République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université YAHIA Farés de MEDEA Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie de la Matière Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option: géotechnique

Thème

Étude de la stabilité du glissement sur RN60A PK 179+400

Présenté par :

-Ferhat Hiba

- Tandjaoui Amira

-Khokhi Nafissa

Encadré par :

- Dr. Messad Ali

Promotion : Juin 2017

Remerciment

Tout d'abord ,Nous tenons à remercier en premier lieu "Allah" le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour préparer ce mémoire .

Nous remerciment à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragement pendant toute la vie. Ainsi que tous les membres de nos famille qui ont contribué de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à remercier sincerement notre promoteur Mr.MESSAD. ALI pour ses appréciations compétentes.

Nous remercions profondément tout les ingenieurs de la D.T.P spécialement a Mr.Telemçani et Mr.Mahmoudi .

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie Civil qui ont veillé pour notre réussite.

Enfin nous remercions tout ceux qui ont contribué de prés ou de loin ,à la réalisation de ce travail.

Dedicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconaissance :
A celle qui a tout donné, sacrifié, à la femme qui représente pour moi le
symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et qui régne sur mon cœur
« ma mére »
A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur
« mon pére »
A la mémoire de ma grand mére maternelle
Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.
Je ne saurais exprimer mon grand chagrin en ton absence.
J'aurais aimé que tu sois à mes cotés ce jour.que ce travail soit une prière pour le repos de ton âme.
A mon très cher frère Imad
A ma très chère sœur Lamia
A mes chère cousines :Fella ,Nihel et Selma
A mes oncles et tantes et toute la famille Damerdji
A ma meilleure amie Fella
Tu es toujours là pour moi. Une présence chaleureuse, bienveillante .Tu es l'ami-e avec qui j'ai envie de partager mes bonheurs
J'ai eu besoin de ton aide et de ton soutien à chaque fois tu as su répondre présente. Bien souvent, je me demande comment te rendre la pareille .
A mes chéres amis : Hayet, Hadjer, Sameh et Nihel
A mon trinôme: Amira et Nafissa
A mes camarades promotion 2016/2017

Hiba

Dedicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconaissance :
A celle qui a tout donné, sacrifié, à la femme qui représentes pour moi le
symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et qui régne sur mon cœur,
« ma mére »
A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur
« mon pére »
A mes chères sœurs :Nadia, Imene, Nassima, Khalida
A mon cher frère :Noureldinne
A toute ma famille et spécialement à Moncef, Abdealim , tassnim et Aya
A mes très chère amis : Amel , Fella, Sakina,Soumia,Rahima ,Meriem,Asmaa,imene,lobna et Noria.
Mes remeciment profonds à l'architect Mohamed Meziane qui m'a beaucoup
aider pour faire ce mémoire.
A mon trinôme: Hiba et Nafissa
A mes camarades promotion 2016/2017

Amira

Dedicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconaissance :
A celle qui a tout donné, sacrifié, à la femme qui représentes pour moi le
symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et qui régne sur mon cœur,
« ma mére »
A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur
« mon pére »
A mon très chers frères :Ahmed, Khaled, Walid
A ma très chère sœur :Mahdjouba
A toute la famille Khokhi
A mes A mes très chère amis :Warda, Safia, Khalida, Nacira, Nadjla, Hana, Hanane
A mon trinôme: Hiba et Amira
A mes camarades promotion 2016/2017

Nafissa

PPTBACKGROUNDS.NET

ملخص

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطير والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية . نهدف من خلال وقد تسبب انزلاق التربة ببلدية سغوان بإتلاف جزء من الطريق رقم 60 النقطة الكيلومترية 400+179 عملنا هذا إلى إجراء فحص و دراسة جيوتقنية للظاهرة ،لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة و بالضبط انزلاق التربة ومميزاتها، أنواعها،مختلف أسبابها، أنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها بعد ذلك قمنا بتحليل الرقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج تالران ،بهدف حساب معامل الأمن وهذا أيضا باستعمال البرنامج تالران . وأخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال جدار حجري

كلمات المفاتيح:

انزلاق التربة ,المنحدر, دراسة رقمية, استقرار المنحدر,تالران

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 RN 60A PK179+400. 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 par la méthode des éléments finis exploité par le code de calcul avec TALREN4 dans le but de déterminer le coefficient de sécurité. Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des mur en gabion.

Mots clés

Glissement des terrains, talus, analyse numérique, stabilisation, TALREN4.

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomene that depend on several parameters and criteria. Very widespread in the wilaya of Medea, this phenomene made a lot of damage on the road RN 60A PK179+400.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 of calculation, with TALREN4 to determine the factor of safety. Then, the slope strengthening was analyzed by introducing wall of gabion.

Keyword

Landslides, embankments, numerical analysis, TALREN4.

SOMMAIRE

Introduction générale.....1

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Introduction…… 3

I.2. Définition de mouvements de terrain……..... 3

I.3. Types de mouvements de terrain …..…….....3

I .3.1- Les mouvement rapide ……...….3

I .3.1.1- Les effondrements ……..3

I .3.1.2- Les chute libre (pierres ou bloc) ……..……4

I .3.1.3- Les éboulements ou écoulements…… 4

I. 3.1.4- Les laves torrentielles ……5

I .3.1.5- Les coulées des boueuses ……..…5

I .3.2-Les mouvements lents et continus ……..….6

I .3.2.1-Les affaissements …… . 6

I .3.2.2-Les tassements ……..6

I .3.2.3-Le fluage ……..7

I .3.2.3-Le retrait -gonflement de certains matériaux argileux ……7

I .3.2.4-Les glissements de terrain …… 8

CHAPITRE II : Les glissements de terrains

II.1Introduction……...9

II.2- Définition de glissement de terrain ……9

II.3- Les types de glissements ……9

II.3.1- Le glissement circulaire ou rotationnel ……...9

II.3.2- Glissement plan ……10

II.3.3- Glissement quelconque ……10
II.4 .Classification de glissement de terrain ……..... 11
II.5. Les phases de glissement ……...…12
II.5.1-Glissements de terrain actif …… .. 12
II.5.2-Glissements de terrain réactivé ……..…12
II.5.3-Glissements de terrain inactif ……..……12
II.6. Les principales causes de glissement ……...……13
II.6.1-Les causes dues à l'intervention humaine ……..13
II.6.1.1-Les surcharges au sommet du talus ……..…13
II.6.1.2-Les déblais ou les excavations a la base du talus……..……14
II.6.1.3-La concentration d'eau vers la pente ……...……..14
II.6.1.4-La déforestation ……..…14
II.6.1.5-Les explosions ……...……14
II.6.2-Les causes naturelles ……..……..14
II.6.2.1-La géométrie ……..……..14
II.6.2.2-Les résistances géologiques et géotechniques des sols ……..14
II.6.2.3-Les séismes et les volcans …… ... 15
II.6.2.4- Les conditions hydrauliques (eau souterraine) ……16
II.7. Types de traitement de glissement ……..……..18
II.7.1-Drainage ……..18
II.7.1.1-Collecte et canalisation des eaux de surface ……..19
II.7.1.2-Massifs drainants……...…..……..19
II.7.1.3-Tranchées drainantes ……20
II.7.1.4-Drains subhorizontaux ……..……20
II.7.1.5- Drains verticaux, puits et galeries drainantes ……..21
II.7.2- Modifications géométriques……..22
II.7.2.1- Butée de pied ……..……..22

II.7.2.2-Allégement en tête ……23

II.7.2.3-Purge ……..24

II.7.2.4-Reprofilage…….24

II.7.2.5-Substitution totale ou partielle …….……25

II.7.3-Renforcement ……25

II.7.3.1-Organes résistants en pied……..25

a-Ouvrages de soutènements souples……...……..25

b- Ouvrages de soutènements rigide ……28

II.7.3.2-Techniques de renforcement par inclusion ……..……..28

II.7.3.2.1-Clous et micro pieux …….……..29

II.7.3.2.2-Pieux et barrettes ……..30

II.7.3.2.3-Tirants d'ancrages ……..……..30

II.7.3.3- Techniques de remblai renforcé ……..31

a-Renforcement par géo synthétiques …… ……31

b-Le Pneu sol …… ……..…..31

c- Tex sol …… ……...…...32

CHAPITRE III : Les méthodes de calcul de la stabilité des talus

III.1-Eléments de base du calcul ……34

III.2 Méthode de calcul de la stabilité ……34

III.2.1Coefficient de sécurité ……...……34

III.2.1.1Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de Stabilité ……..35

III.2.2 Les calculs à la rupture (méthodes classiques) ..…….…….36

III.2.3 Analyse de la rupture plane …...……37

III.2.4 Méthode des tranches……...38

III.2.4.1 Equation générale du problème ……..…….38

III.2.4.2 Méthode de FELLENIUS ……....41

III.2.4.3 2.4.3 Méthode de BISHOP simplifiée ……..…..43

III.2.4.4 Méthode de SPENCER ……..…..…44

III.2.4.5 Méthode de JANBU ……..…46

CHAPITRE IV : Cadre général de la région d'étude

IV.1- Introduction…… … 51

IV.2- But de projet ……51

IV.3-Situation géographique et morphologie du site ……..… .51

IV.3.1-Reliefs ……..….52

IV.3.2-Cadre Environnemental …….. .. 52

IV.3.3-Ouvrages à conforter ……..… ..52

IV.4- Reconnaissance géologique et géotechnique desite ……..…..….53

IV.4.1-Géologie de la région ...…….…..53

IV.4.2- Géologie du site …….....53

IV.4.3- Reconnaissance in situ ……..…..53

IV.4.4- Description de glissement …… ..55

IV.5- Programme d'investigation géotechnique …… …..…55

IV.5.1-Introduction …….55

IV.5.2- Essais in situ ……..…… .56

IV.5.3-Essai en laboratoire ……..58

IV.5.3.1-Choix du type d'éssai de laboratoire……...59

IV.5.3.2-Liste des éssais de laboratoire réalisés……...…… . ..59

IV5.3.3-Les résultats des essais de laboratoire ……...61

IV.5.4- Interprétation des résultats …….71

IV.5.4.1-Essais in situ ……..…71

IV.5.4.1.1-Lithologie du site …….…….71

IV.5.4.1.2-Résistance du sol …….…….....71

IV.5.4.2- Essais de laboratoire…….....77

IV.5.4.2.1- Caractéristiques d'identification du sol …….....….77
IV.5.4.2.2- Classification des sols ……..…….78
IV.5.4.2.3. Résistance au cisaillement des sols …….…..80
IV5.4.2.3.1- L'essai de cisaillement direct …….….....80
IV.5.4.2.3.2- Résultats et interprétation ……..……...81

IV- Conclusion et Recommandations …… ..82

CHAPITRE V :calcul numérique

V.1 Présentation de Talren4 ……....84
V.1.1 Introduction ……....84
V.1.2 Etude de stabilité ……....84
V.1.2.1 Les principales caractéristiques du TALREN 4……..……..... 85
V.1.2.1.1 Le menu principal…….……85
V .1.2.1.2 La barre de boutons principale ……..…….....87
V.1.2.1.3. Barre de boutons contextuelle "Données du projet"…… .. 87

V.1.2.1.4 Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" ……...88
V.1.3.3 Les avantages de Talren 4…….88
V.3. Calcul par la méthode des tranches de glissement de RN 60A PK 179+400
avec talren4……..89
V.3.1 Introduction ……....89
V.3.2.Hypothèse de calcul ……...90
V.4. Modélisation du Talus sans confortement ……...92
V.4.1. Géométrie du modèle……..92
V.4.2. Norme de calcul utilisée…….93
V.4.3. Résultats et interprétation de calcul…….…...93
V.4.3.1. Résultats obtenus ……..95
V.5. Etude de stabilité avec confortement …….……..95
V.5.1. Solution de confortement ……...95
V.5.2.Géométrie du modèle …….……...96
V.5.3.Calcul avec la méthode de Bishop …… …97
V.5 .4.Les résultats obtenus (avec gabion) …….....…. ..99
V.6. Interprétation des résultats …….…… .99

V.7. Conclusion ……..….99

Conclusion générale.....100

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK ….11

TableauII.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme……..page 12

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage …….. page28

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site: "Glissement de terrain sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia" ……page 60

Tableau IV.2 : Caractéristiques chimiques du sol du site "Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia" ……..….page70

Tableau IV.3: Caractéristiques physiques……..……..page77

Tableau IV.4: Organigramme de classification des sols grenus d'après le L.C.P.C…...page79

Tableau IV.5 : Résultats de la classification des sols du site"Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia"……..page80

Tableau IV.6 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site " Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia "…….page82

CHAPITRE V

Tableau V.9 : paramètre mécanique du sol…….page 90

Tableau V.10 : Caractéristique géométrique……...page 91

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : effondrement……. ..…..page4
Figure I.2 : chute des pierres ……..….page4
Figure I.3 : Les éboulements ou écoulements …….. ..page5
Figure I.4 : Les laves torrentielles……...page5
Figure I.5 : les coulées boueuses…… .page6
Figure I.6 : affaissement à l'Eulma…….....page6
Figure I.7 : le phénomène de fluage……page7
Figure I.8 : Phénomène de retrait-gonflement…….page7
Figure I.9 : Phénomène de glissement…….……page9

CHAPITRE II

Figure II.1 : un glissement…….. ..page 09
Figure II.2 : glissement rotationnel……..page 10
FigureII.3 : glissement plan……..…….. ..page 10
Figure II.4: glissement quelconque…….page 11
Figure II.5: Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain……...page 13
Figure II.6: Glissement de terrain lors du séisme de Santa Tecla, (Salvador)… …page15
Figure II.7 : Glissements dû à la déforestation……..….page 16
FigureII.8: Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie)…… page 16
Figure II.9 : Processus d'infiltration de l'eau dans le sol…… ..page 17
Figure II.10 : Glissement dû au processus d'érosion…….....page 17
Figure II.11: éperon drainant ……....page19
Figure II.12: masque drainant…… page19
Figure II.13: coupe type d'une tranchée drainante……..…… .page 20
Figure II.14: Drains subhorizontaux……..…… .. page 21
Figure II.15: Galerie drainante…… .page22
Figure II.16: Réalisation d'une butée de pied (par plots)……page23
Figure II.17: Allégement en tête……...page 24
Figure II.18: Reprofilage……...page 24
Figure II.19: Substitution partielle……... .page25
Figure II.20: Gabion…….. .page26

Figure II.21: Procédé Ter voile de renforcement par voiles verticaux…….….page 27
Figure II.22: Vue d'un mur de soutènement en terre armée……..… page 28
Figure II.23: Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23)…….…… .page29
Figure II.24: Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie)…….page 31
Figure II.25: Ouvrage en Pneu sol…… ..page 32
Figure II.26: Exemple de mur en Tex sol…… ..page 32

CHAPITRE III

Figure III.1 : rupture plane……..page 29
Figure III.2 : Définition de la surface de glissement……..page 30
Figure III.3 : Equilibre d'une tranche de sol …… ……...…page 31
Figure III.4 : Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIUS)…….….page33
Figure III.5 : Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)…… ...…page 35
Figure III.6 : Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)…….page36
Figure III.7 : Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)……..page39

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Situation du site dans la région de Berrouaghia…….page 51
Figure IV.2 : Le site du glissement……page52
Figure IV.3 : Ouvrage à conforter…….page53
Figure IV.4 : Prise générale sur le site d'étude…….page54
Figure IV.5 : Fissuration de la chaussée et glissement d'un compartiment……..page54
Figure IV.6 : Ouverture entre le remblai et l'ouvrage de soutènement, et basculement de ce dernier…… page54
Figure IV.7 : chaussée revêtue « deuxième zone glissante du côté de l'écoulement »….page55
Figure IV.7 : Coté amont de la chaussée « fossé en terre »……. page55
Figure IV.8 : Site : "Glissement de terrain sur la RN n°60PK 179+400 , Berrouaghia ".page56
Figure IV.8 : Echantillons de sol……..page58
Figure IV.9 : Essai de limites d'Atterberg……page 62
Figure IV.10 : Granulométrie par tamisage (Série de tamis)……...page 63

Figure IV.11 : Granulométrie par sédimentomètrie (Eprouvette et agitateur)…… page.64

Figure IV.12 : courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80µm…… ….page65

Figure IV.13 : L'appareil de cisaillement direct……....page66

Figure IV.14 : courbe contrainte cisaillement / déformation(CD)…….page66

Figure IV.15 : courbe intrinsèque (CD)Type d'essai UU, sondage n°SC 01, profondeur 8.10m-8.40m:……..pag.67

Figure IV.16 : courbe contrainte cisaillement / déformation(UU)…….page67

Figure IV.17 : courbe intrinsèque (UU) Type d'essai CD, sondage n°SC 02, profondeur 2m-2.30m:……...page67

Figure IV.18 : courbe contrainte cisaillement / déformation(CD)…….page68

Figure IV.19 : courbe intrinsèque(CD) Type d'essai UU, sondage n° SC 02,profondeur 5.30m-5.90m:…… .page.68

Figure IV.20 : courbe contrainte cisaillement / déformation……..page68

Figure IV.21 : courbe intrinsèque……page69

Figure IV.22 : Courbe de l'essai de compression simple…….page69

Figure IV.22: Carte de zonage de la résistance en pointe……....page71

Figure IV.23: Pénétrogrammes des deux (02) sondages réalisés dans la zone I du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia "……..page72

Figure IV.24 : Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans la zone II du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia "……..page73

Figure IV.25 : Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans la zone III du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia "……..page74

Figure IV.26 : Pénétrogrammes des deux (02) sondages réalisés dans la zone IV du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia "…….page75

Figure IV.27 : Diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins…….page 79

Figure IV.28 : Essai de caillement direct. Schéma de la boîte de cisaillement…….page 80

CHAPITRE V

Figure V.1 : Interface de talren4……page 84

Figure V.2 : Organigramme montrent les différents options de barre d'outil TALREN4.pag86

Figure V.3 : Le menu de données…….page86

Figure V.4 : Labarre de boutons principale……page87

Figure V.5 : La barre de boutons contextuelle "Données"…….page87

Figure V.6: La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……...page88
Figure V.7 : Gestion des phases et situation du projet…….page89
Figure V. 8: Tableau récapitulatif des couches de sol…….page89
Figure V.11: Géométrie du modèle……..page92
Figure V.12: simulation n°01(état statique avec séisme sans eau)……...page93
Figure V. 13 : simulation n°02(état statique sans séisme sans eau)……..page94
FigureV.14 : simulation n°03(état statique avec séisme avec eau)……page94
Figure V.15 : simulation n°04(état statique sans séisme avec eau)……...page95
FigureV.16: Modélisation d'un système de confortement…….page96
FigureV.17 : simulation n°05(état statique sans séisme avec nappe)……page97
FigureV.18 : simulation n°06(état statique avec séisme avec nappe)……...page.97
FigureV.19 : simulation n°07(état statique sans séisme sans nappe …… page98
FigureV.20 : simulation n°08 (état statique avec séisme sans nappe)……...page98

Liste des notations et indices

F_S : *Coefficient de sécurité* …… [-]

Q : *Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif*……..[KN/m^2]

H : Hauteur réelle..... [m]

τ *: Contrainte de cisaillement*……..[KN/m^2]

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 inter tranche …… [KN]

N : Effort normal à la base……..[KN/m^2]

W : Poids de la tranche……..[KN]

N' : Effort normal……..[KN/m^2]

S : Force de cisaillement à la base l'élément……..[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]

C_i : Cohésion apparente de la tranche i ……[KN/m^2]

C' : Cohésion drainée à long terme ……. [KN/m^2]

φ: Angle de frottement interne du sol ……..[°]

e : Indice des vides…… [-]

γ_H : poids volumique humide ……[kN/m^3]

γ:poids volumique ……[KN/m^3]

γ_W:poids volumique l'eau……[KN/m^3]

C : Cohésion du sol…….[KN/m^2]

γ_{sat} : Poids volumique saturé ……[kN/m^3]

q : Contrainte déviatorique……[KN/m^2]

C_U : Cohésion non drainée à court terme ……..[KN/m^2]

R_P : Résistance en point pénétrometrique ……[m]

R_{adm} :Contrainte admissible acceptable……[m]

F_{min} : Coefficient de sécurité utilisé par talren……[-]

Introduction générale

Introduction générale :

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.
Pour cela, compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, il faut prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

La gravité de l'impact des risques et catastrophes naturelles, a été telle que l'assemblée générale des Nations Unies a déclaré la décennie internationale (1990-2000), pour la prévention des catastrophes naturelles.

En 1979 la commission sur les mouvements de terrain de l'association internationale de géologie de l'ingénieur, estimait que 14% des pertes de vies humaines lors des catastrophes naturelles pouvaient être attribuées aux mouvements de terrain.

Dans le monde malgré l'impact des mouvements de terrain, leur importance est souvent sous estimé, car leurs dommages sont inclus dans ceux des phénomènes initiateurs ou déclencheurs comme les séismes ou les inondations (Schuster1996).

En Algérie le rapport du CNES et du MATE (2003) confirme et mentionne que prés de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain qui menacent et affectent plusieurs villes algériennes.

Ces mouvements de terrains ont pris une grande ampleur dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles.

A Médéa les glissements de terrain, touchent en effet directement la sécurité des habitants et leurs biens immobiliers donc la situation mérite une attention particulière, en raison de l'ampleur du phénomène observé au plan économique et social à travers son impact sur les populations et ses effets sur le tissu urbain.

Notre projet repose sur le traitement d'un glissement de terrain à Médéa et plus précisément à la routeRN 60A (PK179+400) proposé parla direction des travaux publics de Médéa.

Dans ce travail, on utilise une modélisation en talren 2D pour étudier le comportement d'un un mur en gabion du coté aval de la chaussée

Il s'agit de mur en gabion composé de deux files, de 2.0m de hauteur totale et de 2.0m de largeur à la base . On propose des modélisations par éléments finis.

Les travaux présenté dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont structuré en cinq chapitre :

- **Le premier chapitre :** comporte des généralités sur les mouvements des terres les différents types de glissement, leurs types…
- **Le deuxième chapitre :**comporte des les glissements des terrains, les différents types de glissement, leurs classification selon la profondeur, la vitesse moyen des mouvements, on a également parlé des principales causes des glissements et de leurs types de traitement. On a présenté ces types de traitement
- **Le troisième chapitre :**explique les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des terrains.
- **Le quatriéme chapitre :**présente la localisation et les carctristique géotéchnique du site.
- **Le cnquiéme chapitre :** comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de stabilité de terrain par le logiciel 'Talren4', ainsi que la vérification des solutions de confortement proposé.

CHAPITRE

Généralité

I.1- Introduction :

les sols qui nous entourent peuvent paraître inchangés ,mais avec stabilité illusoire. L'histoire géologique montre que l'équilibre naturel peut soudainement subir des déformations, des ruptures et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme. Le premier coupable c'est l'action de l'eau, celle des précipitations. 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.

Les glissements de terrain et les chutes de pierres et de blocs (ou des éboulements) se trouvent beaucoup plus dans les régions montagneuses qui menacent de nombreuses zones urbanisées et de nombreuses infrastructures routières , mettant ainsi en danger des vies humaines. Chaque année, ces mouvements de terrain provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation, etc.).

I.2.Définition de mouvements de terrain :

Le mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

I.3.Types de mouvements de terrain :

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

I.3.1- Les mouvement rapide :

Se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent :

I.3.1.1- Les effondrements :

Résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

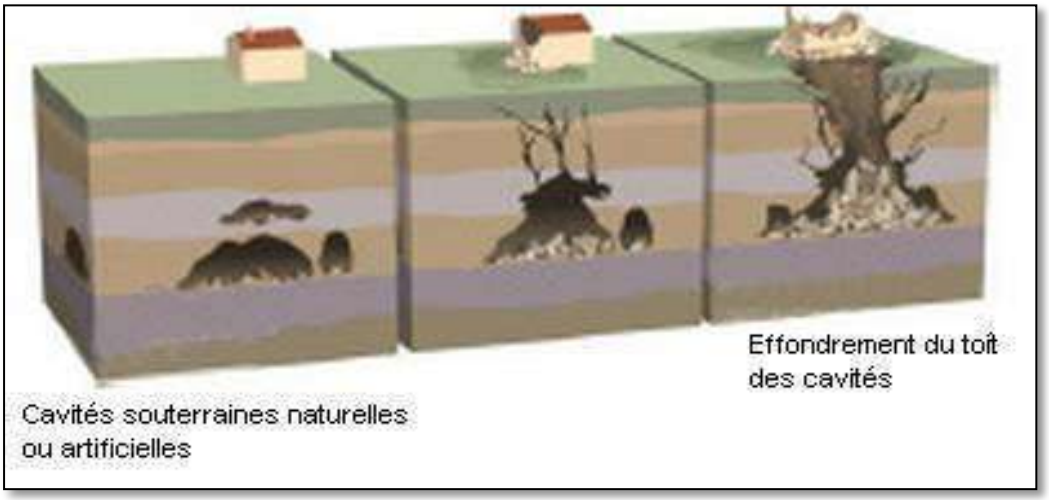


Figure I.1 :effondrement

I.3.1.2- Les chute libre (pierres ou bloc) :

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés



Figure I.2 :chute des pierres

I.3.1.3- Les éboulements ou écoulements :

Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement.



Figure I.3 : Les éboulements ou écoulements

I.3.1.4- Les laves torrentiel :

Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne



Figure I.4 : Les laves torrentiel

I.3.1.5- Les coulées boueuses :

Qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements.



Figure I.5 :les coulées boueuses

I.3.2-Les mouvements lents et continus :

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

I.3.2.1-Les affaissements :

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.



Figure I.6 :affaissement

I.3.2.2-Les tassements :

Certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions, remblais) ou en cas d'assèchement (drainage, pompage).

I.3.2.3-Le fluage :

Est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable.

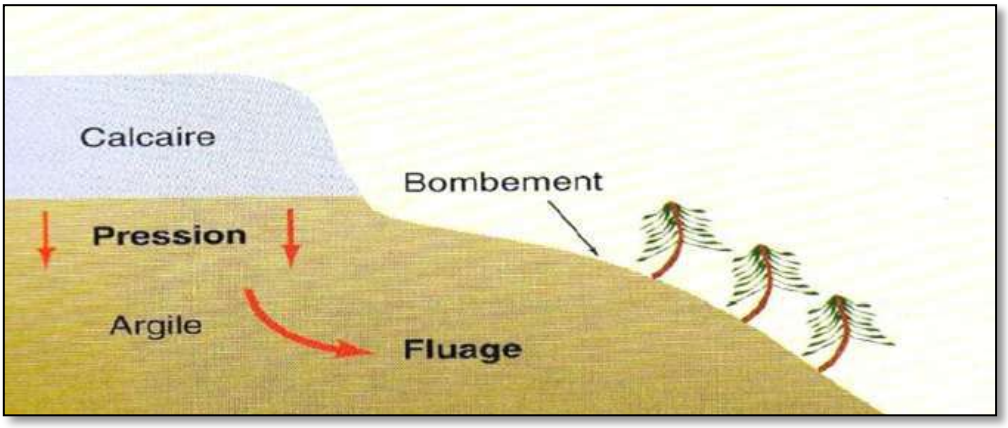


Figure I.7 :le phénomène de fluage.

I.3.2.3-Le retrait -gonflement de certains matériaux argileux :

En fonction de leur teneur en eau, les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches).

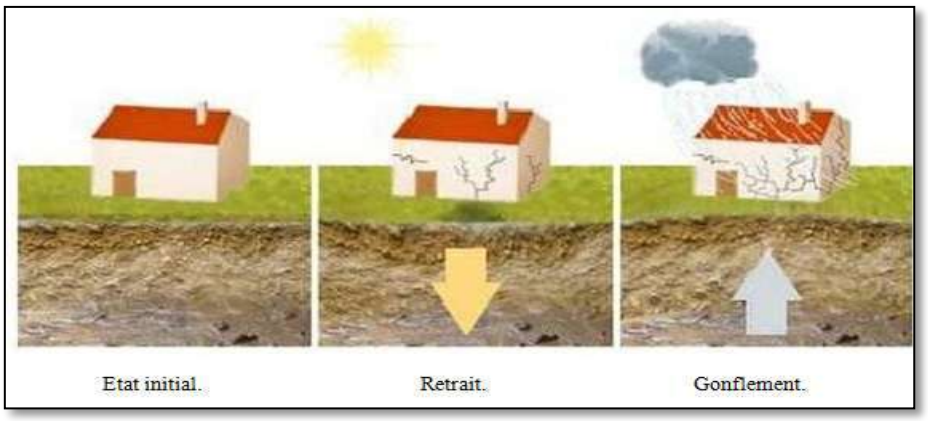


Figure I.8 : Phénomène de retrait-gonflement.

I.3.2.4-Les glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol sur des épaisseurs plus ou moins importantes.

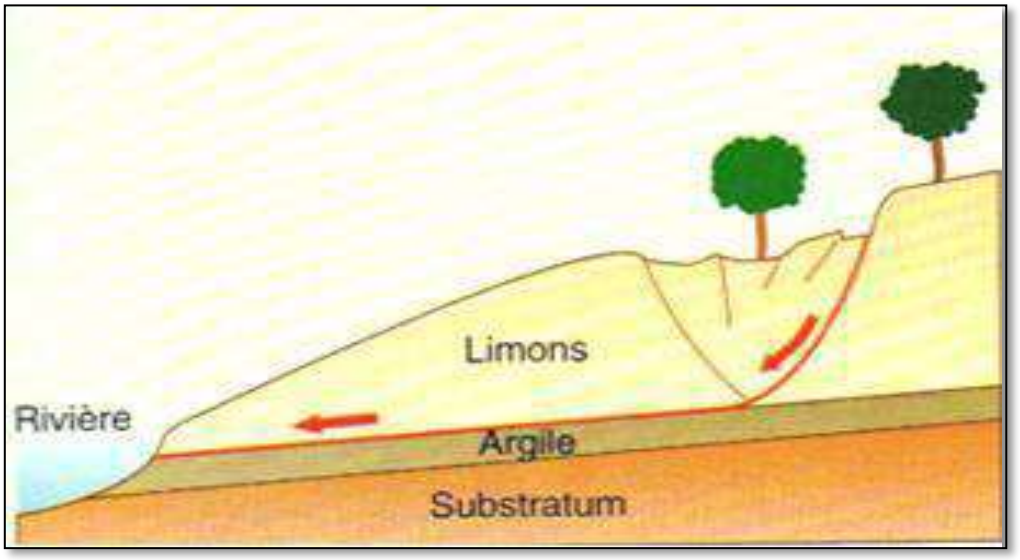


Figure I.9 : Phénomène de glissement

II.1-Introduction :

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles en général dans les sols argileux. Ils ont rarement une cause unique qui est souvent due à l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent le glissement. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories :

- ✓ Nature des terrains.
- ✓ l'action du l'eau
- ✓ Les actions externes.

II.2- Définition de glissement de terrain :

Un glissement est le mouvement de descente sur la pente, d'une masse de sol sous l'effet de gravité selon une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque)

Selon Sève et D'Urville(1996), les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excédent la résistance du sol le long de la surface de rupture.. [5]

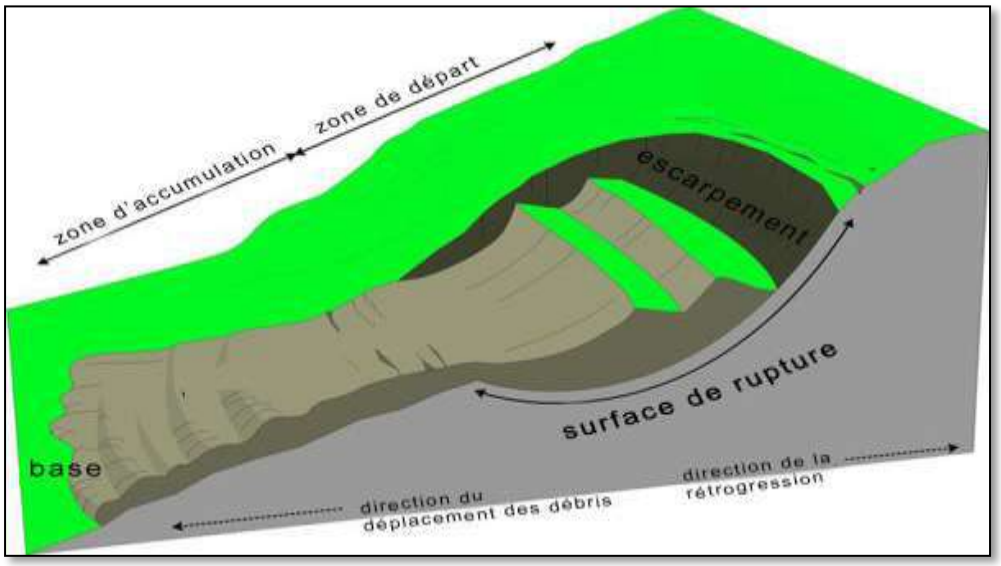


Figure II.1 : un glissement

II.3-Les types de glissements :

II.3.1-Le glissement circulaire ou rotationnel :

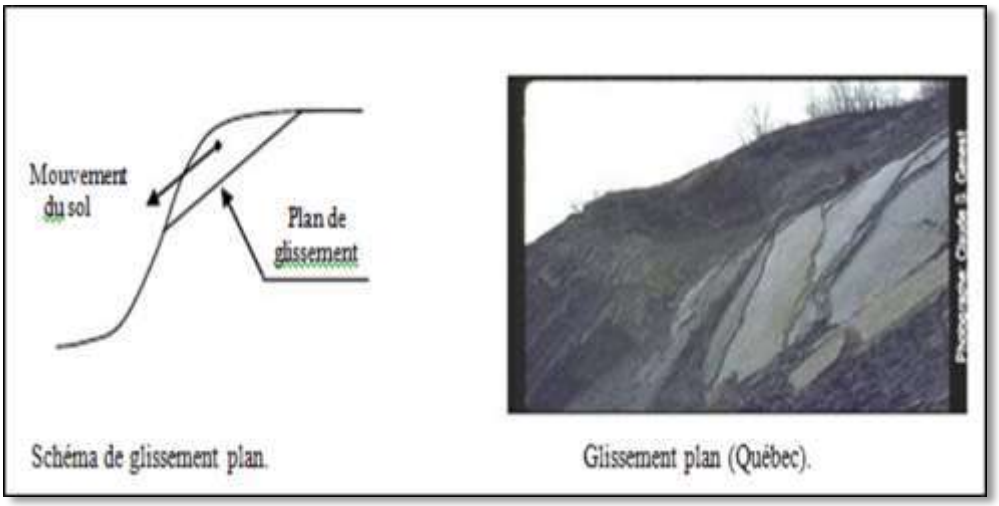
Ce sont les glissements dont les escarpements sont les plus marqués et dont les dimensions peuvent être les plus grandes. Leur impact sur la topographie peut être important et pérenne. Ils peuvent affecter l'entièreté d'un versant. [6]



Figure II.2 : glissement rotationnel

II.3.2- Glissement plan :

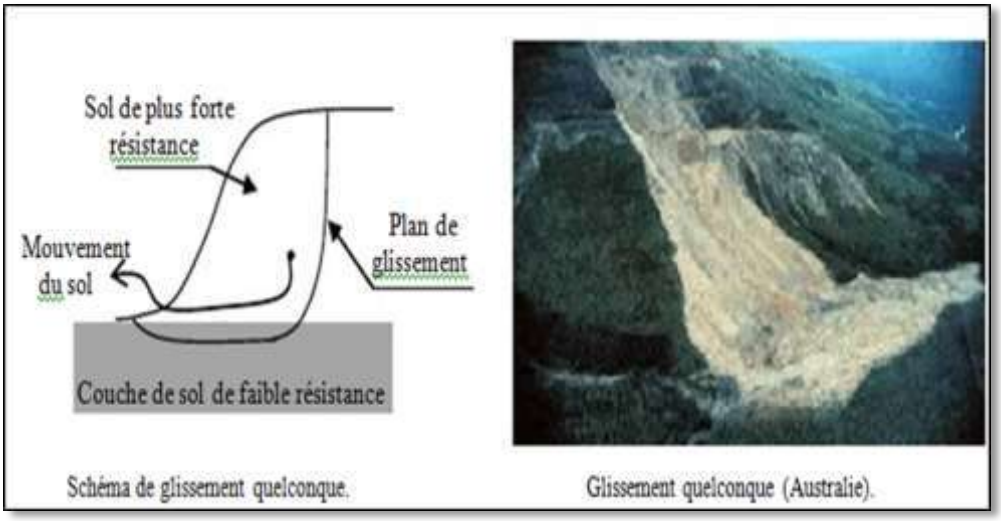
Est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique).il se produit Surtout en milieu rocheux.



FigureII.3 : glissement plan

II.3.3- Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.



FigureII.4: glissement quelconque

II.4 .Classification de glissement de terrain :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement(Tableau2.1)et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau 2.2) [7]

Glissement	**Surface de glissement**
Superficiel	**0 - 2m**
Semi- profond	**2 - 10m**
Profond	**10 - 30m**
Très profond	**> 30m**

Tableau II.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0 – 2cm/an
Peu actif, lent	2- 10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapides)	> 10cm/an

TableauII.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme

II.5. Les phases de glissement :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.[8]

II.5.1-Glissements de terrain actif :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations.

II.5.2-Glissements de terrain réactivé :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active.

II.5.3-Glissements de terrain inactif :

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories :

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés.

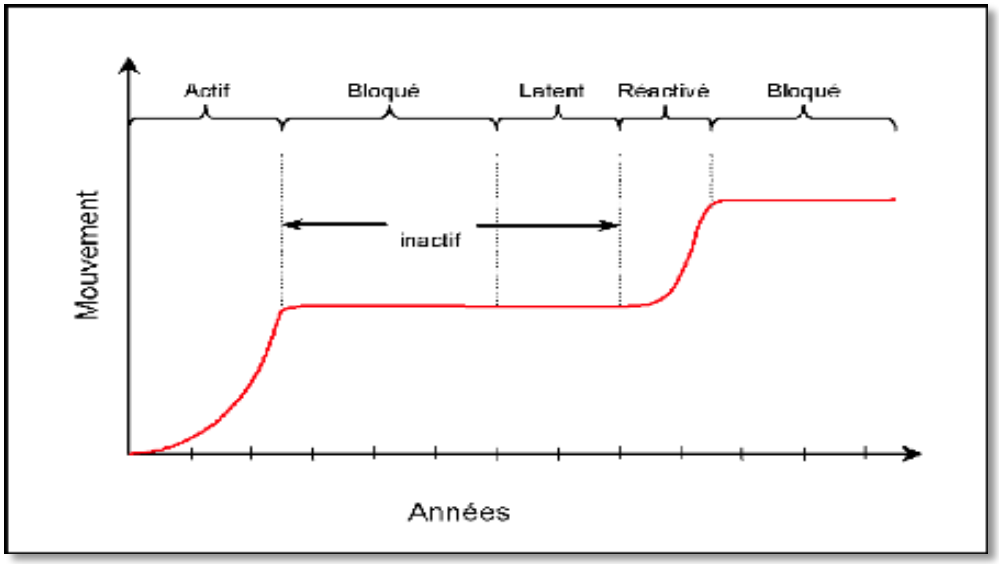


Figure II.5: Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain.

II.6. Les principales causes de glissement :

II.6.1-Les causes dues à l'intervention humaine :

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.[9]

II.6.1.1-Les surcharges au sommet du talus :

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblais et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, neige, bois… ,peut nuire à sa stabilité.

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus.

II.6.1.2-Les déblais ou les excavations a la base du talus :

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant.

II.6.1.3-La concentration d'eau vers la pente :

Le fait de concentrer et de diriger l'eau de drainage, de ruissellement et les eaux usées au sommet ou dans le talus occasionne du ravinement, de l'érosion verticale ou de l'infiltration dans le sol. Une telle concentration d'eau peut agir comme facteur aggravant ou comme facteur déclenchant en modifiant la géométrie du talus (augmentation de l'inclinaison et de la hauteur) et les conditions d'eau souterraine.

II.6.1.4-La déforestation :

Les forets jouent un rôle très important de protection et de stabilisation des sols. La déforestation augmente la désertification qui engendre à court ou à long terme des glissements de terrains, des avalanches et des coulées de boues..

II.6.1.5-Les explosions :

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes ou de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions de conduites de gaz enterrées peuvent également, être source de glissement.

II.6.2-Les causes naturelles :

La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques,…

II.6.2.1-La géométrie :

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que le force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche, il se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse glisse plus ou moins rapidement vers l'aval.

II.6.2.2-Les résistances géologiques et géotechniques des sols :

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, cette résistance, en un point donnée, dépend de la nature du

matériau (cohésion et frottement), de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif.

II.6.2.3-Les séismes et les volcans :

- **Les sollicitations sismiques :** sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes ;

- La force déstabilisatrice due au séisme lui-même



Figure II.6: Glissement de terrain lors du séisme de Santa Tecla, (Salvador).

- **Les éruptions volcaniques :**

Provoquent des glissements et des éboulements à court terme dus aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme dus à la déforestation et aux modifications structurelles engendrés par les laves volcaniques dégagées.

- **La déforestation :**

La déforestation peut être naturelle à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée.

Les forêts jouent un rôle très important de protection et de stabilisation des sols. La déforestation augmente la désertification qui engendre à court ou à long terme des glissements de terrains, des avalanches et des coulées de boues.



FigureII.7 : Glissements dû à la déforestation.

- **Les explosions :**

Les explosions effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations) qu'ils peuvent également, être source de glissement. Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.



FigureII.8: Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).

II.6.2.4-Les conditions hydrauliques (eau souterraine) :

Une pluie brève de très forte intensité entraînera de nombreux glissements superficiels et des coulées ; alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements.

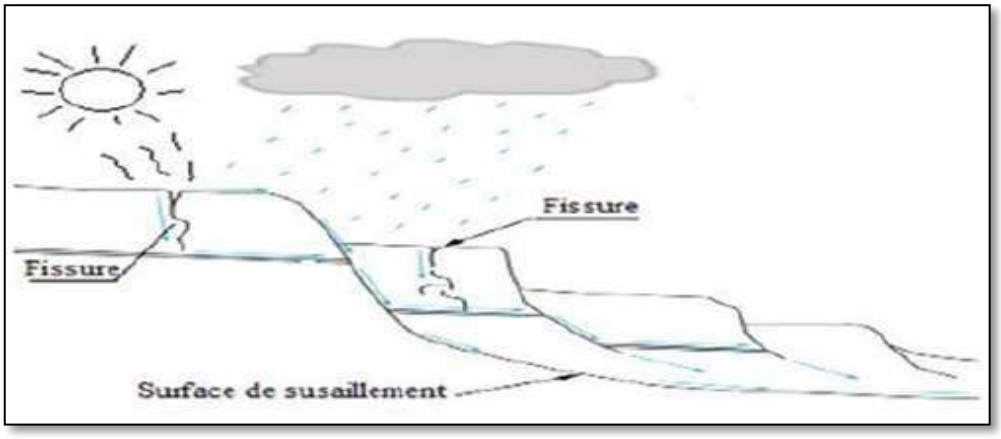


Figure II.9 : Processus d'infiltration de l'eau dans le sol.

- La présence d'érosion :

L'érosion provient de la migration, sous l'action d'un écoulement de certains grains constitutifs du sol. Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de sa difficulté à être détectée. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture.



Figure II.10 : Glissement dû au processus d'érosion.

Deux principaux types d'érosion peuvent être distingués :

- ✓ **L'érosion externe ou superficielle des sols :**

Désigne le décapage et le lessivage superficiel des sols (érosion aréolaire) ou leur ravinement (érosion linéaire) par les gouttes de pluie ou par les filets d'eau temporaires qui se concentrent pendant la pluie, et un certain temps après la pluie. Le ravinement rend les sols impropres à la culture ou affouille parfois les fondations des ouvrages d'art et des

bâtiments

L'érosion interne des sols :

Les matériaux particulièrement sujets à ce phénomène sont ceux qui ont de larges pores où l'eau peut circuler très rapidement, mais dont les particules sont assez fines et suffisamment divisées pour se détacher facilement. Les matériaux les plus sensibles à cette érosion sont les sables fins et les limons non plastiques ayant un indice de plasticité inférieur à 5.

II.7. Types de traitement de glissement :

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

Il Ya Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement :

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 :[10]

- 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.

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

- ✓ Drainage.
- ✓ Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);
- ✓ Renforcement

II.7.1-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.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins couteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de Cisaillement du terrain.

- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

II.7.1.1-Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, a stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fosses et caniveaux.

II.7.1.2-Massifs drainants:

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

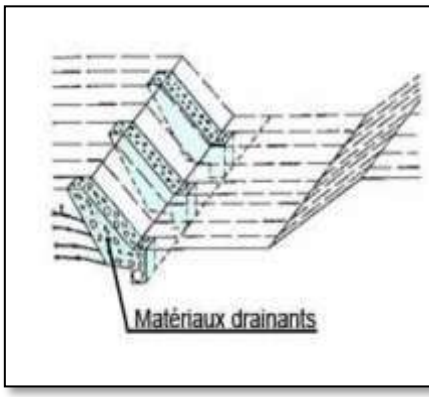


Figure II.11:éperon drainant

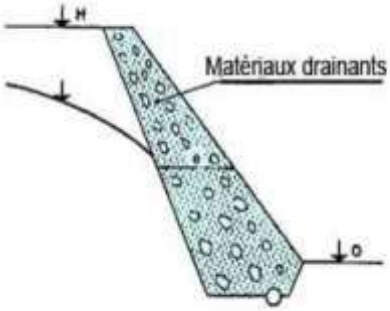


Figure II.12: masque drainant

II.7.1.3-Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de

niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Elles peuvent être réalisée de plusieurs façons, soit à la pelle mécanique, a la trancheuse ou a la haveuse de paroi, qui donne des dimensions de la paroi propre à chaque méthode.

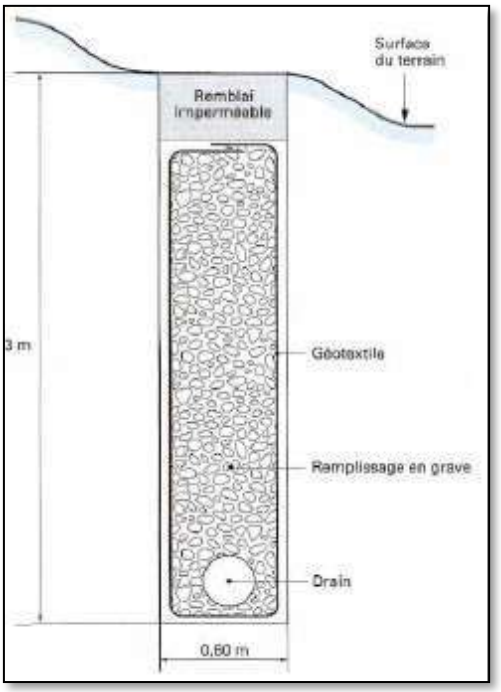


Figure II.13: coupe type d'une tranchée drainante

II.7.1.4-Drains subhorizontaux :

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale(2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 a 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

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

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- Une protection contre le gel a la sortie des drains ;

- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pourdissoudre des dépôts calcaires, etc.)

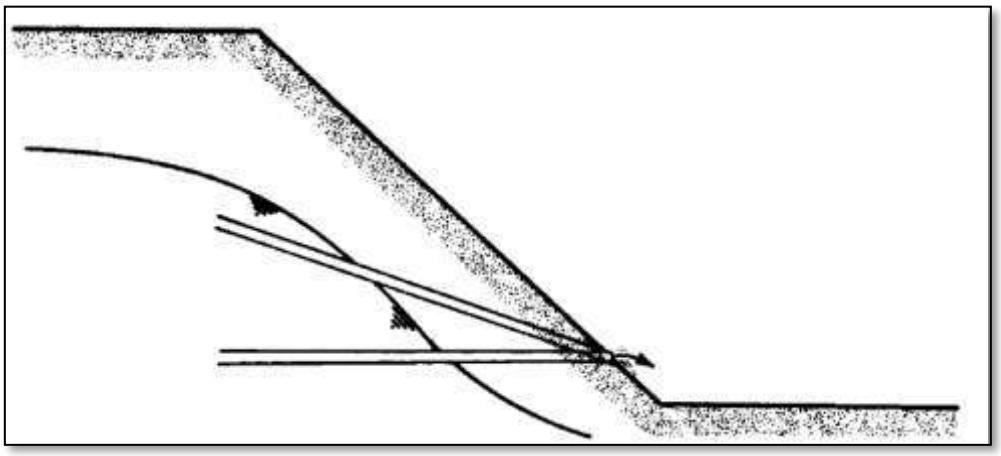


Figure II.14: Drains subhorizontaux

II.7.1.5-Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la Stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées: gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Le transfert d'eau en profondeur est une opération risquée, qui doit être réservée aux cas ou l'écoulement de surface est bien connu et ou l'aquifère profond est drainant, et présente un exutoire franc. Dans le cas contraire, cela peut conduire à une aggravation de l'instabilité. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limite en profondeur.

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 a 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée a une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériau drainant

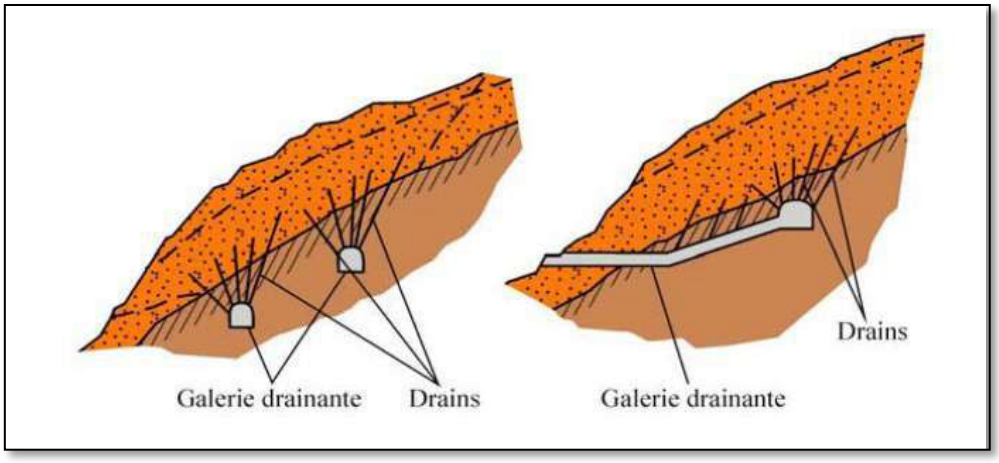


Figure II.15: Galerie drainante

II.7.2- Modifications géométriques:

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les Principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite:

II.7.2.1- Butée de pied :

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable. Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité au ≪ grand glissement ≫ de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. On recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30%. Il est nécessaire de réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications:

-L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.

-L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple a l'aval.

Il est à noter que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leur action gravitaire, peuvent assurer un drainage du massif.

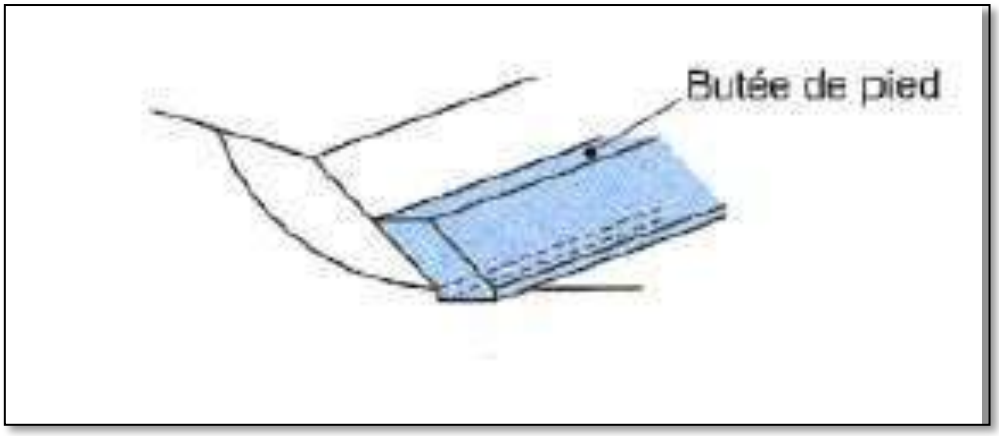


Figure II.16: Réalisation d'une butée de pied (par plots)

II.7.2.2-Allégement en tête :

L'allégement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partiesupérieure .Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentationdu coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilitéle long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrieen tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, tel qu'il apparaitsur la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou à longterme.

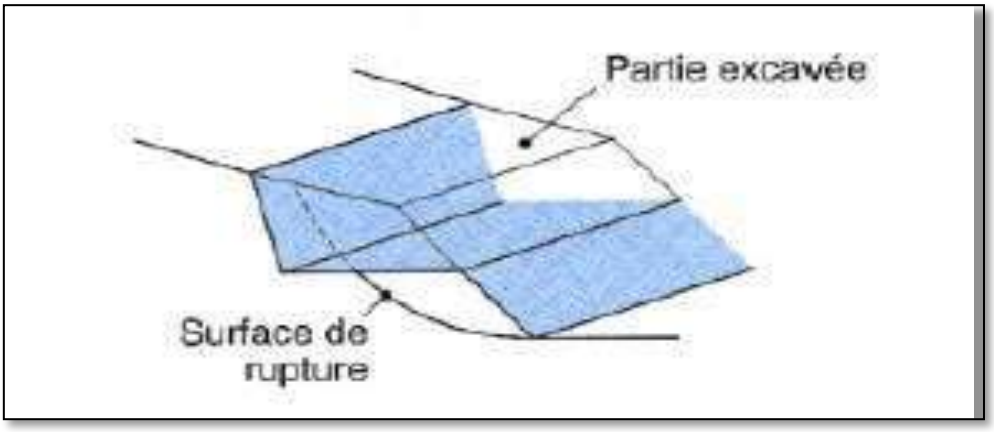


Figure II.17: Allégement en tête

II.7.2.3-Purge :

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

On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glisse, à condition que la surface mise à nu soit stable.

II.7.2.4-Reprofilage:

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est

Particulièrement bien adapte aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport a une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapte aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

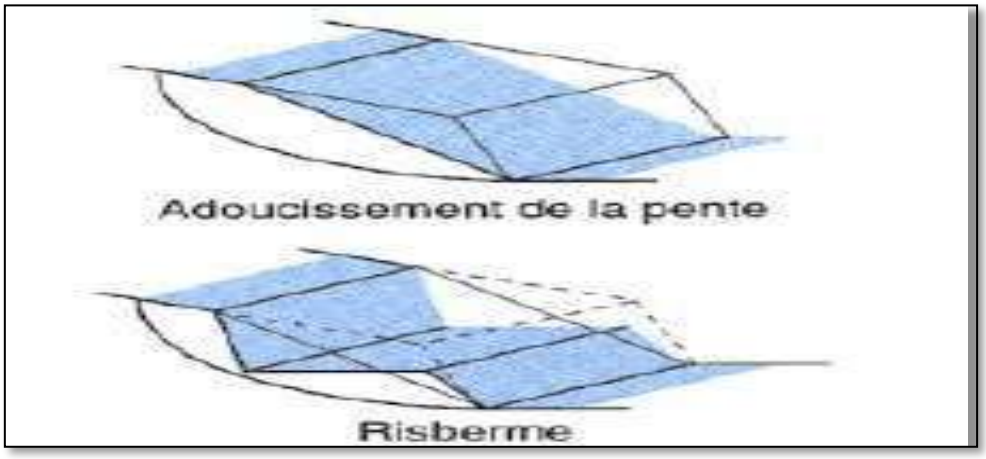


Figure II.18: Reprofilage

II.7.2.5-Substitution totale ou partielle:

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou

Susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contrefortsdiscontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sanssubstitution.

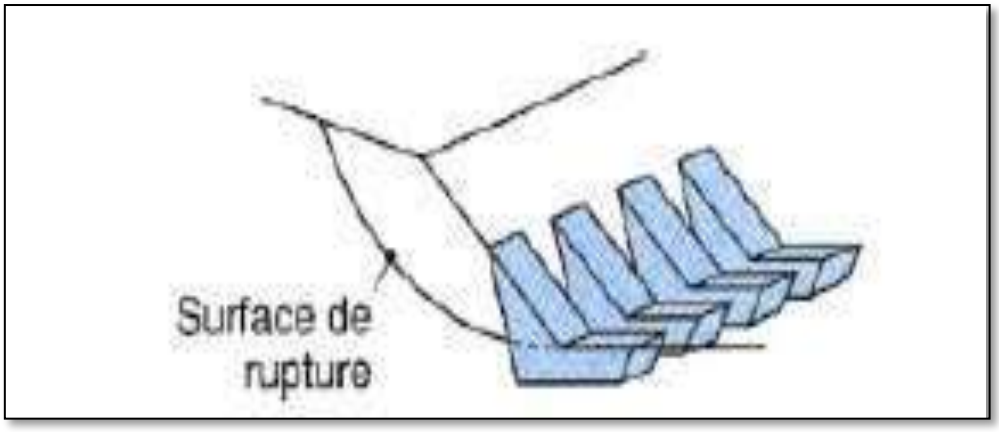


Figure II.19: Substitution partielle

II.7.3-Renforcement :

II.7.3.1-Organes résistants en pied:

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organerésistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

a-Ouvrages de soutènements souples:

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

On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe.

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

Quelques exemples de murs souples :

- **Gabions :**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectes contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



Figure II.20: Gabion

❖ **Murs Ter voile :**

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcementet le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais a cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi a un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.

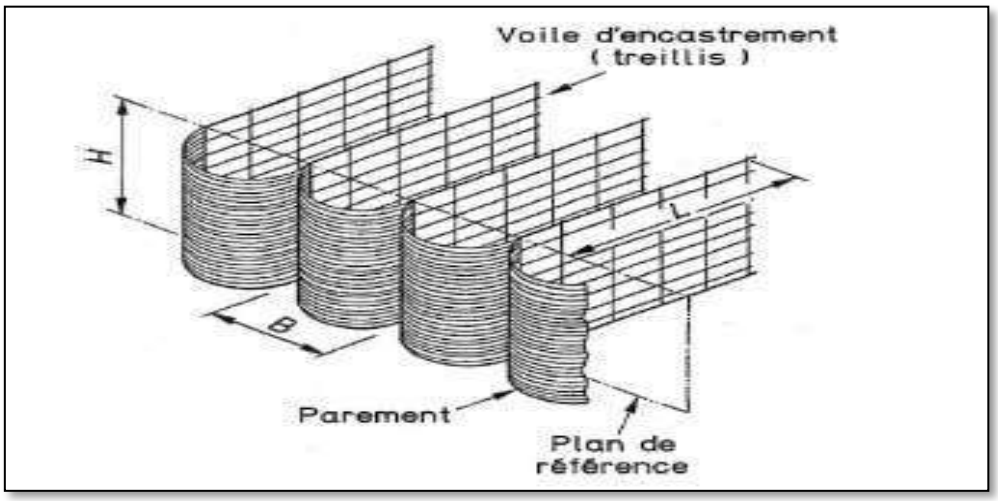


Figure II.21: Procédé Ter voile de renforcement par voiles verticaux

❖ **Mur en Terre armée :**

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un parement mince constitue initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboitant les unes dans les autres appelées écailles; Ce parement repose sur une semelle de fondation continue.
- Des armatures constituées de plats en acier galvanise comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposés à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical.
- Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.
- La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement a l'avancement c'est-a-dire en progressant vers le haut.



Figure II.22: Vue d'un mur de soutènement en terre armée

❖ **Mur renforcé par nappes de géotextiles :**

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai :

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tisses, gorilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géo synthétiques.
- Le parement est destiné assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

b- Ouvrages de soutènements rigide :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants

II.7.3.2-Techniques de renforcement par inclusion:

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées:

- les clous et micro pieux, constitues d'une armature de faible inertie (barres ou profiles métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et places obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (futs de béton arme, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

II.7.3.2.1-Clous et micro pieux :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

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

Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement.
La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

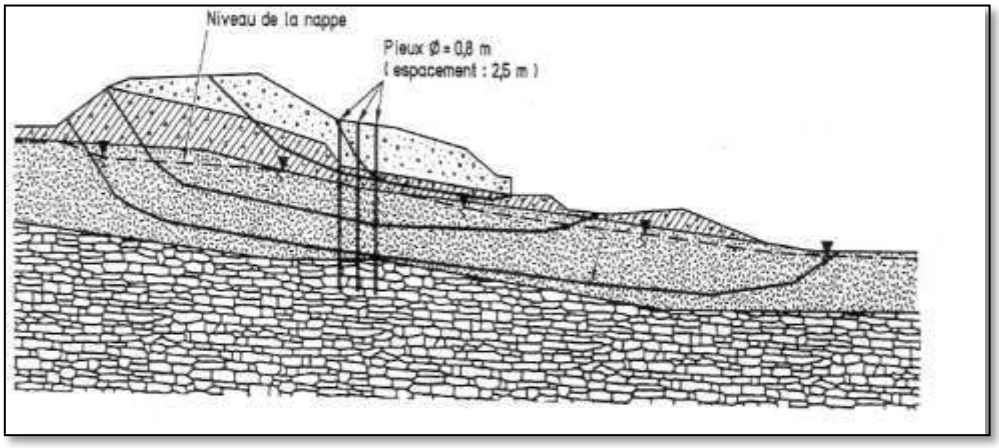


Figure II.23: Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23)

II.7.3.2.2-Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procédé du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton arme) dans le tiers central de la pente instable.
Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu (plastification du sol)
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux

- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est place trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement

II.7.3.2.3-Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à accroitre les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situe en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture d'une valeur ΔF/F0 minimale de 20%.Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Par contre l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est beaucoup moins fréquente car, comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

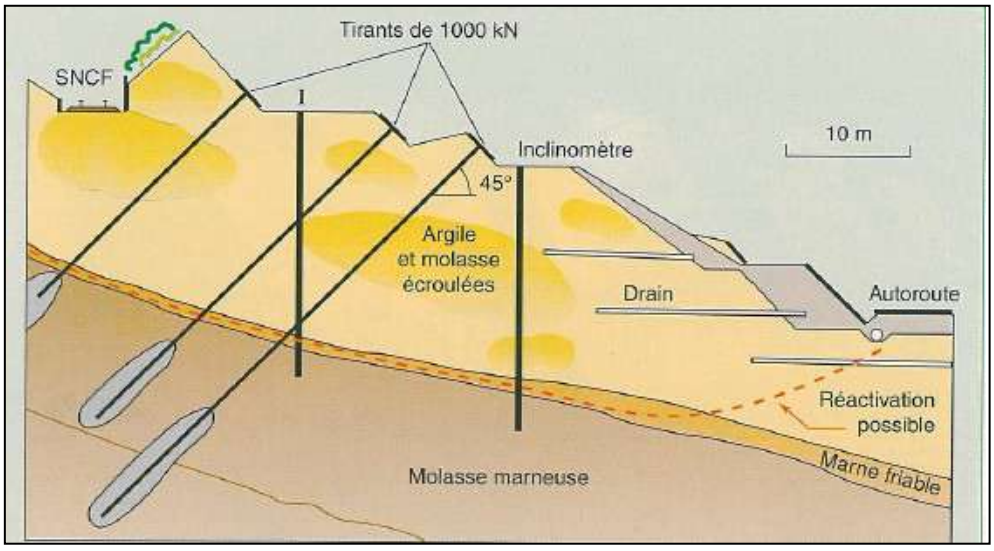


Figure II.24: Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).

II.7.3.3- Techniques de remblai renforcé :

a-Renforcement par géo synthétiques :

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges.

Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées

Par des géo synthétiques, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

Les géo synthétiques permettent :

- Une limitation de l'emprise au sol de l'ouvrage en raidissant les talus.
- La réduction ou la suppression des poussées du remblai. Une grande durabilité (pas de corrosion des armatures).
- Une facilité et rapidité des mise en ouvre, ce qui évite le déplacement des Engins lourd.
- Une économie de matériaux par la réutilisation des matériaux in situ (après Analyse géotechnique).

b-Le Pneu sol :

Le Pneu sol est forme de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associes linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.

Le Pneu sol a les avantages suivants :

- Il est économique et compétitif par rapport aux matériaux traditionnels
- Il est facile a mettre en œuvre et ne demande pas une technicité particulière
- C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usages,

Son domaine d'application est large et varié, il peut en effet être utilise comme ouvrage de soutènement, pour le raidissement des pentes, comme remblais légers pour réparer les glissements de terrain



Figure II.25: Ouvrage en Pneu sol

c-Tex sol :

Le Tex sol est un mélange de sable concassé intimement lié par des fibres synthétiques.

Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes, Les applications du Tex sol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.

Un massif de Tex sol a la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage.

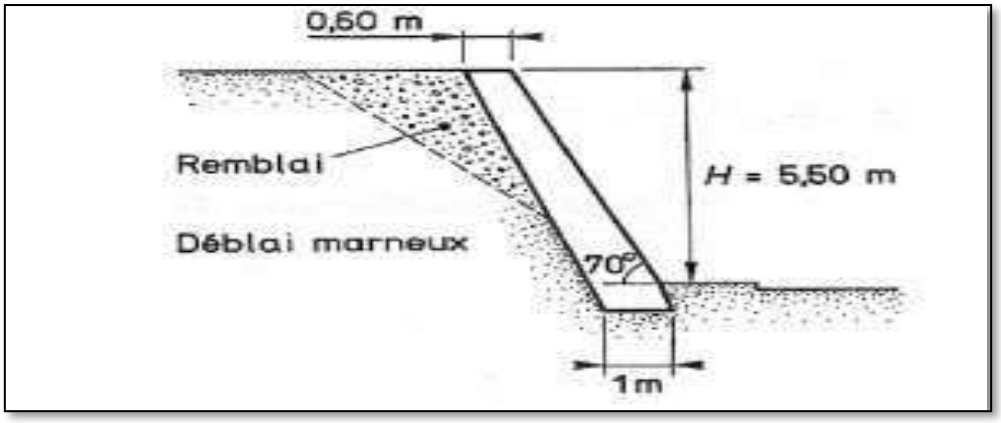


Figure II.26: Exemple de mur en Tex sol

CHAPITRE III

Les méthodes de calcul de la stabilité

III.1-Eléments de base du calcul :

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.

- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.

- La géométrie du talus en 2 ou 3dimensions.

- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).

- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

III.2 Méthode de calcul de la stabilité :

III.2.1Coefficient de sécurité:

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 : [11]

$$F_S = \frac{Q_{max}}{Q} \qquad (3.1)$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliqué au Massif (force H , force v ,moment M).

Qmax : Valeur maximal de Q.

-Le facteur de sécurité pourrait être calculé :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{rèsistance\ \ aucisaillement\ maximale\ mobilisable}{rèsistance\ aucisaillement\ nècessaire\ \ à\ l'èqulibre} \qquad (3.2)$$

La valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle dépendant du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{Effort\ rèsistance}{Effort\ moteur} \qquad (3.3)$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{Momentrèsistance}{Momentmoteur} \quad (3.4)$$

(Définition de Fröhlich)Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$F = \frac{H_C}{H} = \frac{Hauteure\ critique}{Hauteure\ rèelle} \quad (3.5)$$

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

- La première consiste à supposer que le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de Fs inférieure ou égale à 1, donc :

  - soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour Fs =1,

  les Caractéristiques correspondantes.

  - soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

III.2.1.1Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de Stabilité :

Le tableau ci-dessous, nous donnent les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l' entoure [12]

FS	Etat de l'ouvrage
1	**Danger**
1,0-1,25	**Sécurité contestable**
1,25-1,4	**Sécurité satisfaisante pour les ouvrages Peu importants** **Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique**
> 1.4	**Satisfaisante pour les barrages**

Tableau III.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage

III.2.2Les calcul à la rupture (méthodes classiques):

Les méthodes de calcul à la rupture sont les plus employées dans l'analyse de stabilité elles supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement (Mohr-Coulomb en général), le critère de plasticité (ou de rupture) est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

III.2.3 Analyse de 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, 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 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 F = Tmax /T.

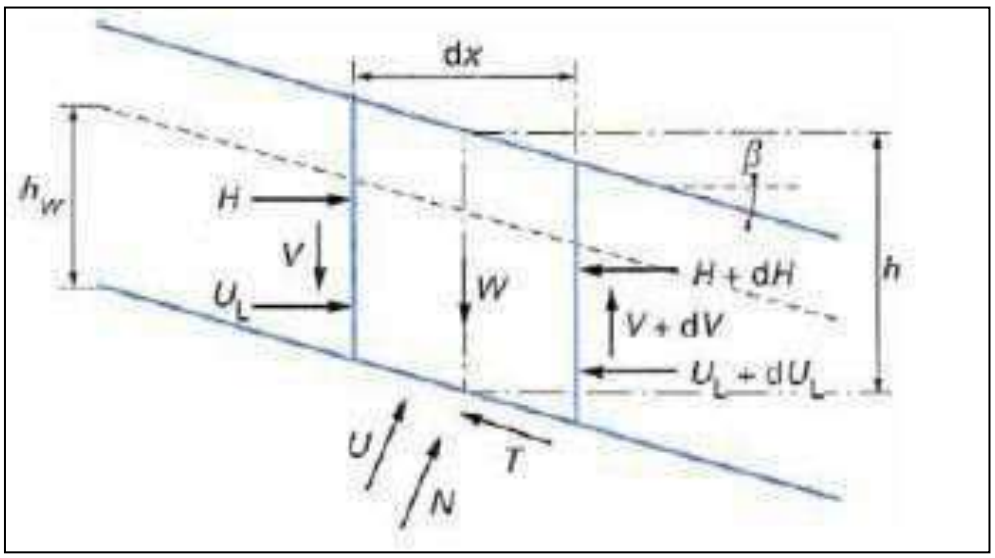


Figure III.1 : rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$Tmax = C' \frac{dx}{cos\beta} + (N - V)tan\varphi' \text{(3.6)}$$

On obtient l'expression suivante pour

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta\gamma} \frac{c'}{y} + \frac{(\gamma_h - \gamma_h h_w)}{\gamma_h tan\beta} tan\varphi' \text{ (3.7)}$$

III.2.4 Méthode des tranches

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, La méthode consiste essentiellement à découper le talus en tranches verticales et à étudier l'équilibre de ces

tranches ; chaque cercle retenu comme surface de glissement potentiel. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.

- les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère:

- La méthode de Fellenius.

- La méthode de Bishop simplifiée.

- La méthode de Spencer

- La méthode de Janbu.

III.2.4.1 Equation générale du problème:

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane. On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser figure (3.2)

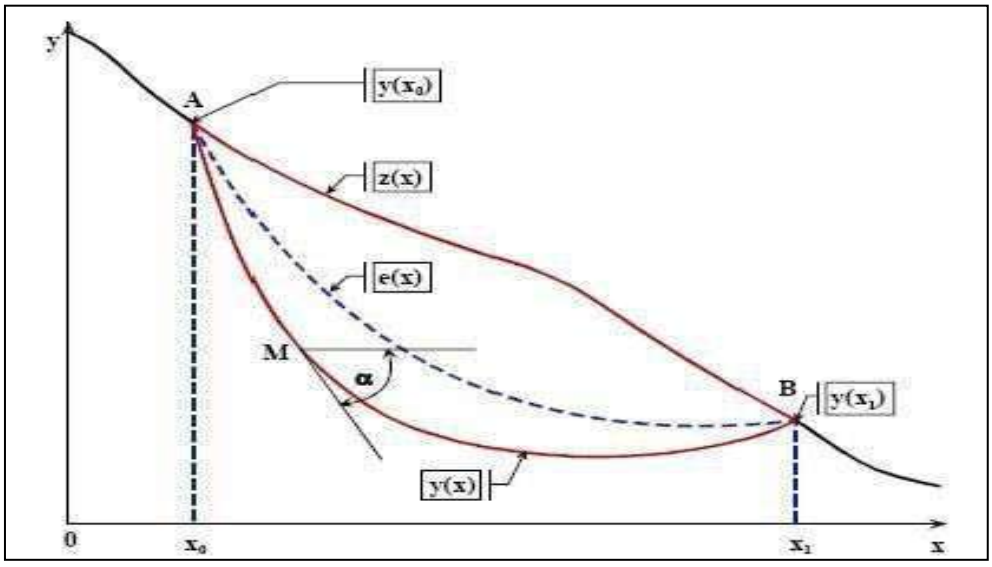


Figure III.2 : Définition de la surface de glissement

Avec :

Z(x) : l'équation de la ligne de talus.

Y(x) : l'équation de la ligne de rupture étudiée.

$\tan\alpha = \frac{dy}{dx}$: Tangente à la ligne de rupture.

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (Figure 3.3) On désigne :

e (x), ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale,

V (x) et H (x), les composantes verticales et horizontale de la force interne .

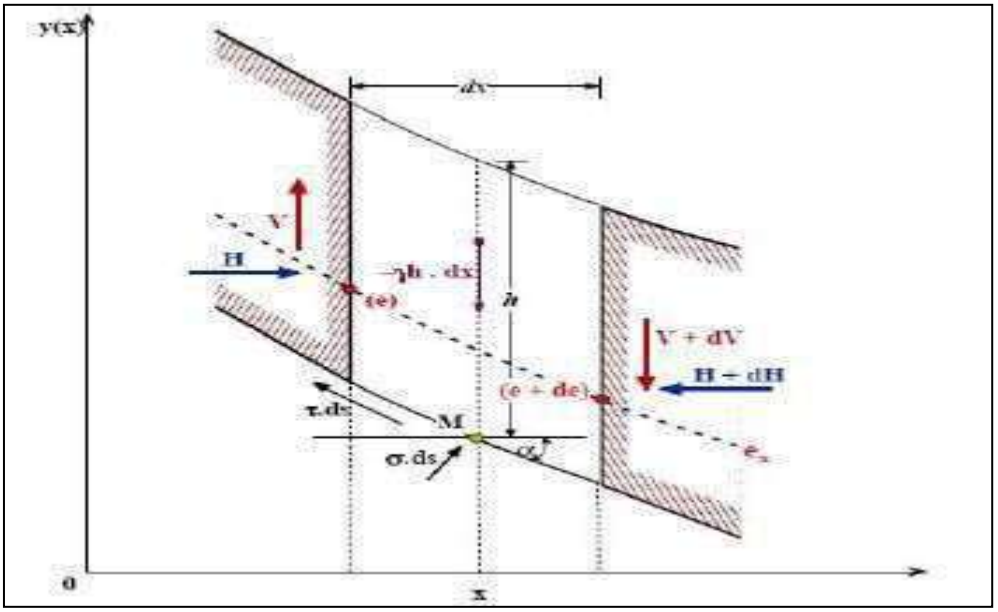


Figure III.3 : Equilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau…)

- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche

- Forces inter tranches horizontales H et (H +dH)

- Forces inter tranches verticales V et (V +dV)

Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe e(x)

- Contrainte normale totale σ, pression interstitielle u et contrainte tangentielle à la base de la tranche appliquée sur la surface ds.l

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire. En projetant les forces élémentaires normales σ.ds et tangentielles τ.ds à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes:

- Projection des forces élémentaires sur Ox:

$$-dH + (\sigma.ds)\sin\alpha + (\tau.ds)\cos\alpha = 0 \quad (3.8)$$

- Projection des forces élémentaires sur Oy:

$$- -dV-(\gamma_h dx) +(\sigma.\ ds)\cos\alpha - (\tau.ds)\sin\alpha = 0 \quad (3.9)$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de:

.h.dx, σ. ds et τ.ds (moment de la tranche par rapport à M)

$$-Vdx + Hde + dH(e-y)=0 \quad (3.10)$$

Avec : $ds = \frac{de}{\cos\alpha}$

De (3.5) et (3.6) on peut déduire les contraintes σ et

$$\sigma = (\gamma h.cos^2\alpha) + \left(\tan\alpha.\frac{dH}{dX} + \frac{dv}{dX}\right)cos^2\alpha \ (3.11)$$

$$\tau = -(\gamma h.\cos\alpha.\sin\alpha) + (\frac{dH}{dX} - \frac{dv}{dX}\tan\alpha)cs^2\alpha \quad (3.12)$$

$$\int_0^{X_1}[\sigma(X + [y\tan\alpha] + \tau(y - [X\tan\alpha]))dX = \int_0^{X_1}(X\gamma h)dX \quad (3.13)$$

On a donc cinq fonctions inconnues : H(x), V(x), σ(x), (x), e(x) et le coefficient de sécurité.

On dispose des quatre équations (3.8), (3.9), (3.10) et (3.13) et de la loi de Mohr-Coulomb. Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents.

Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience l'hypothèse complémentaire peut porter soit :

-Sur une répartition des forces internes (Fellenius, Bishop, Morgenstern et Price...),

-Sur la position de la ligne d'action e (Janbu.),

-Sur l'orientation des efforts intertranches (Spencer),

-Sur la répartition de la contrainte normale (Raulin et al) généralement appelée méthode des perturbations. On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement.

III.2.4.2 Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : Hi = Vi = 0 (Figure 3.4)

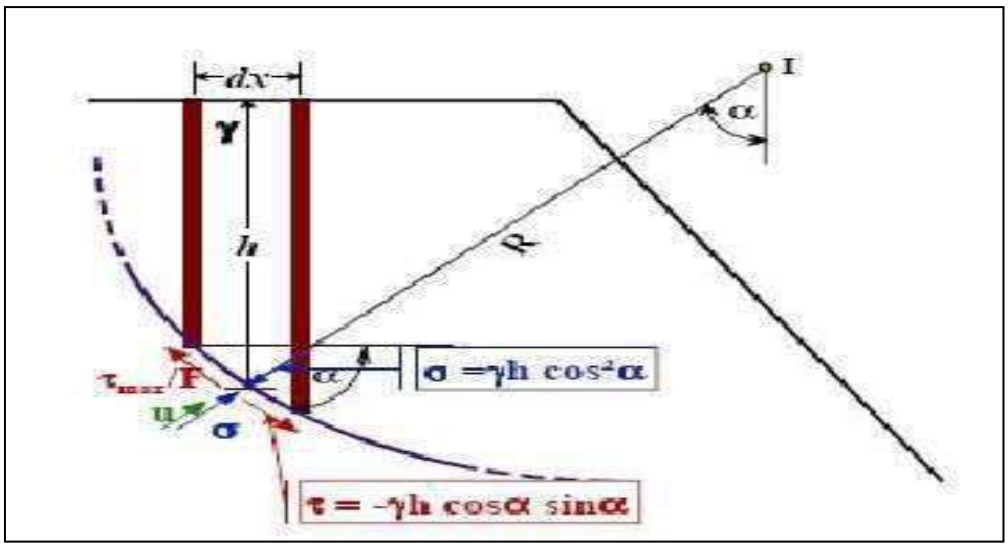


Figure III.4 : Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIUS)

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que Précédemment pour une tranche i, on obtient :

$\sigma = \gamma . h. cos^2\alpha$ (3.14)

$\tau = -\gamma . h. cos\alpha . sin\alpha$ (3.15)

Conformes aux équations (3.11) et (3.12)

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de Surface

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{F} \quad (3.16)$$

$$\tau_{max} = (\sigma - u)\tan\varphi' + c' \quad (3.17)$$

Soit $\frac{[\gamma h.cos^2\alpha) - u]\ \tan\alpha' + c\prime}{F} = -\gamma h. \cos\alpha . \sin\alpha$ (3.18)

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{([(\gamma_i h_i . cos^2\alpha)]\tan\varphi\prime_i + c\prime_i)ds_i}{F} R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cos\alpha_i \sin\alpha_i)ds_i]R \quad (3.19)$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F = \frac{\sum_1^n [[(\gamma_i h_i cos^2\alpha_i) - u_i \tan\varphi\prime_i + c\prime_i]ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i . \cos\alpha_i \sin\alpha_i]ds_i} \quad (3.20)$$

$w_i = \gamma_i h_i dX_i$ (3.21)

Avec $dX_i = ds_i . \cos\alpha_i$

D'ou $w_i = \gamma_i h_i ds_i$ et en remplacent dX_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_i^n [w_i \cos\alpha_i - (\frac{u_i b_i}{\cos\alpha_i})]\tan\varphi'_i + \frac{c\prime_i b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_1^n w_i \sin\alpha_i}$$

III.2.4.3 Méthode de BISHOP simplifiée:

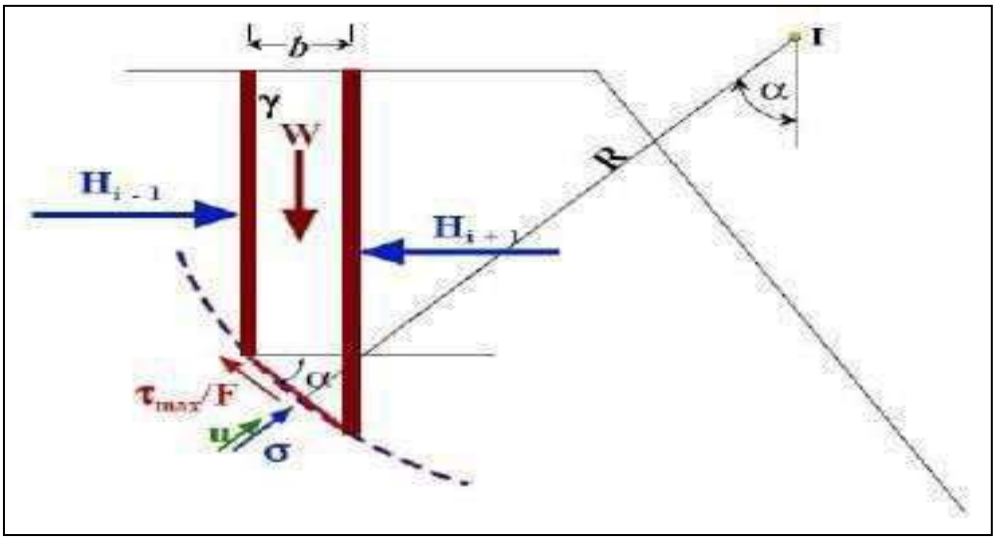


Figure III.5 : Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est Circulaire on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches :

Vi = 0 et Hi ≠ 0 figure(**III**.5)

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u)\tan\varphi'}{F} + \frac{c'}{F} \quad (3.23)$$

$$w = [(\sigma' + u)b] + \sigma' b \tan\alpha \left(\frac{\tan\varphi'}{F}\right) + \left(\frac{c''}{F} b \tan\alpha\right) \quad (3.24)$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par

rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F}\sum_1^n [(\sigma'_i \tan\varphi'_i) + c''] + \frac{b_i}{\cos\alpha_i} = \sum_1^n w_i \sin\alpha_i . R \quad (3.25)$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_1^n \frac{(((w_i - u_i b_i)\tan\varphi') + c'_i)}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{\tan\varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n w_i \sin\alpha_i} \quad (3.26)$$

La valeur initiale du coefficient **Fo** est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius; On opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

III.2.4.3 Méthode de SPENCER:

Celle-ci considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux ; c'est à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \tan \theta_i = \lambda \qquad (2.27)$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ, doit être compris entre l'angle du talus et L'angle que fait la base de la tranche i avec l'horizontale. La figure (3.6) permet de visualiser les forces en présences dans l'hypothèse de Spencer.

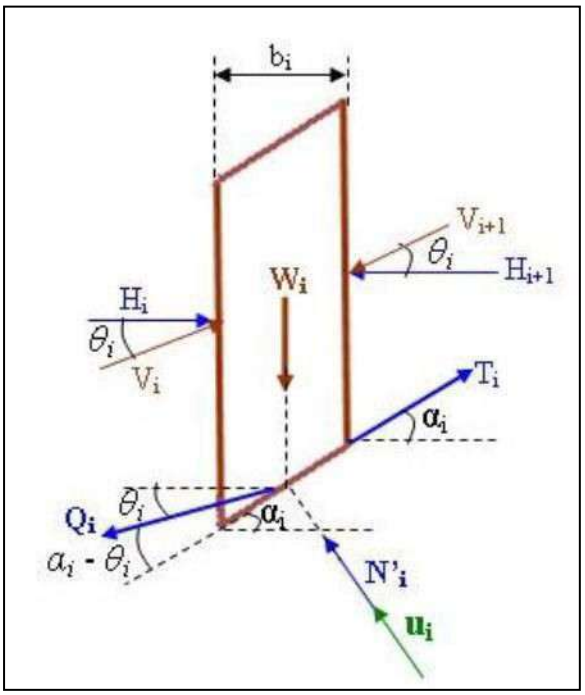


Figure III.6 : Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)

Qi représente la résultante des efforts inter tranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \theta)$ Avec La base de la tranche.
Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F}\frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N\frac{\tan \alpha_I}{F}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$T_i - \theta_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin\alpha_i = 0$ (3.29)

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donnent:

N'_i +U+$Q_i$sin $(\alpha_i - \theta_i)$−$w_i$sinα_i=0 (3.30)

Remplaçant Ti par sa valeur, on obtient:

$\frac{C'_i}{F} \cdot \frac{b_i}{cos\alpha_i} + N'_i \cdot \frac{tan\varphi'_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_{i-\theta_i}) - W_i \sin\alpha_i = 0$ (3.31)

Soit :

$C'_i \frac{b_i}{cos\alpha_i} + N'_i \tan\varphi'_i - F \cdot Q \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i)$ F· $W_i \sin\alpha_i = 0$

N'_i +U+Q_i sin$(\alpha_{i-\theta_i})$−W_i=0

$$Q=\frac{\frac{C'_i b_i}{F\cos\alpha_i}+\frac{\tan\varphi'_i}{F}(W_i\cos\alpha_i-u)-W_i\sin\alpha_i}{\cos(\alpha_i-\theta_i)(1+\frac{\tan\varphi'_i}{F}\tan(\alpha_i-\theta_i)} \quad (3.32)$$

En éliminant $N_i$entre ces deux expressions on peut calculer Q

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre,

alors la somme Vectorielle des efforts inter tranches doit être nulle. Ce qui donne :

$\sum Q_I \cos\theta_I$=0 (3.33)

$\sum Q_I \sin\theta_I$ =0

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de Rotation est nulle, alors la somme des moments des forces inter tranche par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$\sum Q_I$Rcos$(\alpha_i - \theta_i)$=0 (3.34)

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc R = une

Constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$\sum Q_I \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$ (3.35)

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (3.33 et 3.35)

Spencer considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire

θ = Cte

L'équation (3.30) se réduit à :

$$\sum Q_I = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale Largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.

2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par Ff et Fm le coefficient Qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{mo} .

2) On représente, sur le même graphique, les deux courbes Ff = f (θ) et
Fm = f (θ).L'intersection des deux courbes fournit F1 etθ1.

3) La valeur de F1 est alors substituée dans l'équation (2.32) pour calculer Q. Ensuite, partant

De la première tranche à la dernière, on calcule les efforts inter tranches eux – mêmes.

4) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on Trouve les points d'application des efforts inter tranches, qui seront alors reportés sur la section de rupture .

III.2.4.4 Méthode de JANBU:

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Janbu propose de Considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée ; Janbu suppose la ligne d'action des forces inter tranches située au tiers de la hauteur des tranches.

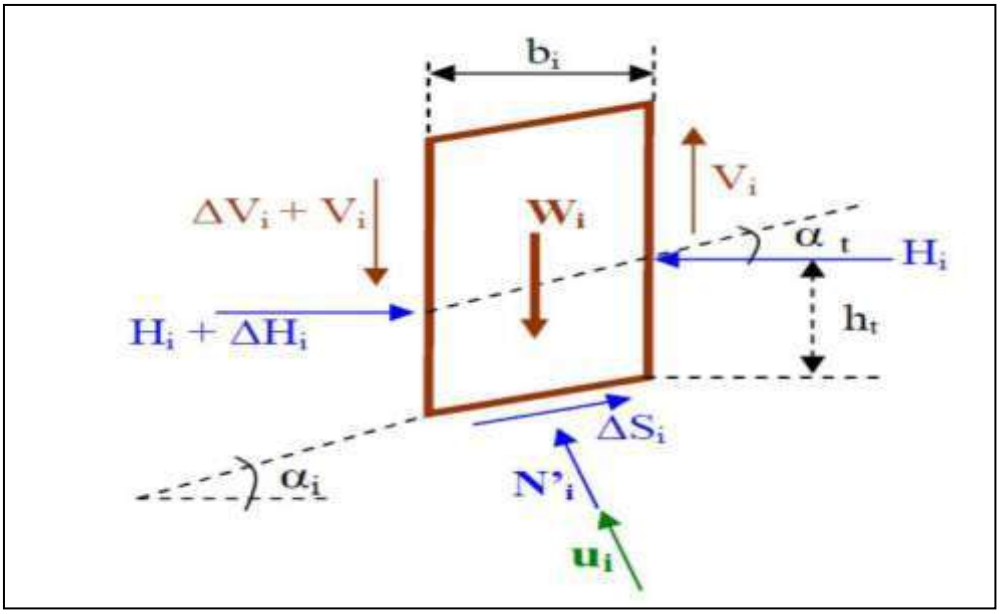


Figure III.7 : Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F=\frac{\sum b_i S_i \frac{1}{cos^2\alpha_i}}{\sum(W_i+\Delta V_i)\tan\alpha_i} \qquad (3.36)$$

Avec

$$s\frac{c'_i+(\frac{W_{i+\Delta V_i}}{b_i})\tan\varphi'_i}{1+\frac{\tan\alpha_i\tan\alpha_i}{F}}$$

Les forces inter tranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les Conditions d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1}=\Delta H_i=(w_i+\Delta v)\tan\alpha_i - \frac{S_{ib_i}}{F}\frac{1}{cos^2\alpha_i} \qquad (3.38)$$

$$V_i = -H_i\tan\alpha_{it} + h_{it}\frac{\Delta H_i}{b_i} \qquad (3.38)$$

Dans les quelles :

ΔH_i: est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives

ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux côté de deux tranches Successives

α_t, h_t : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée (figure 3.7)

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle Hi et Vi ont une valeur nulle D'un seul côté.

L'utilisation des équations (3.34),nous permet d'obtenir les valeurs de forces Hi et Vi de 1'ensemble des tranches.

La méthode de Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être Effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

Chapitre IV

Cadre général de la région

IV.1- Introduction :

L'objectif de ce rapport est de donner une définition et une approche estimative à la géométrie et la cinématique du glissement de terrain sur la RN60A au PK 179+400, pour finir avec un programme d'étude d'investigation géotechnique dont les résultats serviront d'appui pour une l'élaboration d'une nouvelle téchnique plus économique.

IV.2- But de projet :

Notre projet de fin d'étude repose sur le traitement d'un glissement de terrain à Médéa et plus précisément de la route RN60A (PK179+400) proposé par la direction des travaux publics de Médéa.

IV.3-Situation géographique et morphologie du site :

Le site concerné est situé à environ 15,5Km de la ville de Seghouane, et à 30km de la ville de Berouaghia, cette route constitue la jonction entre la CW64 et la RN01.



Figure IV.1 : Situation du site dans la région de Berrouaghia

IV.3.1-Relief :

Le relief du secteur est peu accidenté, le site se trouve à une altitude d'environ 888m, il est situé entre deux collines qui sont à l'origine des alluvions, constitués de matériau très meuble. Ce qui est un enjeu majeur qui favorise les mouvements de terrains dans la zone.

IV.3.2-Environnement :

Le secteur est une zone de plaines agricoles, les habitations les plus proches sont situées à environ 1km du site. On note aussi la présence d'un écoulement d'eau passant du coté remblai sous le confortement en gabions, ce qui joue en faveur de la déstabilisation de ce dernier.



FigureIV.2 : Le site du glissement

IV.3.3-ouvrage à conforter :

L'ouvrage à conforter est une route classée nationale « RN 60A», elle est constituée de deux voies en double sens; assurant la jonction entre la CW64 et la RN01 au niveau de la ville de Seghouane.



Figure IV.3 : Ouvrage à conforter.

IV.4- Reconnaissance géologique et géotechnique de site :

IV.4.1-Géologie de la région :

La wilaya de Médéa fait partie du domaine tellien; Dans ses régions nord, elle est constitué de formations méso-cénozoïques, qui ont subit des déformations majeures au cours des phases compressives alpines, leurs lithologie diffères d'un âge à l'autre, on trouve donc un crétacé constitué de schistes argilo-siliceux, des argiles, des marnes et des calcaires, et un miocène constitué de dépôts argileux, marneux, gréseux, et conglomératiques, ces dépôts de différents âges sont recouvertes par des alluvions quaternaires qui sont présents sur tous le territoire de la wilaya.

IV.4.2- Géologie du site :

Ce terrain est occupé par des terrains miocènes, recouvert par des alluvions, et dans cet ensemble on y trouve des affleurements crétacés en boutonnières en sommet de collines.

IV.4.3- Reconnaissance in situ :

Le site est constitué d'argiles, qui exerce ces caractéristiques physicomécaniques sur les terrains du secteur ainsi sur les ouvrages en place.

Les pentes sont faibles; Les ouvrages avoisinants présentent des tassements remarquables qui sont à l'origine de leurs instabilités.

Des signes précurseurs à un glissement de terrain sont remarquables sur le site objet de notre étude:

- Fissuration de la chaussée
- Affaissement du gabion par endroit entrainant la chaussée, sous l'effet de manque de buté.
- Glissement de la chaussée en deux endroits.



Figure IV.4 : Prise générale sur le site d'étude



Figure IV.5 : Fissuration de la chaussée et glissement d'un compartiment.



Figure IV.6 : Ouverture entre le remblai et l'ouvrage de soutènement, et basculement de ce dernier.



Figure IV.7 : chaussée revêtue « deuxième zone glissante du côté de l'écoulement ».



Figure IV.7 : Coté amont de la chaussée « fossé en terre ».

IV.4.4- Situation Géographique :

La zone étudié se situe près de la ville d'El Berrouaghia, au (Pk 179+400) de la Route nationale N°60, à 35 km au sud est de la ville Berrouaghia et à environ 55 Km au Sud Est du chef-lieu de la wilaya de Médéa.

IV.5- Programme d'investigation géotechnique :

IV.5.1-Introduction :

Un programme d'investigation géotechnique est établi après une analyse minutieuse des données récoltées sur le terrain, et après expertise menée sur site; Ce programme a été établi afin de déterminer tous les ingrédients causants le glissement et visant a avoir le maximum de

détail pour proposer une solution fiable, et la mettre ainsi sous l'emprise de calculs rationnels dans un APS un APD fiable et efficace pour un bon confortement de ce tronçon routier.

IV.5.2- Essais in situ :

Les essais in situ sont composés de deux types de sondage :

- **Essai au pénétromètre dynamique lourd:**
  - ✓ **Principe de l'essai :**

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.



Figure IV.8 : Site : "Glissement de terrain sur la RN n°60PK 179+400, Berrouaghia "Essai au Pénétromètre Dynamique Lourd.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups)

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe

B : pénétration moyenne par coup

G : accélération de la pesanteur

H : hauteur de chute

M : masse du mouton

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi, tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes : - Pointe de diamètre p = 50 mm, de section A =19.63 cm²; - Mouton de masse M = 63.5 kg ; - Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre t=32 mm et de longueur 1m.

- **Sondages carotté :**

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser. Les échantillons extraits sont dits "remaniés" lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de "granulométrie", de "limites d'Atterberg" et de "poids volumique ".

Les échantillons extraits sont dits "intacts" lorsque l'on prend le plus grand soin dans leur extraction, conservation et transport au laboratoire. L'opération particulière, dans ce cas,

consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir à tous les essais de laboratoire aussi bien d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg…) que mécanique (compressibilité et cisaillement). Il est à signaler que les forages, obtenus suite à un sondage carotté, peuvent être utilisés soit pour détecter la présence éventuelle d'une nappe phréatique par la mise en place de piézomètres, soit pour la réalisation de l'essai préssiométrique Ménard.

Il est important de signaler aussi que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir. Concernant le site " Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia ", nous avons réalisé trois (03) sondages carottés. L'emplacement de ces sondages, notés SC01, SC02 et SC03, est montré sur la figure n°02 intitulée "Carte d'implantation des essais in-situ du site".



Figure IV.8 : Echantillons de sol.

IV.5.3-Essai en 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.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois grandes catégories:

- **Les essais d'identification :**

Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau", les "limites d'Atterberg", la "granulométrie" (par tamisage ou par sédimentomètrie) et l'analyse chimique.

- **Les essais de résistance :**

Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc. Parmi les essais, que nous avons réalisés pour notre projet, on peut citer, l'essai de cisaillement direct.

- **Les essais de compressibilité :**

Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, …etc.). Le plus connu de ces essais est l'oedomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

IV.5.3.1-Choix du type d'essai de laboratoire:

Trois sondages carottés ont été réalisés au niveau du site étudié; A partir de deux sondages, des échantillons de sol sont extraits qui sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).

Pour exploiter au maximum les renseignements que peuvent fournir les sondages effectués, nous avons réalisé un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

IV.5.3.2-Liste des essais de laboratoire réalisés:

Nous donnons, dans le tableau (4.1), l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisés, en indiquant la profondeur où l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature (remanié ou intact).

N° sondage	N° et profondeur échantillon (m)	Nature échantillon	Types d'essai
SC 01	Echantillon1 / Pf :2m-2.30m	Intact	-Teneur en eau -Densité -Cisaillement rectiligne CD
	Echantillon2 / Pf :2.30m-2.60m	Remanié	-Granulométrie -Limites d'artterberg
	Echantillon3/ Pf :8.10m-8.40m	Intact	-Teneur en eau -Densité -Cisaillement rectiligne UU
SC 02	Echantillon1/ Pf :2m-2.30m	Intact	-Granulométrie -Limites d'atterberg -Teneur en eau -Densité -Cisaillement rectiligne CD
	Echantillon2/ Pf :5.30m-5.90m	Intact	-Teneur en eau -Densité -cisaillement rectiligne UU
	Echantillon3/ Pf :8.20m-8.50m	Intact	-Teneur en eau -Densité -Essai de compression simple

Tableau IV.1 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site: "Glissement de terrain sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia"

IV.5.3.3-Les résultats des essais de laboratoire :

A-Poids volumique :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité. On note $\boldsymbol{\gamma = \frac{P}{V}}$ et on l'exprime généralement en KN/m^3.

La valeur du poids volumique d'un sol est différente selon l'état d'humidité de ce sol : saturé noté $\boldsymbol{\gamma_{sat}}$, sec noté $\boldsymbol{\gamma_d}$ ou humide noté $\boldsymbol{\gamma_h}$.

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement pris égal à 10 KN/m^3.La densité est sans unité.

Cette caractéristique, "densité" ou "poids volumique", est importante notamment dans le calcul de la capacité portante du sol.

Pour le site étudié, cinq mesures de poids volumique ont été faites, dont les résultats sont donnés ci-après.

B-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée :$\boldsymbol{W = \frac{P_w}{P_s} \times 100}$ et est exprimée en pourcentage (%).

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Pour le site étudié, cinq essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés ci-après.

Sondage	Prof (m)	γ_h(KN/m^3)	γ_d(KN/m^3)	W_{nat}(%)	S_r(%)
SC 01	2-2.30	18.40	15.01	22.53	76.23
	8.10 - 8.40	19.70	16.16	21.85	88.05
SC 02	2 - 2.30	19.30	15.66	23.22	86.62
	5.30 - 5.90	18.80	15.42	21.85	78.66
	8.20 - 8.50	19.40	15.68	23.69	88.66

C-Limites d'atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les "limites d'Atterberg".

Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notéeW_L celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée W_P .

La teneur en eau est calculée par $\boldsymbol{W = \frac{P_w}{P_s} \times 100}$ et exprimée en pourcentage (%).



Figure IV.9 : Essai de limites d'Atterberg

Sur un axe portant les teneurs en eau,W_L et W_P peuvent êtrereprésentées comme suit :



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus.

Deux mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur des échantillons de notre projet dont les résultats sont donnés ci-après.

sondage	Prof (m)	$W_L(\%)$	$W_P(\%)$	$I_P(\%)$
C 01	2.30 – 2.60	61.20	27.10	34.10
SC 02	2 – 2.30	71.30	23.40	49.90

D-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations

D.1.Le tamisage :

L'analyse granulométrique par tamisage se fait pour les particules du sol de dimensions supérieures à ou égale à 80 micromètres. Elle consiste à tamiser l'échantillon de sol sec de masse "m" par une série de tamis superposés de diamètres décroissants de haut en bas. On mesure les masses de sol retenues par les différents tamis (appelées refus) et on en déduit les masses de sol ayant traversé les tamis (appelés tamisas).



Figure IV.10 : Granulométrie par tamisage (Série de tamis).

Les résultats de cette analyse sont traduit sous forme de courbe, dite "courbe granulométrique", tracée dans un repère semi-logarithmique, d'ordonnée les tamisas exprimés en pourcentage (%) et d'abscisse les diamètres des tamis en mm.

D.2.La sédimentométrie :

L'analyse granulométrique par sédimentomètrie se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter. En se basant sur la loi de Stocks, qui donne la vitesse d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux, on calcul les diamètres des particules "dy" et les pourcentages y correspondants. De même que pour l'analyse granulométrique par tamisage, les résultats permettent de tracer la courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80 µ m.



Figure IV.11 : Granulométrie par sédimentomètrie (Eprouvette et agitateur).

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $\boldsymbol{C_{U} = \frac{D_{60}}{D_{10}}}$
- Le coefficient de courbure : $\boldsymbol{C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}}$

D_n étant le diamètre des grains pour lequel sont inférieurs n% des grains.

Il est à signaler que l'analyse granulométrique, par tamisage ou par sédimentomètrie, s'effectue sur des échantillons remaniés.

Pour le site étudié, nous avons réalisé deux analyses granulométriques, dont les résultats sont donnés ci-après.

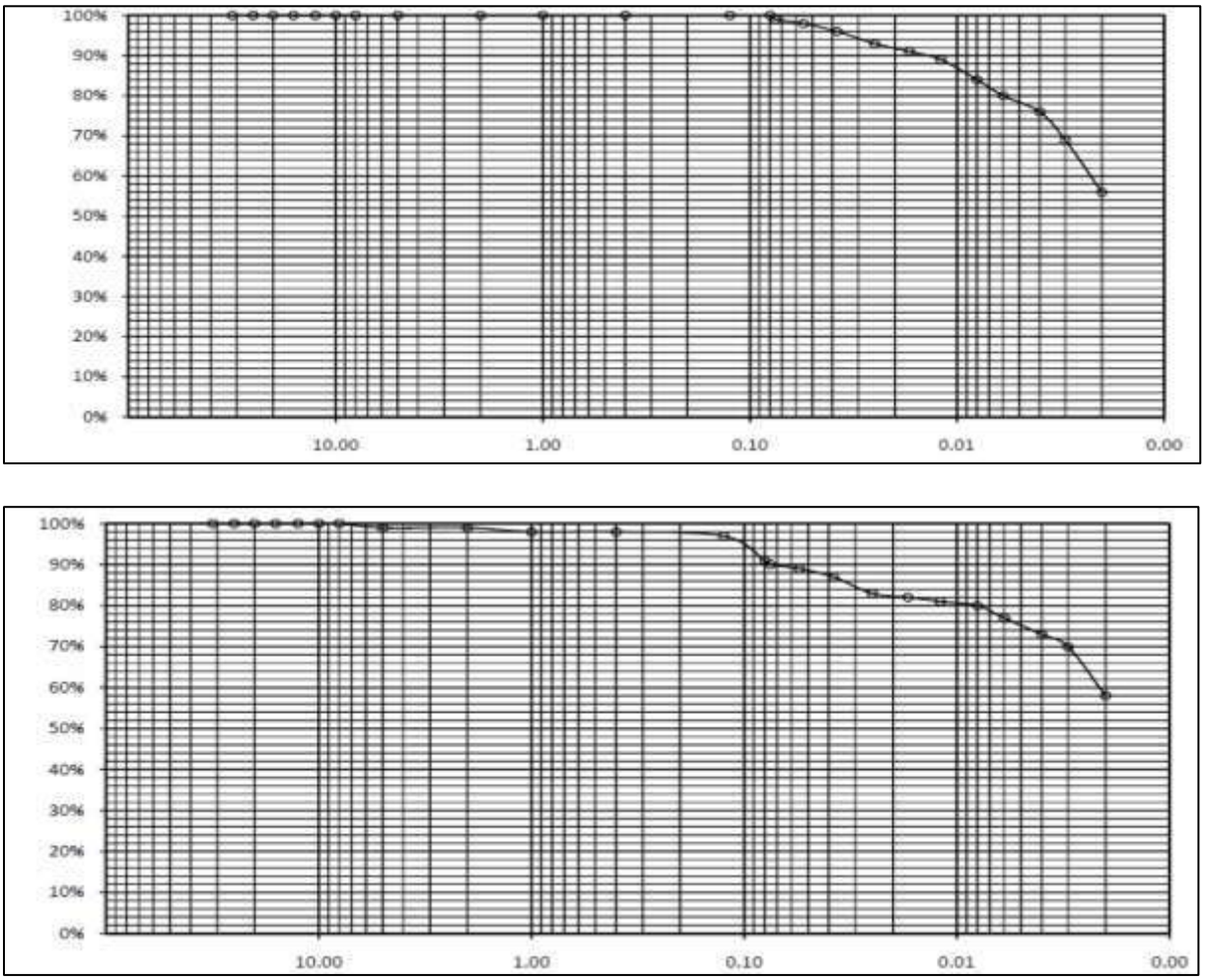


Figure IV.12 : courbe granulométrique pour les diamètres inférieurs à 80µm

E- Essais de résistance au cisaillement :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à-dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essais de cisaillement à la boite)



Figure IV.13 : L'appareil de cisaillement direct.

Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé quatre essais de cisaillement direct, dont deux de type non consolidé non drainé (UU), et les deux autres de type consolidé drainé (CD).

Les résultats de ces essais de résistance sont donnés ci-après.

Type d'essai CD, sondage n° SC 01, profondeur 2m-2.30m :

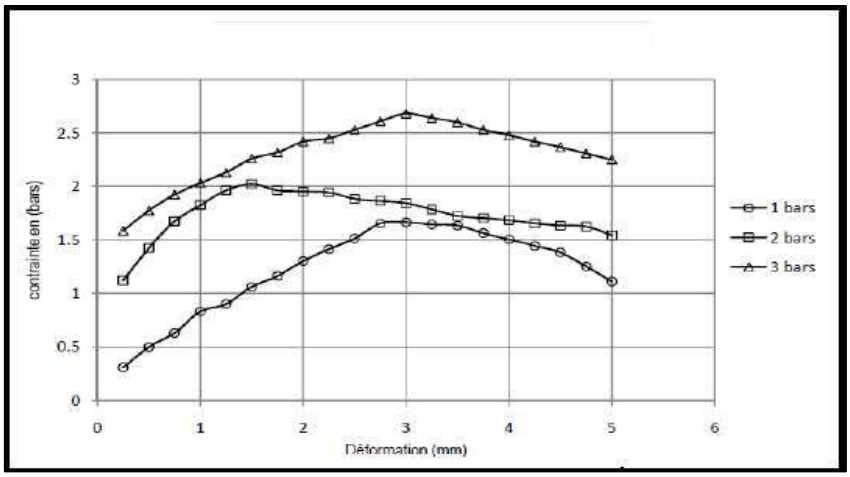


Figure IV.14 : courbe contrainte cisaillement / déformation(CD)

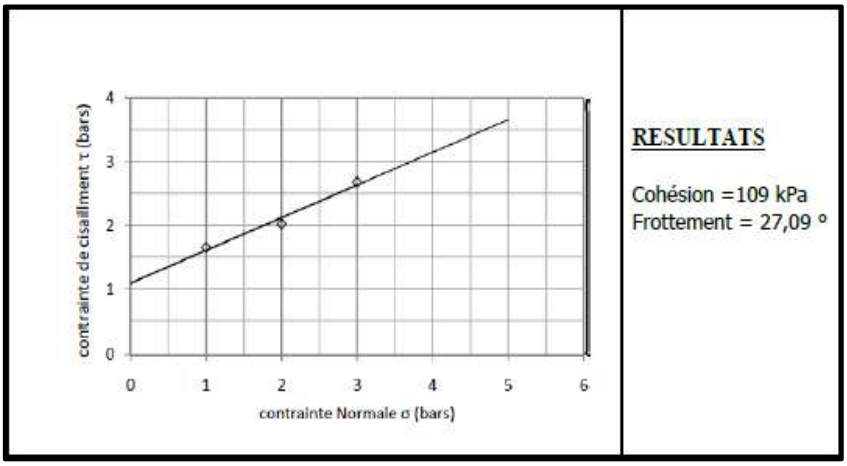


Figure IV.15 : courbe intrinsèque (CD)

Type d'essai UU, sondage n°SC 01, profondeur 8.10m-8.40m:

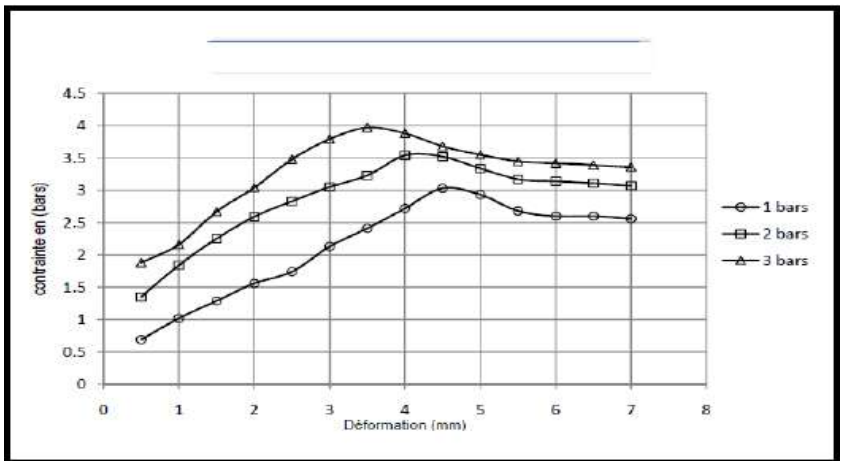


Figure IV.16 : courbe contrainte cisaillement / déformation(UU)

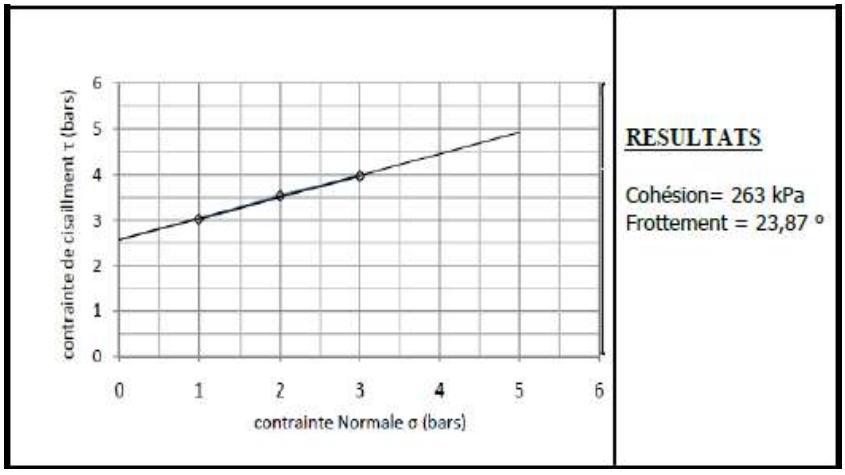
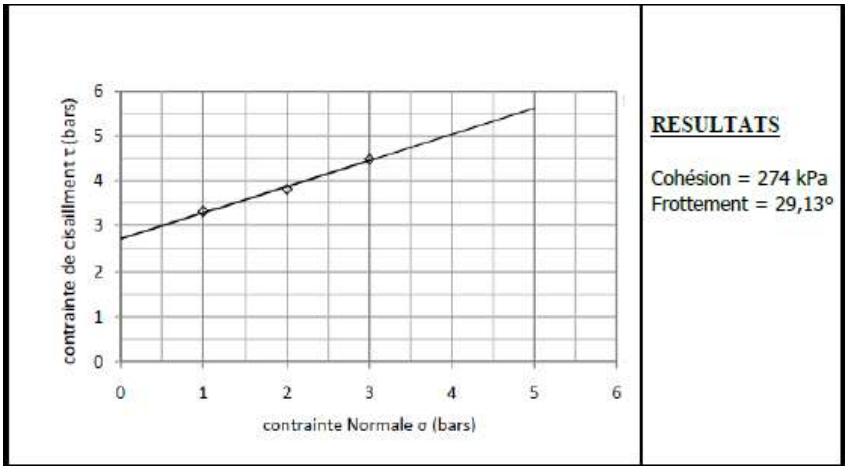


Figure IV.17 : courbe intrinsèque (UU)

Type d'essai CD, sondage n°SC 02, profondeur 2m-2.30m:



FigureIV.19 : courbe intrinsèque(CD)

Type d'essai UU, sondage n° SC 02,profondeur 5.30m-5.90m:

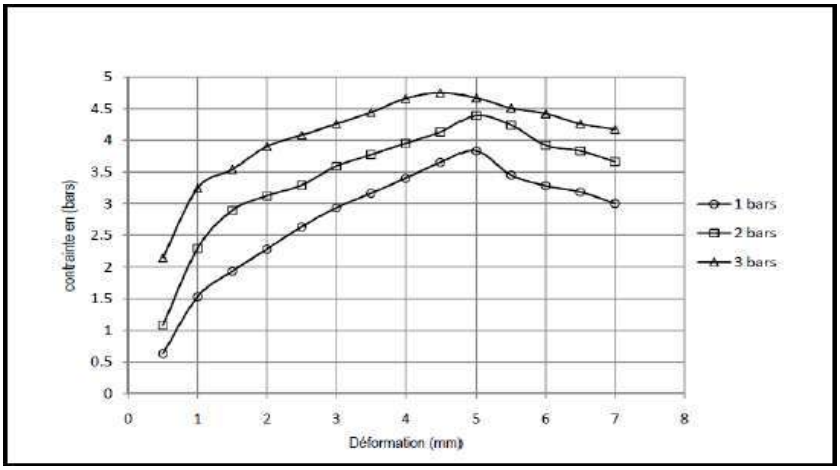


Figure IV.20 : courbe contrainte cisaillement / déformation

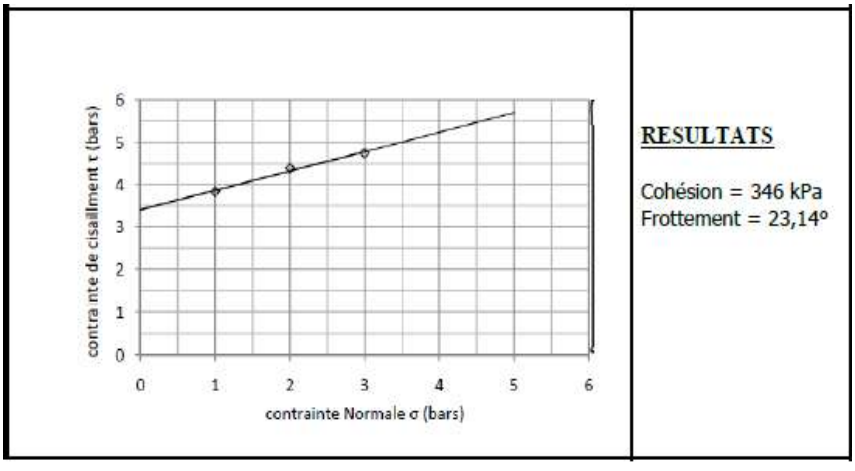


Figure IV.21 : courbe intrinsèque

F- Essais de compression axiale :

Le but de cet essai est la détermination d'une valeur de la résistance à la compression uniaxiale d'une éprouvette cylindrique ou cubique, saturée d'eau, de sol cohérent, homogène, non remanié ou remanié, et de perméabilité suffisamment faible pour que l'essai soit effectué en conditions non drainées.

La résistance à la compression uniaxiale des sols, présentant de la cohésion, peut servir à la détermination de la cohésion non drainée Cu, par la formule Rc = 2Cu, et par la suite obtenir la résistance au cisaillement non drainé du sol. Concernant le site de "Glissement de terrain sur la RN n° 60A/ PK 179+400, Berrouaghia", nous avons réalisé un (01) essai de compression simple, dont les résultats sont donnés ci-dessous.

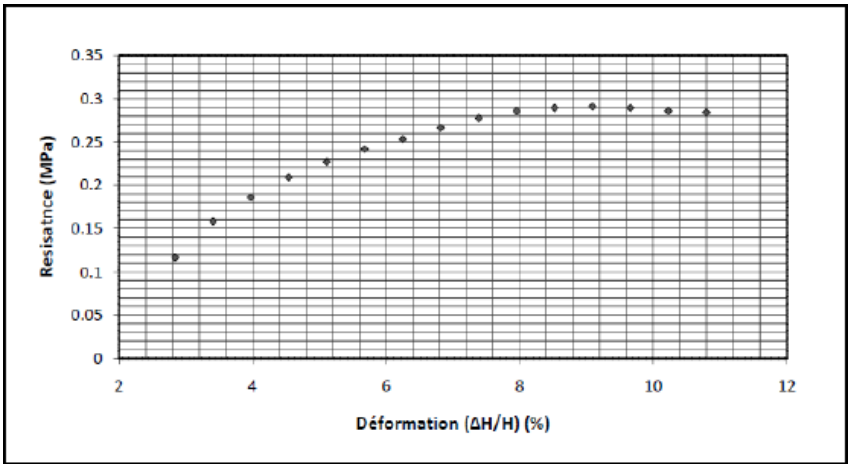


Figure IV.22 : Courbe de l'essai de compression simple

La résistance à la compression de l'échantillon est : **Rc=0,29 MPa**, et d'où la résistance de cisaillement non drainée du sol sera donc : **Cu= 0,145 MPa.**

G- Essais d'analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur deux (02) échantillons de sol extraits du site "Glissement de terrain sur la RN n° 60 A/ PK 179+400, Berrouaghia", dont les résultats sont donnés au tableau n°02 suivant :

N° Echantillon	Profondeur (m)	PH	Chlorures %	Sulfates %	$CaCO_3$ %
SC 01	1,60 – 1,75	8,64	0,8775	0,4649	-
SC 02	2,60 – 2,80	8,24	0,8190	2,9172	9,5411

Tableau IV.2: Caractéristiques chimiques du sol du site "Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia"

D'après la composition chimique de ces deux (02) échantillons, donnée par le tableau ci-dessus, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est très agressif de classe A4; par conséquent, il est indispensable d'utiliser un ciment résistant aux sulfates (C.R.S.) dans la composition du béton de son infrastructure. En plus, la teneur en Ca CO3 indique que le sol est de type **"argile".**

IV.5.3-Interprétation des résultats :

IV.5.3.1-Essais in situ :

IV.5.3.1.1-Lithologie du site :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur la RN n° 60A/ PK 179+400,seghouane", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une première couche d'argile de couleur brunâtre de trois (3,00) mètres d'épaisseur moyenne, puis d'une deuxième couche d'argile marneuse de couleur beige, grisâtre et jaunâtre de huit (8,00) mètres d'épaisseur, le tout surmonte une troisième couche d'argile marneuse brunâtre.

IV.5.3.1.2-Résistance du sol :

A. Résistance en pointe pénétromètrique R_P:

Sur le plan résistance, l'analyse des résultats des dix (10) sondages au pénétromètre dynamique lourd réalisés sur site, tracés sur la figure n°02, a permis de localiser quatre (04) zones différentes sur les plans "résistance en pointe", numérotées ci-dessous de "Zone I" à "Zone IV", et qui sont définies ci-après sur la figure 4.22 intitulée "Carte de zonage de la résistance en pointe".

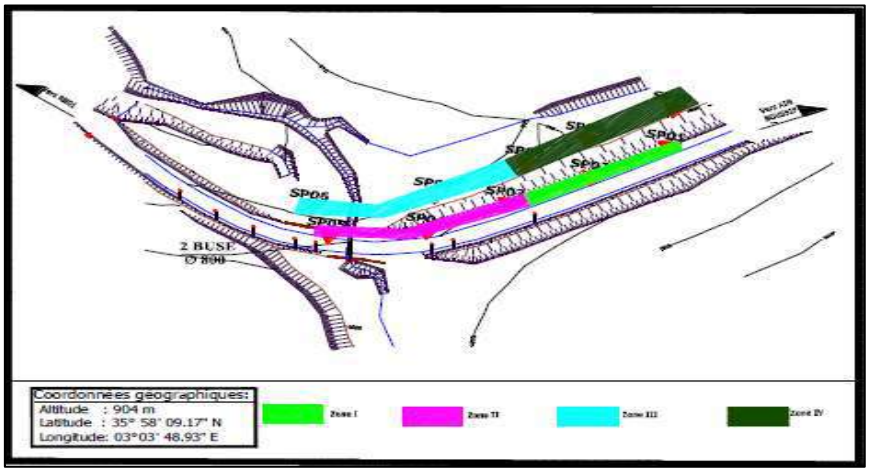


Figure IV.22: Carte de zonage de la résistance en pointe

a) Résistance sur la Zone I *:*

Les diagrammes pénétromètriques des deux (02) sondages réalisés dans cette zone, tracés sur la figure 4.23, montrent que :

1- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée;

2- Une faible résistance en pointe R_P est enregistrée à partir d'un (1,00) mètre de profondeur; elle frôle les vingt (20) bars. Puis, à partir de sept mètres quarante (7,40m) de profondeur elle augmente et dépasse les trente (30) bars.

3- Aucun refus n'a été remarqué pour les deux essais jusqu'à dix (10,0) mètres de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_P(minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Z (m)	**1,00-7,40**	**>7,40**
R_P (bars)	20	30

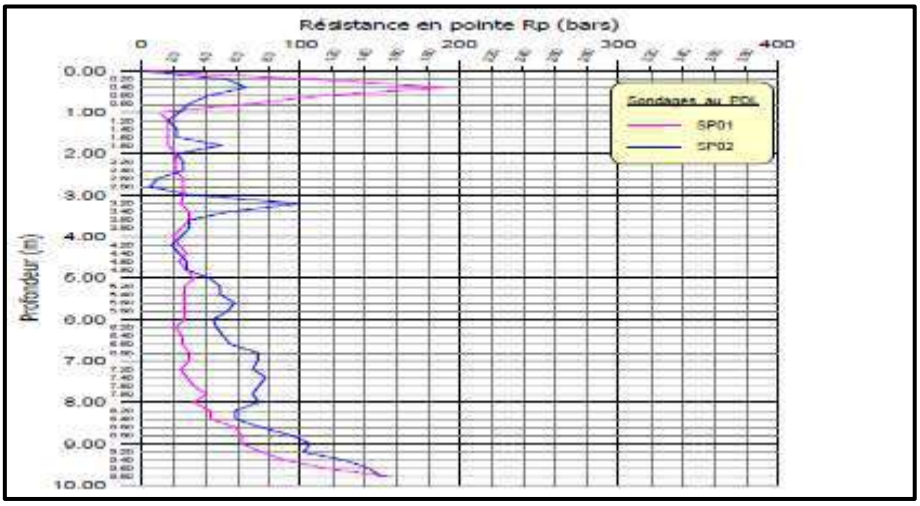


Figure IV.23: Pénétrogrammes des deux (02) sondages réalisés dans la zone I du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia ".

b) Résistance sur la Zone II:

Les diagrammes pénétromètriques des trois (03) sondages réalisés dans cette zone du site, tracés sur la figure 4.24, montrent que:

1- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;

2- Une faible résistance en pointe R_P est enregistrée à partir d'un (1,00) mètre jusqu'à trois mètres quarante (3,40m) de profondeur; où elle frôle les dix (10) bars. Puis à partir de cette dernière profondeur et jusqu'à six mètres soixante (6,60m); elle prend une valeur moyenne de l'ordre de vingt (20) bars, ensuite elle augmente progressivement avec la profondeur.

3- A l'exception des essais SP6, SP9 et SP10, les deux (02) autres essais n'ont pas manifesté des refus.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_P(minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Z (m)	**1,00-3,40**	**3,40-7,00**	**>7,00**
R_P (bars)	10	20	40

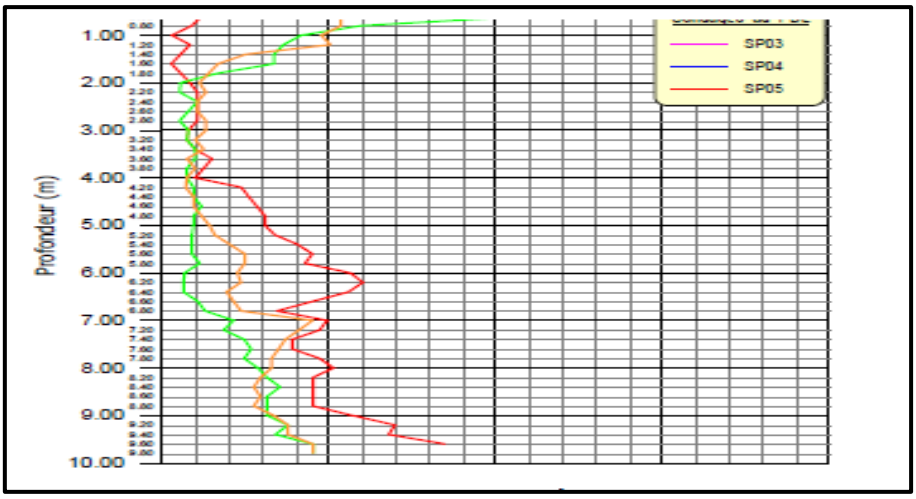


Figure IV.24 : Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans la zone II du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia ".

c) Résistance sur la Zone III:

Les diagrammes pénétromètriques des trois (03) sondages réalisés dans cette zone, tracés sur la figure n°16, dévoilent que:

1- Une nette homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;

2- Une faible résistance en pointe R_P est enregistrée jusqu'à cinq mètres quarante (5,40m) de profondeur; elle est de l'ordre de vingt (20) bars. Ensuite, à partir de cette dernière profondeur elle augmente progressivement avec la profondeur.

3- Parmi les trois essais, un seul qui a manifesté un refus; il s'agit de l'essai SP06.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_P(minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Z (m)	**1,00-5,40**	**>5,40**
R_P **(bars)**	20	30

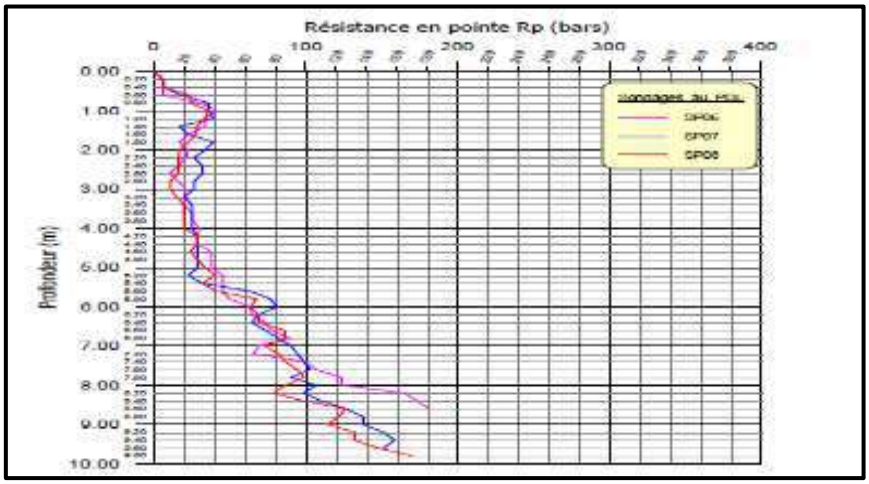


Figure IV.25 : Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans la zone III du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia ".

d) Résistance sur la Zone IV:

Les diagrammes pénétromètriques des deux sondages réalisés dans cette zone, tracés sur, montrent que:

1- Une nette homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes;

2- Une faible résistance en pointe R_p est enregistrée à partir de la surface du terrain naturel et jusqu'à deux (2,00) mètres de profondeur; puis elle augmente avec la profondeur.

3- Des deux essais ont manifesté des refus à différentes profondeurs.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe R_P(minimale ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Z (m)	**1,00-3,60**	**>3,60**
R_P **(bars)**	20	40

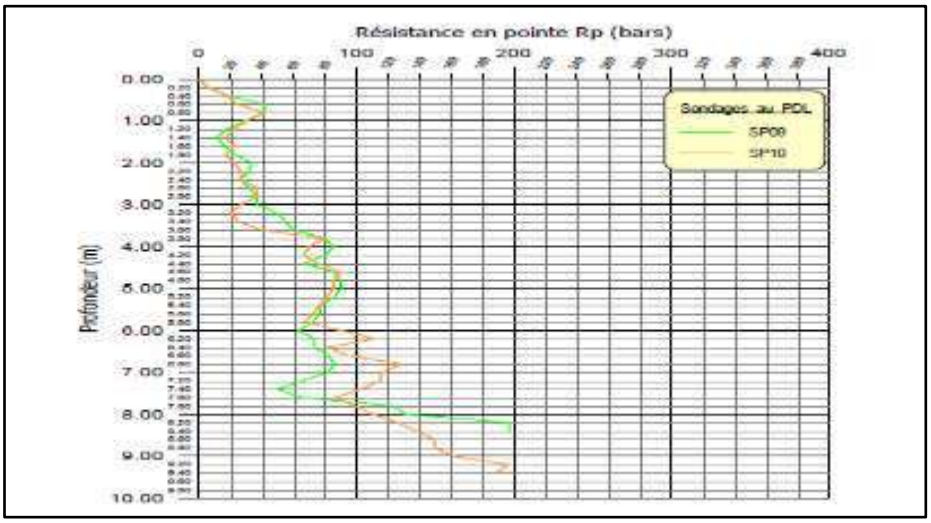


Figure IV.26 : Pénétrogrammes des deux (02) sondages réalisés dans la zone IV du site : "Glissement de terrain, sur la RN 60A/ PK 179+400, Berrouaghia ".

B. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm}et est telle que : q_{adm}=qL/F ; Fétant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

La valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : q_{adm}**= Rp / 20 .**

En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées supra, les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur, sont les suivantes :

- **Résistance sur la zone I :**

Z (m)	**1,00-7,40**	**>7,40**
q_{adm}**(bars)**	1,00	1,50

- **Résistance sur la zone II :**

Z (m)	**1,00-3,40**	**3,40-7,00**	**>7,00**
q_{adm} **(bars)**	0,50	1,00	2,00

- **Résistance sur la zone III :**

Z (m)	**1,00-5,40**	**>5,40**
q_{adm} **(bars)**	1,00	1,50

- **Résistance sur la zone IV :**

Z (m)	**1,00-3,60**	**>3,60**
q_{adm} **(bars)**	1,00	2,00

IV.5.3.2- Essais de laboratoire

IV.5.3.2.1- Caractéristiques d'identification du sol :

Une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques a été réalisée sur des échantillons intacts. Le tableau n°02 récapitule les résultats de cette partie d'essais.

Sondage	(Prof .m)	γ_h(kN/m3)	γ_d(kN/m)	w_{nat}(%)	Sr (%)
SC 01	2,00 – 2,30	18,40	15,01	22,53	76,23
	8,10 – 8,40	19,70	16,16	21,85	88,05
SC 02	2,00 – 2,30	19,30	15,66	23,22	86,62
	5,30 – 5,90	18,80	15,42	21,85	78,66
	8,20 – 8,50	19,40	15,68	23,69	88,66

Tableau IV.3: Caractéristiques physiques.

D'après les degrés de saturation obtenus, on peut conclure le sol du site est partiellement saturé.

IV.5.3.2.2- Classification des sols :

Un des intérêts de la classification d'un sol est de renseigner sur la façon dont ce sol va se comporter dans un ouvrage réel, pendant la construction ou sous les charges structurales.

La classification d'un sol a pour objectif de regrouper dans une même catégorie les sols ayant les mêmes caractéristiques physiques. La classification proposée par Casagrande (1948) a été adoptée par les américains dans le système unifié U.S.C.S. (Unified Soil Classification System). La classification Française, proposée par le L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), s'inspire de cette dernière et se base sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg ainsi que la teneur en matière organique T.M.O.

D'après cette classification du L.C.P.C. les sols grenus sont classés par l'organigramme donné par le tableau IV.4 .

Les résultats de la classification des sols du site de notre projet sont donnés sur le tableau IV.5.

Classification de sols grenus (plus de 50% des éléments> 0,08mm)					
définition			**symboles**	**condition**	**appellation**
GRAVET	Plus de 50% des éléments>0,08mm ont un diamètre >2mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Gb	Cu$-\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et Cc$-\frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$compris entre 1 et 3	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	Gl	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			Ga	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileuse
SABLE	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Sb	Cu$-\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $Cc-\frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	Sl	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			Sa	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux
Lorsque le pourcentage des éléments <0,08 mm est compris entre 5% et 12 %, on utilise un double symbole.					

TableauIV.4: Organigramme de classification des sols grenus d'après le L.C.P.C.

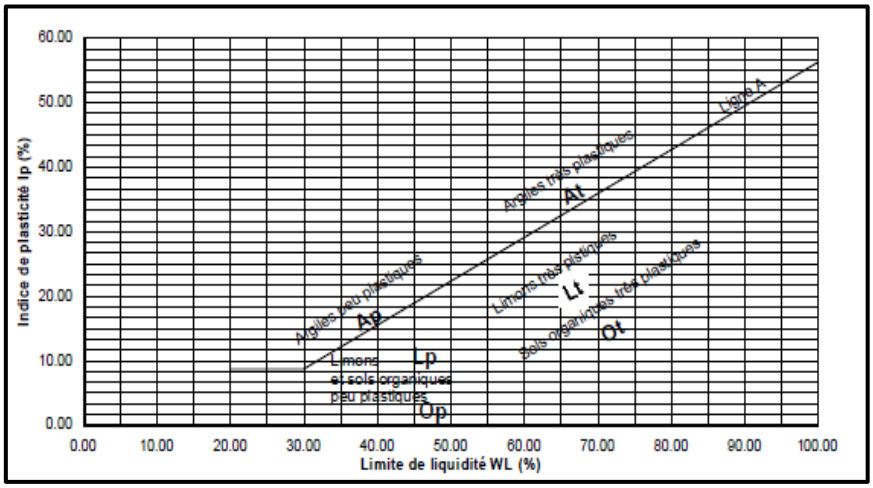


Figure IV.27 : Diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins

Sond.	Prof.(m)	%80μ	% 2mm	Cu	Cc	WL	Ip	Classe
SC1	2,30 –2,60	100	100	_	_	61,20	34,1	**At** : Argile très plastique**.**
SC2	2,00 –2,30	99	91	_	_	71,30	47,90	**At** : Argile très plastique**.**

Tableau IV.5 : Résultats de la classification des sols du site "Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia".

D'après la classification du système LCPC, les échantillons de sol sont classés comme **"argile très plastique"** de symbole **At.**

IV.5.3.2.3.Résistance au cisaillement des sols :

IV.5.3.2.3.1- L'essai de cisaillement direct :

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique, du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement.

On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite", qui exigent la connaissance de la résistance limite (ou ultime) du sol.

Au laboratoire, la résistance au cisaillement du sol est souvent déterminée par l'essai de cisaillement direct. Dans cet essai, l'échantillon est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte σdonnée (figure IV.28 "schéma de la boîte de cisaillement). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse de déplacement constante.

L'échantillon est cisaillé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées. On mesure à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure la force totale de cisaillement. En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de la contrainte normale, on peut définir les deux caractéristiques mécaniques importantes du sol : la cohésion c et l'angle de frottementφ.

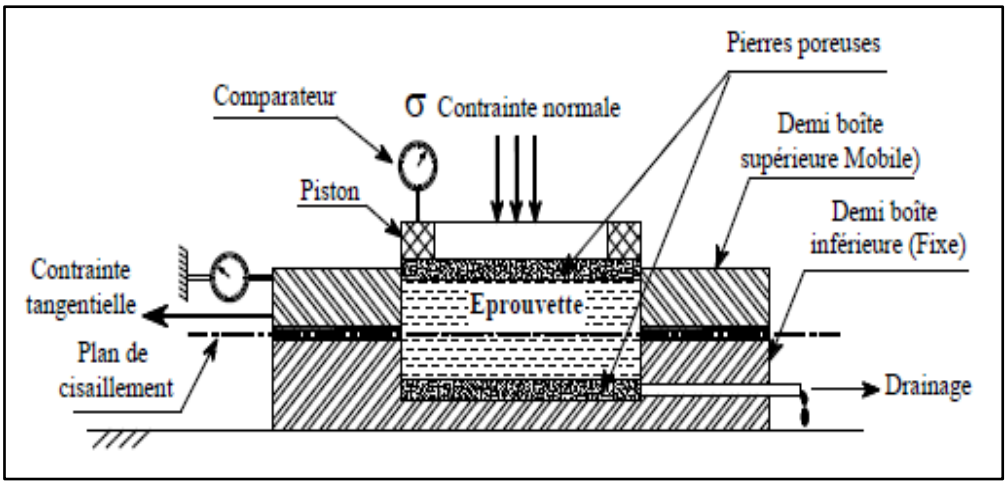


Figure IV.28 : Essai de caillement direct. Schéma de la boîte de cisaillement.

IV.5.3.2.3.2- Résultats et interprétation :

Dans notre cas, nous avons réalisé deux essais de cisaillement de type consolidé drainé (CD), et deux autres de type non consolidé non drainé (UU). Les valeurs des caractéristiques mécaniques C et φ sont récapitulées sur le tableau 4.6.

			γ	φ
SC 01	**02.00 – 02.30**	**CD**	**109**	**27.09**
	08.10 – 08.40	UU	263	23.87
SC 02	02.00 – 02.30	CD	274	29.13
	08.20 – 08.50	UU	346	23.14

Tableau IV.6 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site :
" Glissement de terrain, sur la RN n°60 A/ PK 179+400, Berrouaghia "

IV- Conclusion et Recommandations :

L'ensemble des essais in-situ et de laboratoire programmés dans le cadre de l'étude géotechnique du site "Glissement de terrain sur la RN n° 60A/ PK 179+400, Berrouaghia", a été entièrement réalisé. Le contenu de ce document a donné tous les résultats de ces essais. Les principales conclusions que nous pouvons tirer et qui intéresse l'étude de la stabilité au glissement du site sont les suivantes :

- **Présence d'eau :**

Les sondages réalisés in-situ n'ont détecté aucune présence d'eau souterraine le jour de leur réalisation

- **Lithologie du site** :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain sur la RN n° 60A/ PK 179+400, Berrouaghia", montrent que celui-ci

est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une première couche d'argile de couleur beige à marron, puis d'une deuxième couche d'argile marneuse de couleur beige, grisâtre et jaunâtre. Le tout surmonte une troisième couche d'argile marneuse brunâtre.

- **Capacité portante du sol** :

Le sol présente une capacité portante variant entre 0,5 et 2,0 bars. Les valeurs de cette capacité portante en fonction de la profondeur, pour toutes les zones.

Il semble que ces valeurs faibles de la capacité portante sont dues au fait que le sol a subit une décompression suite au glissement de terrain qui s'est produit, notamment du coté aval de l'axe de la route.

- **Agressivité du sol**:

D'après la composition chimique de deux échantillons, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est **très agressif de classe A4**; par conséquent, il est indispensable d'utiliser un **ciment résistant aux sulfates (C.R.S.)** dans la composition du béton de son infrastructure.

Chapitre V

Calcul numérique

V.1 Présentation de Talren4 :

V.1.1 Introduction :

Talren4 est un logiciel 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 micro pieux, géotextiles, géo grilles, terre armé et bandes de renforcement.

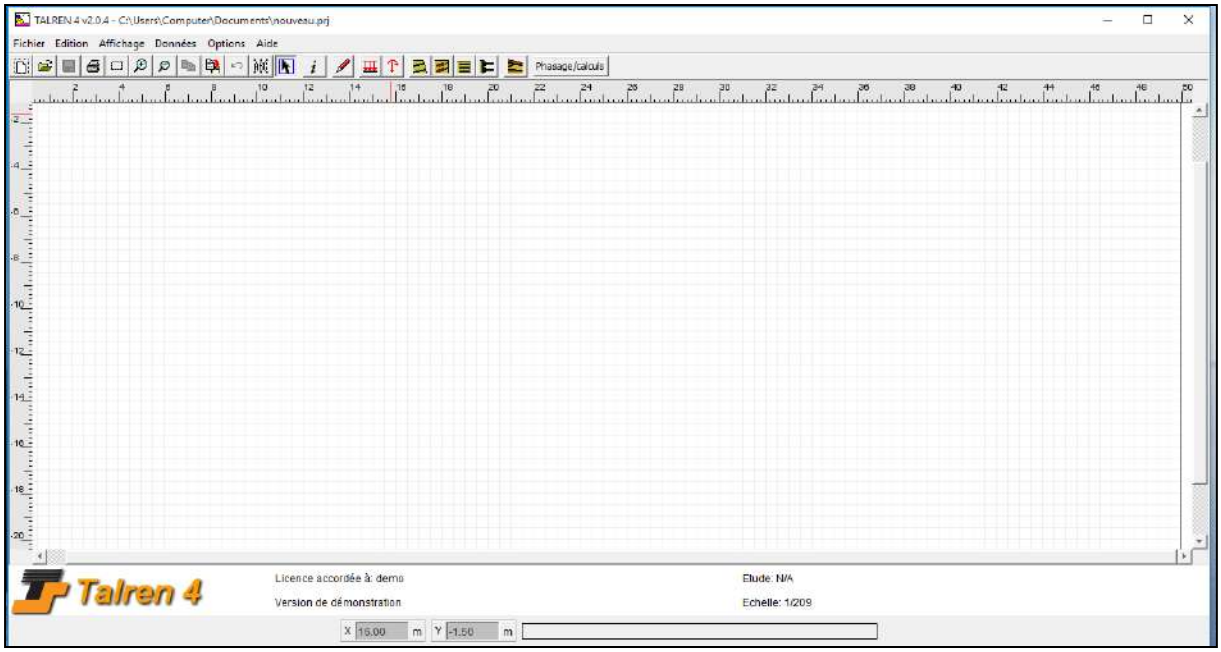


Figure V.1 : Interface de talren4.

V.1.2 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 ≤ 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.

5.1.2.1 Les principales caractéristiques du TALREN 4 :

5.1.2.1.1 Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 5.1, comporte les rubriques principales suivantes

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

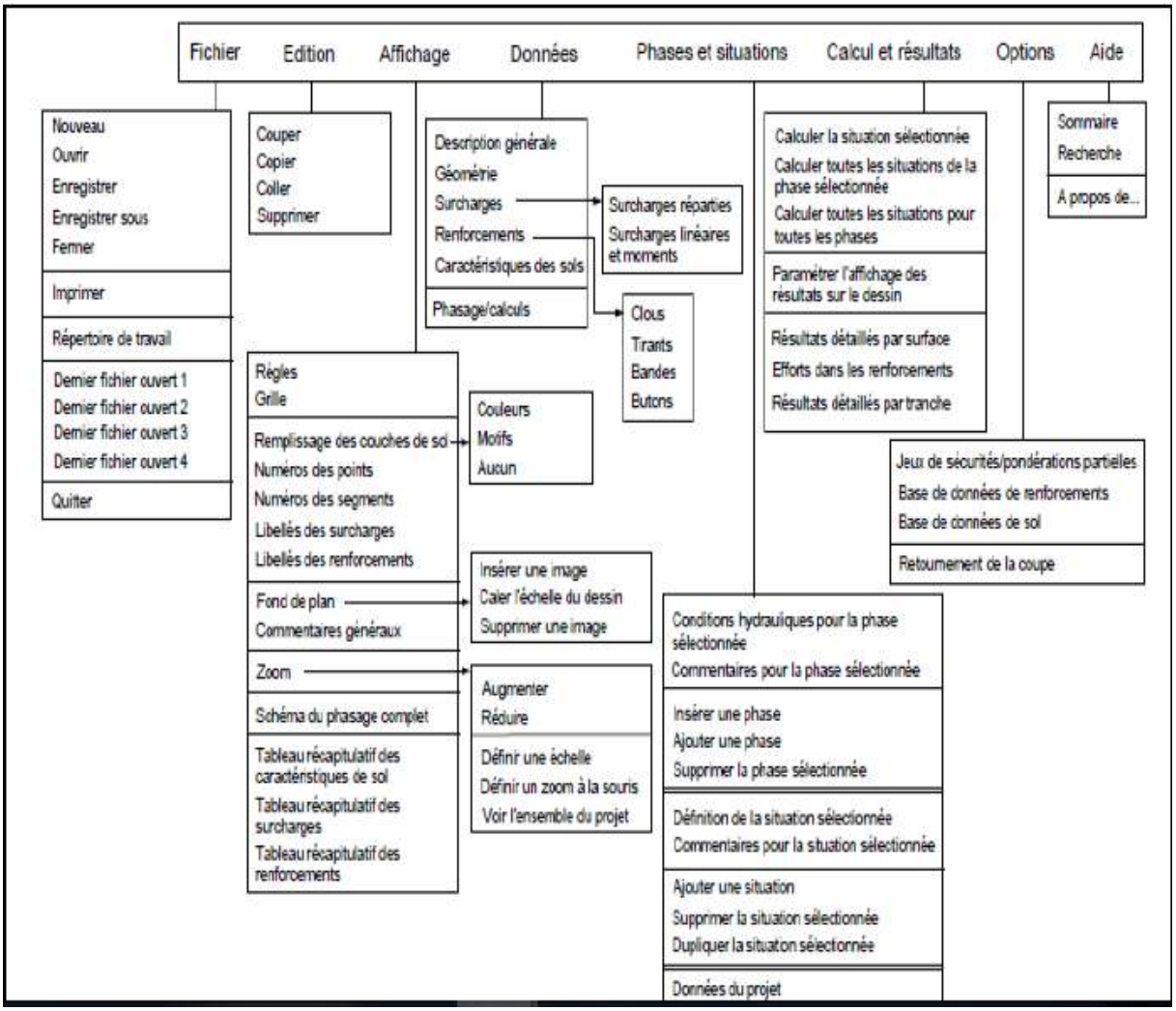


Figure V.2 : Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.

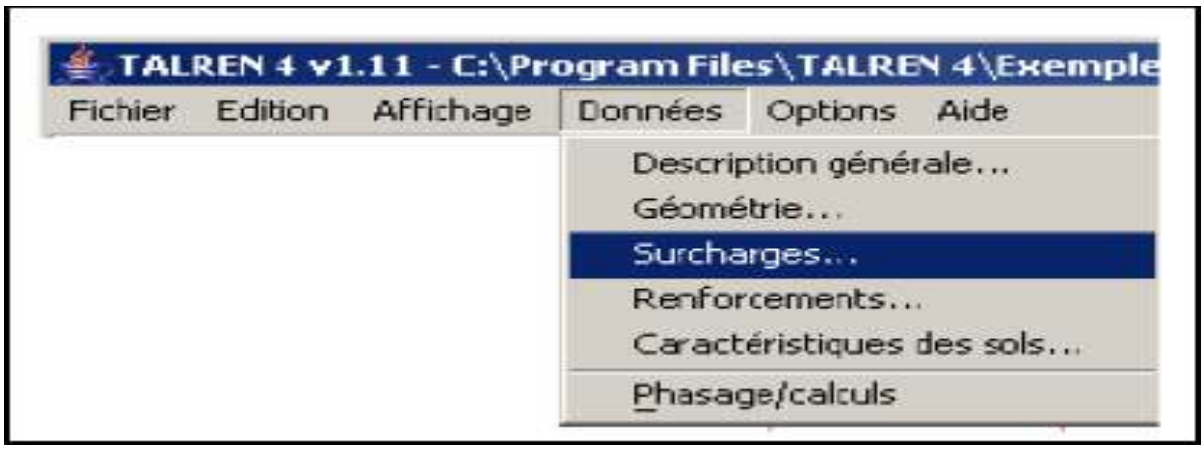


Figure V.3 : Le menu de données.

V .1.2.1.2 La barre de boutons principale :

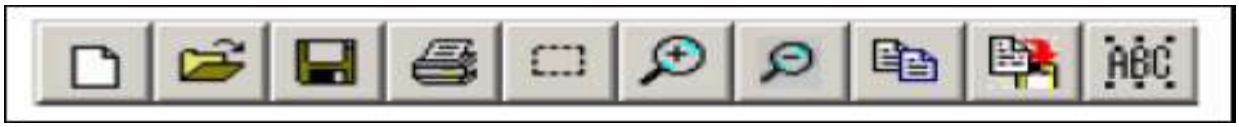


Figure V.4 : Labarre de boutons principale.

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.1.2.1.3. Barre de boutons contextuelle "Données du projet" :



Figure V.5 : 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".

V.1.2.1.4 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 V.6: 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

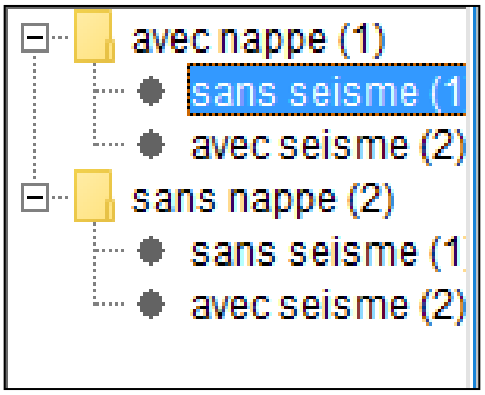
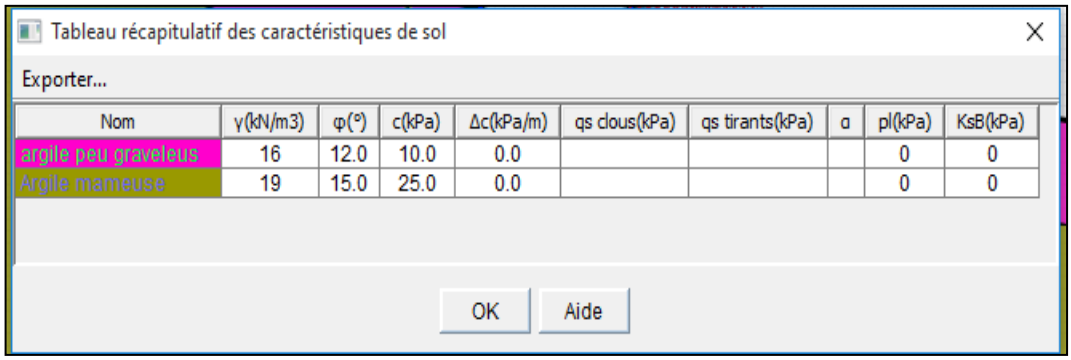


Figure V.7 *:* Gestion des phases et situation du projet.

- 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)
argile peu graveleus	16	12.0	10.0	0.0				0	0
Argile marneuse	19	15.0	25.0	0.0				0	0

Figure V. 8: Tableau récapitulatif des couches de sol.

V.3. Calcul par la méthode des tranches de glissement de RN 60A PK 179+400 avec talren4

V.3.1 Introduction :

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

V.3.2.Hypothèse de calcul :

- Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement, on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétromètriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.
- Le sol a été considéré dans sont état à court terme (en contraintes totales) ; avec un niveau de nappe en surface du sol support.
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire.

A. Profil type de calcul :

Un profil type de calcul à été considéré :

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

B. Caractéristiques du sol :

Nom de la couche	γ_{sat} (kN/m^3)	φ(°)	C (kPa)
Argile peu graveleuse	16	12	10
Argile marneuse	19	15	25

Tableau V.9 : paramètre mécanique du sol

C. Caractéristiques géométriques des talus modalises :

N° profil	N° point	X(m)	Y(m)
PRO 01	01	-38.40	1007.90
	02	-28.50	1005.70
	03	-14.40	1002
	04	-6.50	1000.30
	05	-4.60	1001
	06	-3.20	1001.20
	07	-0.00	1001.05
	08	3.17	1000.94
	09	7.93	999.78
	10	17.67	996.52
	11	28.14	994.85
	12	43.77	993.66
	13	43.77	985
	14	43.77	988.90
	15	-10.40	996.80
	16	-37.40	1005.60
	17	-58.90	1010.80
	18	-58.90	1012.70
	19	-10.70	1001.20
	20	-58.90	985
	21	4.80	993.40

Tableau V.10 : Caractéristique géométrique

D. CHARGES ET SURCHARGES :

- On a considéré une surcharge roulante de 20 Kpa,
- D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya de Médéa est classées zone « II a» c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients D'accélérations sismiques qui sont **ah /g= ± 0,125** pour la composante horizontale et **av /g= ±0,0375** pour la composante verticale.

V.4. Modélisation du Talus sans confortement :

V.4.1. Géométrie du modèle

Le profil à analyser est représenté sur la figure V.1.

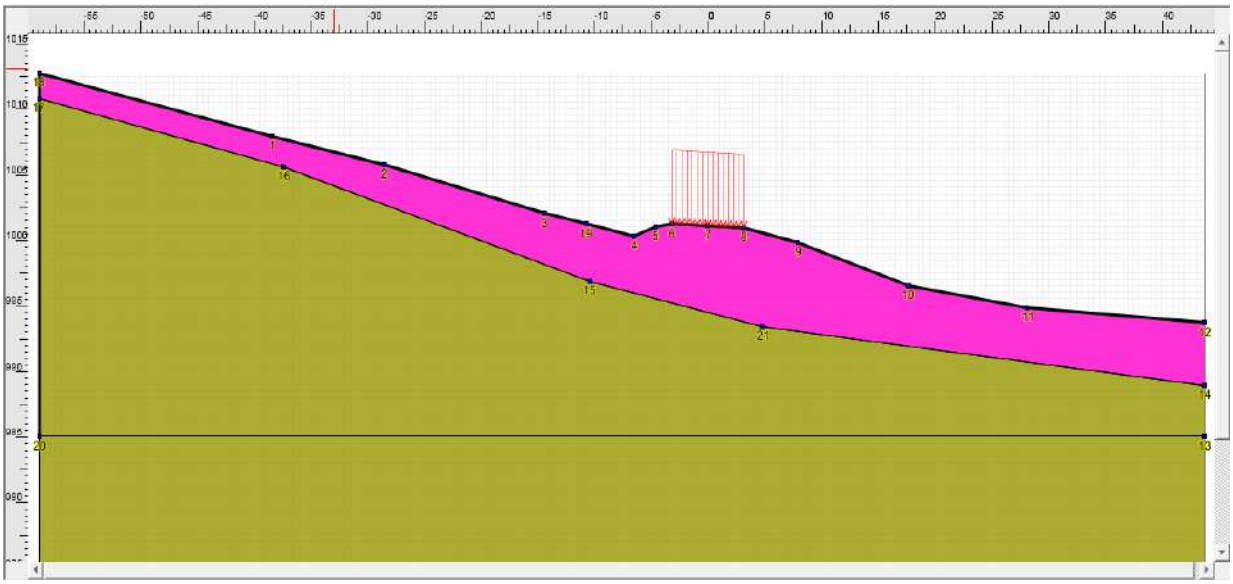


Figure V.11: Géométrie du modèle.

Le terrain est composé de deux couches :

- ✓ Couche 01 : Argile peu graveleuse
- ✓ Couche 02 : Argile marneuse

V.4.2. Norme de calcul utilisée:

- La méthode utilisée est celle du calcul à la rupture circulaire de Bishop, le coefficient de sécurité s'exprime : F**bish**=moment résistant/moment moteur
- Les calculs se font selon la norme Euro code 7-approche 3, qui utilise des facteurs de Sécurité partiels **(F)** pour les états limites ultimes sur les actions, les paramètres du sol, les éléments de renforcements et les résistances géotechniques.
- le coefficient de sécurité minimum (Fmin) pour cette norme est égal à 1 donc Fmin calculé par TALREN et devra être ≥ 1 pour l'équilibre.

V.4.3. Résultats et interprétation de calcul:

Le phasage du calcul se fait comme suit :

a-Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial.

b-Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement Proposée (abaissement de la nappe phréatique et soutènement par un mur en gabion).

Phase01 : sans eau

❖ **Avec séisme**

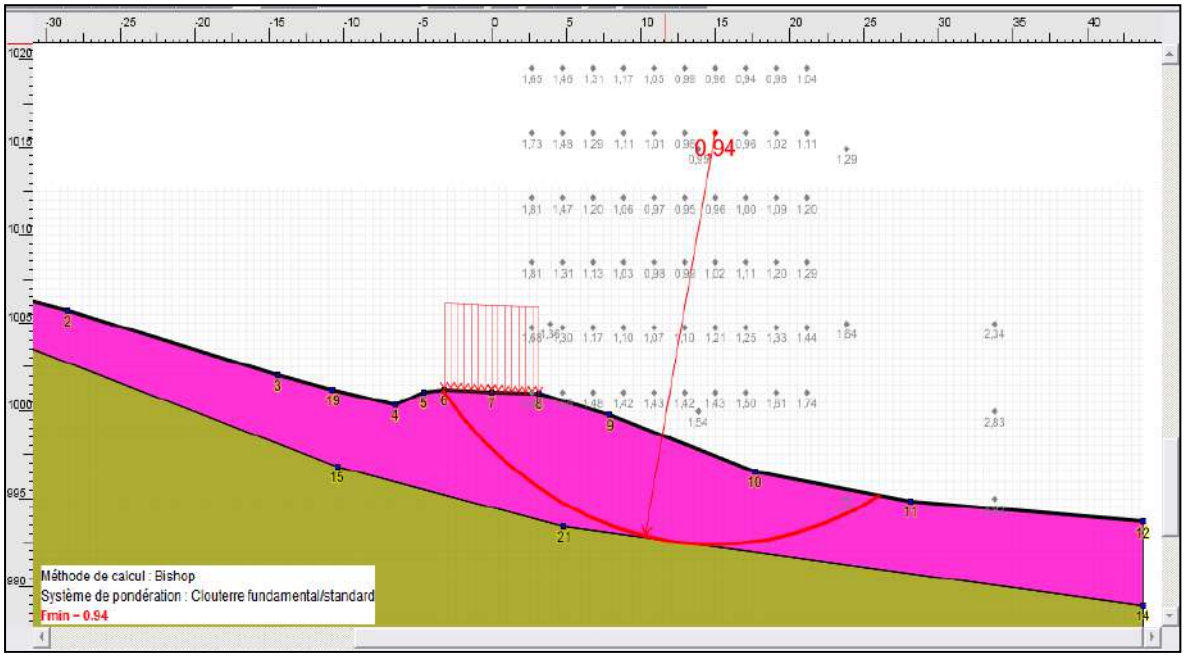


Figure V.12: simulation n°01(état statique avec séisme sans eau).

❖ **Sans séisme**

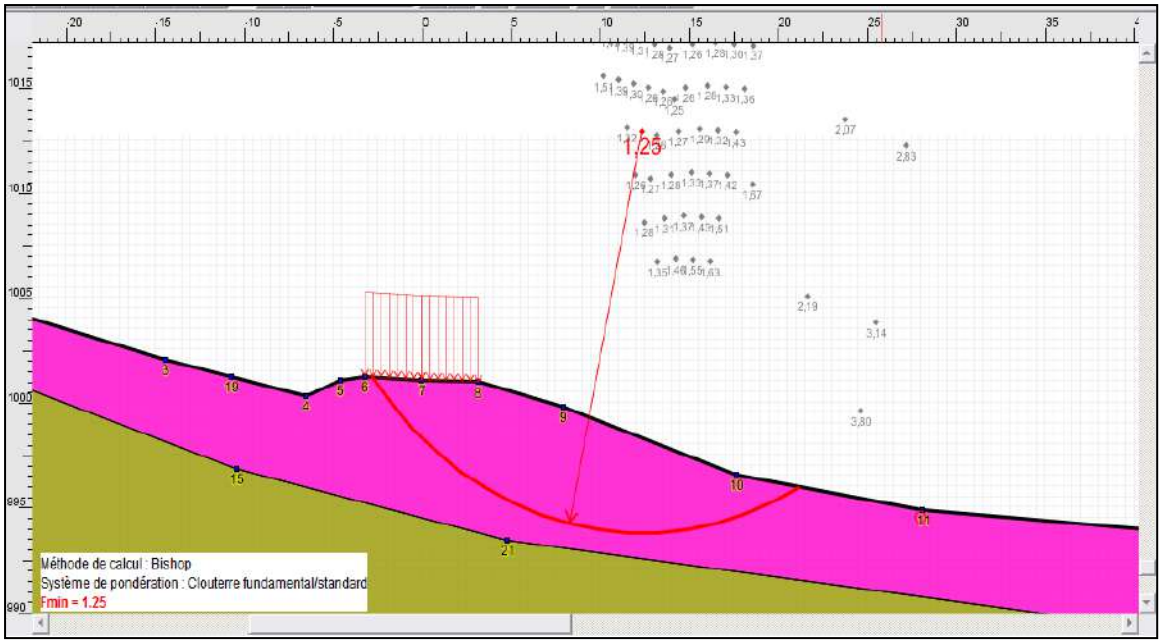
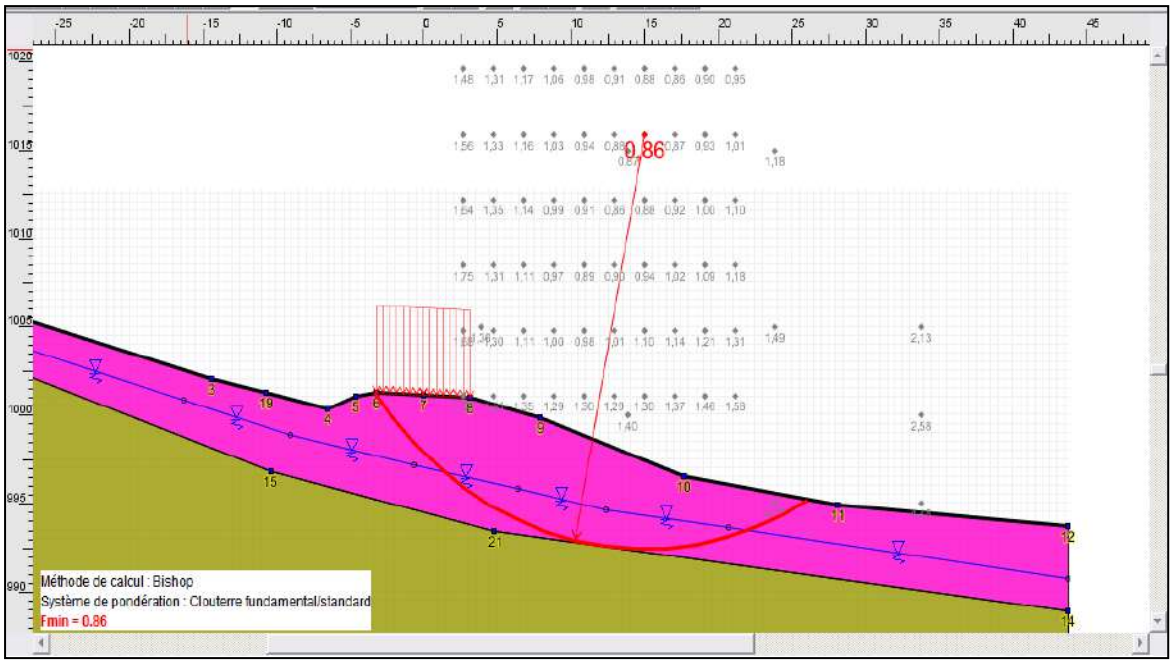


Figure V. 13 : simulation n°02(état statique sans séisme sans eau).

Phase 02 : avec eau

❖ **Avec séisme**



FigureV.14 : simulation n°03(état statique avec séisme avec eau)

❖ **Sans séisme**

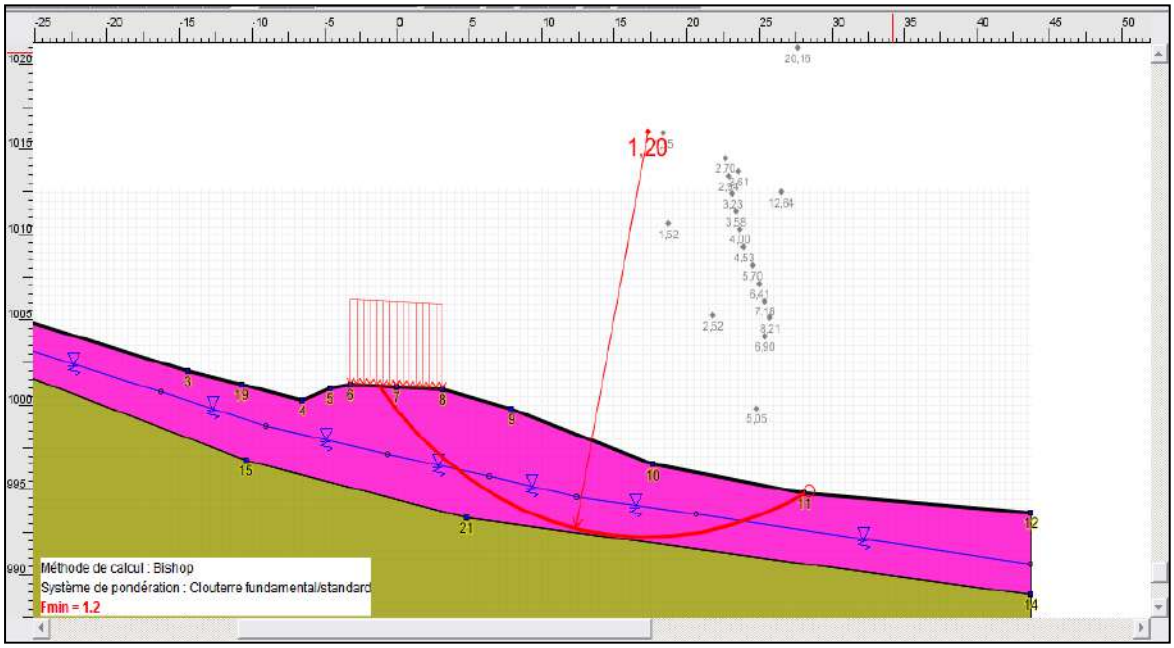


Figure V.15 : simulation n°04(état statique sans séisme avec eau).

V.4.3.1. Résultats obtenus :

Le coefficient de sécurité calculé avec bishop est inferieur à 1 ce qui montre que le talus est instable

V.5. Etude de stabilité avec confortement :

V.5.1. Systéme de confortement :

Les causes probables des désordres enregistrés dans ce site est la nature du sol (argile plastique très sensible à l'eau) et l'absence d'un système de drainage adéquat pour les eaux superficielles et d'infiltrations, nous signalons que le site se trouve à proximité d'un oued (à environ 40 m par rapport à l'axe de l'oued et à une profondeur de 15 m par rapport au niveau de la route). De ce fait, la conception d'un système de drainage adéquat est plus qu'une nécessité, avec un confortement au coté aval de la route. En

s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure) et sur l'analyse numérique avant le confortement, nous recommandons ce qui suit :

- Réaliser un mur en gabion du coté aval de la chaussée, il sera composé de deux files, de 2.0m de hauteur totale et de 2.0m de largeur à la base, dont les caractéristiques géotechniques prises dans le calcul sont les suivantes :
  - Cohésion : C = 50 kPa
  - Angle de frottement : φ= 25°
  - Densité : γ= 25 kN/m^3
- Rabattre le niveau de la nappe par la réalisation d'une tranchée drainante qui longe la route du coté amont.
- canaliser les eaux de ruissellement de surface par la réalisation d'un fossé bétonné longitudinal parallèle à l'axe de la chaussée.

V.5.2.Géométrie du modèle :

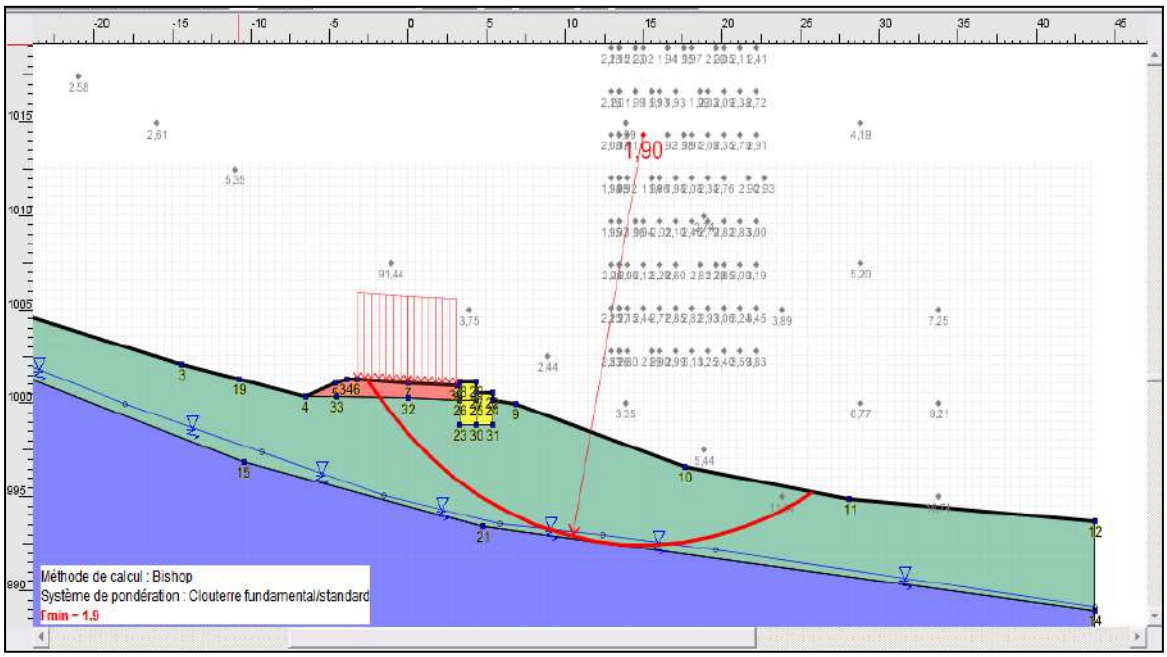


FigureV.16: Modélisation d'un système de confortement

V.5.3.Calcul avec la méthode de Bishop :

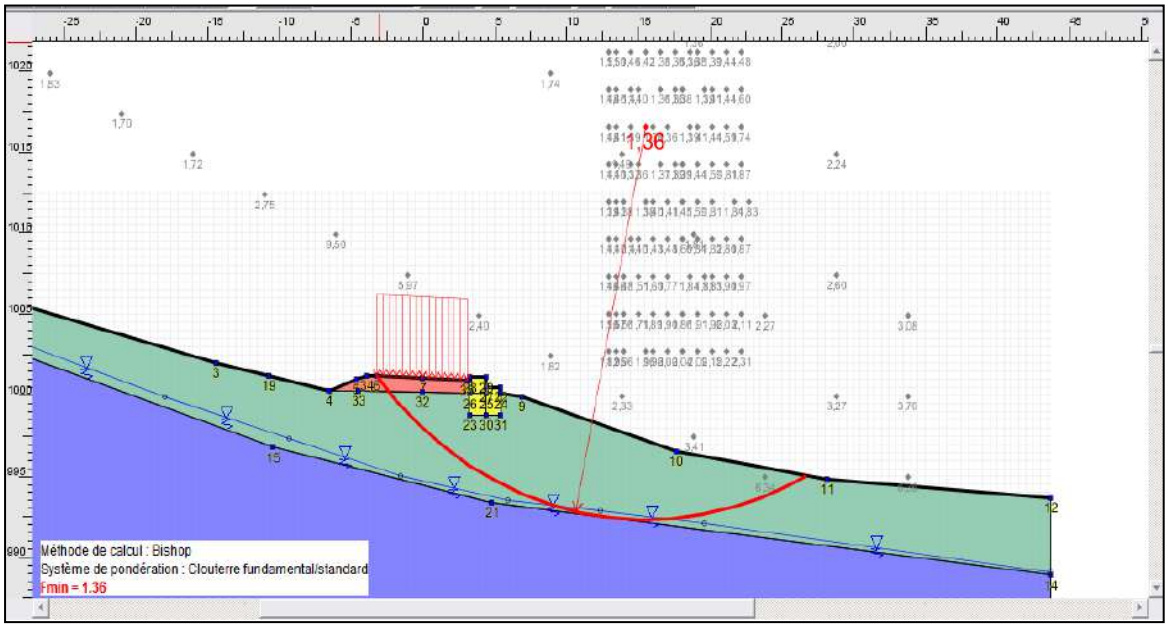
Phase01 :avec nappe

❖ sans séisme



FigureV.17 : simulation n°05(état statique sans séisme avec nappe).

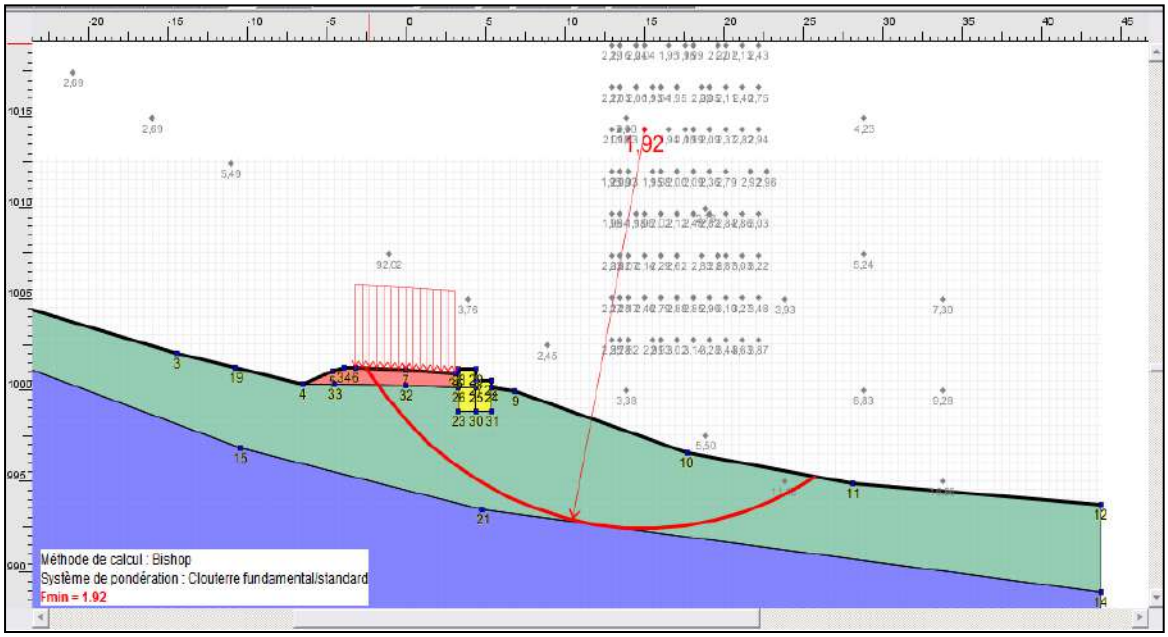
❖ avec séisme



FigureV.18 : simulation n°06(état statique avec séisme avec nappe).

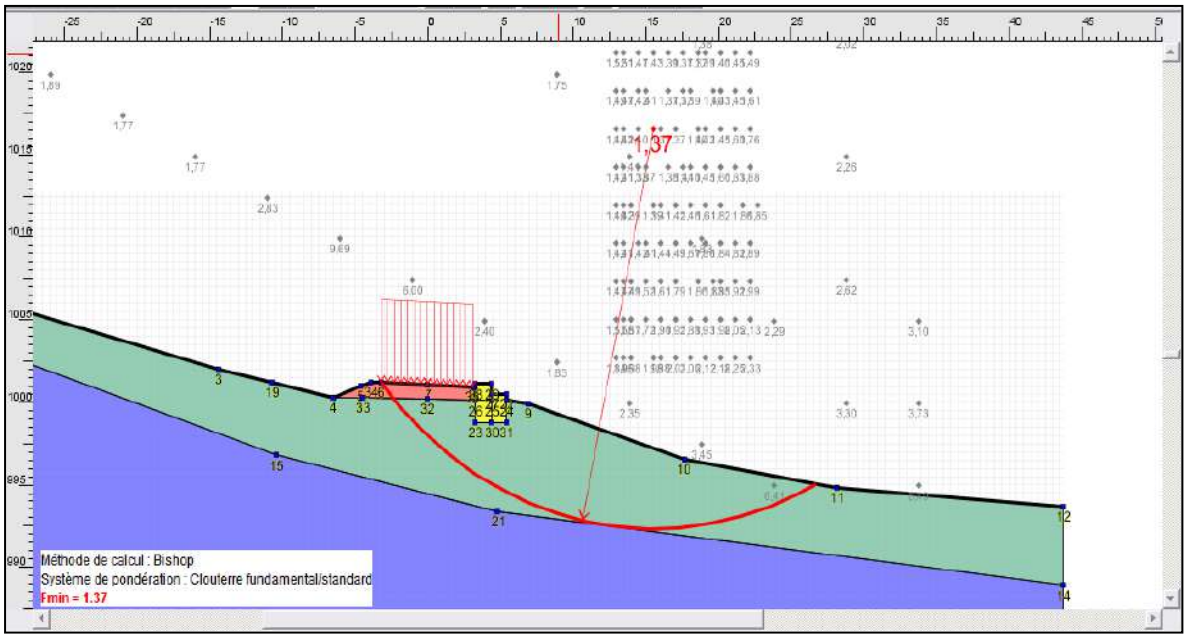
Phase02 : sans nappe

❖ sans séisme



FigureV.19 : simulation n°07(état statique sans séisme sans nappe).

❖ avec séisme



FigureV.20 : simulation n°08 (état statique avec séisme sans nappe).

V.5 .4.Les résultats obtenus (avec gabion) :

Après confortement du talus avec réalisation d'une renforcement en gabion nous avons constaté que les valeurs du coefficient de sécurité obtenues sont acceptable supérieur ,en a 1,30 (cas pseudo statique) et supérieur a 1,5 (cas statique) donc la technique de confortement choisi est acceptable pour le renforcement du dite glissement .

V.6. Interprétation des résultats

- L'analyse du profil critique à l'état initial donne un facteur de sécurité Fs= 0,94 avec la prise en compte de l'action sismique, ce qui conduit à chercher une solution de confortement pour stopper le glissement.
- Après l'abaissement du niveau de la nappe et le positionnement du mur en gabion sur le côté aval, on obtient un facteur de sécurité FS=1,90 avec la prise en compte de l'action sismique.

V.7. Conclusion :

Les résultats de calcul montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement sur RN 60A PK 174+400 donne un gain de sécurité appréciable, la solution se résume comme suit :

- ✓ Ouvrage de confortement :

Réaliser un mur en gabion sur le côté aval.

- ✓ Ouvrage de drainage :

Sur le côté amont, la réalisation d'une tranchée drainante qui longe la route afin de rabattre le niveau de la nappe, et les eaux de surface seront captées par un fossé bétonné longitudinal parallèlement à l'axe de la chaussée.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables .

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 10% pour les méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius, Bishop simplifiée, Spencer, Janbu, et la méthode globale).

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 national 60A'PK 179+400' 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, et des témoignages recueillis auprès de corps téchnique 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 la premier couche, favorisant ainsi le glissement.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel à savoir : le logiciel « Talren 4 ». De cette analyse, nous avons retenu un système de stabilisation qui a consisté à la mise en place en premier lieu, d'un mur en gabion et la réalisation d'une tranchée drainante La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel Talren4.

Notre choix s’est porté, sur un système de renforcement par réalisation de mur en gabion et d’une tranchée drainante, Les résultats obtenus après calcul ont montré que les talus peuvent êtres stabilisés. La méthode de confortement qu’on a choisi est la solution optimal.

Les références bibliographies

Chapitre1

[1] Ministère de l'écologie du développement durable des transporte et du logement.

[2] M.L <<Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plexis<<, mémoire de magister , université 20 aout, 10 juin 2008.

[3] ministère de l'écologie et du développement durable, mouvement de terrain.

Sit web

[4] http : //www.brgm.fr/

Chapitre 2:

[5] https:// www.brgm.fr/

[6] M.L <<La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud-Ouest de la ville de Constantine «, mémoire de magister, université mentouri constantine .

[7] B.A << Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie<<, mémoire de magister université khider biskra,15 décembre 2015 .

[8] Elisabeth laureau D ,<<le syndrome de glissement <<.

[9] Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement Direction générale de la Prévention des risques Grande Arche, mouvement de terrain , paroi nord.

[10] préfecture de l'Aveyron plan de prévention des risques naturelle prévisibles de mouvement de terrain, glissement et chutes de blocs, mai 2007.

Chapitre 3

[11]-Y. M. Cheng et C. K. Lau, *Slope stability analysis and stabilization: new methods and insight*. London ; New York: Routledge, 2008.

-Koudery . Stabilité des pentes, Cours réalisé avec le soutien de l'agence Universitaire De la francophonie AUF, 2005. http://www.lb.auf.org/kourdey/Plan.htm.

www.users.skynet.be/fa279479/transfert/pentes/html/pentes.htm

[12] B.A << Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie<< , mémoire de magister

université khider biskra,15 décembre 2015 .