MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ YAHIA FARÈS DE MÉDÉA
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
Département De Génie Civil

Mémoire de Fin d'Études

Présenté pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Génie Géotechnique

THÈME

Analyse numérique d'un glissement routier au nord de Medea au PK 21+060

Proposé et dirigé par :

- Mme. AMRI Salima
- Mr. SERRAYE Mahmoud

Présenté par :

- GOUMEIDANE Med Saddek
- ZERROUKI Djamel

2017/2018

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce travail.

Nos plus sincères remerciements à Madame Amri Salima.et Monsieur Serraye Mahmoud pour avoir accepté la charge de nous encadré dans ce travail, leurs conseils et observations nous ont étés d'une aide bénéfique ; et sans oublier bien sûr tous les enseignants qui ont assurés les cours et TD durant cette année universitaire 2017/2018.

On tient aussi à rendre un hommage à nos mères (mémoire à nos pères décédés) pour leurs soutiens sans répits, dont ils ont fait preuve depuis notre naissance jusqu'à ce jour.

On souhaite aussi remercier nos femmes et enfants ; ainsi que nos frères et sœurs pour leur soutien moral sans faille durant cette année.

On remercie tous les professionnels qui ont participé de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.

Enfin, on remercie nos amis et camarades de promotion de cette année passées ensemble, dans des moments qui nous rappelle bien le bon vieux temps.

RESUME

Ce travail consiste à analyser et évaluer un glissement de terrain dans la region de Medea, dont le but est de comprendre le phénomène et déterminer les conséquences probables. Dans cette étude le glissement étudié concerne un tronçon de la nouvelle voie actuellement en cours de réalisation sur une longueur d'environ 300 ml, et qui est dû à plusieurs facteurs notamment l'hétérogénéité des couches du sol et aussi les infiltrations des eaux provoquant des érosions internes.

Pour arrêter ce phénomène du glissement, on a proposé un confortement par la réalisation des rangés de pieux surmenée par une longrine de couronnement sarmentés par un mur en gabionnage pour le drainage des eaux sur le coté aval.

Après vérification par le logiciel Talren4, les valeurs du facteur de sécurité obtenue sont acceptables, ce qui garantit la stabilité du talus et confirme par la même la réussite de cette technique.

Mots clés : Renforcement des talus, Talren, Bishop,Perturbation.

ABSTRACT

This work consists of analyzing and evaluation of landslide in the region of Medea, whose purpose is to understand the phenomenon and determine the likely consequences, The landslide etude about the new road be being formed about 300 ml; due to several factors, namely the heterogeneity of the soil constituents and the infiltration of water causing internal erosions.

To stop this phenomenon of slippage, we proposed reinforcement by the realization of raw of piles sprinkled by a retaining wall on the downstream side by a crowning sill on the upstream; side of the embankment.

After verification by logician TALREN4, the values of safety factor obtained are acceptable, which reflects the success of this technique for the reinforcement of this sliding and an upstream drainage for the water table drawdown.

Key words: Slop reinforcement, TALREN, Bishop, disturbances.

ملخص

إن هذا العمل هو بمثابة تحليل و تقييم لانزلاق التربة في ضواحي مدينة المدية ، وذلك من أجل فهم هذه الظاهرة و معرفة نتائجها ، قمنا بدراسة انزلاق تربة وقع في مقطع من الطريق الجديد المنجز حاليا بمدخل مدينة المدية على طول حوالي 300م ،جراء عدة عوامل من بينها عدم تجانس مكونات و طبقات التربة و كذلك تسريبات مياه السيول التي شكلت انجراف داخلي للتربة. ومن أجل توقيف و دعم هذا الانزلاق قمنا باقتراح تقنية تتمثل في انجاز صفوف من الخوازيق تعلوها رافدة تطويق من الخرسانة المسلحة و يعلوها جدار إسناد مع الحجارة في الطبقة السفلية من المنحدر لضمان تصريف المياه .

بعد إعادة تحليل النتائج باستعمال برنامج تالرن4 تبين أن القيم المتحصل عليها هي مناسبة من أجل استقرار المنحدر وبالتالي نجاح هذه التقنية.

كلمات مفتاحية : تعزيز المنحدرات ،التالران ، بيشوب ،اضطرابات .

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.....26
Tableau III.1 : Résultats d'analyses granulométrique du sol de notre site..... 42
Tableau III.2 : Résultats des limites d'Atterberg …….....42
Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques du sol de notre site.....43
Tableau III.4 : Caractéristiques de gonflement du sol. 43
Tableau III.5 : Résistance dynamique obtenus pour différents échantillons….....44
Tableau III.6 : Résultats des essais S.P.T. 45
Tableau III.7 : Résultats de l'essai pressiométrique …….....46
Tableau III.8 : Résultats des essais pressiométrique. 46
Tableau III.9 : Caractéristiques physiques du sol à différentes couches..... .47
Tableau III.10 : Caractéristiques mécaniques du sol à différentes couches.....48
Tableau IV.1 : Valeurs des accélérations sismiques.....53
Tableau IV.2 : Valeurs adoptées des indices physiques et mécaniques. 53
Tableau IV.3 : Résultats de calcul à l'état initial…. 56
Tableau IV.4 : Résultats de calcul après confortement (tirants d'ancrage).....60
Tableau IV.5 : Résultats de calcul après confortement (pieux).....64
Tableau IV.6 : Résultats de calcul // // // 67
Tableau IV.7 : Récapitulation des résultats de calcul des différentes situations (pieux).....68

Liste des figures

Figure I.1 : Affaissement de terrain à Guelma ….…….....10
Figure I.2 : Exemples de désordres dans les constructions dus au gonflement des sols, observés à In Amenas (a) ; Saida (b) (Algérie……...10
Figure I.3 : Photos 1 et 2 : Glissement terrain : (a) Cité universitaire Medea ; (b) Tronçon routier Bouira-Alger…….……12
Figure I.4 Glissement plan (a) RD 28 commune Merlas (Isère) ; (b) : Mécanisme de glissement plan .……...…12
Figure I.5 : Le glissement rotationnel simple : (a)Glissement RN 12 Beiaia (b) Glissement route de Stora wilaya Skikda…..…….....…….……13
Figure I.6 : Le glissement rotationnel complexe : (a) cité 185 logements à Mila ; (b) : Ouverture des joints de dilatations ,(c) Basculement et glissement mur de soutènement .....…….....14
Figure I. 7: Affaissement de terrain à Ben aknoun Alger ……..……..15
Figure I. 8 : Exemple d'écroulements en terrains rocheux : (a)Schéma d'un écroulement ; (b) Eboulement d'Aokas à Béjaia, sur la RN 9, Février 2015….……..15
Figure I. 9: coulée boueuse Rocade sud Alger les grands vents Delly Brahim…….……..16
Figure I. 10: (a)Eperon drainant ; (b) : Masque drainant…….…….……..……..19
Figure I. 11: Tubes de drainage, Californie …….……....19
Figure I. 12: Pose d'un géocomposite de renforcement Beni Malek, Skikda 2014…….…20
Figure I. 13: Clouage des sols……..21
Figure I. 14: Mur de soutènement renforcé par géotextile RN 12 Bejaia……....22
Figure I. 15: Mur en gabion le long d'une autoroute aux montagnes de Pocono, USA …….22
Figure II.1 : Hypothèse de glissement bidimensionnel …….……..27
Figure II. 2 : Schéma d'un bloc plan discrétisé en des tranches……..….…….27
Figure II.3 : Etude d'une tranche infinitésimale isolée……..……..28
Figure II.4 : Calcul du facteur de sécurité d'une tranche…….……30
Figure II.5 : Représentation des forces sur une tranche …….…….32
Figure II.6: Résultante des forces parallèles……33
Figure II.7: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer…….34
Figure II.8: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer…….34
Figure II.9 : Schéma d'équilibre du talus dans la méthode des perturbations……35
Figure III.1 : Vue aérienne du glissement .....……. 38
Figure III.2: Carottages réalisées sur la bande de glissement (échantillon intact)….....40
Figure IV.1 : Géométrie du modèle…….54
Figure IV.2: Cas cercle de rupture (Sans nappe sans séisme) sans confortement.....54
Figure IV.3: Cas cercle de rupture (Sans nappe avec séisme) // // 55
Figure IV.4 : Cas cercle de rupture (avec nappe avec séisme) // // …..……55

Figure IV.5 : Cas cercle de rupture (avec nappe sans séisme) // // . ..…..…….56
Figure IV.6 : Calcul à la rupture (sans nappe sans séisme) Tirants d'ancrage …..……57
Figure IV.7 : Calcul à la rupture (sans nappe avec séisme) // // …..……58
Figure IV.8 : Calcul à la rupture (avec nappe sans séisme) // // …....……58
Figure IV.9 : Calcul à la rupture (avec nappe avec séisme) // // …..……59
Figure IV.10 : Calcul à la rupture (avec nappe avec séisme) après rabattement nappe...……59
Figure IV.11 : Profil de traitement étape 01 Pieux…….…....61
Figure IV.12 : Cas cercle de rupture (Sans nappe sans séisme) // …….....61
Figure IV.13 : Cas cercle de rupture (Sans nappe avec séisme) // ...……...62
Figure IV.14 : Cas cercle de rupture (Avec nappe sans séisme) // …….62
Figure IV.15: Cas cercle de rupture (Avec nappe avec séisme) // ……..……...63
Figure IV.16 : Coupe longitudinale d'une tranchée drainante // ……..……..…63
Figure IV.17 : Cas cercle de rupture (Avec nappe avec séisme) // ……...…….....64
Figure IV.18: Profil traitement final étape 02 // …..……..65
Figure IV.19 : Cas cercle de rupture après confortement (Sans nappe Sans séisme)……..65
Figure IV.20 : Cas cercle de rupture après confortement (Sans nappe Avec séisme)…….66
Figure IV.21 : Cas cercle de rupture après confortement (Avec nappe Sans séisme)…….66
Figure IV.22 : Cas cercle de rupture après confortement (Avec nappe Avec séisme)……67

Sommaire

Liste des Figures……1-2
Liste des Tableaux……3
Résume ……..4
Introduction Générale……5-6

Chapitre 1 : Généralités sur les mouvements des terrains

I.1. Introduction……..8
I.2. Définition……8
I.3. Classification des mouvements des terrains ……8
I.3.1. Principales hypothèses de classification ……..8
I.3.2. Types de mouvement des terrains ……9
I.3.2.1. Mouvements lents et continus ……..9
I.3.2.1.1 Tassements et les affaissements de sols ……9
I.3.2.1.2 Retrait et le gonflement des argiles ……10
I.3.2.1.3 Fluage……11
I.3.2.1.4 Solifluxion……..11
I.3.2.1.5 Fauchage……11
I.3.2.1.6 Glissement de terrain……..11
a) Glissement plan……12
b) Glissement rotationnel simple…..12
c) Glissement rotationnel complexe…..13
I.3.2.2 Mouvements rapides et discontinus ……14
I.3.2.2.1 Effondrements……14
I.3.2.2.2 Ecroulements et les chutes de blocs.....15
I.3.2.2.3 Coulées boueuses……..15
I.4. Causes des glissements de terrain ……16
I.4.1. Cause d'origine naturelle ……16
I.4.1. 1.Glissements de terrain et l'eau……16
I.4.1. 2.Glissements de terrain et l'activité sismique ……..17
I.4.1. 3.Glissements de terrain et l'activité volcanique ……17
I.4.2. Les causes d'origine humaine (activité humaine)……17
I.5.Techniques de confortement des glissements de terrain……17
I.5.1. Drainage……..18
I.5.1.1. Types de drainage……18
I.5.1.1.1 Massifs drainants……18
I.5.1.1.2 Tubes de drainage (Drain pipes)……19
I.5.1.1.3 Drains verticaux……19
I.5.2.Renforcement des pentes……20
I.5.2.1.Nappes de renfort (matériaux géosynthétiques)……20
I.5.2.2 Par clouage.....21

I.5.3. Soutènements……21
I.5.3.1 Murs en gabions……22
I.5.3.2. Pieux ……23
I.6. Conclusion ……23

Chapitre 2 : Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

II.1. Introduction……..25
II.2. Coefficient de sécurité…….....25
II.3 .Méthodes de calcul de la stabilité des pentes……...26
II.3.1. Méthodes d'équilibre limite ……26
II.3.1.1. Méthode de Fellenius…….29
II.3.1.2.Méthode de Bishop détaillée(1954)……31
II.3.1.3. Méthode de Bishop Simplifiée……...31
II.3.1.4. Méthode de Janbu simplifiée (1954)…….32
II.3.1.5. Méthode de Spencer (1967)…….33
II.3.1.5. Méthode des perturbations(1974) ……..35
II.3.2. Méthode des caractéristiques des contraintes …..……....36
II.3.3. Méthodes d'équilibre limite Méthode des éléments finis ……..……..36
II.4.Conclusion ……..……..36

Chapitre 03 : Présentation du site lieu du glissement

III.1. Introduction 38
III.2. Présentation du site 38
III.3.Géologie et hydrogéologie de la région……39
III.3.1. Cadre géographique ..... ……39
III.3.2. Cadre hydrogéologique 39
III.4. Reconnaissance géotechnique du site 40
III.4.1. Lithologie des formations 41
III.4.2 Essais au laboratoire…….41
III.4.2.1. Analyse granulométrique 41
III.4.2.2. Limites d'Atterberg ..... ……42
III.4.2.3 Essais mécanique ..... ……43
III.4.3. Essais in situ ..... ……44
III.4.3.1. Essai au pénétromètre dynamique ..... ……44
III.4.3.2. Essai au pénétromètre carottier… ..... ……44
III.4.3.3. Essai pressiométrique…….45
III.5. Caractéristiques géotechniques.....46
III.6. Conclusion 50

Chapitre 04 : Calcul de stabilité et proposition des solutions de confortement

IV.1. Introduction 52
IV.2. Hypothèses de calcul 52

IV.3. Paramètres pris en compte dans le cas d'un séisme.....52
IV.4. Données géotechniques du profil 53
IV.5. Méthode d'analyse de calcul ……..……..53
IV.5.1. Coefficient de sécurité..... ……54
IV.5.2. Calcul à l'état initial (sans confortement)…….54
IV.5.2.1.Présentation des résultats de calcul.....……54
IV.5.2.2.Interprétation des résultats …….....56
IV.5.3. Calcul après confortement (tirants d'ancrage)...……...57
IV.5.3.1.Présentation des résultats de calcul…….……...57
IV.5.3.2.Interprétation des résultats…….…….57
IV.5.4.1.Présentation des résultats de calcul (pieux) Etape 01 …..……61
IV.5.4.2.Interprétation des résultats……..64
IV.5.4.3Résultats de calcul Etape 02..... ……..65
IV.5.4.4 Interprétation des résultats……..67
IV.6 Etude comparative……68
IV.7 Conclusion……69

Conclusion Générale.....70-71
Références Bibliographique…….……72-73
Annexe ……..…. 74

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les glissements de terrain sont des phénomènes de nature très diverse. C'est le mouvement d'une masse des sols, de débris ou de sol, le long d'une pente, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années. Ce phénomène est devenu un aspect pathologique touchant bon nombre d'ouvrages, réseaux routiers et prenant d'ailleurs une dimension inquiétante.

Les conditions d'apparition des glissements sont très variées et peuvent être liées principalement à la géologie du site et géomorphologiques. L'Algérie est constamment confrontée au phénomène de glissements de terrain. La grande partie de ces mouvements se situe sur la zone montagneuse au nord de l'Algérie. Le budget consacré à leur traitement s'élève à chaque année**.**

La stabilisation des glissements de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique. L'ingénieur géotechnicien dispose de plusieurs techniques de stabilisation et d'atténuation, qui se regroupent en trois grandes familles à savoir : les changements apportés à la géométrie du talus, les techniques de drainages ainsi que les différents types de renforcement.

Un bon diagnostic du type de glissement de terrain étudié doit être établi avant de prévoir des solutions de confortement, dont le choix dépend essentiellement du phénomène proprement dit et aussi d'autres considérations telles que les impacts économique et environnemental de ces dernières.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude qui consiste d'étudier un glissement de terrain au nord de la ville de Medea au PK 21 +060 qui est caractérisé par un sol instable, nous avons structuré ce mémoire comme suit :

- Le premier chapitre, c'est une recherche bibliographique où nous avons présenté une définition des mouvements de terrain, les diverses type existants, leurs causes et surtout leurs conséquences sur les infrastructures réalisés.

- Le deuxième chapitre traite les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes.
- Le troisième chapitre est consacré à une présentation générale du site lieu du glissement proposé , où on a présenté les résultats des différents essais effectués après le glissement.
- Enfin, le quatrième chapitre comporte la modélisation numérique relative à la stabilité du talus de notre cas en pratiquant le calcul numérique TALREN 4 v2.0.4 ce qui a permis la vérification et la proposition des solutions de confortement proposés.

Nous finissons par une conclusion générale qui résume tous le travail accompli et présente les remarques et recommandations essentielles tirées.

CHAPITRE I :

GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DES TERRAINS

1.1. Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent couramment des talus, des versants naturels, des routes et même des ouvrages d'art réalisés sur des terrains instables. La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques.

Les dommages engendrés par ces mouvements de terrain sur la vie quotidienne des populations et son impact sur les diverses activités économiques d'un pays ont contraint les spécialistes à se pencher sérieusement sur ce phénomène pour essayer de le comprendre et surtout arrêter les procédures nécessaires pour limiter les dégâts occasionnés par ces glissements de terrain.

Le présent chapitre se propose de définir les mouvements de terrain et ses différents types et détermine également les facteurs qui provoquent leur déclenchement, et la fin de ce chapitre on présente les différentes techniques de stabilisation de ce phénomène.

I.2.Définition

Les mouvements des terrains regroupent un ensemble de déplacements plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique, les volumes mises en jeu sont de l'ordre de quelque mètre cube et quelque millions de mètre cube. Les déplacements peuvent être lent (quelque millimètre par an) ou très rapides (quelque centaines de mètre par jour), et sont fonction aussi de la nature et de la disposition des couches géologiques. [1]

I.3.Classification des mouvements des terrains

I.3.1.Principales hypothèses de classification

Il existe de nombreuses classifications des terrains proposées par des géologues ou des géotechniciens, ils permettent de cibler les principaux types de mouvements de terrain, en évoquant leurs caractéristiques essentielles.

K.Terzaghi en 1925 a fait intervenir la mécanique des sols pour cette classification, il distingue en premier les mouvements se produisant à sec et en deuxième lieu les mouvements impliquant des formations plastiques, mais ne mentionne pas les mouvements liés à la solifluxion. [2]

C.F.S SHARP en 1938 proposa un schéma tenant compte de trois (03) facteurs principaux, à savoir :

- Mode de mouvement
- Teneur en eau
- Type de matériau et qui dépendent de plusieurs critères comme :

  * Dimensionnement du mouvement
  * Causes du mouvement
  * Vitesse du mouvement
  * Organisation du matériau à l'intérieur de la masse glissée
  * Relation entre masse en mouvement et son substratum.[3]

J.P.Mougin en 1973 admet l'existence et la forme de la surface de rupture, en se basant sur les critères observés sur le terrain, soit :

- Existence d'une surface de rupture et sa forme
- Degré de relation avec le contexte géologique
- Degré de remaniement de la masse glissée
- Nature des terrains impliqués
- Extension de la masse glissée.[2]

K.SASSA en 1985 a présenté une approche plus géotechnique en introduisant deux (02) paramètres :

- Matériaux
- Type de mouvement. [2]

I.3.2 .Types de mouvements des terrains

On distingue généralement trois types principaux de mouvements :

I.3.2.1.Mouvements lents et continus

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

I.3.2.1.1 .Tassements et les affaissements de sols

Le tassement se fait par le bais du mouvement des agrégats jusqu'à atteindre un nouveau équilibre entre la résistance qu'oppose le sol et la pression exercée, résultant une diminution de la porosité avec une augmentation de la densité du sol.[3]Certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions ;remblais)

ou en cas d'assèchement (drainage ,pompage), ce phénomène est à l'origine du tassement de 7m de la ville de Mexico et du basculement de la tour de Pise-Italie-[1].

Les affaissements consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels, voir la figure au-dessous.



Figure I.1 : Affaissement de terrain à Guelma

I.3.2.1.2 Retrait et le gonflement des argiles

Ce phénomène est lié aux changements d'hygrométrie des sols argileux qui sont capables de fixer l'eau mais aussi de le perdre en se rétractant en cas de sécheresse (à l'origine de fissurations du bâti)[1].La figure I.2 montres des photos de désordres dans les constructions dus au gonflement des sols, observés à In Amenas et Saida en Algérie

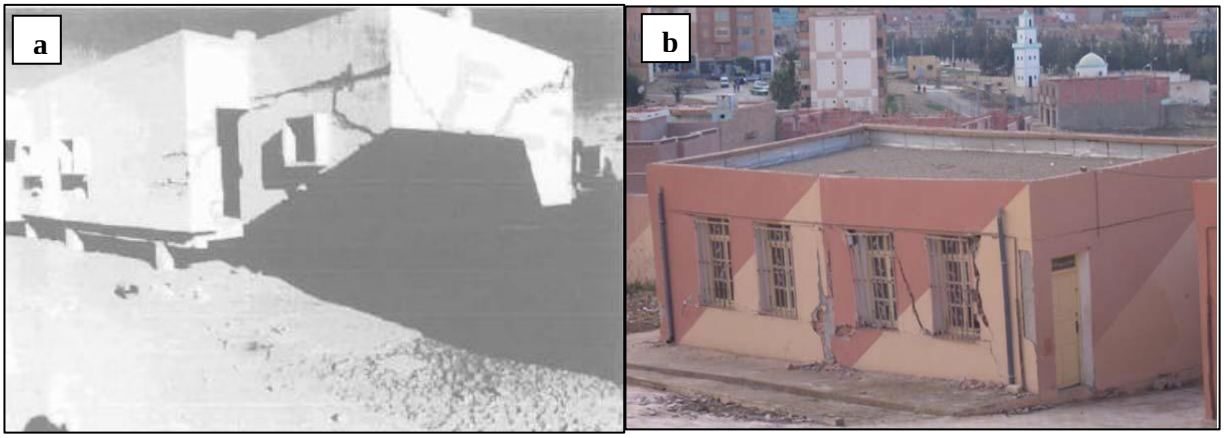


Figure I.2 : Exemples de désordres dans les constructions dus au gonflement des sols, observés à In Amenas (a) **[4]** ; Saida (b) (Algérie)**[5]**.

I.3.2.1.3 Fluage

Le fluage est une déformation lente et permanente sur de longues durées, affectant les matériaux meubles et rocheux, ce phénomène est caractérisé par des mouvements à faible vitesse, ce qui ne permet pas de mettre en évidence la surface de rupture, il se produit sans modification des efforts appliquées contrairement aux glissements, ce type de mouvement peut se stabiliser ou carrément aller vers la rupture.[3]

I.3.2.1.4. Solifluxion

C'est un phénomène d'écoulements des sols en surface sur des pentes très faibles, correspondant à un mouvement de masse superficiel déclenché quand la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau, le sol peut alors fluer vers la pente dans un plan de décollement saturé d'eau. [3]

I.3.2.1.5 Fauchage

Il affecte les roches stratifiés redressées à la verticale, et entraine un basculement vers l'aval des têtes de couches sur une épaisseur très variable, les matériaux se désagrègent en passant à l'état de rocher disloqué puis d'éboulis, des ruptures brutales peuvent se produire**[2]**.

I.3.2.1.6 Glissements de terrain

Les glissements de terrain le long d'une pente, il s'agit en réalité de déplacements par gravité d'un versant instable, de vitesse lente (de quelque mm à quelque dm par an), ils peuvent cependant s'accélérer en phase paroxysmale (jusqu'à quelque m par jour) pour aller même jusqu'à la rupture .[1] La figure I.3 présente un glissement de terrain dans la région de Médéa. Le glissement se produit lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. On cite:

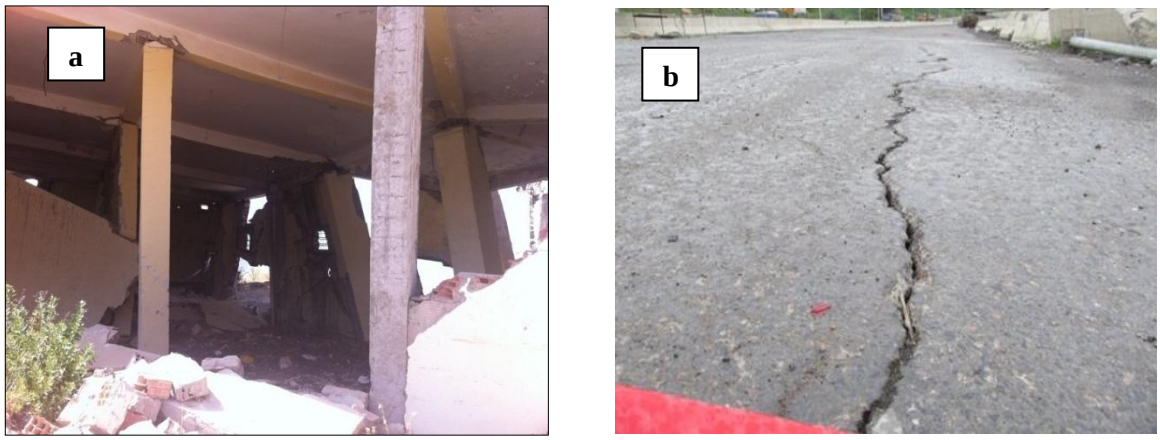
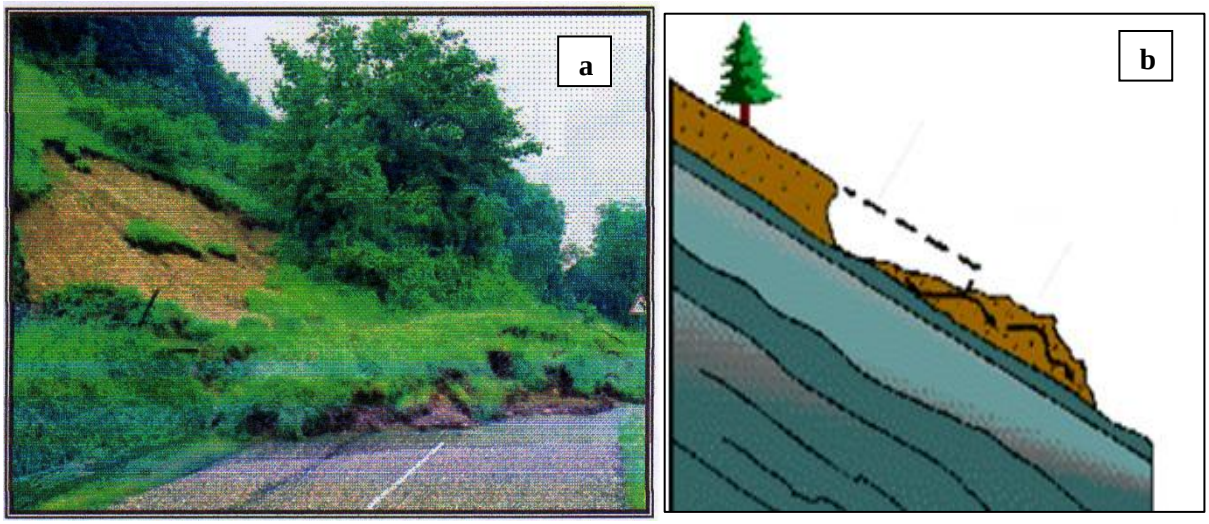


Figure I.3 : Photos 1 et 2 : Glissement terrain : (a) Cité universitaire Médéa;
(b) Tronçon routier Bouira-Alger

a- Glissement plan

Dans le cas des glissements plan, la surface de glissement est plane (voir figure I.4).La ligne de rupture suit une couche de mauvaises caractéristiques mécaniques c'est-à-dire un ensemble de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou une discontinuité lithologique ou structurale, un niveau marneux ou argileux est un exemple fréquent de couche de mauvaise résistance. [2]



(a) RD 28 commune Merlas (Isère) (b) : Mécanisme de glissement plan

Figure I.4 Glissement plan

b-Glissement rotationnel simple:

C'est le plus fréquent, il se produit généralement dans les terrains meubles et homogènes où la surface de rupture a une forme simple, approximativement circulaire, le cercle de glissement peut prendre plusieurs positions, à savoir :

- Cercle de talus : se produisant généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspond à une couche plus résistante.
- Cercle de pied : c'est les plus fréquents
- Cercle profond : c'est le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.[3]

La Figure I. 5 montre la mécanisme de glissement rotationnel simple.



(a) Glissement RN 12 wilaya Bejaia **[8]** (b) Glissement route de Stora wilaya Skikda**[10]**

Figure I. 5. Glissement rotationnel simple

C-Glissement rotationnel complexe

C'est un glissement multiple et compliqué qui se manifeste sous forme de surfaces emboités, les unes dans les autres, dues à des glissements en chaine. L'apparition du premier glissement en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les couches au dessus, provoquant ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [3] Les zones de flysch, les schistes marno-calcaire ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. [1] C'est un glissement multiple et compliqué qui se manifeste sous forme de surfaces emboités, les unes dans les autres, dues à des glissements en chaine, et pouvant provoquer des dégâts considérables sur les constructions existantes. (Voir figure I. 6)



(a) Cité 185 logements Mila



(b) Ouverture des joints de dilatations



(c) Basculement et glissement mur de soutènement

Figure I. 6 : Glissement rotationnel complexe [6]

I.3.2.2 Mouvements rapides et discontinus

I.3.2.2.1 Effondrements

Les effondrements de cavités souterraine naturelles ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains), l'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles peuvent entrainer l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire [4], Voir figure au-dessous.



Figure I.7: Affaissement de terrain à Ben Aknoun Alger

I.3.2.2.2 Ecroulements et les chutes de blocs

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de mètre cube),les blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant ,tandis que dans les cas des écroulements en masse ,les matériaux s'écoulent « à grande vitesse »sur une très grande distance [2]. La figure I.8 expose un exemple d'Eboulement d'Aokas à Béjaia, sur la RN 9, Février 2015.



(a) Schéma d'un écroulement **(b)** : Eboulement d'Aokas à Béjaia, sur la RN 9, Février 2015

Figure I. 8 : Exemple d'écroulements en terrains rocheux [7]

I.3.2.2.3 Coulées boueuses

Ces phénomènes sont caractérisés par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide, les coulées boueuses se produisent sur des pentes, par dégénérescence de

certains glissements avec afflux d'eau, les coulées torrentielles se produisent dans le lit de torrent au moment des crues (Voir figure I.9).[4]



Figure I.9: coulée boueuse Rocade sud Alger les grands vents Delly Brahim [9]

I.4. Causes des glissements de terrain

Il existe deux principales catégories de causes de glissements de terrain: l'une d'origine naturelle et l'autre d'origine humaine. Parfois, les glissements de terrain sont causés, au pire, par une combinaison des deux catégories.

I.4.1. Causes d'origine naturelle

Cette catégorie comprend trois grands mécanismes de déclenchement qui peuvent se produire seuls ou en combinaison : l'eau, l'activité sismique et l'activité volcanique**.** Les effets de toutes ces causes varient considérablement et dépendent de plusieurs facteurs tels que la pente du talus, la morphologie, la forme du terrain, le type du sol, la géologie des terrains, et la présence de surcharges (dues aux personnes et aux constructions) sur les zones touchées.**[7]**

I.4.1. 1.Glissements de terrain et l'eau

La saturation des pentes par l'eau est la première cause de glissement de terrain. Elle peut se présenter sous différentes formes : pluies intenses, fonte de neiges, changements des niveaux des eaux souterraines, et des eaux de surface le long des côtes, des barrages en terre, des bancs de lacs, des réservoirs, des canaux et des rivières

I.4.1. 2.Glissements de terrain et l'activité sismique

Beaucoup de régions montagneuses qui sont vulnérables aux glissements de terrain ont également connu des taux au moins modérés de l'activité sismique dans les temps enregistrés. Les tremblements de terre dans les zones sujettes aux glissements de terrain augmentent considérablement la probabilité de reproduction des glissements de terrain.

I.4.1. 3.Glissements de terrain et l'activité volcanique

Les glissements de terrain dus à l'activité volcanique représentent certains des types les plus dévastateurs. Les coulées de débris volcaniques (aussi connu comme lahars) peuvent atteindre de grandes distances après avoir quitté les flancs du volcan et peuvent endommager les structures dans les zones plates entourant ces volcans.**[7]**

I.4.2. Les causes d'origine humaine (activité humaine)

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou de déclenchement des instabilités, on cite parmi les activités humaines :

- Modifications de l'équilibre naturel des pentes ; le talutage en pied de versant, le remblaiement en tête de versant ainsi que les travaux de terrassement, sont considérés comme une action mécanique ayant des répercutions défavorables sur la stabilité des pentes lorsqu'ils ne pas bien entrepris.
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif de l'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants. **[7]**

I.5.Techniques de confortement des glissements de terrain

La stabilité de n'importe quelle pente sera améliorée si certaines mesures sont prises. Il convient pour plus d'efficacité, d'identifier tout d'abord le processus le plus important qui affecte la stabilité de la pente ; puis déterminer la technique appropriée à appliquer pour réduire l'influence de ce processus. Les techniques de stabilisation sont possibles.

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement

I.5.1. Drainage

L'eau est 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 coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, que ce soit seul 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, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement;
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

I.5.1.1.Types de drainage

Les types de drainages profonds les plus couramment utilisés sont:

I.5.1.1.1.Massifs drainants

Les massifs drainants, constitués de matériaux naturels perméables (sables, graves, cailloux, enrochements) doivent être capables d'évacuer les débits d'eau drainés. Ils sont associés à des filtres qui évitent les phénomènes d'érosion interne et de colmatage. Ces ouvrages de drainage interne peuvent prendre la forme de masques, de tranchées, de tapis ou d'éperons drainants (voir figure I. 10). Leurs réalisation est complexe et exigent une grande attention pour la mise en œuvre [2].

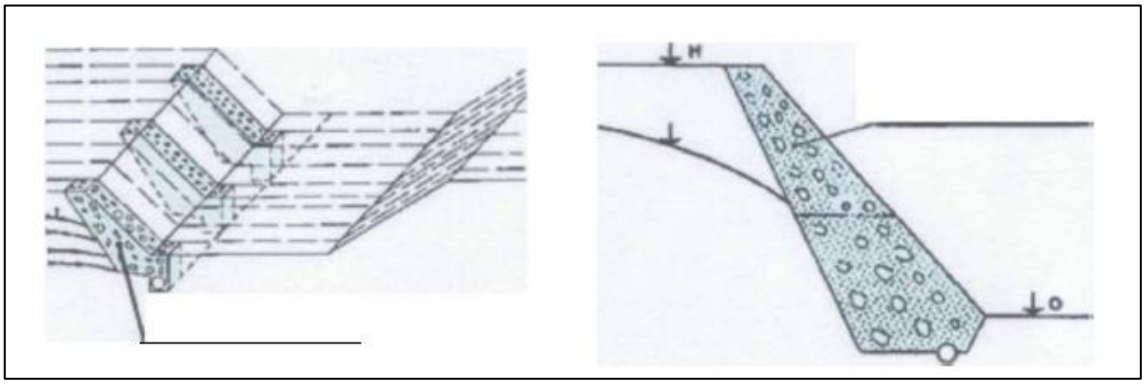


Figure I. 10: (a) Eperon drainant (b) : Masque drainant [2]

I.5.1.1.2. Tubes de drainage (Drain pipes)

Le drain horizontal est un dispositif largement utilisé pour la prévention des glissements de terrain dans les projets de routes. Il est plus efficace lorsqu'il est installé pendant l'excavation initiale. En raison de la lenteur du délai nécessaire pour le rabattement de la nappe phréatique, les drains ne seront efficaces que si les tubes sont bien installés, la surface de rupture est traversée, et le tube draine effectivement le sol voir figure au-dessous (voir figure I. 11). [7]



Figure I. 11: Tubes de drainage, Californie [7]

I.5.1.1.3. Drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex : terrains argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain

véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée soit par Un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes.[2]

I.5.2.Renforcement des pentes

I.5.2.1.Nappes de renfort (matériaux géosynthétiques)

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géo synthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil (figure I. 12). Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- **La séparation** : II évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- **La filtration** : II maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- **Le drainage** : II collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- **La protection** : II empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné. - Le renforcement : II a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction [2].



Figure I. 12: Pose d'un géocomposite de renforcement,
Beni Malek, Skikda 2014

I.5.2.2 Par clouage

Les procédés examinés précédemment sont utilisées pour réaliser de soutènements en remblai, l'ouvrage étant monté progressivement depuis sa base. Lorsqu'il est prévu de terrasser en déblai, une technique consiste à réaliser une paroi clouée en terrassant par passes horizontales de haut en bas. A chaque passe, des inclusions (clous) sont disposées à intervalle régulier dans le massif de sol à soutenir (figure I. 13), la surface étant protégée par une peau mince généralement constituée de béton projeté.

Un renforcement par clouage comporte donc :

- un parement,
- des inclusions appelées couramment clous,
- éventuellement des ouvrages associés **[2]**

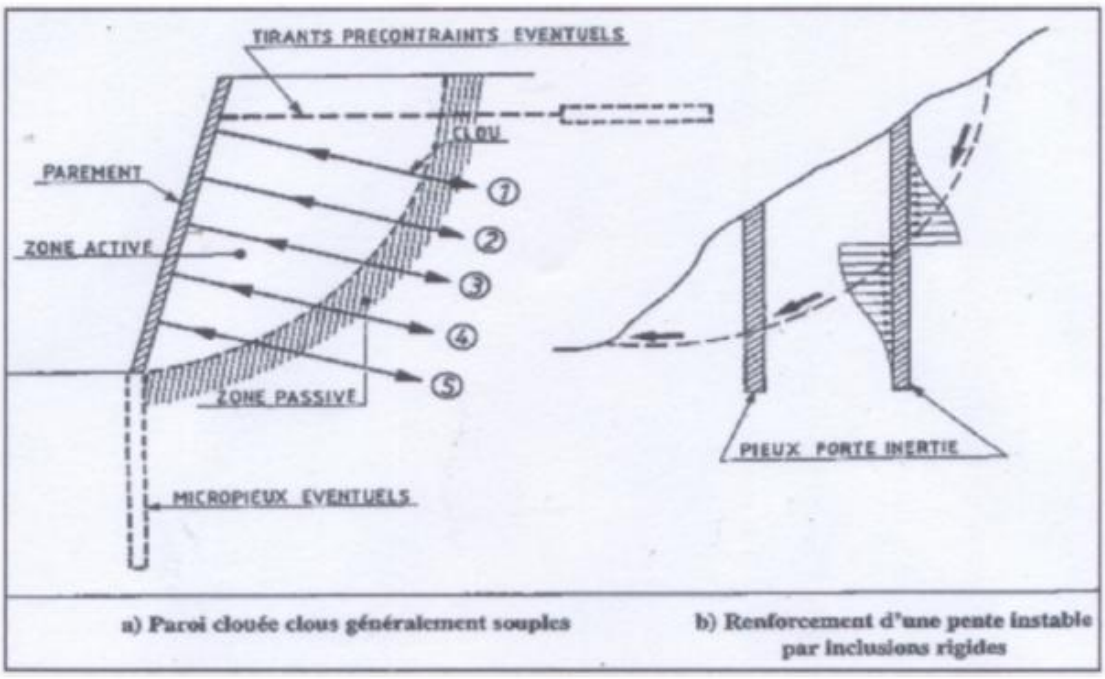


Figure I. 13: Clouage des sols [2]

I.5.3. Soutènements

Pour tous les types de murs de soutènement, un drainage adéquat à travers la structure est essentielle, car la pression de l'eau souterraine peut s’accumuler derrière un mur de soutènement et conduit à sa rupture.



Figure I. 14: Mur de soutènement renforcé par géotextile RN 12 Bejaia. [8]

Le drainage peut être fourni simplement avec un remblai grossier et un matériau de base, on distingue :

I.5.3.1 Murs en gabions

Ce sont des treillis métalliques, conteneurs en forme de boîtes remplies de galets et de roche qui sont de taille de 10 à 20 centimètres (4-8 pouces). Un mur de soutènement en gabion peut également être construit à partir de gabions empilées. Les murs de gabions sont généralement peu coûteux et sont simples et rapides à construire

En raison de leur souplesse, ils peuvent résister à un mouvement de base, et ils ne nécessitent pas de préparation complexe de la base. En raison de leur remplissage grossier, ils sont très perméables et offrent donc un excellent drainage [7].

La figure I. 15 montre un mur en gabion le long d'une autoroute aux montagnes de Pocono, USA.



Figure I. 15: Mur en gabion le long d'une autoroute

Aux montagnes de Pocono, USA **[7]**

I.5.3.2.Pieux

Les pieux de grand diamètre peuvent être placés au pied du talus pour former un mur vertical de pieux rapprochés (pieux jointifs). Les murs de pieux sont normalement utilisés comme un système restreint de pré excavation. Les pieux en bois sont les plus adaptés aux ruptures peu profondes du sol sur des sols plus profonds stables. Les pieux doivent s'étendre bien au -dessous de la surface de rupture potentielle et être bien enfoncés dans le sous-sol ferme. Si la profondeur d'ancrage n'est pas suffisante pour permettre aux pieux d'agir comme un système cantilever, les pieux devront être attachés avec un système d'ancrage supplémentaire. [7]

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre , Nous avons exposé les différents types de mouvements de terrain qui peuvent exister dans la nature ainsi que les différents technique de stabilisation de ce phénomène , où il est constaté l'existence de trois types de mouvements bien distincts ,on peut citer donc en premier les mouvements lents et continus ,ils provoquent des changements progressifs pouvant se solder par des conséquences plus ou moins brutales. Par contre les mouvements rapides et discontinus se distinguent par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Dans le chapitre qui suit, nous décrirons les différentes méthodes existantes, permettant de quantifier et de calculer la stabilité des pentes.

Chapitre II :

METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

II.1 Introduction

Plusieurs méthodes de calcul des pentes ont été élaborées par différents auteurs afin d'analyser et de prévoir l'instabilité de certaines pentes. Ces méthodes s'appuient sur la recherche de la relation entre la cinématique du mouvement, les mécanismes de déformation et les facteurs influant.

La détermination du facteur de sécurité est très importante, elle permet de s'assurer que les forces stabilisantes sont suffisantes et supérieures à celles qui tendent à provoquer la rupture des pentes.

II.2 Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant sur la surface de rupture considérée

$$\mathbf{Fs = \tau_{max} / \tau_s}$$

Où τ_{max} : Resistance maximal au cisaillement du sol

τ_s : Contrainte de cisaillement s'exerçant le long d'une surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation ci-dessus peut être exprimée comme :

$$\boldsymbol{\tau_s} = \frac{T}{F_S}$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb, Si cette dernière est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation est écrite comme :

$$\boldsymbol{\tau_s} = \frac{C+\sigma tan\varphi}{FS}$$

Où : $\boldsymbol{\tau_s} = \frac{C}{F_S} + \frac{\sigma tan\varphi}{F_S}$

Où : c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation est écrite en termes d'effectivité, comme suit :

$$\boldsymbol{\tau_s} = \frac{c' + (\sigma - \mu) tan\varphi'}{F_S}$$

Où c' et φ' sont représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle. **[2]**

Pour évaluer la stabilité des pentes, le géotechnicien doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, qui peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite, résumé dans le tableau suivant : **[7]**

Tableau II.1 : Exemples de définitions d'un coefficient de sécurité **LAMBE(1973)**

Définition	Formule
Rapport de contraintes	F= τ_{max} / τ
Rapport de forces	F = E resist / E moteur
Rapport de moments	F = M resist / M moteur
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H max

Le facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation, il est évident que pour des ouvrages stratégiques dont la stabilité doit être garante à tout prix, le facteur Fs doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut garder des valeurs faibles (valeurs courante de Fs est de 1.5).

II.3.Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

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

- Méthodes d'équilibre limite
- Méthode d'éléments finis
- Méthodes des caractéristiques de contraintes (ou des lignes de glissement)

II.3.1.Méthodes d'équilibre limite [7]

Ces méthodes supposent que la rupture se manifeste le long d'une courbe plane au sein du massif, le reste du sol est en équilibre surabondant. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable y(x).Le matériau sol est caractérisé par

l'angle de frottement φ, la cohésion C etle poids volumique γ. Selon la figure II.1, la largeur B du talus est supposée très grande par rapport à la hauteur H et la longueur L du talus, ce qui revient à traiter un problème de glissement bidimensionnel.

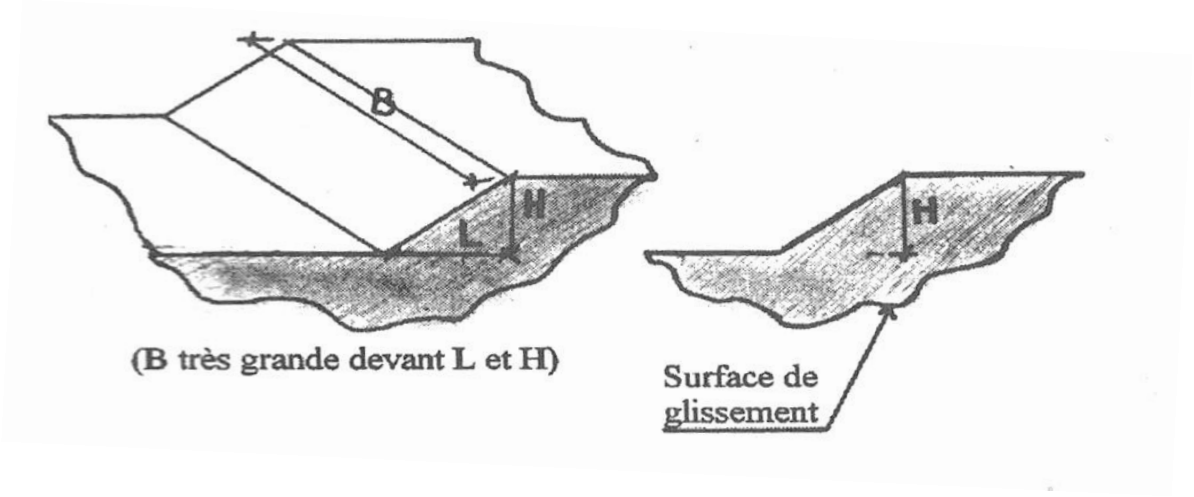


Figure II.1 : Hypothèse de glissement bidimensionnel [7]

On s'intéresse dans cette catégorie aux méthodes des tranches qui forment la base des logiciels courants de calcul automatique. Comme le schématise la figure II.2, le bloc glissant ABCDA est divisé en tranches, la surface de rupture étant décrite par la courbe y(x), appelée équation de la ligne de rupture.

Chaque tranche est soumise à son poids, aux surcharges éventuelles en surface ainsi qu'aux forces de contact inter-tranches. e(x) est l'équation des points d'application (ou ligne d'action)

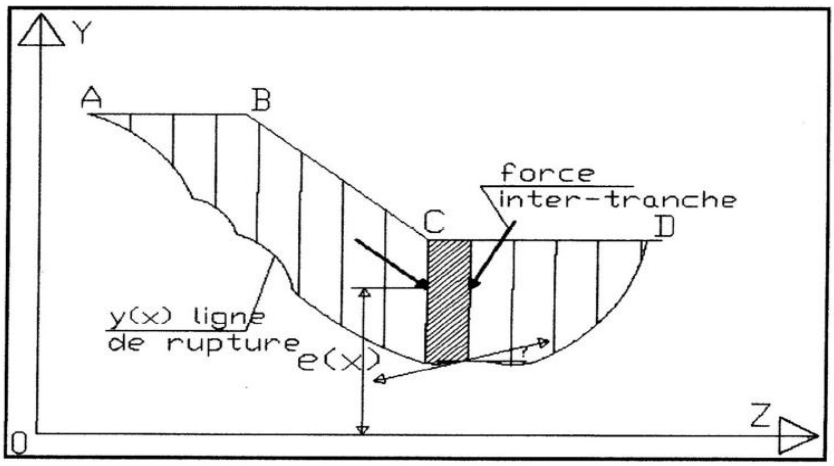


Figure II.2 : Schéma d'un bloc plan discrétisé en des tranches [7]

Etudions une tranche isolée épaisse de h, E et T étant respectivement les composantes horizontale et verticale des forces inter-tranches agissant sur la tranche, comme le schématise la figure II.3. La base de cette tranche appartient à la ligne de rupture y(x) et est soumise à une contrainte normale σ et une contrainte tangentielleτ. L'angle α est la pente de la tangente à la courbe y(x).

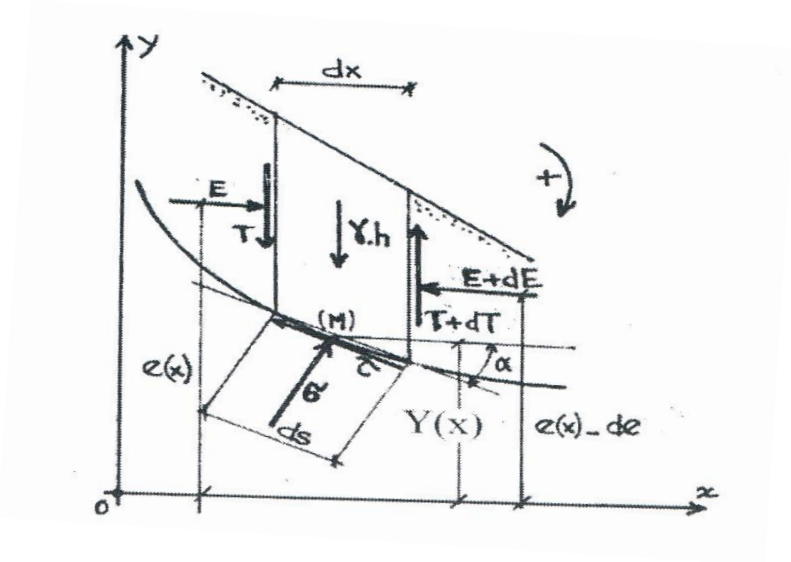


Figure II.3 : Etude d'une tranche infinitésimale isolée [7]

L'équilibre des forces horizontales, verticales et des moments (par rapport à la base de la tranche) donne respectivement :

$$E - (E + dE) - \tau \cos\alpha \, ds + \sigma \sin\alpha \, ds = 0$$

$$T - (T + dT) - \gamma h \cos\alpha \, ds + \tau \sin\alpha \, ds + \sigma \cos\alpha \, ds = 0$$

$$T - Ede/dx + dE/dx \, (e - y) = 0$$

Avec dx= ds.cosα

La combinaison des équations permet d'écrire les contraintes normale et tangentielle comme suit :

$$\sigma = \cos^2\alpha \, (\tan \propto dE/dx + dT/dx + \gamma h)$$

$$\tau = \cos^2\alpha \, (-dE/dx + \tan\alpha \, dT/dx + \gamma h \, \tan\alpha)$$

Ces contraintes vérifient le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = C + \sigma \tan\varphi$$

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

- Fellenius (1927)
- Taylor (1948)
- Caquot (1954)
- Janbu (1954)
- Biarez (1955)
- Bishop (1955)
- Morgenstern et Price (1965)
- Méthode des perturbations de Raulin et Toubol (1974).[2]

II.3.1.1. Méthode de Fellenius

Fellenius (1927) a proposé une méthode limitée aux ruptures circulaires, basée sur l'hypothèse supplémentaire suivante : les forces E(x) et T(x) sont invariables d'une tranche à l'autre, autrement dit :

$$\frac{dT}{dX} = \frac{dE}{dX} = 0$$

Ainsi, les équations se réduisent en :

$\sigma = \gamma h \cos^2 \alpha$

$\tau = \cos \propto \gamma h \sin \alpha$

Soit Fs le coefficient de sécurité locale d'une tranche donnée, tel que :

$$Fs = \frac{\tau ult}{\tau}$$

En combinant les trois dernières équations, on aboutit à :

$$Fs = \frac{\tau ult}{\tau} = \frac{C + \gamma h \cos^2 \alpha \tan \varphi}{\gamma h \cos \alpha \sin \alpha}$$

En cas d'un talus non surchargé, la contrainte normale σ est due seulement au poids W de la tranche, comme le montre la figure II.4 :

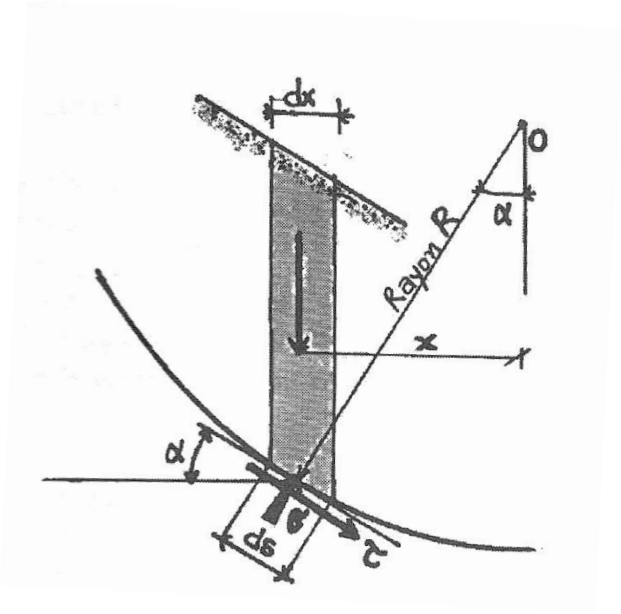


Figure II.4 : Calcul du facteur de sécurité d'une tranche [7]

$$\sigma = \mathrm{w}\frac{\cos\alpha}{\mathrm{ds}}$$

$ds = dx/\cos\propto$étant la longueur de l'arc formant la base de la tranche.

Le facteur de sécurité locale devient alors :

$$Fs = \frac{\tau ult}{\tau} = \frac{\frac{Cdx}{\cos\alpha} + w\cos\alpha\tan\varphi}{w\sin\alpha}$$

Le moment moteur du glissement par rapport au centre O du cercle, est dû au poids de la tranche et éventuellement des surcharges, et le moment résistant au glissement est dû à la résistance au cisaillement.

Le facteur global de sécurité peut être défini pour les N tranches étudiées formant le bloc ABCD (K= 1, N) :

$$\mathrm{Fs} = \frac{\sum \text{Moment réssistant}}{\sum \text{moment moteur}} = \frac{\sum_K R(C_k ds_k + \sigma ds_k \tan\varphi_k}{\sum_k R W_k \sin\alpha_k}$$

Dans le cas particulier d'un talus non surchargé, la contrainte normale σ est donnée par l'équation et le facteur de la sécurité devient, en prenant une largeur b pour toutes les tranches

$$\mathrm{Fs} = \frac{\sum \text{Moment réssistant}}{\sum \text{moment moteur}} = \frac{\sum_K (C_k \frac{b}{\cos\propto_k} + W_k \cos\alpha_k \tan\varphi_k}{\sum_k W_k \sin\alpha_k}$$

Les caractéristiques mécaniques C_k et φ_k sont celle de la couche traversée par la tranche k. On doit tester le plus grand nombre possible de cercles probables de glissement, calculer le coefficient de sécurité globale F_s pour chaque cercle, et retenir le cercle ayant le facteur minimal ; la stabilité au glissement est assurée si la valeur minimale est supérieure à 1,50.[7]

II.3.1.2.Méthode de Bishop détaillée (1954)

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- ✓ L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche ;
- ✓ L'équilibre global des moments.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos\alpha + \tau \sin\alpha$$

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos\alpha + \frac{C}{Fs}\frac{b}{\cos\alpha}\sin\alpha + \sigma\frac{\text{tg}\varphi}{Fs}\sin\alpha$$

D'où la valeur de σ égale :

$$\sigma = \frac{W + (T - T + dt) - C\ tg\alpha\frac{b}{Fs}}{cos\alpha + sin\,\alpha\frac{tg\varphi}{Fs}}$$

Pour une surface de glissement circulaire :

$$Fs = \frac{\sum(\frac{c\,b}{cos\alpha} + \sigma\ tg\varphi)}{\sum w\ sin\alpha}$$

On porte dans l'expression de Fs la valeur de σ précédemment calculée :

$$Fs = \frac{1}{\sum w\ sin\alpha}\ \Sigma\ [\frac{c'\,b + (w + (T - T + dt) - u\,b)tg\varphi'}{cos\alpha + sin\alpha\ \frac{tg\varphi'}{Fs}}]$$

Pour déterminer Fs, il faut procéder par itérations successives, puisque Fs figure aux deux membres de l'équation.**[2]**

II.3.1.3.Méthode de Bishop Simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $T - T + dt = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation se simplifie en :

$$Fs = \frac{1}{\sum w \sin\alpha} \Sigma \left[\frac{c'b + (w - u\,b)tg\varphi'}{\cos\alpha + \sin\alpha \frac{tg\varphi'}{Fs}}\right]$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant la valeur F_{s0} obtenu par la méthode de fellenius

II.3.1.4. Méthode de Janbu simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) (voir figure II.5). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par: **[2]**

$$Fs = \frac{\sum(c'l + (\sigma - ul)tg\varphi')sec\alpha}{\sum w\, tg\alpha + \sum \Delta E}$$

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

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

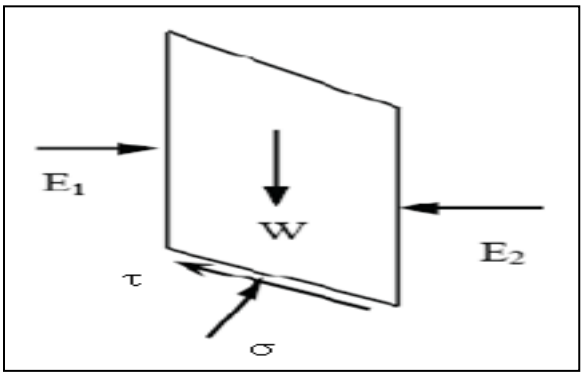


Figure II.5 : Représentation des forces sur une tranche [2]

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

$$Ff = fo\, F\, o$$

$$F0 = \frac{\sum[\frac{b(c' + (p-u)tg\varphi')}{n_\alpha}]}{\sum pb\ tg\alpha} \text{Et} \quad n_a = cos2\alpha\left(1 + tg\alpha\frac{tg\varphi'}{F_s}\right)$$

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

$P = W/b$: Contrainte totale verticale.

b : Largeur d'une tranche.

II.3.1.5. Méthode de Spencer (1967)

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires.
Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.**[7]**

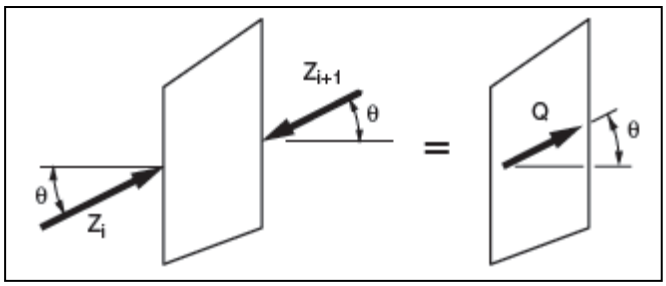


Figure II.6: Résultante des forces parallèles [7]

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \quad \text{Et}$$

Et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction, et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure II.7).

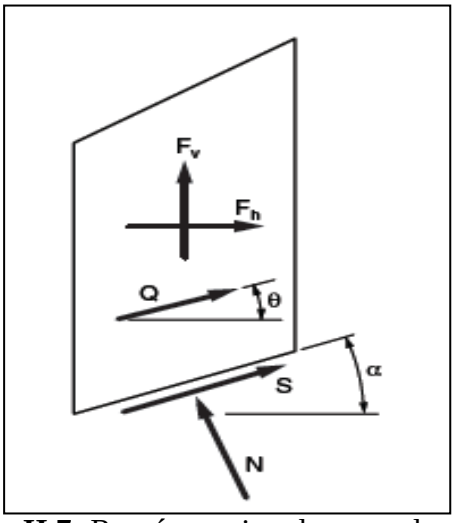


Figure II.7: Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer [7]

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

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

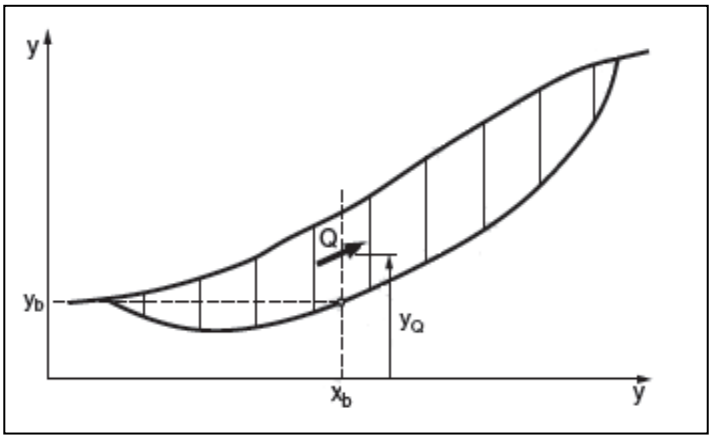


Figure II.8: Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer [7]

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

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

II.3.1.6.Méthode des perturbations (1974)

Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaires que non circulaires. En outre, elle vérifie toutes les équations de la statique.

L'hypothèse supplémentaire de cette méthode concerne la distribution de la contrainte normale le long de la surface de rupture. Celle-ci s'écrit :

$$\sigma = \sigma_0(x)(\lambda+\mu v)$$

σ_0 est une valeur initiale approchée, prise généralement égale à $\gamma h \cos 2 \propto$, soit celle de la méthode de Fellenius. les paramètres λ et μ sont deux inconnues à déterminer, et v est appelé paramètre de perturbation, pris couramment égal à $\tan \propto$. **[7]**

Le principe de cette méthode est d'analyser l'équilibre global du terrain qui se traduit par les équations suivantes (Voir figure II.9) :

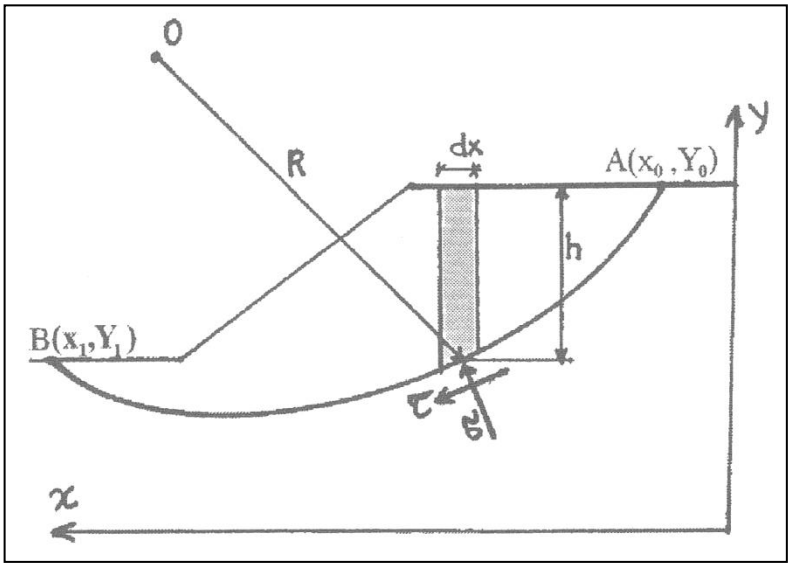


Figure II.9 : Schéma d'équilibre du talus dans la méthode des perturbations [7]

$\sum F_x = 0$ donne $\int_{k0}^{k1}(\sigma \tan \alpha - \tau)dx = 0$

$\sum F_y = 0$ implique $\int_{k0}^{k1}(\sigma \tan \alpha - \tau)dx - \int_{k0}^{k1} \gamma h dx = 0$

$\sum M_{/0} = 0$ aboutit à $\int_{k0}^{k1} \sigma(\sigma - y \tan \alpha)dx + \int_{k0}^{k1} \tau(y + x \tan \alpha)\, dx - \int_{k0}^{k1} \gamma h dx = 0$

Le facteur de sécurité s'écrit alors :

$$Fs = \frac{\tau_{ult}}{\tau} = \frac{C+\sigma \tan \varphi}{\tau}$$

Ce système de 4 équations peut se simplifier et se réduire en un ensemble de 3 équations à 3 inconnues, à savoir λ, μ et Fs.

Il s'agit d'un système non linéaire d'équation dont la résolution se fait par une méthode itérative.

En pratique, le calcul à partir des méthodes de tranches est mené à la base des programmes sur ordinateur.

II.3.2. Méthode des caractéristiques des contraintes

Dans ce cas de méthodes, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite.

II.3.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à des propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique. **[7]**

II.4.Conclusion:

Dans ce chapitre ,les méthodes de calculs traités sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles exigent des connaissances approfondies en géologie des sites étudiés ainsi que la prédétermination des lignes de rupture, quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciels ont pour but de gagner du temps et donner une

précision dans les résultats obtenus. Parmi les logiciels qui existent, on a utilisé dans ce mémoire Talren4 v2.0.4. Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite déjà discutés dans les sections précédentes.

Chapitre III :

PRESENTATION DU SITE LIEU DU GLISSEMENT

III.1.Introduction

Notre étude consiste à analyser un glissement de terrain situé sur une partie de l'autoroute RN°01 au nord de Médéa au PK 21+060. Dans ce cas il est important de présenter et analyser les différentes données géotechniques et géologiques du site afin de bien comprendre les causes de ce glissement et trouver ainsi les solutions nécessaires pour assurer la stabilité du site en question.

III.2. Présentation du site

La wilaya de Médéa est située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, a quatre-vingt-huit 88 kilomètres au sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la Wilaya de Blida, au Sud par la Wilaya de Djelfa ; à l'Est par les wilayas de M'Sila et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt (Figure III.1). Le site étudié est localise sur une partie de l'autoroute RN°01.Ce tronçon instable et soumis à des glissements de terrain posent un problème de stabilité du talus (Figure III.2).Le glissement se trouve au PK21 + 060, la zone a fait l'objet du terrassement en redan pour construire les remblais de l'autoroute

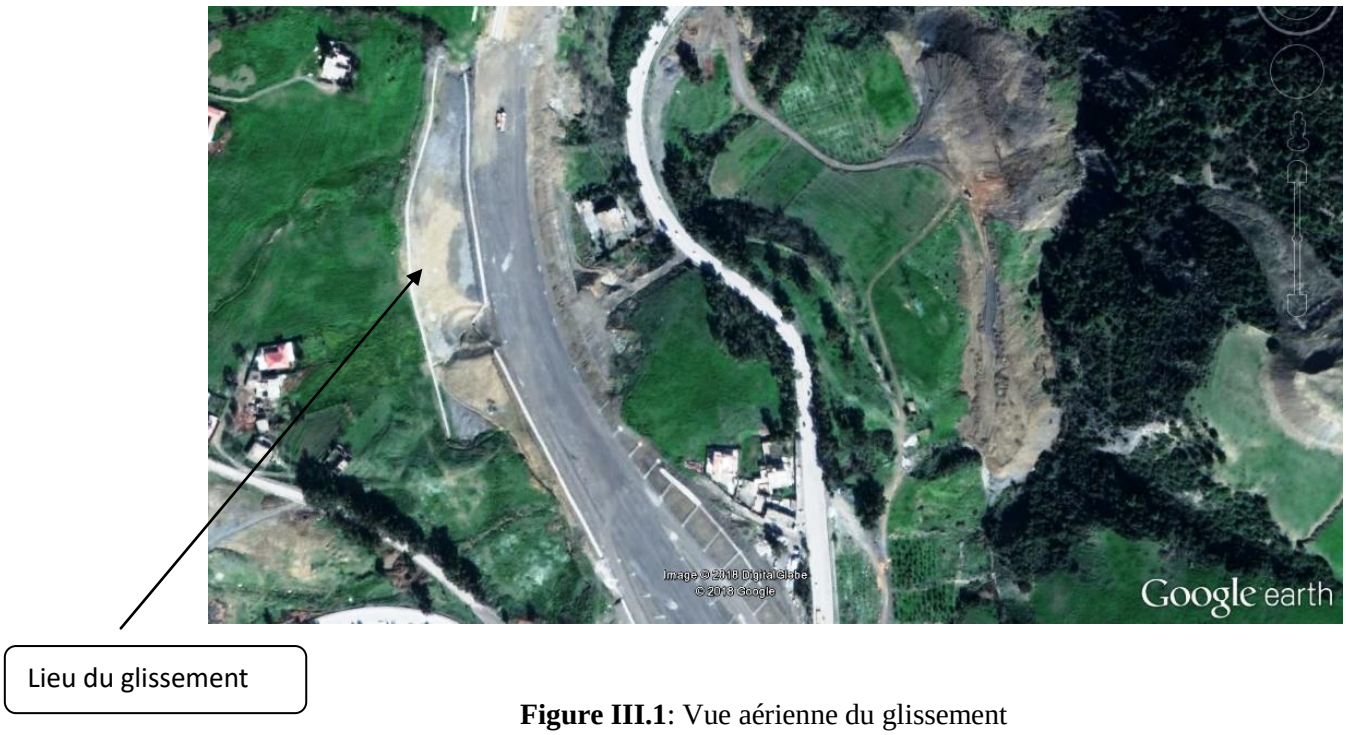


Figure III.1: Vue aérienne du glissement

III.3. Géologie et Hydrogéologie de la région

III.3.1. Cadre géologique

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud les grands ensembles géologiques de la région sont de haut en bas.

III.3.2. Cadre hydrogéologique

La wilaya de Médéa est subdivisée en 4 bassins versants principaux :

- Bassin du Chlef, avec l'oued le plus important d'Algérie qui occupe la partie Sud Ouest de la wilaya (en partie) ; Ksar El Boukhari.

- Bassin de l'Oued Isser, est situé à l'Est de l'oued Chlef ; ces deux oueds ont une limite commune de bassin versant.

- Bassin de la Mitidja, est représenté au niveau de la wilaya par l'oued Chiffa qui prend naissance au niveau de la région de Ouzera, c'est l'oued le plus important de la Mitidja. Il se déverse dans l'oued Mazafran (Zeralda. W. d'Alger).

- Bassin néogène de Médéa long d'environ 80km selon la direction ENEWSW sur
  15 km selon sa plus grande largeur est un bassin intra-montagneux constitué de terrains essentiellement miocènes. La marne méridionale de ce bassin est adossée à la terminaison occidentale de la chaine des bilans constituée de terrains appartenant aux unités basse telliennes enracinées. Au nord ce bassin est cerné par des unités mi-telliennes et des unités telliennes indifférenciées et diverticules.

III.4. Reconnaissance géotechnique du site :

Pour identifier la nature du sol de glissement et la localisation de la surface, la campagne de reconnaissance géotechnique réalisé par le laboratoire de **l'entreprise de réalisation chinoise CSCEC** chargé du projet , a porté sur la réalisation de :

- Quatre (04) sondages carottés d'une profondeur de : 25.4 m, 19.70 m, 19 m et 16m.

- Cinq (05) puits d'une profondeur de 5 m pour chacun.

- Un (1) sondage pénétromètre dynamique lourd d'une profondeur de 9 m.
  Soit sur une profondeur totale de 114.1m.

- Essai pressiométrique réalisé sur le sondage « GS01 » sur une profondeur de 25 m et 17 échantillons ont étés prélevés.

- Essais de laboratoire (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai mécanique).



.

Figure III.2: Carottages réalisés sur la bande du glissement (échantillon intact)

III.4.1 Lithologie des formations

D'après les analyses fondées sur l'investigation géotechnique, le sondage et l'excavation parait que la structure du sol autour du sondage est simple. A partir de la surface les successions peuvent être résumées comme suit :

- Terre végétale sur une épaisseur d'environ 0.60m
- Couche d'argile brune, où la présence de fissure est remarquée : épaisseur de 1 à 1.9m. **(1)**
- Couche d'argile jaune renfermant des blocs de grés : épaisseur de 1.7 à 3.4m.**(3)**
- Couche d'argile brunâtre renfermant des blocs de grés : épaisseur > de 1.5m.**(4)**
- Marnes. **(5)**

La coupe longitudinale géotechnique du glissement montrant clairement la disposition de ces couches est jointe en annexe. (page 1)

III.4.2 Essais au laboratoire

Sur des échantillons prélevés des essais de laboratoire ont été programmés (essais physiques et mécaniques) dont les résultats sont indiqués dans le tableau ci-après :

III.4.2.1 Analyse granulométrique

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

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.

- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm

L'analyse granulométrique a été effectué sur les échantillons selon la norme (NF P94-056/ NF P94-057) L'ensemble de résultats sont présenté dans le tableau III .1

N° sondage	PK	Profondeur d'echantillonnage (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage de masse tamisée (%) (mm)								
				50	20.0	5.0	2.0	0.4	0.2	0.08	0.02	0.002
GS02	PK21 +059D67m	1.6-1.80	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.4	96.7	78.5	40.8
GS02	PK21 +059D67m	3.10-3.30	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.2	96.6	81.6	41.4
GS02	PK21 +059D67m	4.7-4.90	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	98.1		
GS02	PK21 +059D67m	9.80-10.00	Ap	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.5		
GS02	PK21 +059D67m	18.80-19.00	Ap	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.4		
GS03	PK21 +059D32m	1.40-2.30	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.5		
GS03	PK21 +059D32m	4.50-5.10	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.1		
GS03	PK21 +059D32m	7.60-8.20	AG	87.5	68.2	62.2	59.8	57.2	54.9	50.7	40.3	18.3
GS03	PK21 +059D32m	12.00-12.30	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.5		
GS03	PK21 +059D32m	16.00-16.30	Ap	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.2		
GS04	PK21 +055G10m	1.40-2.00	Ap	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	96.9		
GS04	PK21 +055G10m	4.50-5.10	At	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.6		
GS04	PK21 +055G10m	6.00-6.90	Ap	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.8		

Tableau III .1: Résultats d'analyse granulométrique du sol de notre site

Les courbes de l'analyse granulométrique sont représentées en annexe. (page 2 et 3)

III.4.2.2 Limites d'ATTERBERG

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition .les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondéral correspondantes à des états particuliers d'un sol .elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique**.** Cet essai a été fait selon la norme (NF P94-050 / NF P94-051. Le tableau III .2 indique les résultats obtenus.

Tableau III.2 : Résultats des limites d'ATTERBERG

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	W (%)	Teneur en eau				GTR
					WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC (%)	
GS02	PK21 +059D67m	1.6-1.80	At		57.0	24.7	32.3		A3
GS02	PK21 +059D67m	3.10-3.30	At		55.8	24.5	31.3		A3
GS02	PK21 +059D67m	4.7-4.90	At	31.0	59.3	24.7	34.6	0.82	A3h
GS02	PK21 +059D67m	9.80-10.00	Ap	18.6	45.9	20.3	25.6	1.07	A3m
GS02	PK21 +059D67m	14.90-15.10	Ap	19.9	46.8	20.9	25.9	1.04	A3m
GS02	PK21 +059D67m	18.80-19.00	Ap	17.4	46.0	18.2	27.8	1.03	A3m
GS03	PK21 +059D32m	1.40-2.30	At	22.1	57.0	21.0	36.1	0.97	A3h
GS03	PK21 +059D32m	3.00-3.60	At	21.6	50.7	20.0	30.7	0.95	A3h
GS03	PK21 +059D32m	4.50-5.10	At	24.0	50.5	22.6	28.0	0.95	A3h
GS03	PK21 +059D32m	6.00-6.60	At	29.5	51.6	21.1	30.6	0.72	A3h
GS03	PK21 +059D32m	7.60-8.20	AG	18.9	43.5	18.2	25.3	0.97	A3h
GS03	PK21 +059D32m	9.60-10.20	Ap	19.3	45.8	19.4	26.4	1.00	A3m
GS03	PK21 +059D32m	12.00-12.30	At	22.9	51.2	22.9	28.2	1.00	A3m
GS03	PK21 +059D32m	14.00-14.30	At	20.9	51.6	21.4	30.2	1.02	A3m
GS03	PK21 +059D32m	16.00-16.30	Ap	18.7	44.3	18.7	25.6	1.00	A3m
GS04	PK21 +055G10m	1.40-2.00	Ap	19.4	47.9	18.8	29.1	0.98	A3h
GS04	PK21 +055G10m	3.00-3.60	At	22.6	56.4	21.1	35.4	0.96	A3h
GS04	PK21 +055G10m	4.50-5.10	At	20.7	55.6	19.5	36.2	0.97	A3h
GS04	PK21 +055G10m	6.00-6.90	Ap	16.1	39.5	18.7	20.8	1.13	A2m

Les courbes relatives aux limites d'Atterberg sont illustrées en annexe. (page 4 à 13)

III.4.2.3 Essai mécanique

Afin de déterminer les caractéristiques de cisaillement (angle de frottement et la cohésion) des échantillons, une série des essais de boite de cisaillement a été fait sur les échantillons les résultats sont détaillés ci-après

Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques du sol de notre site

Sondage	PK	Profondeur M	Type du sol	Pd (g/cm3)	C'_P (KPa)	Φ'_P (°)	C'_f (KPa)	Φ'_f (°)	C_{uu} (KPa)	Φ_{uu} (°)	C_{cd} (KPa)	Φ_{cd} (°)
GS02	PK21+059D67m	4.7-4.9	At	1.41					46	5.2	40	12.2
GS02	PK21+059D67m	9.8-10.0	Ap	1.75					61	25.4	53	23.6
GS02	PK21+059D67m	4.7-4.9	Atp	1.41					46	5.2	40	12.2
GS02	PK21+059D67m	9.8-10.0	Ap	1.75					61	25.4	53	23.6
GS02	PK21+059D67m	14.9-15.1	RM	1.69					89	19.6	59	17.4
GS03	PK21+059D32m	1.4-2.3	At	1.64					87	11.05		
GS03	PK21+059D32m	3.0-3.6	At	1.65							58.0	12.39
GS03	PK21+059D32m	4.5-5.1	At	1.64					40	9.56		
GS03	PK21+059D32m	6.0-6.6	At	1.58	45	12.4	5	11.9				
GS03	PK21+059D32m	9.6-10.2	Ap	1.72							57	25
GS03	PK21+059D32m	12.0-12.3	At	1.64					80	10.62		
GS04	PK21+055G10m	1.4-2.00	Ap	1.73					82	27.2	68	18.8
GS04	PK21+055G10m	3.00-3.60	At	1.62							44	19.7
GS04	PK21+055G10m	4.50-5.10	At	1.70	68	19.7	27	10.1	86	21.2		
GS04	PK21+055G10m	6.00-6.90	Ap	1.77							66	25.5

Les courbes relatives à l'essai mécanique sont représentées en annexe comme suit :

- Courbe oedométrique. (page 14 et 15)
- Courbe des relations entre déplacement et contrainte de cisaillement, ainsi que la courbe des relations entre pression verticale et intensité de cisaillement.
  (page 16 à 25)

Dans le dut de déterminer les caractéristiques de gonflement des échantillons ont été faits l'objet de l'essai gonflement. L'ensemble des résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.4 : Caractéristiques de gonflement du sol.

Sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole lithologique	Rapport de gonflement $Rg(10^{-2})$	Action de gonflement δg	OBS
GS02	**PK21+059D67m**	**4.7-4.9**	**At**	1.72	250	**Gonflement moyen**
GS02	**PK21+059D67m**	**9.8-10.0**	**Ap**	5.34	325	**Gonflement fort**

Les courbes relatives à l'essai de gonflement à oedomètre, courbe de l'éprouvette sont illustrés en annexe (page 26).

III.4.3 Essais in situ

III.4.3.1 Essai au pénétromètre dynamique

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique normalisée d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges. L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol. Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer une pointe perdue dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée. L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe sur un pas de profondeur fixé, en général à 20cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

. Le tableau résume les résultats obtenus.

Tableau III.5: Résistance dynamique obtenus pour les différents échantillons

N°couche	Symbole lithologique	Résistance dynamique		
		Rd min (MPa)	Rd max (MPa)	Rd moy (MPa)
1	**At**	1.2	7.2	2.9
3	**At**	0.5	7.5	3.3
4	**At**	2.8	13.9	8.5
5	**RM**	10.1	12.7	11.4

Les courbes relatives à la résistance dynamique de pointe sont représentées en annexe. (page 27 et 28)

III.4.3.2 Essai au pénétromètre carottier

Les essais SPT ont été réalisés lors de l'exécution des sondages à l'aide d'un carottier pour

déterminer la consistance, la densité relative et le type tous les 1,5 mètres ou à chaque variation lithologique. La valeur SPT correspond au nombre de coups nécessaire à un enfoncement du carottier de 30cm par battage à l'aide d'un mouton de 63,5kg tombant d'une hauteur de 75 cm. Le carottier est d'abord enfoncé de 15 cm dans le sol et le nombre de coups nécessaire est de N_0.Puis, sont notés les nombres de coups N1 et N2 nécessaires pour pénétrer deux fois de suite de 15 cm supplémentaire dans la couche

étudiée, la valeur SPT étant égale à la somme deN1 et N2.On a réalisé l'essai SPT dans le forage GS02、GS03、GS04,les résultats sont précisés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Résultats des essais S.P.T

Sondage	Profondeur (m)	N° de couche	Symbole lithologique	N	N_{60}	Cu (KPa)
GS02	**2.05-2.35**	③	At	8	5.0	31
	3.65-3.95	③	At	5	3.5	22
	5.05-5.35	③	At	10	7.9	49
	6.55-6.85	④	At	16	12.6	79
	8.35-8.65	④	At	21	17.4	109
	10.35-10.65	④	At	19	15.8	99
	12.55-12.85	④	At	27	22.4	140
	16.15-16.45	⑤	RM	40	33.2	208
GS03	**2.15-2.45**	①	At	10	6.2	39
	3.75-4.05	①	At	9	6.3	40
	5.25-5.55	①	At	8	6.3	39
	6.75-7.05	④	At	19	15.0	94
	8.35-8.65	④	At	21	17.4	109
	10.35-10.65	④	At	23	19.1	119
	12.75-13.05	④	At	23	19.1	119
	14.40-14.60	⑤	RM	38	31.5	197
	16.25-16.55	⑤	RM	43	35.7	223
GS04	**2.15-2.45**	③	At	10	6.2	39
	3.75-4.05	③	At	18	12.7	79
	5.25-5.55	③	At	11	8.7	54
	6.85-7.15	⑤	RM	41	32.3	202
	9.85-10.15	⑤	RM	47	39.0	244

III.4.3.3 Essai Pressiometrique

L'essai Pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol In-situ. Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliqué sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde, pour calculer la portance de la fondation. L'essai pressiométrique a été réalisé selon la référence : NF P94-110.Les résultats des essais pressiométrique sont présentés dans le tableau au-dessous.

Tableau III.7 : Résultats de l'essai pressiométrique

N°sondage	N°	Prof.(m)	Symbole lithologique	Données essais			Classe de sol	OBS
				Pl(MPa)	Pl*(MPa)	Em(MPa)		
GS01	1	2	At	0.396	0.366	4.956	A	
	2	3	At	0.428	0.383	3.769	A	
	3	4	At	0.395	0.335	1.879	A	
	4	5	At	0.370	0.295	1.410	A	
	5	6	At	0.594	0.504	19.427	A	
	6	7	At	0.811	0.706	19.345	A	
	7	9	At	0.941	0.806	17.102	A	
	8	11	At	1.350	1.185	20.892	B	
	9	14	At	1.293	1.083	26.611	B	
	10	16	At	1.711	1.471	40.412	B	
	11	18	RM	1.768	1.498	33.218	A	
	12	20	RM	1.912	1.612	53.360	A	
	13	22	RM	3.342	3.012	66.702	A	
	14	24	RM	4.770	4.410	114.921	A	

En résume les résultats de l'essai pressiométrique dans le tableau III.8 :

Tableau III.8 : Résultats des essais pressiométrique

N° de couche	Symbole du sol	Pl(MPa)	E(MPa)	Catégories	Sols
③	At	0.370-0.428	1.410-4.956	I	**Argiles plastiques**
④	At	0.594-1.711	17.102-40.412	II	**Argiles raides**
⑤	RM	1.768-4.770	33.218-114.921	II	**Marnes**

Les courbes relatives à l'essai pressiométrique sont représentées en annexe.(page 29 à 32)

III.5 Caractéristiques géotechniques :

L'ensemble des caractéristiques physique et mécanique sont donné dans les tableaux III.9 et III.10

Tableau III.9 : Caractéristiques physiques du sol à différentes couches.

N°couche	**Symbole du sol**	**Paramétre**	**Nbr de *valeurs***	**Valeur min**	**Valeur max**	**Valeur moy**
①	**At Gris brunâtre.etc**	**ρd (g/cm3)**	3	1.64	1.65	1.64
		ρh (g/cm3)	**3**	2.00	2.03	2.01
		e_0	**3**	0.664	0.680	0.674
		W（%）	**3**	21.6	24.0	22.6
		WL（%）	**3**	50.54	57.03	52.76
		WP（%）	**3**	19.99	22.59	21.18
		Ip（%）	**3**	27.95	36.08	31.59
		Ic	**3**	0.95	0.97	0.96
②	**At Gris brunâtre.etc**	**ρd (g/cm3)**	**1**	1.58	1.58	1.58
		ρh (g/cm3)	**1**	2.04	2.04	2.04
		e_0	**1**	0.746	0.746	0.746
		W（%）	**1**	29.5	29.5	29.5
		WL（%）	**1**	51.6	51.6	51.6
		WP（%）	**1**	21.1	21.1	21.1
		Ip（%）	**1**	30.6	30.6	30.6
		Ic	**1**	0.72	0.72	0.72
③	**At Gris brunâtre.etc**	**ρd (g/cm3)**	**4**	1.41	1.73	1.61
		ρh (g/cm3)	**4**	1.85	2.07	1.99
		e_0	**4**	0.586	0.947	0.714
		W（%）	**4**	19.4	31.0	23.4
		WL（%）	**6**	47.94	59.31	55.33
		WP（%）	**6**	18.80	24.69	22.17
		Ip（%）	**6**	29.15	36.15	33.20
		Ic	**4**	0.82	0.98	0.93
④	**At Jaune brunâtre**	**ρd (g/cm3)**	**3**	1.64	1.75	1.70
		ρh (g/cm3)	**3**	2.02	2.07	2.05
		e_0	**3**	0.576	0.673	0.616
		W（%）	**4**	18.6	22.9	19.9
		WL（%）	**4**	43.45	51.17	46.57
		WP（%）	**4**	18.20	22.94	20.22
		Ip（%）	**4**	25.25	28.22	26.35
		Ic	**4**	0.97	1.07	1.01
⑤	**RM En couleur livide**	**ρd (g/cm3)**	**5**	1.66	1.77	1.72
		ρh (g/cm3)	**5**	2.01	2.08	2.04
		e_0	**5**	0.544	0.654	0.598
		W（%）	**5**	16.1	20.9	18.6
		WL（%）	**5**	39.52	51.55	45.64
		WP（%）	**5**	18.18	21.37	19.58
		Ip（%）	**5**	20.79	30.18	26.07
		Ic	**5**	1.00	1.13	1.04

Tableau III.10 : Caractéristiques mécaniques du sol à différentes couches

N°couche	Symbole du sol	Paramètre	Nbr de *valeurs*	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Ecart type,s	Valeur caractéristique	
								x 5% (-)	x 5% (+)
①	At	C_{uu}(KPa)	2	40.32	87.01	63.66	33.02	25.37	101.95
		Φ_{uu}(°)	2	9.56	11.05	10.30	1.05	9.08	11.52
		C_{CD}(KPa)	1	57.97	57.97	57.97	-	-	-
		Φ_{CD}(°)	1	12.39	12.39	12.39	-	-	-
②	At	C'p(KPa)	1	45	45	45	-	-	-
		Φ'p(°)	1	12.4	12.4	12.4	-	-	-
		C'_f(KPa)	1	5	5	5	-	-	-
		Φ'f(°)	1	11.9	11.9	11.9	-	-	-
③	At	Pc	2	100.0	180.0	140.0	56.57	74.40	205.60
		Cc	2	0.14	0.16	0.15	0.02	0.13	0.17
		C_g	2	0.045	0.048	0.047	0.002	0.044	0.049
		Cv($10^{-3}cm^2/s$)	2	1.5	1.7	1.6	0.1	1.4	1.8
		C'p(KPa)	1	68	68	68	-	-	-
		Φ'p(°)	1	19.7	19.7	19.7	-	-	-
		C'_f(KPa)	1	27	27	27	-	-	-
		Φ'f(°)	1	10.1	10.1	10.1	-	-	-
		C_{uu}(KPa)	3	46.3	86.0	71.4	21.8	50.8	92.1
		Φuu(°)	3	5.16	27.2	17.9	11.4	7.1	28.6
		C_{CD}(KPa)	4	40	68	54.4	14.5	42.6	66.4
		Φ_{CD}(°)	4	25.5	12.2	19.1	5.4	14.6	23.5
		Rg(10^{-2})	1	1.717	1.717	1.717	-	-	-
		δg (KPa)	1	250	250	250	-	-	-
④	At	C_{uu}(KPa)	2	61.2	80.0	70.6	13.3	55.2	86.0
		Φ_{uu}(°)	2	10.6	25.4	18.0	10.4	5.9	30.1
		C_{CD}(KPa)	2	57.0	52.6	54.8	3.1	51.1	58.4
		Φ_{CD}(°)	2	23.6	25.0	24.3	1.0	23.1	25.5
		Rg(10^{-2})	1	5.34	5.34	5.34	-	-	-
		δg (KPa)	1	325	325	325	-	-	-
⑤	RM	C_{uu}(KPa)	1	89.0	89.0	89.0	-	-	-
		Φ_{uu}(°)	1	19.6	19.6	19.6	-	-	-
		C_{CD}(KPa)	1	59.0	59.0	59.0	-	-	-
		Φ_{CD}(°)	1	17.4	17.4	17.4	-	-	-

D'après les résultats mécanique et physique obtenus on peut représenter ces résultats dans une coupe lithologique schématisé comme suit :

-1er couche----------

Epaisseur 6.6 m
$\gamma_{d=}$ *1.64g/cm³* ,$I_{p=}$*31.6%,* I_c*=0.96,* C'_{uu}*=25.4KPa,* C_{cd}*=58KPa*

--2eme couche----------

Epaisseur 5.2 à 5.8m
$\gamma_{d=}$ *1.58g/cm³* ,$I_{p=}$*30.6%,* I_c*=0.72,*
C'_P*=45KPa,* C'_f*=5KPa* $\emptyset_f$*=11.9⁰,* $\emptyset_p$*=12.4⁰,*

---3eme couche----------

Epaisseur 5.2 à 5.8m
$\gamma_{d=}$ *1.61g/cm³* ,$I_{p=}$*33.8%,* I_c*=0.93,*
C'_P*=68KPa,* C'_f*=27KPa* $\emptyset_f$*=10.1⁰,*

4emecouche----------

Epaisseur 7.4 à 10.8m
$\gamma_{d=}$ *1.7g/cm³* ,$I_{p=}$*26.35%,* I_c*=1.01,* C_{cd}*=55.1KPa,*
C'_{uu}*=55.2KPa* $\emptyset_{uu}$*=5.9⁰,* $\emptyset_{cd}$*=23.1⁰,*

-----5eme couche----------

$\gamma_{d=}$ *1.72g/cm³* ,$I_{p=}$*26.07%,*
I_c*=1.04*

III.6 Conclusion

A travers le présent chapitre, nous avons obtenus toutes les informations nécessaires relatives aux caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches, Sur la base des résultats les couches des sols sont des sols fins avec une plasticité forte, ce qui permet de dire une forte sensibilité par rapport à l'eau.

Sous les actions combinées, une perte de leurs caractéristiques mécaniques (cohésion), en présence d'eau, ils ont perdues donc leurs équilibres et ont entamés un processus de glissement.

Chapitre IV:

CALCUL DE STABILITE ET PROPOSTION DES SOLUTIONS DE CONFORTEMENT

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse numérique qui a pour but de déterminer le coefficient de sécurité du cas de glissement, présenté précédemment, avec le code de calcul TALREN, ainsi des solutions de confortement sont proposées. Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.
Pour cela, nous allons proposés deux variantes de confortement, comme suit :

- 1er variante confortement avec tirants d'ancrage.
- 2er variante confortement avec pieux.
  Et enfin une comparaison sera déduite entre ces deux solutions avec les recommandations nécessaires.

IV.2 Hypothèses de calcul

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne la plus défavorable ;
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calcules sont les données recueillies des essais de reconnaissance géotechnique ;
- L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismique selon le règlement RPA.

IV.3. Paramètres pris en compte dans le cas d'un séisme :

L'incidence d'un séisme est traitée par la méthode « pseudo-périodique ». La gravitée est affectée d'un coefficient d'accélération horizontal kh et vertical kv de sens quelconque ; Pour calculer les coefficients sismiques, on utilise le RPA99/version 2003.
Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

-Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

-Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

-Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

-Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Pour notre cas c'est le groupe 1B ouvrages de grande importance, qui stipule dans son contenu « Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine »
Les coefficients d'accélération (A) pris en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des accélérations sismiques

	Zone			
Groupe	**I**	**II a**	**II b**	**III**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0 .12	0 .20	**0.25**	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Pour notre cas c'est le groupe 1B zone IIb soit A=0.25. Donc **A= 0.25g** c'est le coefficient d'accélération de la valeur du pic sismique de la zone du projet. Donc on aura **kh = 0.125g et kv =0.038g.**

IV.4 Données géotechniques du profil

Le calcul de la stabilité du talus est fait en prenant un profil représentatif comme suit :
Remarque :

- Les caractéristiques de la couche de marne sont celles déduites de la campagne géotechnique après évaluation du coefficient de variance CV.

- Le calcul a été mené en considérant l'existence d'une nappe phréatique au niveau du remblai, du fait que la marne est imperméable.

Les indices physiques et mécaniques adoptés dans notre calcul sont :

Tableau IV.2 : Valeurs adoptées des indices physiques et mécaniques

N°	Symbole lithologique	¥ (KPa/m3)	C KPa	Φ (°)	OBS
01	Argile très plastique	19.5	5	15	At
02	Argile très plastique	21	22	60	At
03	Argile très plastique	19	32	5	At
04	Marne	20.5	10	36	RM

IV.5 Méthode d'analyse de calcul

La méthode de calcul qui sera pris en compte dans cette modélisation sera :
Perturbation dont la surface de rupture est quelconque (avant confortement).
Bishop qui stipule que la surface de rupture est circulaire (après confortement).

IV.5.1 Coefficient de sécurité

Pour les glissements, dans des conditions habituelles (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit être **F ≥ 1.50** ; alors que si on prend en compte l'effet sismique, le coefficient de sécurité doit être **F ≥ 1.30.**

IV.5.2 Calcul à l'état initial (sans confortement)

Un calcul à rebours de stabilité du talus est fait en prenant un profil représentatif du PK21+060, on suppose que le coefficient de sécurité du talus provisoire au moment du glissement est de 1. La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul

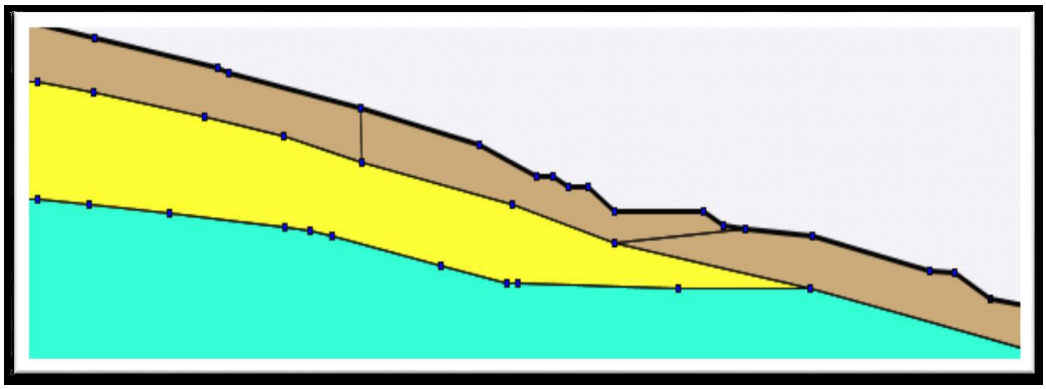


Figure IV.1 : Géométrie du modèle

IV.5.2.1 Présentation des résultats de calcul

a-premier cas (Sans nappe sans séisme)

Dans ce cas le calcul a donné un coefficient de sécurité de **Fmin=0.90**

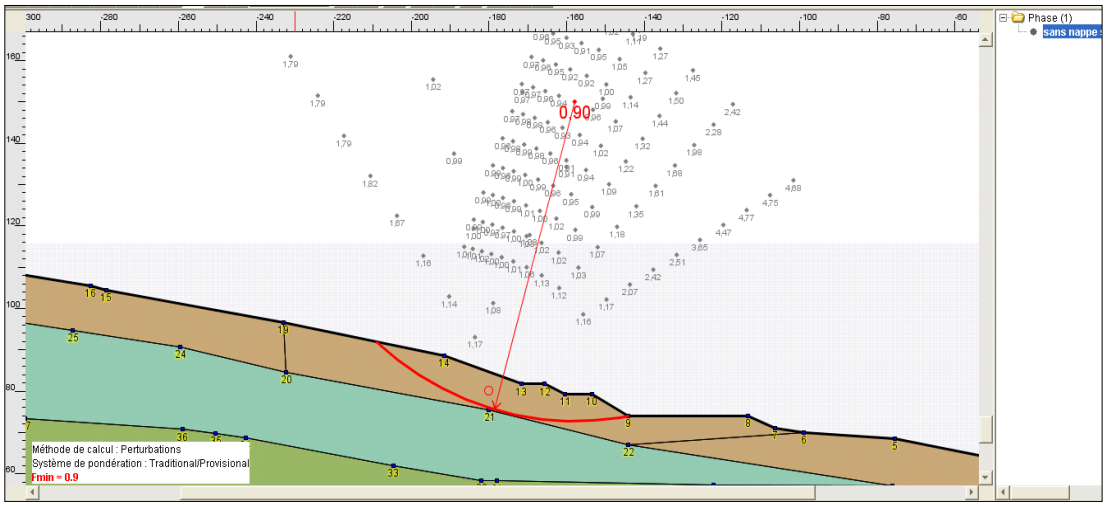


Figure IV.2 : Cas cercle de rupture (Sans nappe sans séisme)

b-Deuxième cas (Sans nappe avec séisme)

Le calcul à donne une valeur très faibles de coefficient de sécurité Fmin=0.58

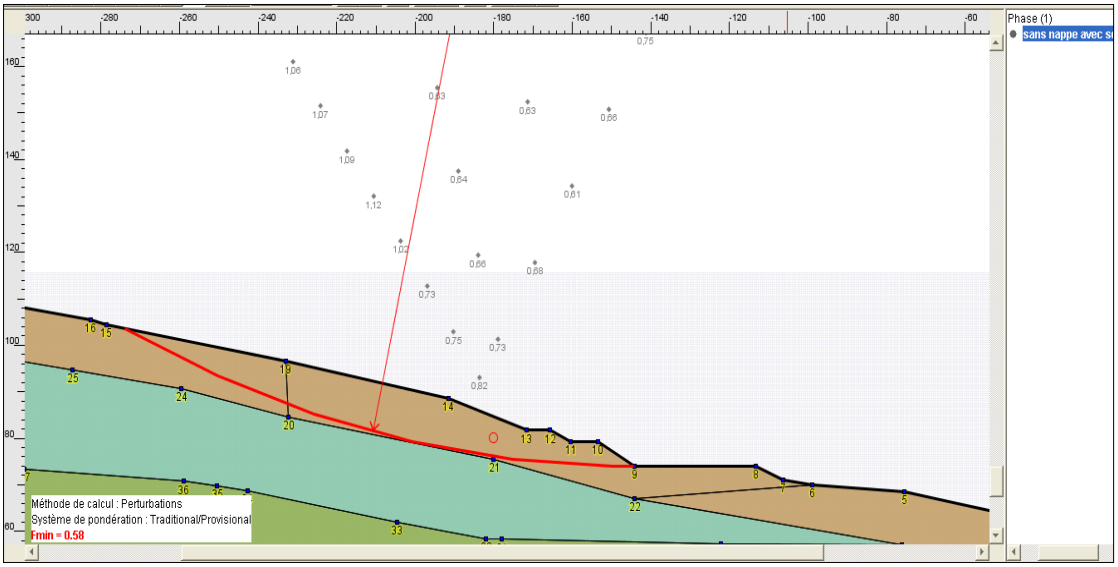


Figure IV.3 : Cas cercle de rupture (Sans nappe avec séisme)

c-Troisième cas (avec nappe avec séisme)

Le calcul a donné un coefficient de sécurité très faible d'une valeur de Fmin=0.48

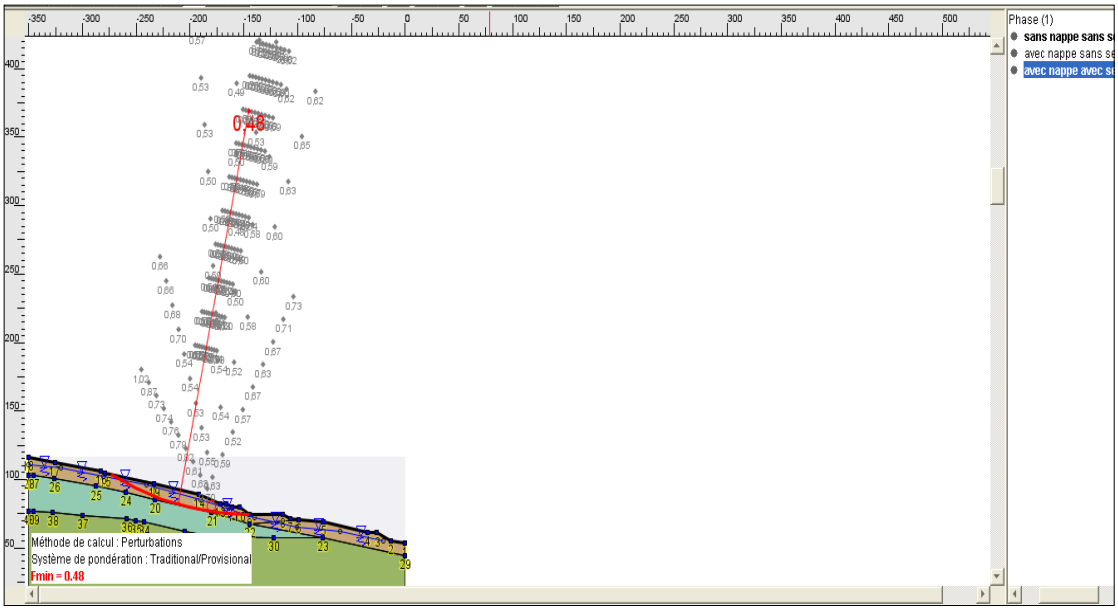


Figure IV.4 : Cas cercle de rupture (avec nappe avec séisme)

d-Quatrième cas (avec nappe avec séisme)

Le coefficient de sécurités dans ce cas égale Fmin=0.77

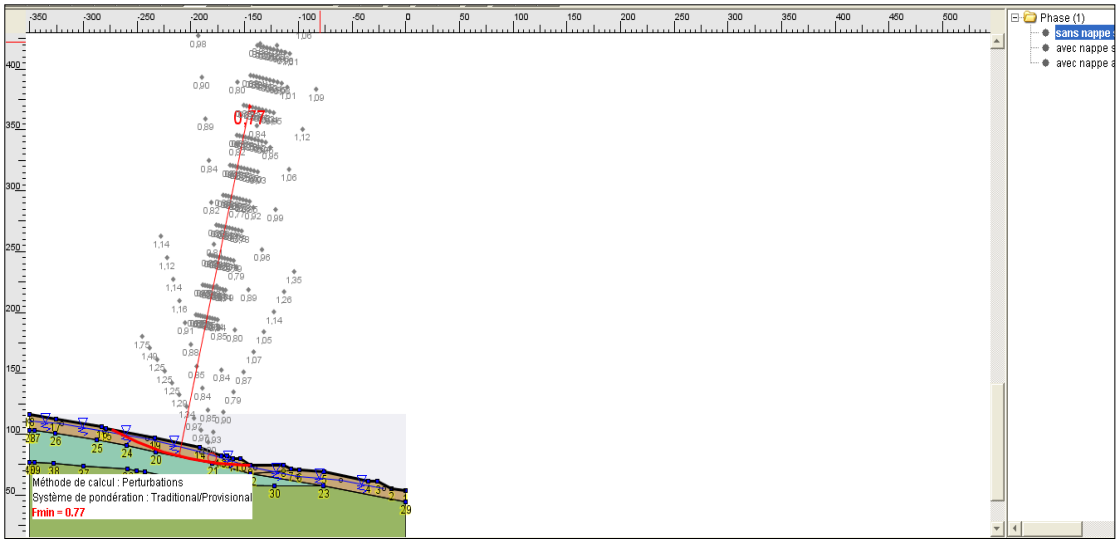


Figure IV.5 : Cas cercle de rupture (avec nappe sans séisme)

IV.5.2.2 Interprétation des résultats :

Le tableau suivant montre l'influence de l'action sismique et l'effet de la nappe sur la stabilité du talus

Tableau IV.3 : Résultats de calcul de l'états initial

Cas considéré	**Coefficient de sécurité Fs**
Sans nappe Sans séisme	0.90
Sans nappe Avec séisme	0.58
Avec nappe Sans séisme	0.77
Avec nappe Avec séisme	0.48

Il ressort donc que le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement (à l'état initial), calculé sans prise en compte de la nappe phréatique, est de 0.90 et 0.58 (avec séisme), c'est-à-dire que notre talus est instable. Alors qu'après la prise en compte de la nappe phréatique, le coefficient de sécurité diminue considérablement à une valeur de 0.77 et 0.48 (avec séisme). Dans les quatre cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui confirme que le talus en question est instable. Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe à un effet direct sur la stabilité de terrain (diminution du facteur de sécurité).

D'après le tableau on distingue que la présence du séisme diminue le facteur de sécurité.

Par conséquent, nous allons essayer de proposer des solutions de confortement dans le but de stabiliser ce talus condition nécessaire pour permettre la réalisation du tronçon en question et résoudre ainsi le problème du glissement rencontré.

IV.5.3 Calcul après confortement

1 ere Variante : Confortement par tirants d'ancrage

Le rôle des tirants d'ancrage, est axé essentiellement sur la diminution des forces actives du glissement, et augmenter les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, et cela au vu des forces de traction appliquées en surface. Généralement, les tirants d'ancrages sont utilisés pour la stabilisation des talus en sols meubles ou rocheux.

On distingue deux types de tirants d'ancrages :

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires** : Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage.
- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes** : Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

IV.5.3.1 Présentation des résultats de calcul :

a-Premier cas (Sans nappe sans séisme)

Pour le coefficient de sécurité le calcul a donné des valeurs de Fmin=2.35

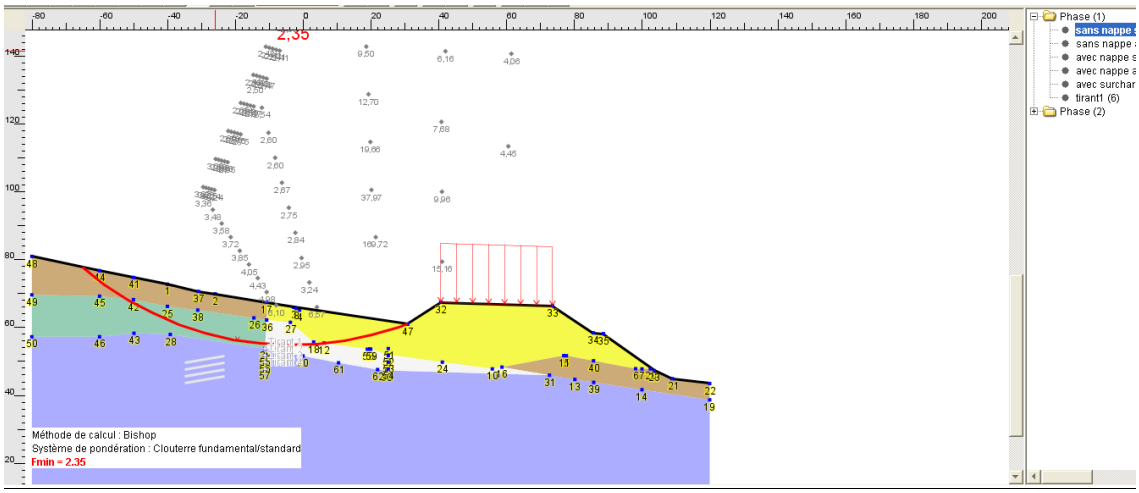


Figure IV.6 : Calcul à la rupture sans nappe sans séisme Fr = 2.35

b-Deuxième cas (Sans nappe avec séisme)

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donner un Fmin =1,34

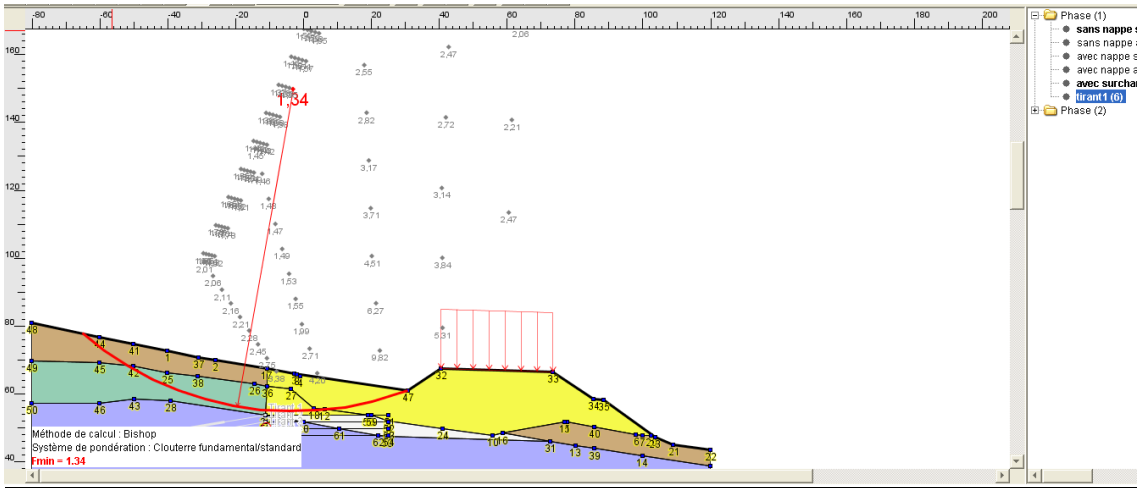


Figure IV.7 : Calcul à la rupture sans nappe avec séisme Fr = 1.34

c-Troisième cas (Avec nappe sans séisme)

Le calcul a donné un coefficient min d'une valeur de 2.29

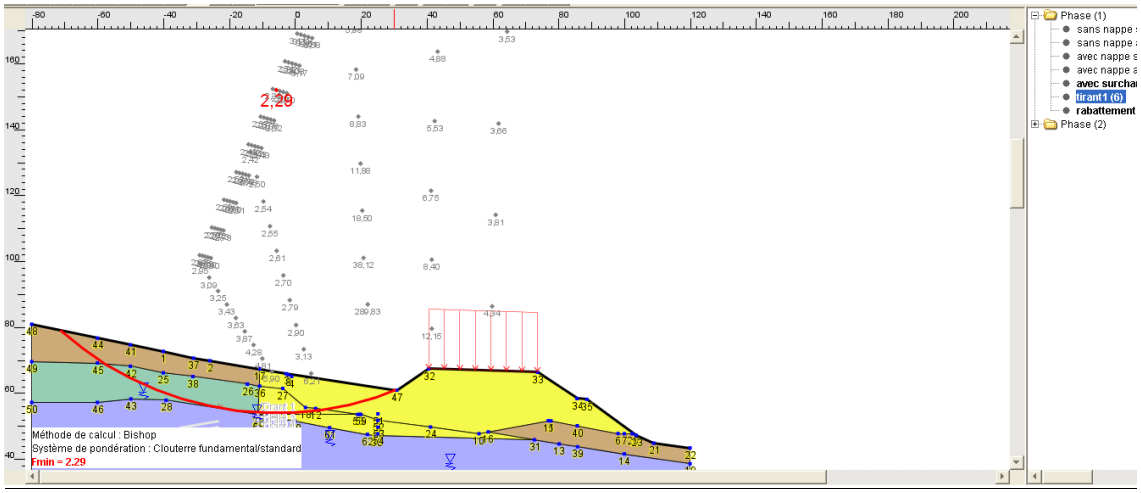


Figure I.V.8 : Calcul à la rupture avec nappe sans séisme Fr= 2.29

d-Quatrième cas (Avec nappe avec séisme)

Dans ce cas le coefficient de sécurité min égale Fmin=1.04

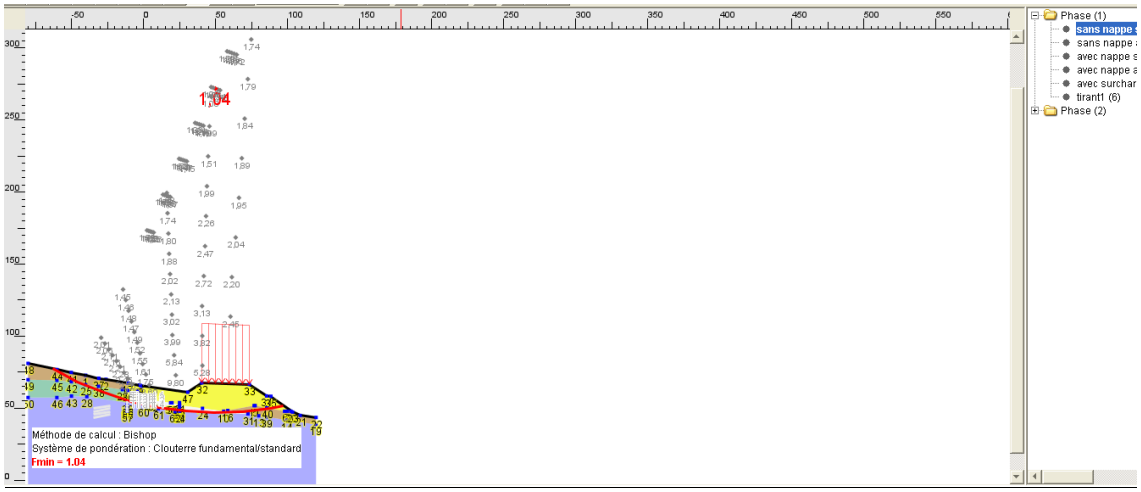


Figure I.V.9 : Calcul à la rupture avec nappe avec séisme Fr = 1.04

Après rabattement de la nappe phréatique par la réalisation de :

- murs en gabions servant pour la protection des tirants d'ancrage d'une part, et le drainage des eaux souterraines d'autre part.

- réalisation des tranchées drainantes traversant en travers notre profilé.

On aura donc la modélisation suivante :

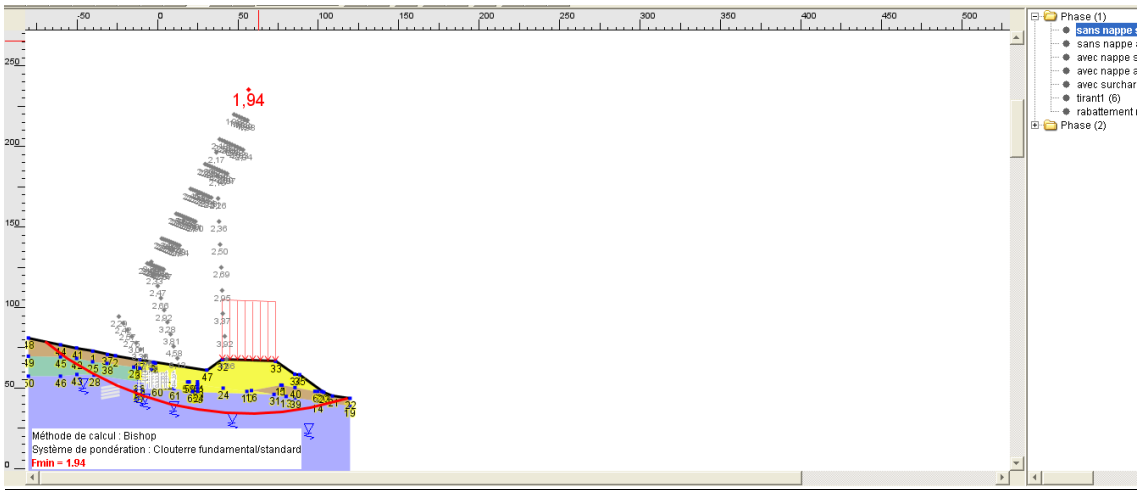


Figure I.V.10 : Calcul à la rupture avec nappe avec séisme Fr= 1.94
(après rabattement de la nappe)

IV.5.3.2 Interprétation des résultats :

Le tableau suivant montre l'influence de la nappe phréatique et l'action sismique sur le talus traité par les tirants d'ancrage.

Tableau IV.4 : Résultats de calcul après confortement (tirants d'ancrage)

Cas considéré	Coefficient de sécurité Fs
Sans nappe Sans séisme	2.35
Sans nappe Avec séisme	1.34
Avec nappe Sans séisme	2.29
Avec nappe Avec séisme	1.4
Avec nappe Avec séisme (avec drainage)	1.94

A partir du tableau, on remarque que les valeurs du coefficient de sécurité calculés après confortement et inclusion des tirants d'ancrage, et aussi après rabattement de la nappe est de 1.94 (cas avec nappe et séisme), notre talus est stable.

2 eme Variante : Confortement par pieux

La solution proposée consiste en la réalisation d'une rangée de pieux avec un reprofilage à mi talus et ce conformément à norme NF P94-240 (talus renforcé par des clous). Ces pieux travailleront à une traction calculée et un cisaillement imposé, avec un effort tranchant minimal de 700KN/ml . le système de renforcement consistant à la mise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de 1,2 m et un espacement de 3,0 m, reliés entre eux par une poutre au sommet des pieux, Il est recommandé aussi de réaliser un mur en gabions à l'extérieur des pieux (en aval), avec un rôle de protection superficielle des pieux anti-glissement et d'assurer un barrage pour l'infiltration des eaux de la partie supérieure par un drainage, et est cela évidemment bien avant le remplacement de la masse de glissement. Ce qui va certainement assurer plus de stabilité au talus naturel en aval de la plateforme de l'autoroute. La simulation numérique du confortement proposé, compte tenu des caractéristiques calculées à l'état d'équilibre limite conduit aux facteurs de sécurité suivants :

Etape 01 *:* ***Exécution des pieux anti-glissements*** et purger la masse glissante Le décapage du corps de glissement sera fait après l'exécution des pieux anti glissement

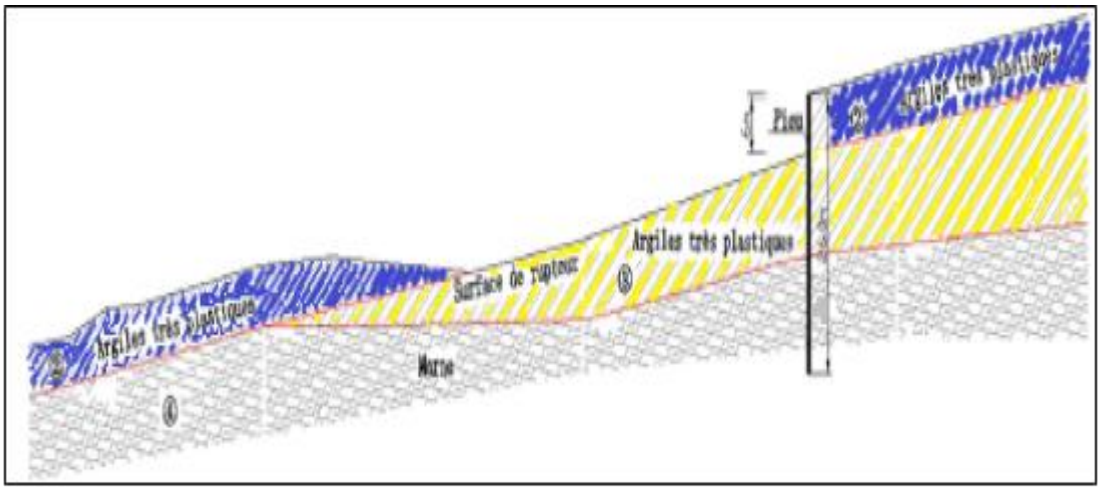


Figure IV. 11 : Profil de traitement

IV.5.4.1 Présentation des résultats de calcul :

a-Premier cas (Sans nappe sans séisme)

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donne des valeurs de Fmin=2.17

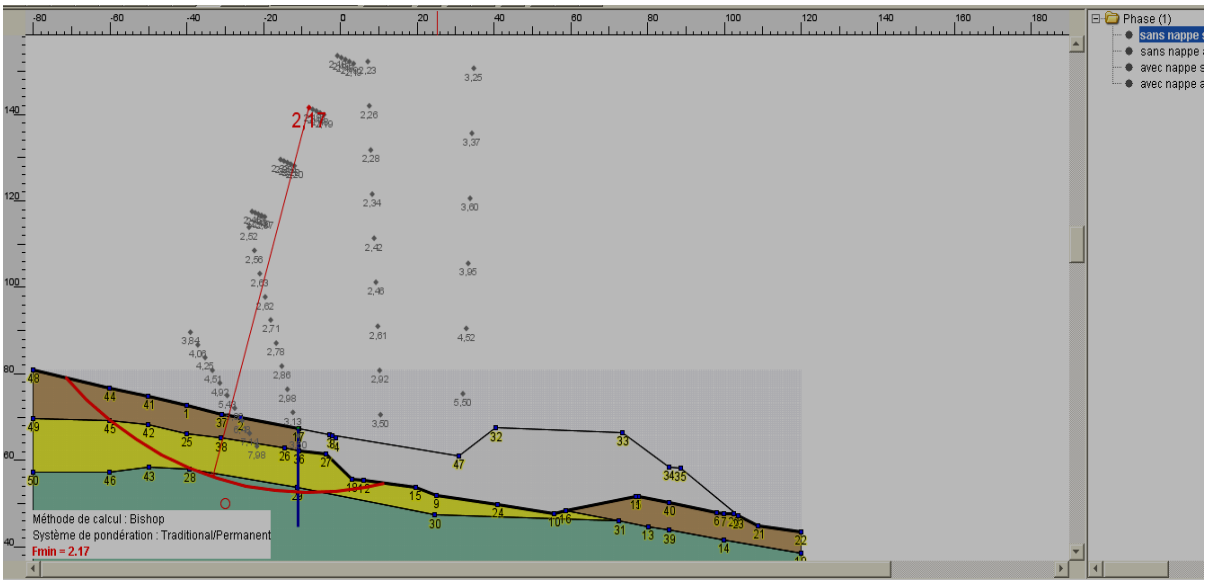


Figure IV.12 : Cas cercle de rupture (Sans nappe sans séisme)

b-Deuxième cas (Sans nappe avec séisme)

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donner un Fmin =1,57

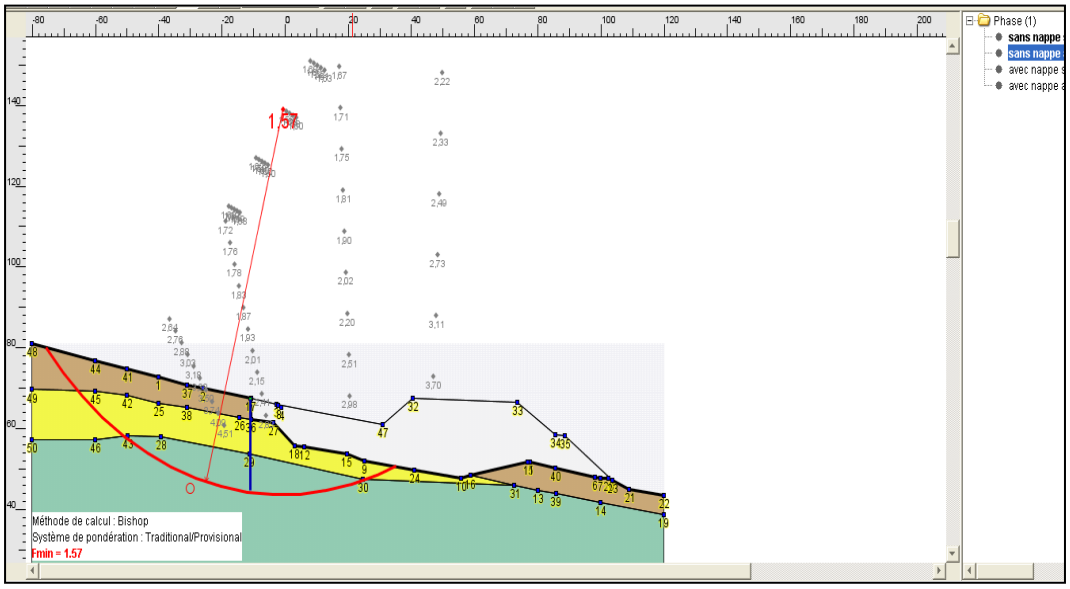


Figure IV. 13 : Cas cercle de rupture (Sans nappe avec séisme)

c-Troisième cas (Avec nappe sans séisme)

Le calcul a donné un coefficient min d'une valeur de1.57

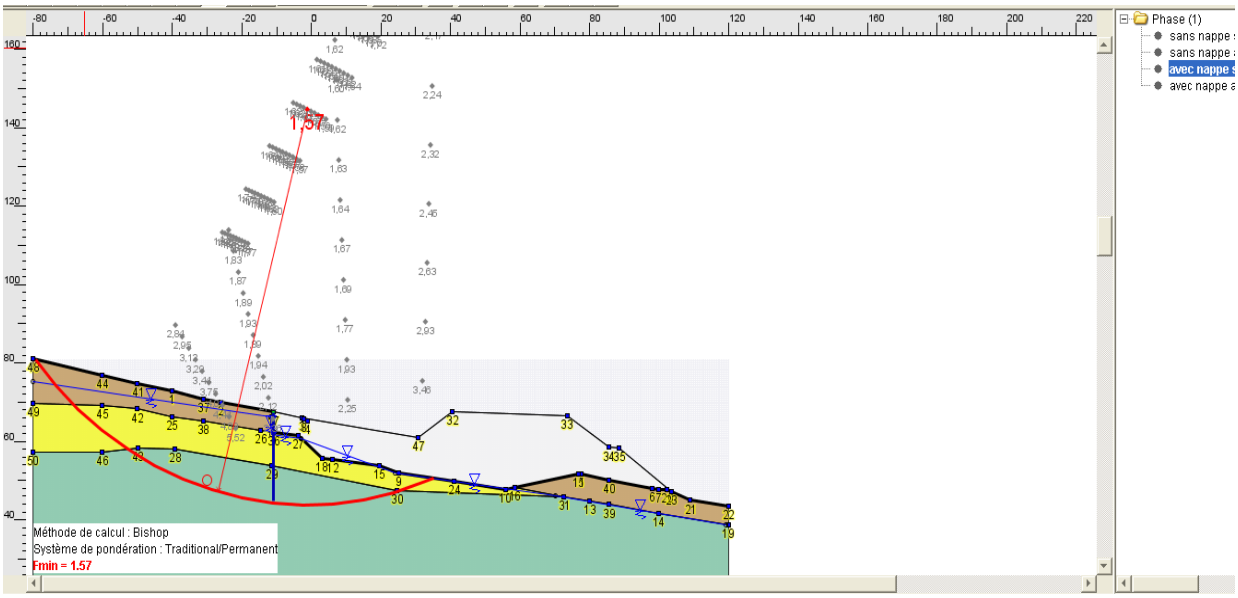


Figure IV. 14 : Cas cercle de rupture (Avec nappe sans séisme)

d-Quatrième cas (Avec nappe avec séisme)

Dans ce cas le coefficient de sécurité min égale Fmin=1.06

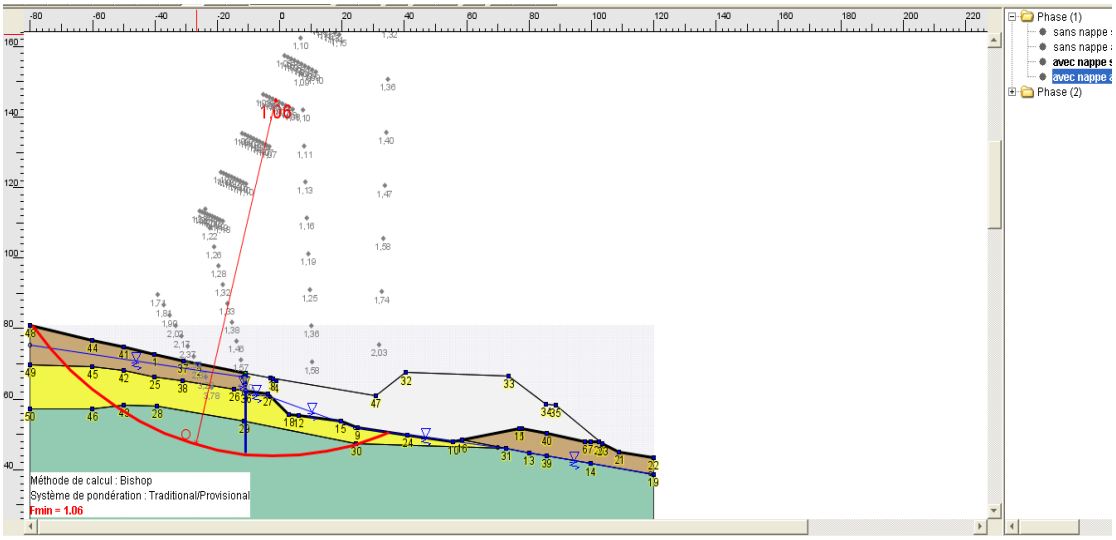


Figure IV.15 : Cas cercle de rupture (Avec nappe Avec séisme)

Au vu du dernier profil le coefficient de sécurité étant égal à 1.06 inférieur à 1.3 comme souhaité, il y'a lieu donc de rabattre le niveau de la nappe phréatique situé très proche du niveau terrain naturel par un système de drainage. L'objectif primordial est de limiter les infiltrations dans le massif. Les eaux peuvent provenir soit des sources d'eau ou particulièrement des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée, la gestion des eaux internes est prise en compte par la réalisation d'un réseau de tranchées drainantes. Les dimensions et la structure de la tranchée drainante ainsi que la fosse étanche sont illustrés par la figure suivante.

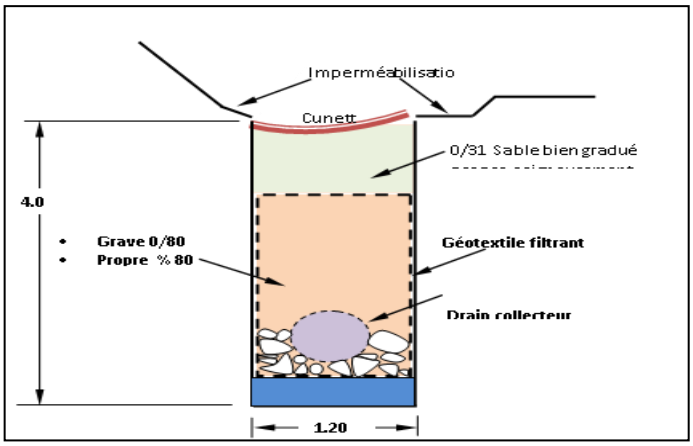


Figure IV.16 : Coupe longitudinale d'une tranchée drainante

Le rabattement de la nappe phréatique conduit une coefficient de sécurité min égale **Fmin=1.37**

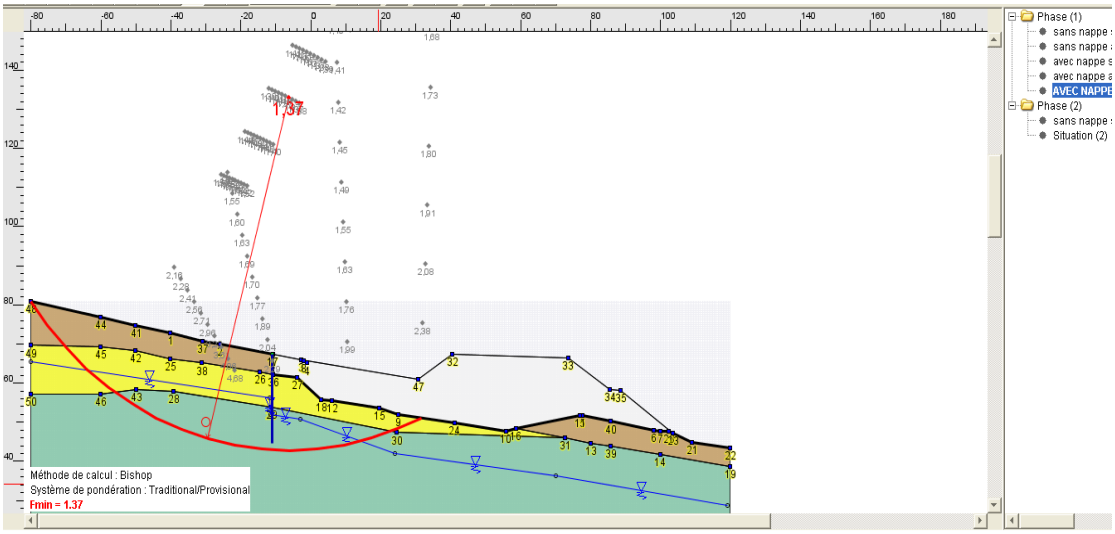


Figure IV.17 : Cas cercle de rupture (Avec nappe Avec séisme)

IV.5.4.2 Interprétation des résultats :

Le tableau suivant montre l'influence de l'action sismique sur le talus traité par pieu anti glissement

Tableau IV.5 : Résultats de calcul après le confortement (pieux)

Cas considéré	Coefficient de sécurité Fs
Sans nappe Sans séisme	2.17
Sans nappe Avec séisme	1.57
Avec nappe Sans séisme	1.57
Avec nappe Avec séisme	1.06
Avec nappe Avec séisme (avec drainage)	1.37

A partir du tableau, on remarque que les valeurs du coefficient de sécurité calculés après confortement et inclusion des pieux, calculés sans prise en compte du remblai de la plate forme de l'autoroute, est de 2.17 ,1.57 et 1.37, notre talus est stable.

Etape 02* : *Remblaiement de la plate forme de l'autoroute

Après le décapage du corps de glissement, on exécute le mur de soutènement en gabion, opération nécessaire pour permettre le drainage des eaux et ensuite on réalise le remblaiement et l'exécution de la plate forme. Voir figure au-dessous .

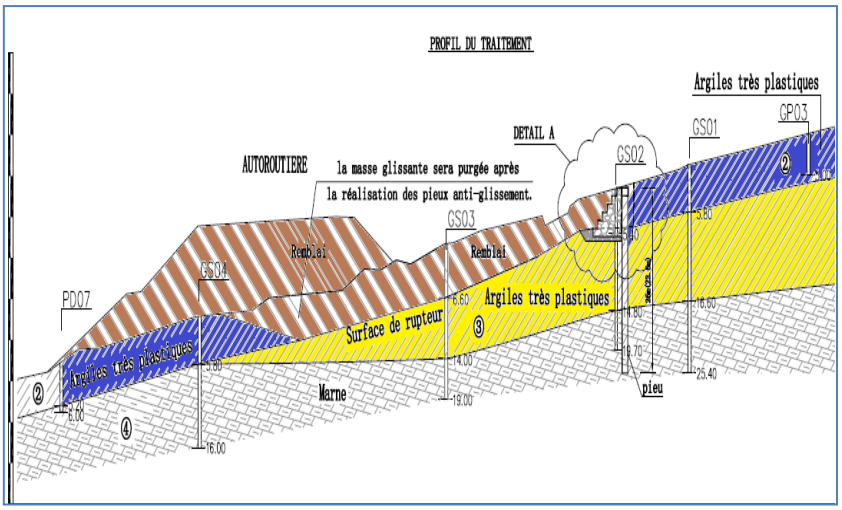


Figure IV.18 : Profil Traitement Final

IV.5.4.3 Résultats de calcul :

a-premier cas : Sans nappe Sans séisme

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donner un Fmin=3.32 ce qui signifier que le talus stable

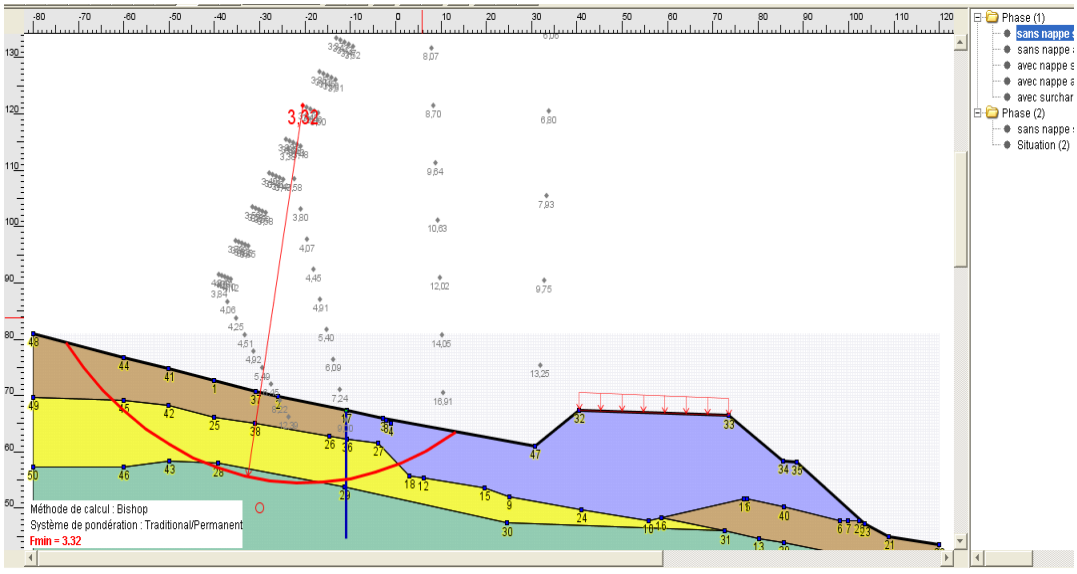


Figure IV19 : Cas cercle de rupture après confortement (Sans nappe Sans séisme)

b-Deuxième cas (Sans nappe Avec séisme)

Dans ce cas le coefficient de sécurité égale Fmin=1.91

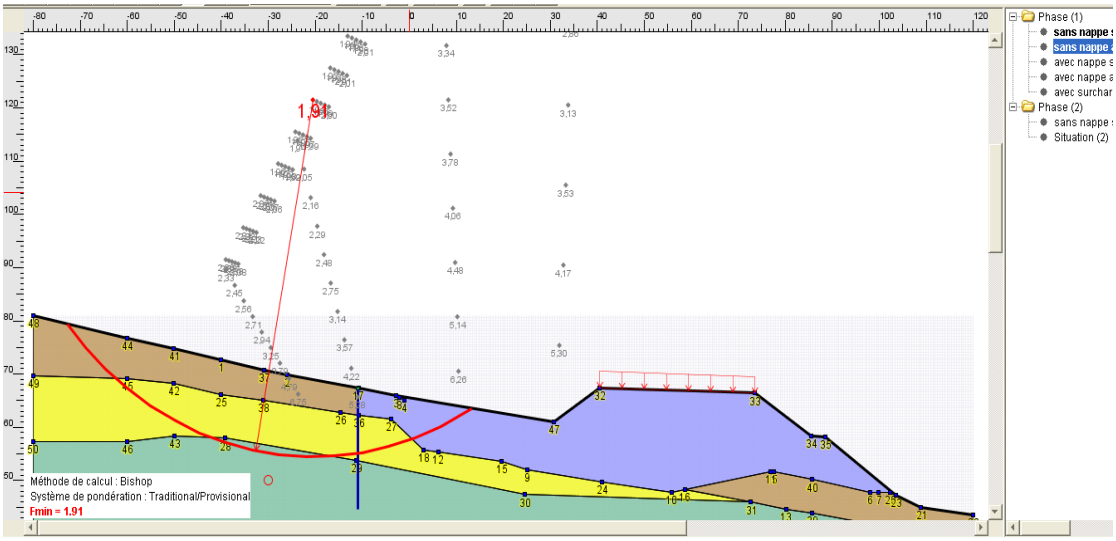


Figure IV.20 : Cas cercle de rupture après confortement (Sans nappe Avec séisme)

c-Troisième cas (Avec nappe Sans séisme)

Le calcul a donné un coefficient min d'une valeur de Fmin=3.19.

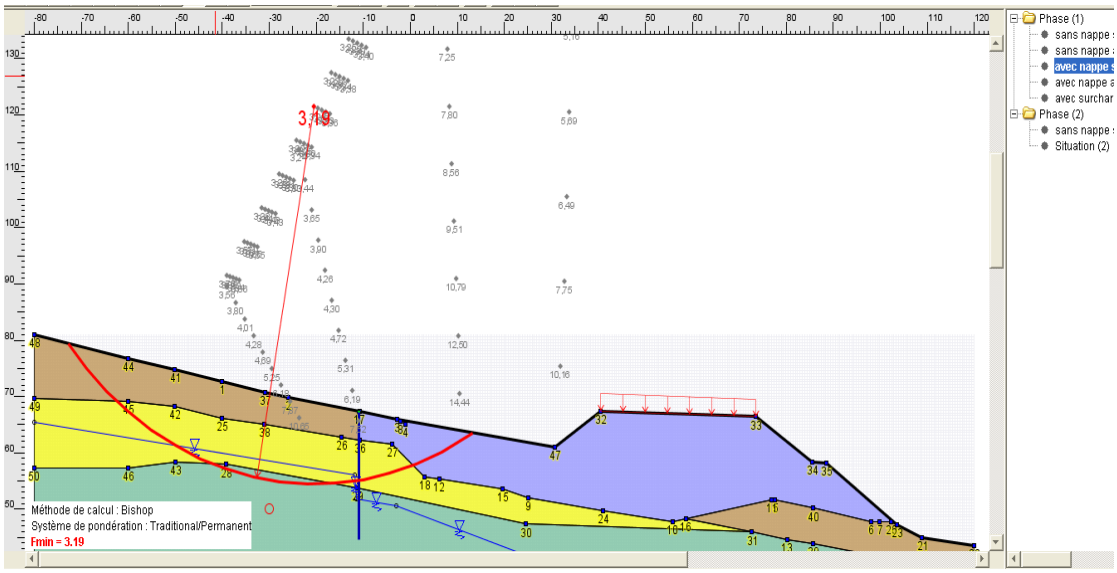


Figure IV.21 : Cas cercle de rupture après confortement (Avec nappe Sans séisme)

d-Quatrième cas (Avec nappe Avec séisme)

Le calcul a donné un coefficient min d'une valeur de Fmin=1.84.

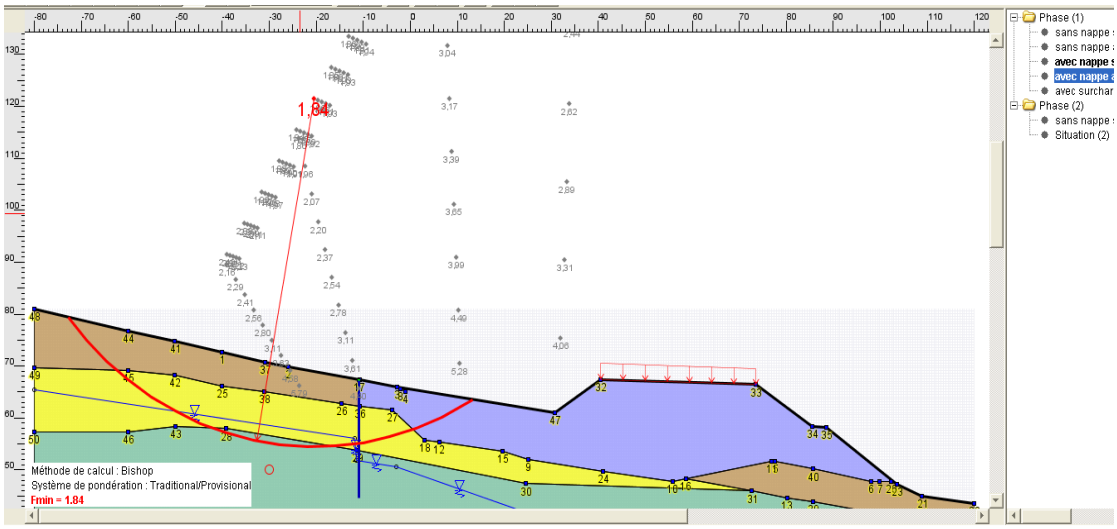


Figure IV.22 : Cas cercle de rupture après confortement (Avec nappe Avec séisme)

IV.5.4.4 Interprétation des résultats :

Le calcul a été effectué après renforcement et le remblaiement de la plate forme de l'autoroute et résumé dans le tableau ci-dessous .

Tableau IV.6 : Résultats de calcul pares confortement (pieux)

Cas considéré	Coefficient de sécurité Fs
Sans nappe Sans séisme	3.32
Sans nappe Avec séisme	1.91
Avec nappe Sans séisme	3.19
Avec nappe Avec séisme	1.84

A- Pour le cas où les surcharges et le remblai de la route ne sont pas pris en compte:

Les résultats de calcul traduit par les coefficients de sécurité trouvés supérieurs à 1.5 sont très acceptables et montrent une stabilité du talus.

B- **Pour le cas où les surcharges et le remblai de la route sont pris en compte:** Les coefficients de sécurité trouvés sont nettement supérieurs à ceux calculé précédemment, ce qui nous amène à dire que qu'après le remblaiement de la plate forme (autoroute) , l'incorporation des pieux anti-glissement et le placement du gabionnage notre profil devient plus stable à long terme. Même dans le cas d'un tremblement de terre, les coefficients de sécurité trouvés égal à 1.91 et 1.84 sont largement satisfaisants et

supérieur à 1.3 souhaité initialement. Ces calculs ont confirmés en général que la stabilité du talus étant assurée Fs> 1.5.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus des différents cas d'études à l'aide de code de calcule TALRAN .

Tableau IV.7 : Récapitulation des Résultats de calcul des différentes situations (pieux)

Etape	Méthode de calcul	Paramètres pris en compte	Coefficient de sécurité Fs
Avant le confortement ETAPE 01	Perturbation	Sans nappe phréatique sans séisme	0.90
		Sans nappe phréatique avec séisme	0.58
		Avec nappe phréatique sans séisme	0.77
		Avec nappe phréatique avec séisme	0.48
Après confortement par les pieux Sans surcharges et sans remblai de la plate forme autoroute ETAPE 02	Bishop	Sans nappe phréatique sans séisme	2.17
		Sans nappe phréatique avec séisme	1.57
		Avec nappe phréatique sans séisme	1.57
		Avec nappe phréatique avec séisme	1.37
Après confortement par les pieux Avec surcharges et avec remblai de la plate forme autoroute ETAPE 02		Sans nappe phréatique sans séisme	3.32
		Sans nappe phréatique avec séisme	1.91
		Avec nappe phréatique sans séisme	3.19
		Avec nappe phréatique avec séisme	1.84

IV.6 Etude comparative :

Le choix de la méthode à adopter pour la stabilité du talus sera bien réfléchie, et dépendra de plusieurs paramètres principaux dont on peut citer :

- Coût de réalisation.
- Moyens de réalisation.
- Matériau disponible aux environs immédiats du projet.
- Technicité et savoir faire.

Si on tient compte du premier paramètre cité comme référence de notre choix, ainsi le coût de réalisation pour stabiliser notre talus contre le glissement devra être comme (on prenant en compte une surface d'environ 5000 m2 comme surface à traiter), pour les deux variantes : (Travaux de drainage inclus)

1/ Cas des tirants d'ancrage :

Soit le coût de 25 000.00 DA/M2 , coût global = 125 000 000.00DA

2/ Cas des pieux :

Soit le coût de 35 000.00 DA/M2 , coût global = 175 000 000.00DA

Le choix est bien évident, et celui des tirants d'ancrage ; au vu du coût économique très avantageux par rapport à celui des pieux coûtant plus chers.

IV.7 Conclusion :

Après les différentes modélisations effectuées et les résultats obtenus, on constate que la présence d'eau souterraine , les terrassements effectués sans prendre les précautions nécessaires sont à l'origine de l'instabilité du talus, mettant le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité faible ; le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du logiciel Talren , nous a permis de proposer deux variantes , et qui nous permet d'affirmer que la solution des tirants d'ancrage est la mieux à adopter pour son gain économique important ,alors que celle des pieux reste aussi très fiable au vu des coefficients de sécurité trouvés relativement très élevés.

CONCLUSION GENERALE

Il y a lieu d'attirer l'attention des collectivités locales et le corps scientifique sur l'importance à donner à cet épineux phénomène du glissement, c'est d'ailleurs dans cette optique que notre modeste mémoire de fin d'étude a essayer de relater , à travers les deux premiers chapitre qui présentent globalement avec certains détails et explication ce phénomène , tout en relatant les différents types de glissement avec photos et images réelles , à traves certaines régions de notre pays.

On a essayé de retracer les différentes méthodes de calcule et analyse de la stabilité des talus.

Pour notre cas l'étude numérique concernant un tronçon routier sur la RN 01 (sud-nord) au PK 21+060 , qui présente un glissement important au vu des masses importantes des terres mise en jeu et le caractère stratégique du projet .

Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres affectant l'emprise de la route qui traverse cette zone.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement du talus en question durant les différentes phases (talus à l'état initial, après travaux de terrassement et après confortement), une analyse numérique du problème a été menée à l'aide des codes de calcul TARLEN 4, pour la vérification de la stabilité.

L'analyse de ce glissement a été effectuée en se basant sur les rapports géotechniques, fournit par la direction des travaux publics de la wilaya de Médea et établis par l'entreprise chinoise CSCEC chargé de la réalisation du projet , et qui disposant d'un laboratoire et machine nécessaires pour cet étude.

En effet, après analyse des différentes situations de notre profil étudié, on a constaté que globalement, le talus n'est pas stable dans son état initial, et cela est dû principalement aux facteurs suivants, à savoir :

- la présence d'une nappe phréatique en surface dont le niveau piézométrique est très élevée, mais non drainée.
- les caractéristiques mécaniques du sol sont médiocres dans les couches d'argiles plastiques.
- Les travaux de terrassement effectués par l'entreprise de réalisation modifiant l'état initial des contraintes dans le sol.

- Les travaux de réalisation en général ne comportent pas de précautions et dispositions particulières pour pareils cas.

Après notre travail de modélisation à travers les différentes situations étudiées, il s'est avérer nécessaire de proposer des solutions urgentes pour la stabilisation du site.

Il a donc été proposé en premier lieu l'utilisation des tirants d'ancrage associé à un système de drainage composé de tranchée drainante et gabionnage, et qui s'avère être une solution au problème posé.

Une deuxième solution de stabilisation du talus est également proposée comprenant un système de renforcement par pieux équipés de profilés métalliques sur le côté amont du talus, associé à un dispositif de drainage pour abaisser le niveau piézométrique, les résultats obtenus après calcul, montrent que le talus présente des coefficients de sécurité très satisfaisants et qui permettent d'envisager la réalisation de ce tronçon sans aucune crainte.

Une comparaison a été faite entre les deux solutions , et qui montre que la première solution (tirants d'ancrage) est moins coûteuse que celle qui recommande l'utilisation des pieux, mais il est à signaler que la deuxième solution présente des coefficients de sécurité très élevés garantissant d'une manière totale la stabilité du talus, le choix entre ces deux méthodes dépendra du degré d'importance que le maitre d'ouvrage donnera à ce projet.

Pour résumer, ce modeste travail nous a permis d'une part ,nous familiariser en détail avec le phénomène du glissement et d'autre part traiter un cas réel de glissement de terrain, en appliquant un logiciel numérique de calcul de stabilité Talren4 et aussi proposer une série de mesures pour la stabilisation du site en question.

Et enfin, en résumé nous pouvons dire que qu'à travers ce modeste mémoire, des objectifs primordiaux sont atteints, à savoir :

- Comprendre et analyser ce phénomène du glissement toute en découvrant ses causes et ces conséquences sur la vie quotidienne des populations.
- Savoir récolter les informations géotechniques nécessaires pour la bonne marche d'une étude.
- Analyser et étudier le comportement des talus vis-à-vis de la stabilité.
- Maitriser des outils de calcul numérique tel que le logiciel Talren4.

COUPE LONGITUDINALE GEOTECHNIQUE DU GLISSEMENT

COUPE LONGITUDINALE GEOTECHNIQUE DU GLISSEMENT

COURBES DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

COURBES DES LIMITES D'ATTEBERG

COURBES OEDOMETRIQUE

COURBES DES RELATIONS ENTRE DEPLACEMENT ET CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

COURBES DES RELATIONS ENTRE PRESSION VERTICALE ET INTENSITE DE CISAILLEMENT

RAPPORT D'ESSAI DE GONFLEMENT DU SOL

COURBE DE L'EPROUVETTE

RAPPORT DE PENETRATION DYNAMIQUE LOURD

COURBES DE RESISTANCE DYNAMIQUE DE POINTE

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

COURBES ESSAI PRESSIOMETRIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

[1] BOUAFIA.A (2009) . Conception et Calcul des Ouvrages Géotechnique , Edition Pages Bleu, Alger.

[2] BENYAIA Mohamed ; DJILALI BEN FREDJ Sid Ahmed (2011) Analyse et modélisation d'un glissement de terrain . Mémoire, Master en Génie Civil option Géotechnique université de Blida.

[3] YAHIAOUI Mohammed : Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel Plaxis .Mémoire magistère, Université Aboubakr belkaid de Tlemcen.

[4] HACHICHI, A., & FLEUREAU, J.M. (1999). Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. Revue Française de Géotechnique, 86,37–51.

[5] HOUMADI, Y., MAMOUNE, S.M.A., & BELAKHDAR, K. (2009). Swelling and geotechnical cartography of Saida soils. Jordan Journal of Civil Engineering, 3(1), 32–40.

[6] KECHOUANE Zahia, BOURAIOU Med Cherif, HACINI Med, AIT MOKHTAR Khedidja (2009) .Les mouvements de terrain dans la région de Mila, Analyse du glissement du site des 185 logements. Premier Symposium Méditerranéen de Geo-engineering technique.

[7] BOUSBAA Karima (2015). Etude de la pathologie des glissements de terrain a travers différents cas d'étude Mémoire , Master en Géotechnique université de Blida.

[8] ARAB Rabah, ZERMANI Messaoud, TABTI Sais (2009) : Contributions des Géosynthétiques dans le Traitement des Glissements de Terrain -1 er Symposium Méditerranéen de Géoengeneering -.

[9] CHIKHI Adem (2015) .Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par plaxis :Cas de Parc Dounya-Dely Brahim. Mémoire du diplôme de master, Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana.

[10] MOURAD Yahia Aissa ; FABIEN Binet ; PAUL Brossier ; Omar Naimi (2013) .Confortement du glissement de la route de Stora dans la wilaya de Skikda -3eme Conférence Maghrébine en Ingénierie Geotechnique.

[11] Durville.J-L et Seve.G (1996). Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

[12] Faure R. M. (2000) . L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I : Méthodes à la rupture – Revue Française de Géotechnique n° 92, p3-16.

[13] Gérard Degoutte, Paul Royet : Aide Mémoire de Mécanique des Sols- Documents Pédagogique Français- ENGREP.

[14] JAD Dellel (2002) : Analyse du comportement à long terme d'un versant instable , - Mémoire en vue l'obtention du diplôme d'ingénieur en génie civil –Université Clémont Ferrand.

[15] J.c. Blivet (Décembre 1976) . Stabilité des Talus de Déblais,196p.

[16] MAHMOUDI El Hadi, BELLI Hadia, SELAMI Abdelhamid (2017) . Etude et Modélisation d'un glissement de terrain sur le contournement nord de la ville de Médea entre le PK 08+450 au PK 09+100 - Mémoire Master en Géotechnique, université de Medea.

[17] MASEKANYA J. P. (2008) . Stabilité des pentes et saturation partielle: étude expérimentale et modélisation numérique . Thèse Doctorat , l'université de Liège, Belgique.

[18] MOUGIN Jean Piere (1973) . Les Mouvements de Terrain Recherche sur les Apports Naturels des Etudes Géologique et Mécanique à L'estimation de la Stabilité des Pentes. Thèse Doctorat , l'Université Scientifique et Médical de Grenoble.

[19] MOURAD Yahia Aissa ; FABIEN Binet ; PAUL Brossier ; Omar Naimi (2013) .Confortement du glissement de la route de Stora dans la wilaya de Skikda -3eme Conférence Maghrébine en Ingénierie Geotechnique.

[20] R.M.Faure, J.C.Gress : Glissements de Terrain Solutions Mécaniques de Renforcement Exemples,

[21] ZERMANI Messaoud, KENZA Belaid (2013) : Traitement de Glissement de Terrain les Grands Vents Delly -3eme Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique.

[22] Entreprise de Réalisation Chinoise CSCEC (2014) : Rapport et étude géotechnique sur le glissement de Terrain du PK 21+060.

ANNEXE
ETUDE GEOTECHNIQUE

ANNEXE
ETUDE GEOTECHNIQUE