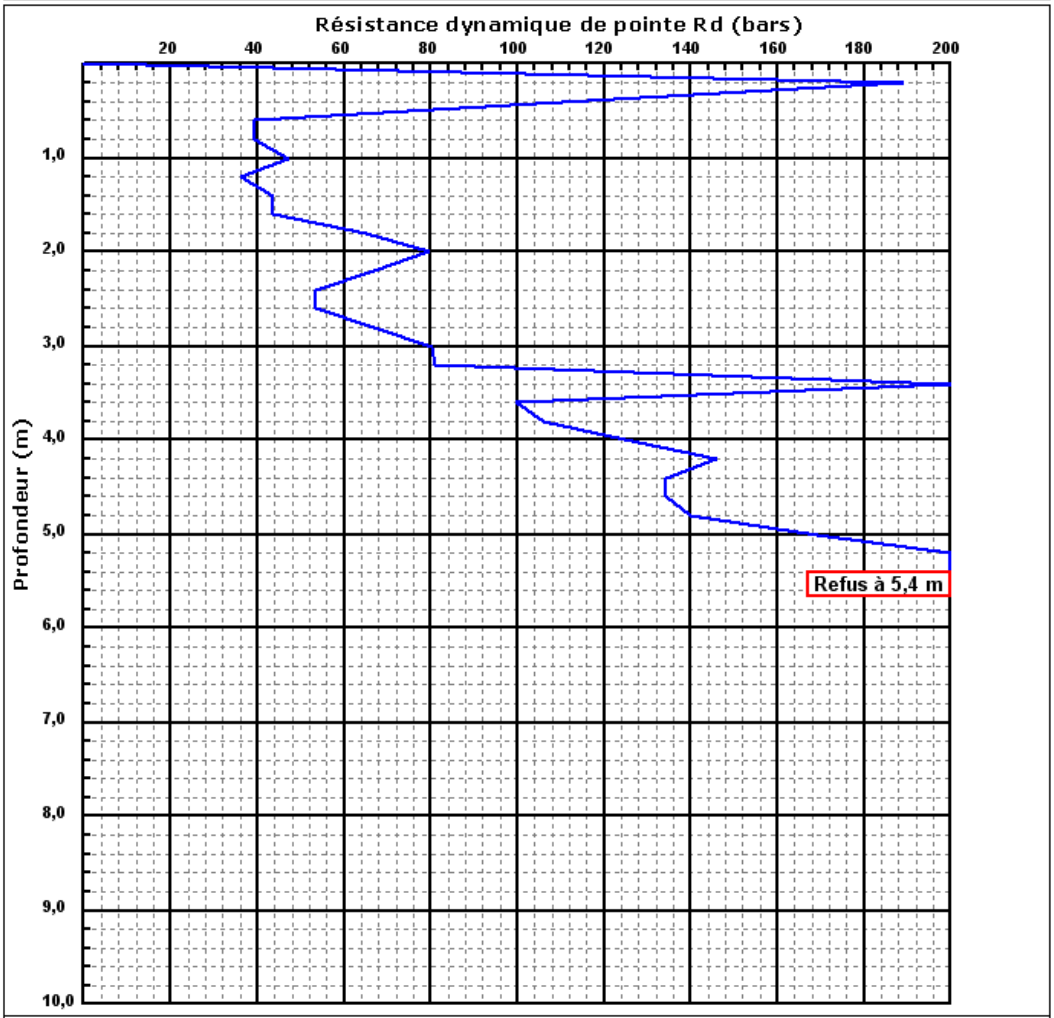
PENETROGRAMME DYNAMIQUE

INTITULE : CW08 entre Baziz et Tamezguida
N°DOSSIER : 023/2012
LIEU : medea
CLIENT : DTP Medea
DATE ESSAIS : Aout 2012 au Aout 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: pdl 06



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme : Sollesis 2007 ©

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très compliqués qui dépendent de plusieurs paramètres et critères.

Très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a fait beaucoup de dommage sur la route CW08, PK 38+500.

Ce travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec deux codes de calcul, PLAXIS et TALREN dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements

Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des géotextiles.

Mots clés

Glissement des terrains, talus, analyse numérique, stabilisation, PLAXIS, TALREN

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria.

Very widespread in the wilaya of Medea, this phenomenon made a lot of damage on the road CW08, PK 38 + 500.

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with two codes of calculation, PLAXIS and TALREN to determine the factor of safety and travels (movements).

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing geotextiles.

Keyword

Landslides, embankments, numerical analysis, PLAXIS, TALREN

ملخص :

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى ، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية .

وقد تسبب انزلاق التربة ببلدية تمزقيدة بإتلاف جزء من الطريق CW08 PK 38+500

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص ودراسة جيو تقنية للظاهرة ، لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة وبالضبط انزلاق التربة مميزاتها ،أنواعها، مختلف أسبابها، أنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها .

بعد ذلك قمنا بتحليل الرقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامجين بلا كسيس والتارلان بهدف حساب معامل الأمن و الانتقال .

و اخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال geotextiles

كلمات المفاتيح :

انزلاق التربة ، المنحدر ، دراسة رقمية، استقرار المنحدر، بلاكسين ، التالران.