



République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

*Investigation et analyse géotechnique de la stabilité d'un
talus sur la pénétrante autoroutière reliant Guelma à
l'autoroute Est-Ouest*

Présenté et soutenu par :

EL HAIMER Oumar

BELMOULAI Karim

Devant le jury :

| | | Grade | Etablissement |
|--------------|----------------|-------|------------------------------------|
| Président : | BARRAH Yacine | MCB | Université Larbi Tebessi - Tébessa |
| Encadreur : | HAMDANE Ali | MAA | Université Larbi Tebessi - Tébessa |
| Examineurs : | MEBROUK Faouzi | MAA | Université Larbi Tebessi - Tébessa |

Promotion 2018-2019

Ministère de l'Enseignement et Supérieur
Et de la recherche Scientifique
Université Larbi Tebessi – Tébessa
Institut des mines
Département des mines et de géotechnologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة
معهد المناجم
والجيوتكنولوجيا قسم المناجم

Année universitaire : 2018 /2019

Tébessa Le : 24/06/2019

Lettre de soutenabilité

Nom et prénom des étudiants :

1- EL HAIMER Oumar

2- BELMOUALI Karim

Niveau : 2^{ème} année master

Option : géotechnique

Thème : Investigation et analyse géotechnique de la stabilité d'un talus sur la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest

Nom et prénom du l'encadreur : HAMDANE Ali

| Les Chapitres réalisés | Signature de l'encadreur |
|------------------------|--------------------------|
| <i>CHAPITRE 01</i> | |
| <i>CHAPITRE 02</i> | |
| <i>CHAPITRE 03</i> | |
| <i>CHAPITRE 04</i> | |
| <i>CHAPITRE 05</i> | |

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
وَالْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ
وَالْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail

Je dédie ce modeste travail :

*A celui qui me donne le courage mon père Brahim pour tout ce
Qu'il fait pour que je sois à ce que je suis aujourd'hui.*

*À celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée
Pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère Enin.*

*Ces deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance.
Je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi,
Que dieu les protèges et les gardes.*

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

*A mes très chers frères et ma sœur qui ont toujours été là pour moi, et qui
m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils
trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes très chers parents, qui m'ont encouragé et guidé durant toutes ma
Vie*

*A mes chers et fidèles amis et spécialement mes collègues à l'université, les
autres, merci pour tous les moments inoubliables qu'on a eu le long de notre
amitié.*

 *EL Haimer Oumar*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus
Pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
Durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me
Voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

A mes chers frères et mes sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis sans exception.

En fin : A ceux que m'aime et ce que j'aime.



Belmoulai Karim

Remerciements

*Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le
Tout puissant, qui nous a donné la force, la patience, le courage et
La volonté d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions*

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur

*M. Hamdane Ali Pour son sérieux, sa compétence Et
Ses orientations. Et pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et
Guidé ce travail.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury
Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le
Plaisir d'apprécier.*

Nous tenons à remercier vivement l'ensemble des enseignants et

Le personnel administratif d'Institut de la mine.

*Nos remerciements vont aussi à tous les personnes qui ont
Participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

ملخص:

تشكل الانهيارات الأرضية عائقا كبيرا على الجانب التقني قبل الاقتصادي لأي مشروع بناء يتضمن أو يربط منحدرًا. الطريق السيار بين الشرق والغرب من الجزائر وأعماله الفرعية ليست استثناء. يركز هذا العمل على تحليل الاستقرار لمنحدر على الطريق السريع الذي يربط بين قالمة عنابة. يشير هذا المنشأ إلى وجود العديد من الانهيارات الأرضية التي تهتم بالانزلاق وتتمركز في موقع Pk 19 لدراستها، تم تطبيق عدة طرق (Bishop, Ordinary, Janbu, morgenstern-price و Les éléments finis). تظهر نتائج هذا العمل عوامل أمان تقل عن 1.5 قبل وضع الدعامات وبوجود ماء مع أن هذه النتائج غير مقبولة، ولكن بعد وضع الدعامات، يتحسن هذا المعامل بشكل كبير.

Résumé :

Les glissements des terrains constituent une contrainte majeure sur le côté technique qu'économique de tout projet de construction incluant ou adjacent à un talus. L'autoroute Est-Ouest de l'Algérie et ses ouvrages annexes n'est pas une exception. Ce travail s'intéresse à l'analyse de stabilité d'un talus au niveau de la pénétrante autoroutière liant Guelma à Annaba. Cet ouvrage marque la présence de plusieurs glissements dont on s'intéresse au glissement qui a u lieu au niveau du PK 19. Pour l'étudier, plusieurs méthodes ont été appliquées (Bishop, Ordinary et Janbu, morgenstern-price, et la méthode des éléments finis). Les résultats issus de ce travail montrent des coefficients de sécurité inférieur à 1.5 avant confortement et avec la présence d'eau ce qui n'est pas acceptable, mais après le confortement ce coefficient s'améliore d'une manière considérable.

Abstract:

Landslides are a major constraint on the technical and economic side of any construction project that includes or adjoins an embankment. The East-West Highway of Algeria and its ancillary works is no exception. This work focuses on stability analysis of an embankment at the penetrating motorway linking Guelma to Annaba. This book marks the presence of several landslides which are interested in the sliding which takes place at the level of PK 19. To study it, several methods have been applied (Bishop, Ordinary et Janbu, morgenstern-price, et la méthode des éléments finis). The results from this work show safety factors of less than 1.5 before comfort and with the presence of water which is not acceptable, but after the comfort, this coefficient improves in a considerable way.

Liste des matières

C = La cohésion du sol

C' = La cohésion effective du sol

E = Module de Young

$E1$ et $E2$ = Les forces normales inter tranches horizontales.

E et T = Les forces inter-tranche

T_f = Contraintes de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement

F_s = Coefficient de sécurité

$F(x)$ = Une fonction de variation par rapport à la distance de long de surface du glissement

h = La hauteur de la tranche

H_c = La hauteur critique

L et b = Largeur de la tranche

N = Effort normal a la base de la tanche

N_s = Le nombre du coefficient du sécurité

N et T = Réaction normale et tangentielle a la base du bloc

R = Rayon du cercle

S = Force de cisaillement a la base de l'élément

$T1$ et $T2$ = Les forces de cisaillement inter tranches verticales.

U = La résultante des pression interstitielles éventuelles

UL = L'effort a la pression d'eau latérale

V et H = Les efforts sur les côtés du bloc

W = Le poids de terre

X = La distance varie le long de la surface du glissement

Σ = La somme

τ = Contrainte de cisaillement mobilisée

μ = La pression interstitielle

τ_{max} = Résistance au cisaillement

φ = Angle de frottement interne du sol

φ' = Angle de frottement interne effectif du sol

β = Angle du talus

γ = Poids volumique du sol

γ_w = Poids volumique de l'eau

γ_h = Poids volumique humide du sol

σ = Contrainte

σ' = Contrainte effective

α = Inclinaison de la surface de rupture

θ = Angle de frottement de la tranche

θ_i = Angle formé par la résultante et horizontal

λ = Un scalaire constante

τ_f = Contrainte de cisaillement de rupture.

τ_m = Contrainte de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : Glissement de terrain | 5 |
| Figure I.2 : Glissement plan et rotationnel | 5 |
| Figure I.3 : Glissement plan | 6 |
| Figure I.4 : Glissement rotationnel simple | 6 |
| Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe | 7 |
| Figure I.6 : Exemple d'un remblai au sommet d'un talus pouvant être Néfaste à sa stabilité | 10 |
| Figure I.7 : Excavation réalisée pour l'entretien des fossés pouvant être Néfaste à la stabilité d'un talus | 10 |
| Figure I.8 : La concentration de l'eau vers la pente | 11 |
| Figure I.9 : Les écroulements, chutes de blocs et de pierres | 12 |
| Figure I.10 : Solifluxion | 13 |
| Figure I.11 : Les coulées boueuses | 13 |
| Figure I.12 : Les mouvements sans surface de rupture ou Le fluage | 15 |
| Figure I.13 : Le mécanisme de l'affaissement et l'effondrement | 15 |
| Figure I.14 : L'affaissement et l'effondrement | 16 |
| Figure I.15 : Renversement | 16 |
| Figure II.1 : Glissement plan : équilibre d'un bloc | 21 |
| Figure II.2 : Schéma type d'une rupture circulaire | 22 |
| Figure II.3 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une Tranche | 24 |
| Figure II.4 : Équilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius | 25 |
| Figure II.5 : Rayon R dans la méthode de Fellenius | 26 |
| Figure II.6 : Représentation graphique des forces sur une tranche | 28 |

| | |
|--|----|
| Figure II.7 : Forces considérées dans la méthode de Janbu | 30 |
| Figure II.8 : Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s Pour différentes valeurs de ϕ | 31 |
| Figure III.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement | 34 |
| Figure III.2 : Allègement en tête | 35 |
| Figure III.3 : Butée de pied | 35 |
| Figure III.4 : La substitution totale | 36 |
| Figure III.5 : La substitution partielle | 36 |
| Figure III.6 : Les tranches drainantes | 37 |
| Figure III.7 : Drains subhorizontaux | 38 |
| Figure III.8 : Les tranches drainantes | 38 |
| Figure III.9 : Paroi de palplanche | 38 |
| Figure III.10 : Réalisation d'un mur en gabion | 40 |
| Figure III.11 : Soutènements par pieux | 40 |
| Figure III.12 : Mur de soutènement | 41 |
| Figure III.13 : Le principe de renforcement par terre armée | 42 |
| Figure III.14 : Renforcement par géogridde | 43 |
| Figure III.15 : Un versant stabilisé par clouage | 44 |
| Figure III.16 : Clouage (Sève et al, 1996) | 44 |
| Figure III.17 : schémas tirants d'ancrages | 45 |
| Figure III.18 : Renforcement par ancrage (CartieG.1986) | 45 |
| Figure III.19 : Les critères de choix de la méthode de confortement | 46 |
| Figure IV.1 : Plan des entreprises | 48 |
| Figure IV.2 : Carte de l'autoroute | 49 |
| Figure IV.3 : Vue satellitaire de la section 2 (pk 12 et pk 19) | 50 |

| | |
|---|----|
| Figure IV.4 : La carte géologique de la région Guelma-Annaba | 51 |
| Figure IV.5 : Carte d'altimétrie | 53 |
| Figure IV.6 : La carte des pentes | 53 |
| Figure IV.7 : Situation de la zone d'étude dans la carte sismique de l'Algérie | 55 |
| Figure IV.8 : Oued Seybousse | 57 |
| Figure IV.9 : La carte hydrogéologique de Guelma | 57 |
| Figure IV.10 : Glissement de terre végétale au niveau du pk 12 | 60 |
| Figure IV.11 : Glissement au niveau de pk 19 | 61 |
| Figure IV.12 : situation des sondages | 61 |
| Figure IV.13 : La coupe lithologique des sondages de pk 19 | 62 |
| Figure IV.14 : Le profile en travers du talus de Pk 12 | 62 |
| Figure IV.15 : Le profile en travers du talus de Pk 19 | 63 |
| Figure V.1 : Présentation du logiciel Géoslope Géostudio 2007 | 74 |
| Figure V.2 : Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W | 75 |
| Figure V.3 : La geometrie du model adopté | 76 |
| Figure V.4 : Les positions des cercles de glissements les plus critiques | 77 |
| Figure V.5 : La géométrie du model adopté | 77 |
| Figure V.6 : Les positions des cercles de glissements les plus critiques | 78 |
| Figure V.7 : La géométrie du model adopté | 78 |
| Figure V.8 : Les positions des cercles de glissements les plus critiques | 78 |
| Figure V.9 : La geometrie du model adopté | 79 |
| Figure V.10 : Les positions des cercles de glissements les plus critiques | 79 |
| Figure V.11 : La geometrie du model adopté | 80 |
| Figure V.12 : Les positions des cercles de glissements les plus critiques | 80 |

| | |
|---|----|
| Figure V.13 : La géométrie du model sans renforcement | 82 |
| Figure V.14 : La géométrie du model avec renforcement | 82 |
| Figure V.15 : Le maillage du model | 83 |
| Figure V.16 : Niveau de la nappe pour un sol sec | 84 |
| Figure V.17 : Niveau de la nappe pour un sol avec renforcement | 84 |
| Figure V.18 : Les procédures de calcul | 85 |
| Figure V.19 : Déformation de cisaillement | 86 |
| Figure V.20 : La distribution des contraintes totales | 86 |
| Figure V.21 : La valeur du coefficient de sécurité | 87 |
| Figure V.22 : Déformation de cisaillement | 87 |
| Figure V.23 : La valeur du coefficient de sécurité | 88 |
| Figure V.24 : Déformation de cisaillement | 88 |
| Figure V.25 : La distribution des contraintes totales | 89 |
| Figure V.26 : La valeur du coefficient de sécurité | 89 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : Classification de glissement de terrain d'après la profondeur De rupture | 8 |
| Tableau I.2 : Classification de glissement de terrain selon le mouvement | 9 |
| Tableau I.3 : La différence entre l'affaissement et l'effondrement | 16 |
| Tableau II.1 : Fs en fonction des grandeurs | 20 |
| Tableau II.2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du Fs | 20 |
| Tableau IV.1 : Zones de sismicité en Algérie | 56 |
| Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone A | 56 |
| Tableau IV.3 : Climat du Guelma | 58 |
| Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs brutes Des essais S.P.T | 68 |
| Tableau IV.5 : Résultats des essais au laboratoire | 69 |
| Tableau IV.6 : Résultat des essais de fragmentabilité | 70 |
| Tableau IV.7 : Résultats des essais mécaniques | 70 |
| Tableau IV.8 : Résultat des essais de dégradabilité | 71 |
| Tableau IV.9 : Résultat des essais chimiques sur sol | 71 |
| Tableau V.1 : Les caractéristiques du matériau | 76 |
| Tableau V.2 : les coefficients de la sécurité | 77 |
| Tableau V.3 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes | 79 |
| Tableau V.4 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes | 79 |
| Tableau V.5 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes | 80 |
| Tableau V.6 : Les propriétés du matériau | 82 |
| Tableau V.7 : Les Propriétés des pieux | 83 |
| Tableau V.8 : Les résultats du FS dans les différents cas | 89 |

| | |
|--|----------|
| <i>Dédicaces</i> | |
| <i>Remerciements</i> | |
| <i>Résumés</i> | iv |
| <i>Liste des matières</i> | v |
| <i>Liste des figures</i> | vii |
| <i>Liste des tableaux</i> | xi |
| <i>Introduction générale</i> | 2 |
| <i>Chapitre I : Généralités sur les mouvements du terrain</i> | |
| I.1 Introduction | 4 |
| I.2 Définition sur les mouvements du terrain | 4 |
| I.3 Classification des mouvements du terrain | 4 |
| I.3.1 Les glissements | 5 |
| I.3.1.1 Glissement plan | 6 |
| I.3.1.2 Glissement rotationnelle | 6 |
| I.3.1.3 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement | 7 |
| I.3.1.4 Les étapes de l'activité des glissements de terrain | 8 |
| I.3.1.5 Le processus du glissement de terrain | 8 |
| I.3.1.6 La classification des glissements de terrain | 8 |
| I.3.1.7 Principales causes de glissement de terrain | 9 |
| I.3.2 Les écroulements, chutes de blocs et de pierres | 12 |
| I.3.3 Solifluxion | 13 |
| I.3.4 Les coulées de boueuses | 13 |
| I.3.5 Les mouvements sans surface de rupture ou Le fluage | 14 |
| I.3.6 Les affaissements et l'effondrement | 15 |
| I.3.7 Le renversement | 16 |
| I.4 Conclusion | 17 |

Chapitre II : Les Méthodes de Calcul de la stabilité des talus

| | |
|--|----|
| II.1 Introduction | 19 |
| II.2 Élément de base du calcul | 19 |
| II.3 Notion sur le coefficient de sécurité | 19 |
| II.3.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane | 20 |
| II.3.2 Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire | 22 |
| II.3.3 Calcul du coefficient de sécurité en rupture quelconque | 22 |
| II.3.4 Hypothèses communes des méthodes à la rupture | 22 |
| II.4 Le choix des méthodes de calcul de la stabilité | 23 |
| II.4.1 La méthode à l'équilibre limite (déterministe) | 23 |
| II.4.1.1 La méthode des tranches | 24 |
| II.4.1.1.1 Méthode de Fellunius (1927) | 24 |
| II.4.1.1.2 Méthode de Bishop simplifié (1955) | 27 |
| II.4.1.2 La Méthode de Morgenstern et Price | 28 |
| II.4.1.3 La méthode de Spencer | 29 |
| II.4.1.4 La méthode de Junbu (1956) | 29 |
| II.4.1.5 La méthode de Taylor | 30 |
| II.4.2 La méthode d'éléments finis | 31 |
| II.4.3 Les méthodes perturbation (probabilistes) | 31 |
| II.5 Conclusion | 32 |

Chapitre III : Les méthodes de confortement

| | |
|-----------------------------------|----|
| III.1 Introduction | 55 |
| III.2 La modification géométrique | 34 |

| | |
|--|----|
| III.2.1 Terrassements | 34 |
| III.2.2 Allègements en tête | 35 |
| III.2.3 Remblais du pied | 35 |
| III.2.4 Reprofilages | 36 |
| III.2.5 La substitution totale ou partielle | 36 |
| III.3 Les conditions hydrauliques | 36 |
| III.3.1 System de drainage et dispositif | 37 |
| III.4 Les conditions mécaniques | 38 |
| III.4.1 Soutènements par rideau de palplanche | 38 |
| III.4.2 Soutènements par gabionnage | 39 |
| III.4.3 Soutènements par pieux | 40 |
| III.4.4 Renforcements par mur de soutènement | 41 |
| III.4.5 Renforcements par terre armée | 42 |
| III.4.6 Renforcements par géogridde | 43 |
| III.4.7 Renforcements par clouage | 43 |
| III.4.8 Renforcements par ancrage | 45 |
| III.4.9 Le choix de la méthode de confortement | 45 |
| III.5 Conclusion | 46 |

Chapitre IV : Présentation du site D'étude

| | |
|-------------------------------------|----|
| IV.1 Introduction | 48 |
| IV.2 Présentations de la société | 48 |
| IV.3 Situation géographique du site | 48 |
| IV.4 Géologies de la région | 50 |

| | |
|---|----|
| IV.4.1 Tectonique de la région | 52 |
| IV.4.2 Géomorphologies du site | 52 |
| IV.4.3 Géologies de la zone étudié | 54 |
| IV.4.4 Risques géologiques | 55 |
| IV.5 Hydrogéologie régionale | 56 |
| IV.5.1 La pluviométrie | 57 |
| IV.6 Etude géotechnique de site | 58 |
| IV.6.1 Synthèses des désordres observés | 58 |
| IV.6.1.1 Glissement du talus au niveau de pk 12 | 59 |
| IV.6.1.2 Glissements du talus au niveau de pk 19 | 60 |
| IV.6.1.3 La topographie de la zone instable | 62 |
| IV.6.1.4 Les causes probables qui sont à l'origine de ces glissements | 63 |
| IV.6.1.5 Quelque traitement propose à ces glissements | 63 |
| IV.6.2 Reconnaissance géotechnique | 64 |
| IV.6.2.1 Les essais in-situ | 64 |
| IV.6.2.2 Les essais au laboratoire | 65 |
| IV.6.2.3 Les essais réalisés au niveau des talus de pk 12 et 19 | 68 |
| IV.7 Conclusion | 72 |

Chapitre V : Calcule de la stabilité du talus par modélisation

| | |
|---|----|
| V.1 Introduction | 74 |
| V.2 Modélisation du glissement de pk 19 avec Géoslope | 74 |
| V.2.1 Présentation du logiciel | 74 |
| V.2.2 Le fonctionnement du logiciel | 75 |

| | |
|---|-----------|
| V.2.3 Calcul par Géoslope | 76 |
| V.2.3.1 Les résultats des calculs dans le cas à court terme sec et saturé | 76 |
| V.2.3.2 Les résultats des calculs dans le cas à long terme sec et saturé | 78 |
| V.2.3.3 Interpretation des resultas | 80 |
| V.2.3.4 Les résultats des calculs avec renforcement par gabionnage | 80 |
| V.3 Modélisation du glissement de pk 19 avec Plaxis | 81 |
| V.3.1 Le code Plaxis | 81 |
| V.3.2 Modèle de Mohr-coulomb | 81 |
| V.3.3 Géométrie du modèle | 81 |
| V.3.3.1 Les conditions aux limites | 81 |
| V.3.4 Caractéristique des matériaux | 82 |
| V.3.5 La Génération du maillage | 83 |
| V.3.6 Les conditions initiales | 83 |
| V.3.7 Procédure de calcule avec renforcement par pieu | 84 |
| V.3.7.1 Procédure de calcule dans les cas sans renforcement | 85 |
| V.3.8 Les résultats de la modélisation | 85 |
| V.4 Les résultats et discussion | 90 |
| V.5 Conclusion | 90 |
| <i>Conclusion générale</i> | 92 |
| <i>Références Bibliographiques</i> | 94 |
| <i>Annexe</i> | I |

Introduction Générale

Introduction générale

Les problèmes de stabilité des talus se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des digues et des barrages et aussi dans les carrières des mines.

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels, sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre.

Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, tels que travaux de terrassements ou déforestation, ou bien l'utilisation des explosifs au niveau des carrières de mine.

La stabilité des talus est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global pour les talus. Au but d'améliorer des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Ce travail consiste à une étude et analyse géotechnique de la stabilité d'un talus sur la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest.

A partir de ce problème posé nous avons partagé notre travail en Cinq chapitres :

Chapitre 1 : *Généralités sur les mouvements du terrain* : définitions ; classification de mouvement ; le processus du glissement de terrain (caractéristique, classification, principales causes des glissements).

Chapitre 2 : *Les méthodes de calcul de la stabilité des talus* : calcul de stabilité (élément de base du calcul, notion de facteur de sécurité) ; méthodes à l'équilibre limite, méthodes des éléments finis.

Chapitre 3 : *L'étude de confortement* : définir les différentes méthodes pour améliorer la stabilité du talus.

Chapitre 4 : *Présentations du site d'étude* : l'étude géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

Chapitre 5 : *Calcul de la stabilité des talus par modélisation* : présentation des outils numériques utilisés par : le logiciel GEOSLOPE et le code de calcul par éléments finis PLAXIS, (calcul du coefficient de sécurité dans les différents cas avec et sans les renforcements).

Chapitre I :

*Généralités sur les mouvements du
terrain*

I.1 Introduction

Les mouvements de terrain se divisent en plusieurs types :

- Glissement des terrains
- Eboulement et chute de blocs et de pierres.

Les mouvements des terrains sont des déplacements de milliers de mètres cubes de terre, de roches et de boues qui peuvent menacer des villages, des routes ou des carrières de mine à cause de plusieurs facteurs comme les précipitations importantes et les travaux de terrassement ou les séismes [1].

I.2 Mouvements de terrain

Les mouvements de terrain c'est l'ensemble des déplacements des terres, plus ou moins brutaux, soit à la surface ou en profondeur du sol.

Ces mouvements sous l'effet d'influences naturelle (les failles, les discontinues, l'influences des eaux souterraines, pluviométrie, séismes.) ou artificielles (les différents travaux de construction, terrassement, l'exploitation des ressources minières.).

Généralement les phénomènes de déplacements des terrains se divisent en deux parties : les mouvements lents et les mouvements rapides. [2].

I.3 Classification des mouvements de terrain

La diversité des mouvements de terrain a été classée en fonction de nombreux critères [3].

Les principaux critères de classification retenus sont :

- ✚ Types de terrains affectés.
- ✚ Types de mouvements.
- ✚ Vitesse des processus.
- ✚ Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- ✚ Glissements.
- ✚ Ecoulement, chutes de blocs et de pierres
- ✚ Solifluxion.
- ✚ Les coulées boueuses.
- ✚ Les mouvements sans surface de rupture.
- ✚ Fluages.
- ✚ Les affaissements et les effondrements.
- ✚ Les renversements.

I.3.1 Les glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux altérés.

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique ou géologique où une masse de terre se déplace le long d'une surface sur une pente plus ou moins continue.

La vitesse d'avancement de glissement du terrain est très variable. La présence des discontinuités, des ruptures et de l'eau dans le terrain peut augmenter la vitesse du glissement.

[1]

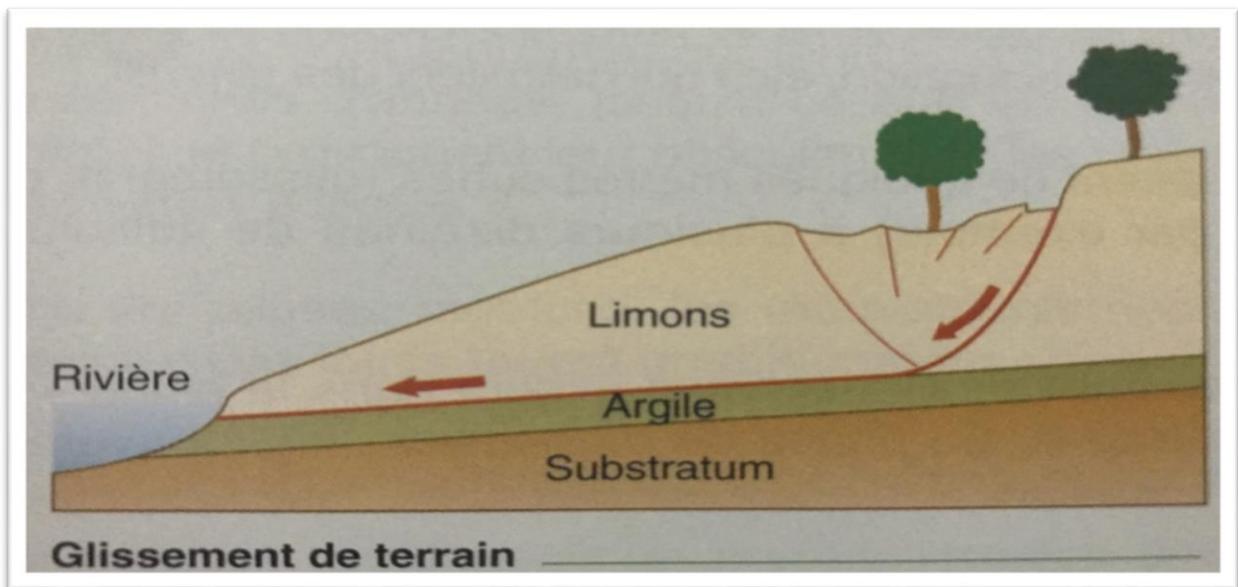


Figure I.1 : Glissement de terrain [4].

✚ Les types de glissement de terrain

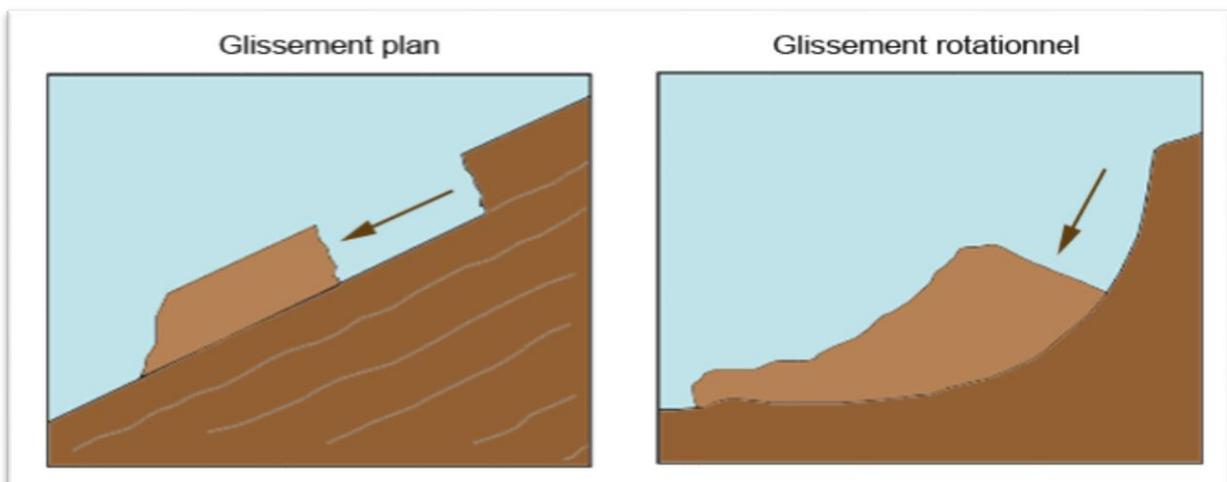
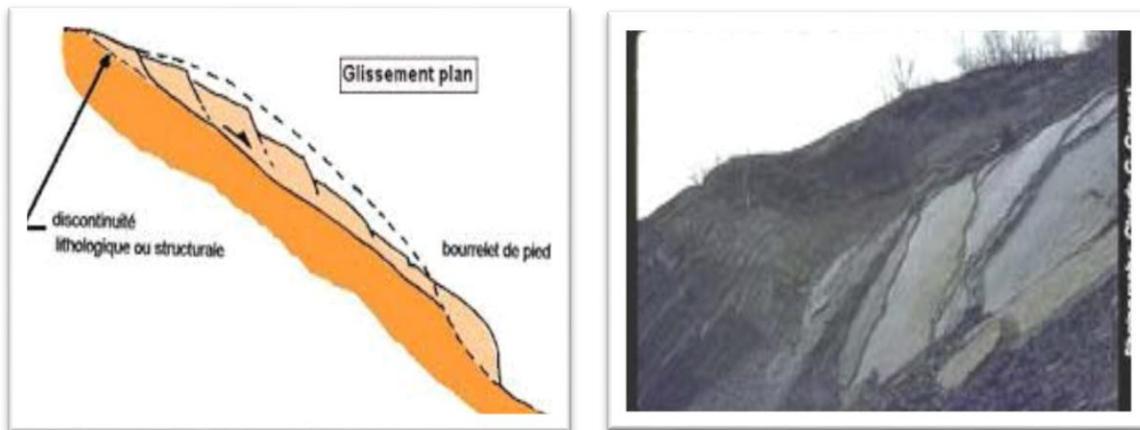


Figure I.2 : Glissement plan et rotationnel [5].

I.3.1.1 Glissement plan



(a) : Mécanisme de glissement plan [6]

(b) : Glissement plan (Québec)[7]

Figure I.3 : Glissement plan.

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique.

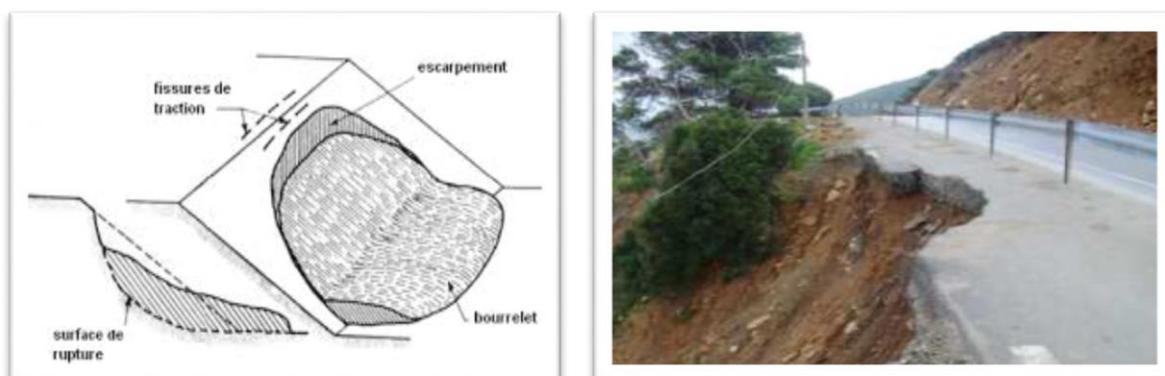
Souvent le glissement plan se fait sur le massif en pente est constitué de sols meubles reposant sur un substratum ou bien si la longueur de la surface de rupture est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain [8].

I.3.1.2 Glissement rotationnel

Le glissement rotationnel c'est le déplacement d'un massif rocheux sous forme circulaire mais souvent ce type de glissement est à faible volume. Il se produit principalement dans les terrains argileux et silteux [8].

Ce type de glissement se divise en deux parties :

✚ Glissement rotationnel simple

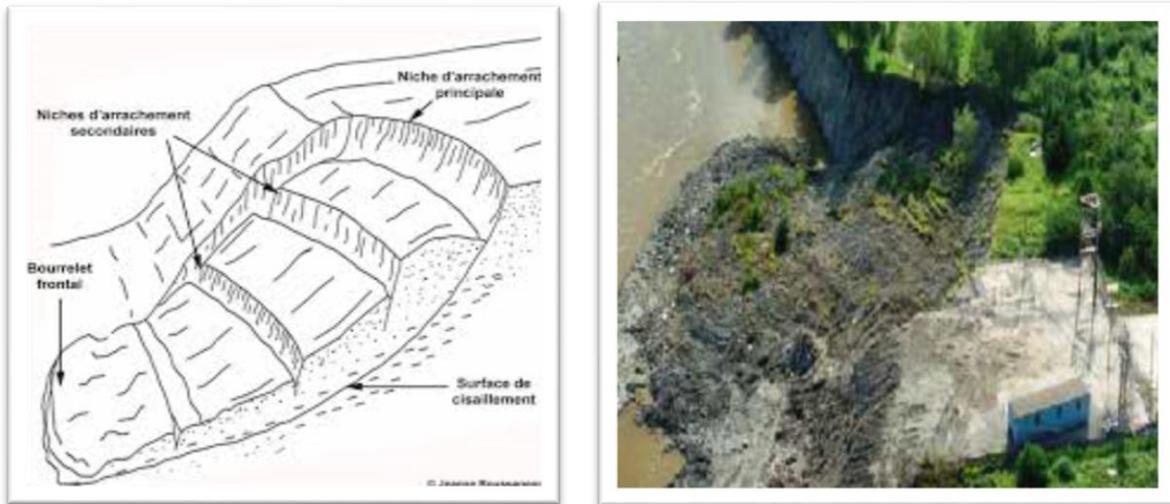


(a) : Mécanisme de glissement r. simple [9] (b) : Exemple sur RN 11, Damous [10]

Figure I.4 : Glissement rotationnel simple.

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de la rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas [8].

✚ Glissement rotationnel complexe



(a) : Mécanisme de glissement r. complexe [5] (b) : Glissement plan, Ténès, [10]

Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe.

Ce type de glissement est rare. C'est un glissement successif des formations les unes sur les autres dû à la suppression de butée ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont [8].

I.3.1.3 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement

Il existe plusieurs facteurs principaux qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre :

- ✓ Gradient de pente : Plus la pente du terrain est élevée, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.
- ✓ La consolidation de la pente : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.
- ✓ L'eau : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.
- ✓ Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie.
- ✓ Les fractures et les failles : la présence des failles et des fractures d'une façon nombreuse augmente la probabilité de glissement.
- ✓ La lithologie : la géologie du terrain joue un rôle très important sur les glissements [11].

I.3.1.4 Les étapes de l'activité des glissements de terrain

Il y a quatre étapes différentes successives possibles de l'activité des glissements de terrain :

- (1) Phase de pré-rupture : dans ce cas deux situations sont susceptibles d'être observées : la première correspond à une absence d'évaluation mesurable du massif, la seconde à l'existence de mouvement de faible amplitude, qui induit une diminution progressive de la résistance moyenne des terrains. Ce phénomène est connu sous le nom de rupture progressive.
- (2) Phase de rupture : Généralement de courte durée, pendant la quel le massif connaît des déplacements importants. Caractérisé par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.
- (3) Phase post-rupture : la phase post-rupture succède immédiatement à la phase de rupture, il est amené à intervenir après que les mouvements les plus importants se sont produits. Cette phase comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliqués dans le glissement de terrain juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.
- (4) Phase de réactivation : désigne un mouvement qui se produit le long d'une surface de rupture créée lors de déplacement ancien et après qu'il se soit arrêté pendant une période de temps plus ou moins importante [4].

I.3.1.5 Le processus du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raide de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol, l'influence de l'eau, la vitesse et par leur forme [12].

I.3.1.6 La classification des glissements de terrain

On peut classer les glissements de terrain en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement :

Tableau 1.1 : Classification de glissement de terrain d'après la profondeur de rupture [13].

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

Tableau 1.2 : Classification de glissement de terrain selon la vitesse du mouvement [4].

| Très lente | Lente | Moyen | Rapide | Très rapide |
|-------------------|--------------|--------------|---------------|--------------------|
| 1mm/an | 1mm/mois | 1.5mm/jr | 4mm/h | 2500mm/s |
| À | À | À | À | À |
| 12mm/an | 50mm/mois | 100mm/jr | 10000mm/h | 10000mm/s |

I.3.1.7 Principales causes de glissement de terrain

Bien que les glissements de terrain soient des phénomènes naturels, plusieurs sont liés à des interventions humaines qui ont pour effet de fragiliser les zones du terrain. On constate que plus de 40 % des glissements survenus au cours des dernières décennies sont associés à des interventions humaines pouvant nuire à la stabilité des talus.

Les interventions inappropriées de nature anthropique peuvent agir comme facteur déclencheur d'un glissement de terrain ou, plus couramment, comme facteur aggravant en diminuant la stabilité de la pente. Dans ce dernier cas, elles ont pour effet de diminuer le coefficient de sécurité du talus sans causer directement un glissement de terrain. Par la suite, la rupture peut être provoquée par un autre facteur déclencheur d'origine naturelle, comme la pluie ou l'érosion, qui n'aurait pas été suffisant sans ces interventions anthropiques.

Les principales interventions sont les remblais et autres surcharges au sommet du talus, les déblais ou les excavations à la base du talus ainsi que les interventions entraînant des concentrations d'eau vers la pente.

Remblai et surcharge au sommet du talus

L'action d'ajouter un poids supplémentaire au sommet d'un talus modifie l'état d'équilibre de celui-ci et peut ainsi dégrader sa stabilité ou provoquer directement un glissement. Il peut s'agir de travaux de remblai à des fins de terrassement.

Ces travaux, qui peuvent sembler mineurs, augmentent l'inclinaison du talus et diminuent son coefficient de sécurité. De plus, lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre modifie les conditions d'eau souterraine et, par le fait même, la stabilité du talus [14].



Figure I.6 : Exemple d'un remblai au sommet d'un talus pouvant être néfaste à sa stabilité [14].

✚ Déblai ou excavation à la base du talus

Les travaux de déblai ou l'excavation de matériel à la base du talus accentuent l'inclinaison ou la hauteur de celui-ci. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors même de l'intervention ou nuire à la stabilité du talus à plus long terme. Le fait d'aplanir ou d'agrandir son terrain à la base d'un talus a une incidence importante sur la stabilité de celui-ci [20].

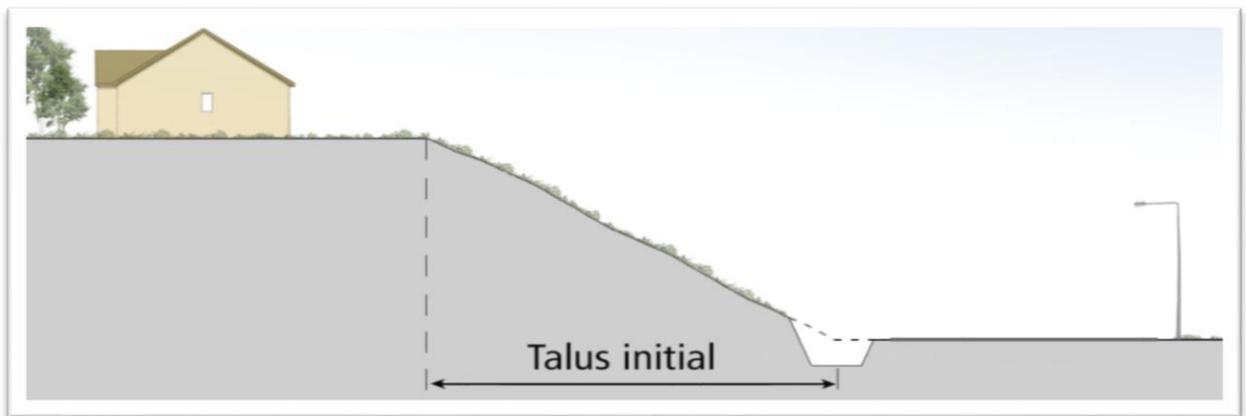


Figure I.7 : Excavation réalisée pour l'entretien des fossés pouvant être néfaste à la stabilité d'un talus [14].

✚ Concentration d'eau vers la pente

Certaines interventions ont pour effet de concentrer l'eau vers la pente. Par exemple, diriger dans un talus ou à son sommet les eaux de pluie, de drainage, de ruissellement ou les eaux usées peut occasionner du ravinement, de l'érosion verticale ou des infiltrations dans le sol.

Outre les problèmes de ravinement qui peuvent être engendrés, une telle concentration d'eau peut nuire à la stabilité du talus ou même provoquer un glissement de terrain. Ces actions peuvent modifier la géométrie du talus en augmentant l'inclinaison et la hauteur du talus et amplifier les concentrations d'eau dans le sol [14].



Figure I.8 : La concentration de l'eau vers la pente [14].

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des nombreux facteurs qui viennent s'ajouter aux conditions initiales. On distingue :

✚ La géologie

✓ La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le Cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.

✓ La structure : le pendage, la présence de joints soit de stratification, de plis ou de Schistosité.

✚ La pente

✓ Les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20 à 30 °.

✚ L'orientation

✓ La plupart des glissements de terrain sont exposés au Nord.

✚ La végétation

✓ La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et au niveau de la cohésion et de la fixation du sol.

✚ Le contexte hydrogéologique et hydrographique

- ✓ En premier lieu il concerne, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, en deuxième lieu le réseau hydrographique (ruissellement, proximité d'une source).

✚ Le contexte climatique

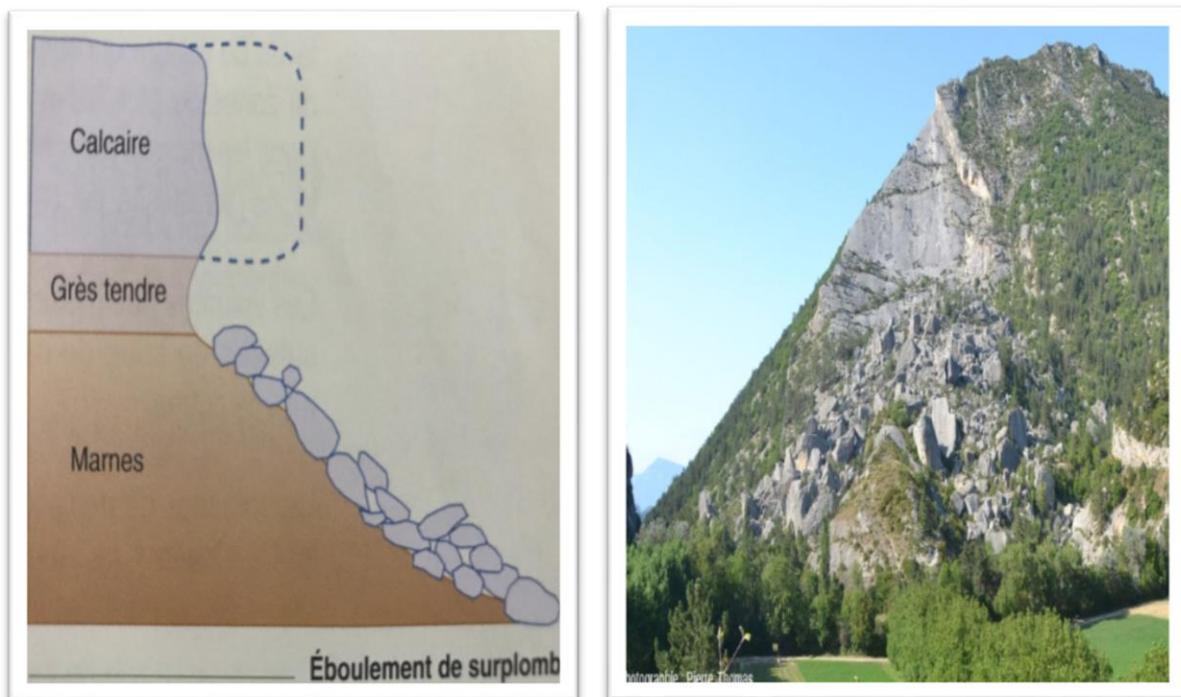
- ✓ Englobant la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelle, la possibilité d'accumulation de neige, et la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

✚ Causes mécaniques :

- ✓ Vibration, explosion et modification de la géométrie [15].

I.3.2 Les écroulements, chutes de blocs et de pierres

Ces phénomènes affectent les massifs rocheux. Ils consistent en des déplacements le long de discontinuités : chute soudaine de masse de dimensions variable. Les vitesses sont très variables dans le temps : durant la période qui précède la rupture, la vitesse est très lente pendant la chute des blocs ou l'écroulement en masse, elle est très rapide [4].



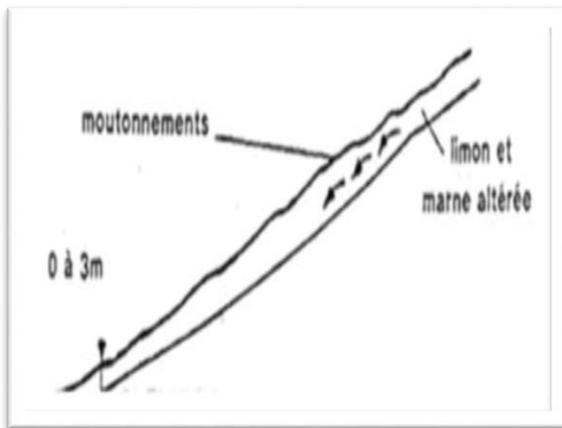
(a) : Le mécanisme de l'écroulement [4]

(b) : Ecoulement [16]

Figure I.9 : Les écroulements, chutes de blocs et de pierres.

I.3.3 Solifluxion

La solifluxion c'est un écoulement lent, le long d'une pente, du sol superficiel gorgé d'eau, elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau [17].



(a) : Le mécanisme de Solifluxion [3]



(b) : Solifluxion [7]

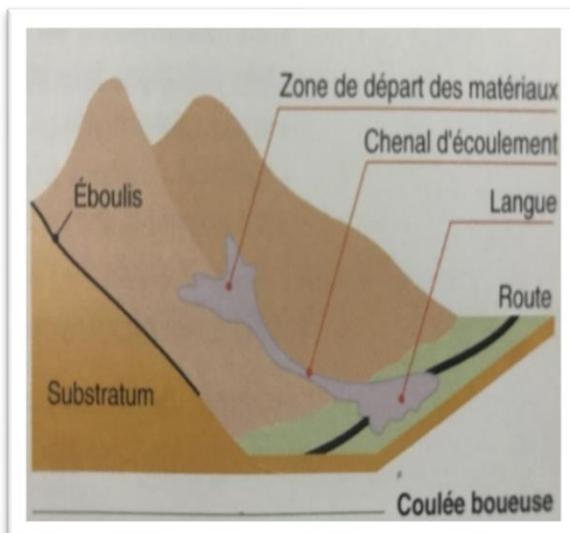
Figure I.10 : Solifluxion.

I.3.4 Les coulées boueuses

Ces phénomènes sont des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variables, par contre les mouvements se produisent lorsque la teneur en eau du sol est très élevée qui le liquéfie.

Les vitesses atteintes sont très rapides et les distances du parcours peuvent atteindre plusieurs kilomètres.

Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles. C'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de rupture de digue ou de barrage [21].



(a) : Le mécanisme de coulée de boue [4]



(b) : Coulée de boue [18]

Figure I.11 : Les coulées boueuses.

I.3.5 Les mouvements sans surface de rupture ou le fluage

Dans ce cas les phénomènes sont très différents selon la nature des matériaux d'une part les "formations meubles", d'autre part les "formations rocheuses".

Mouvement dans les formations meubles

Les mouvements dans les formations meubles sont souvent désignés par le terme générique de fluage. Ils se caractérisent par des mouvements lents dans la masse, susceptibles d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements ou des écroulements.

Le fluage se produit généralement au sein de formation (marnes, argiles plastiques...etc.) de grande épaisseur supportant une surcharge soit (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps.

Les vitesses de déformations dans ce type de mouvement sont très lentes.

Les causes motrices principales sont le chargement, la saturation progressive et l'évaluation des caractéristiques mécaniques du matériau.

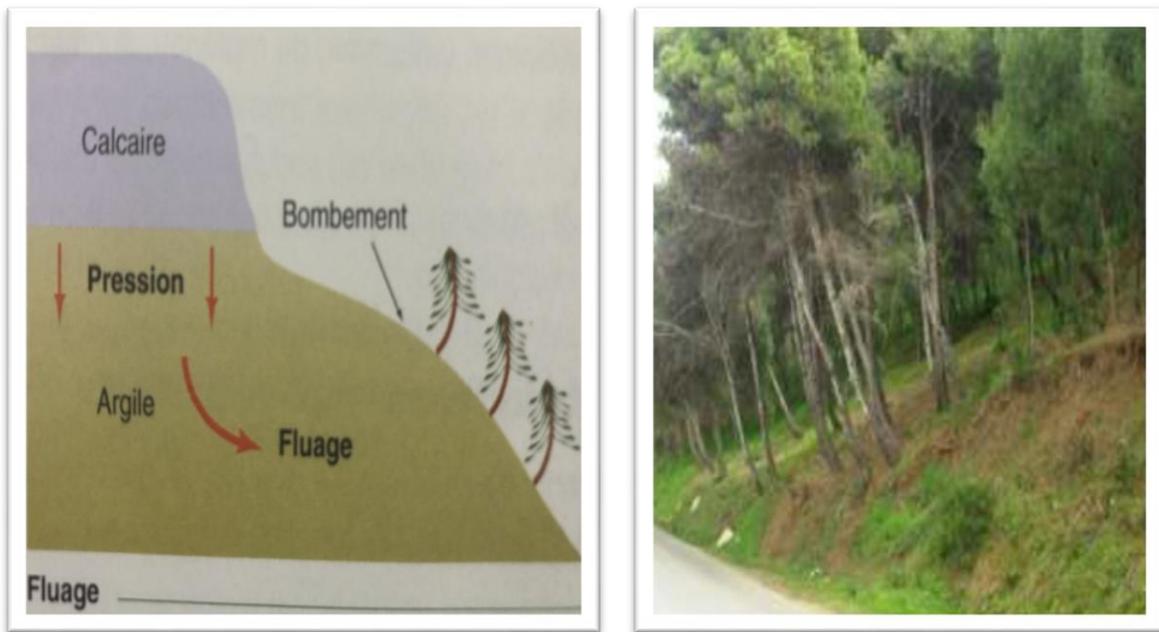
Mouvements dans les formations rocheuses

Les mouvements dans les formations rocheuses sont souvent désignés par le terme de fauchage et se caractérisent par un basculement ou renversement du sommet d'une couche très redressée. Le fauchage est susceptible d'évoluer en écroulement ou en chute de bloc dans les roches tendre, on peut observer une évolution en glissement.

Le fauchage affecte des matériaux qui présentent une schistosité : schistes, gneiss, micaschiste. Les marno-calcaires et les grés sont également sensible à ce type de phénomènes.

Les vitesses sont extrêmement lentes, inférieures au millimètre par an pendant des années, jusqu'à ce que les mouvements atteignent les couches extrêmes et provoquent leur basculement ; les vitesses sont alors plus importantes : "très lente à lente"

Parmi les causes motrices, les mouvements néotectoniques, le vieillissement et l'altération des joints jouent un rôle majeur [4].



(a) : Le mécanisme de fluage [4]

(b) : Fluage RN 11, Cherchell, Algérie[10]

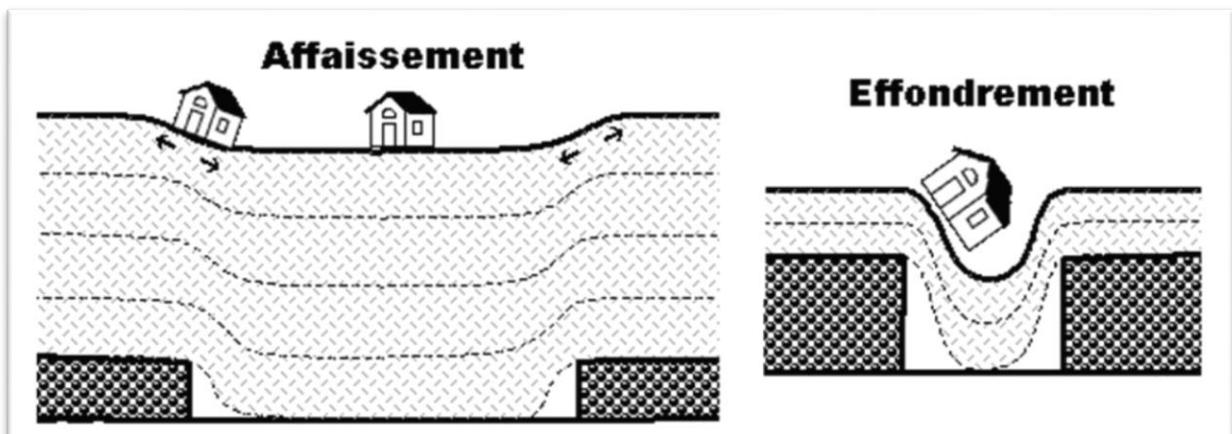
Figure I.12 : Les mouvements sans surface de rupture ou le fluage.

I.3.6 Les affaissements et l'effondrement

Ils ont pour origine l'existence des cavités souterraines créées soit naturellement par la dissolution de roche souple (calcaire, gypse) ou artificiellement (carrières, mines, les travaux publics).

L'affaissement est généralement brutal et difficile à prévoir.

L'effondrement c'est une rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique [19].

**Figure I.13** : Le mécanisme de l'affaissement et de l'effondrement [20].



(a) : Affaissement.

(b) : Effondrement.

Figure I.14 : L’affaissement et l’effondrement [20].

Tableau 1.3 : La différence entre l’affaissement et l’effondrement

| Affaissements | Effondrement |
|-------------------------------|-------------------------------|
| ✓ Souple et progressive | ✓ Rapide et brutale |
| ✓ Sans rupture cassante | ✓ Avec rupture cassante |
| ✓ Sans ouverture à la surface | ✓ Avec ouverture à la surface |
| ✓ De Manière continue | ✓ De manière discontinue |

I.3.7 Le renversement

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacées. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut tomber vers le bas de la pente en raison d’affaiblissement supplémentaire de la roche. Cela dépendra du type et de la géométrie de la masse rocheuse [21].



Figure I .15 : Renversement [21].

I.4 Conclusion

A l'instar de ce qui a été développée dans ce chapitre on constate que les mouvements de terrain regroupent plusieurs phénomènes qui se différencient à partir de leur nature, leurs propriétés géomécaniques et physiques, leur comportement ou bien leurs conséquences soit les dégâts matériels et humains.

Dans ce cadre on a relevé deux types de mouvements bien distingués et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens.

Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels que : le séisme et la pluviométrie très forte, etc. ou anthropique tels que : le terrassement, les exploitations minières...etc. Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures.

Chapitre II :

*Les Méthodes de calcul de la stabilité
du talus*

II.1 Introduction

Dans l'étude d'un talus ou d'une pente il est nécessaire de connaître le site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols et du sous-sol pour pouvoir estimer le coefficient de sécurité acceptable, car les mouvements du terrain peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et même parfois causer des victimes humaines.

L'objectif d'un calcul de la stabilité est de connaître la valeur minimale du coefficient de sécurité pour pouvoir repérer la surface de rupture la plus probable correspondante à cette valeur.

Le coefficient de sécurité doit être supérieure à 1.5 dans la plupart des cas pour qu'une pente ou bien un talus soit sûr et stable. [12].

Pour le calcul du coefficient de sécurité, on a :

- ✚ La méthode des éléments finis.
- ✚ La méthode déterministe.
- ✚ La méthode probabiliste.

II.2 Elément de base du calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître les éléments suivants :

- ✚ La lithologie et la nature des terrains.
- ✚ Les caractéristiques mécaniques du terrain et/ou des discontinuités.
- ✚ La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- ✚ Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- ✚ Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation) [22].

II.3 Notion sur le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité dans les calculs à la rupture.

Il existe plusieurs définitions possibles pour le coefficient de sécurité chacune présente des inconvénients et des avantages. Il est défini comme un facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite. Si $F_s > 1,5$ il n'y a pas de rupture ; si $F_s < 1$ il y a une rupture locale.

Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante [23] :

$$F_s = \frac{\Sigma \text{les forces résistances}}{\Sigma \text{les forces actives}} \quad \text{II.1}$$

Ce dernier peut être défini par plusieurs procédures qui se présente dans le tableau suivant II.1

Tableau II. 1 : Fs en fonction de grandeurs par rapport à une grandeur limite [24].

| Définition | Formule |
|-------------------------------|---|
| Rapport de forces | $F = F_{\text{resist}}/F_{\text{active}}$ |
| Rapport de contraintes | $F = \tau_{\text{max}}/\tau$ |
| Rapport de moments | $M = M_{\text{resist}}/M_{\text{active}}$ |

On peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau II.2.

Tableau II. 2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du Fs [25].

| Facteur de sécurité | Etat de l'ouvrage |
|-------------------------|---|
| $F_s < 1$ | Instable |
| $F_s = 1$ | Stabilité limite |
| $F_s \in] 1 ; 1,25[$ | Sécurité contestable |
| $F_s \in] 1,25 ; 1,4[$ | Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert |
| $F_s > 1,4$ | Sécurité satisfaisante |

II.3.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane

La surface de rupture est alors à peu près plane dans le cas de certains versants naturels.

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane d'un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure ci-dessus représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : [26].

- W : le poids du bloc de sol considéré
- V et H : les efforts sur les côtés du bloc
- N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc
- UL : l'effort dû à la pression d'eau latérale
- U : l'effort dû à la pression d'eau à la base

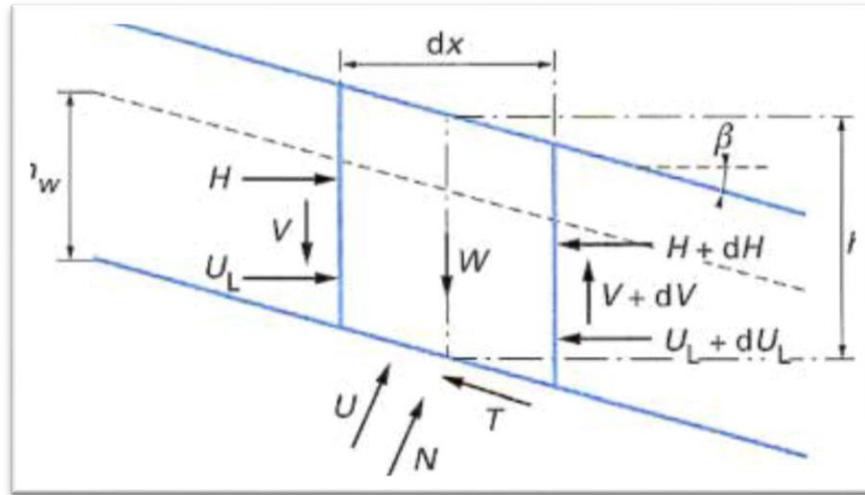


Figure II. 1 : Glissement plan : équilibre d'un bloc [26].

Le coefficient de sécurité $F = T_{max} / T$ et le critère de rupture de coulomb est défini comme suit [26] :

$$\tau_{max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad \text{II.2}$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2 c'}{\gamma \sin 2\beta} + \frac{(\gamma h - \gamma_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta} \quad \text{II.3}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

- ✓ Pour un matériau purement frottant :
- ✚ En absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad \text{II.4}$$

- ✚ Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad \text{II.5}$$

- ✚ Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2 c_u}{\gamma \sin 2\beta} \quad \text{II.6}$$

II.3.2 Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches il est rencontré lorsque le massif est homogène. [22].

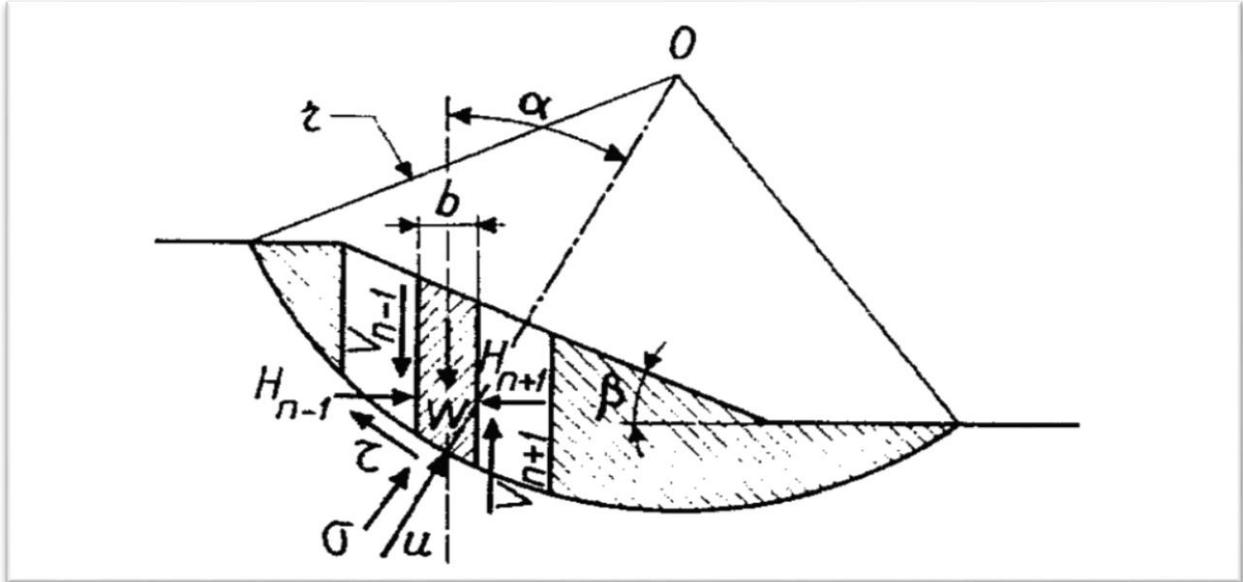


Figure II.2 : Schéma type d'une rupture circulaire [22].

✚ Ce problème on peut le traiter avec deux méthodes :

- **La méthode de Fellenius** : quand les forces externes inter-tranches sont égales, l'expression du coefficient de sécurité s'écrit comme suit :

$$FS_{\text{fellenius}} = \frac{\sum [c' b + (W \cos^2 \alpha - \mu b) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{II.7}$$

- **La méthode de Bishop** : quand on a un seul composant horizontal des forces externes inter-tranches à l'équilibre, qui nous donne l'équation suivant :

$$FS_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c' b + (W - \mu b) \tan \varphi'] / \left(\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{FS} \right)}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{II.8}$$

II.3.3 Calcul du coefficient de sécurité en rupture quelconque

Ce type de problème est traité par la méthode de perturbation il est rencontré lorsque les hétérogénéités se manifeste, dans ce cas la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée [22].

II.3.4 Hypothèses communes des méthodes à la rupture

- ✚ La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle).
- ✚ Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges.
- ✚ Le problème est statique.
- ✚ Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol.
- ✚ Le sol est rigide et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure".
- ✚ La relation de Terzaghi est vraie : $\sigma' = \sigma - u$
- ✚ La loi de Coulomb s'applique à la rupture : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi$
- ✚ Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximale du sol à celle de la contrainte mobilisée.
- ✚ Le coefficient de sécurité est constant le long de la courbe de rupture [12].

II.4 Le choix des méthodes de calcul de la stabilité

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes pour évaluer et donner des solutions sur les problèmes rencontrés sur le terrain, parmi ces elles on distingue :

- ✚ La méthode de l'équilibre limite (déterministe).
- ✚ La méthode d'élément finis.
- ✚ La méthode de perturbation (probabiliste).

II.4 .1 La méthode de l'équilibre limite (déterministe)

Généralement les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra de deux facteurs qui sont : la qualité de détermination des paramètres de cisaillement et les moyens de calculs mis en œuvre.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Les difficultés communes dans la méthode d'équilibre limite sont à la fois de trouver :

- ✓ La surface critique.
- ✓ Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface.
- ✓ Le facteur de sécurité.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement, c'est **la méthode globale** (méthode de **Taylor** ; de **Caquot** ; de **Biarez**...).

Etude d'équilibre individuel, c'est la décomposition du talus en tranche, c'est **la méthode des tranches** (méthode de **Fellenius**, méthode de **Bishop**...) [27].

II.4.1.1 La méthode des tranches

Cette méthode consiste à diviser le volume du sol en plusieurs tranches verticales de largeur b , La base de chaque tranche est supposée être une ligne droite inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal, La hauteur de chaque tranche h est mesurée sur la ligne centrale. Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées, qui sont : [3].

- ✓ Les forces normales et les forces de cisaillements dues aux tranches voisines.
- ✓ Le poids propre de la tranche $W = \gamma \cdot b \cdot h$
- ✓ La réaction à la base divisée en 2 composantes : la force normale et la force de cisaillement

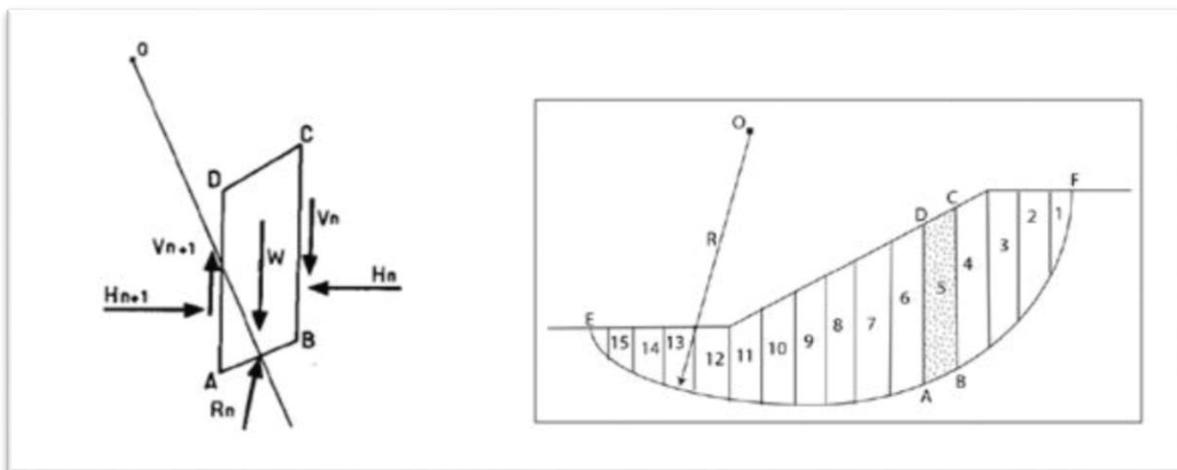


Figure II. 3 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [3].

II.4.1.1.1 Méthode de Fellenius (1927)

Il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro, et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (N_n) et l'autre tangentielle (T_n), en supposant que les coefficients de sécurité de toutes les tranches sont identiques [10].

Soit :

- T_1 et T_2 : les forces de cisaillement inter tranches verticales.
- E_1 et E_2 : les forces normales inter tranches horizontales.
- S : forces de cisaillement à la base de l'élément.
- W : Poids de la tranche, N effort normal à la base.
- τ_f : Contrainte de cisaillement de rupture.
- τ_m : Contrainte de cisaillement nécessaire pour mobiliser le glissement.

$$\text{Avec : } T_1 = T_2 = E_1 = E_2 = 0$$

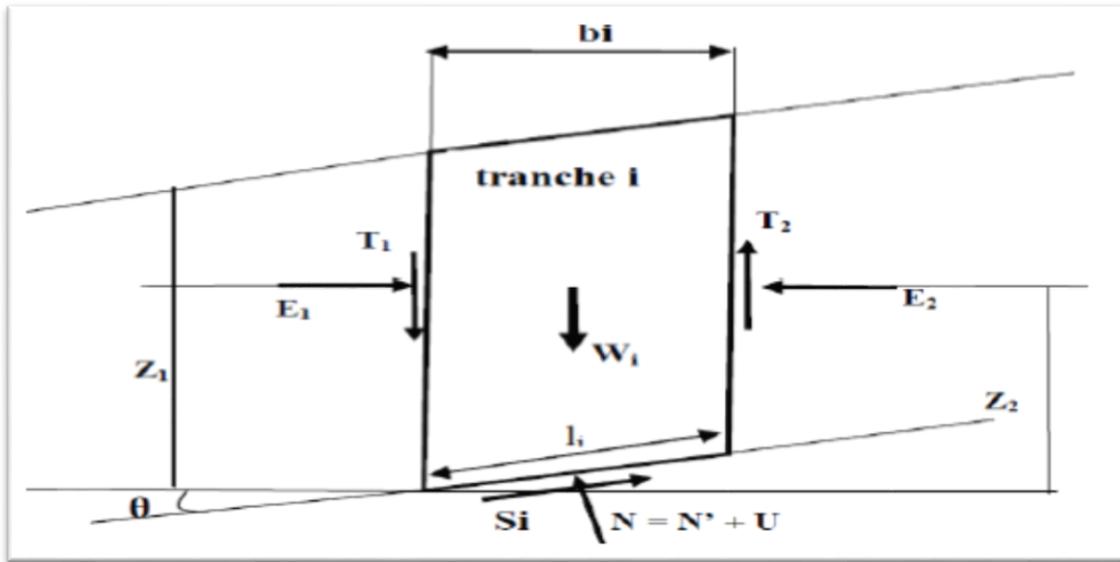


Fig.II.4 : Équilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius [28].

Nous avons :

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi \quad \text{II.9}$$

Le coefficient de sécurité est défini par :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad \text{et} \quad \sigma' = \sigma - \mu \quad \text{II.10}$$

On aura donc :

$$\tau_m = \frac{1}{F} [c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi] \quad \text{II.11}$$

$$S = \tau L \quad \text{et} \quad N = \sigma L$$

$$S = \frac{1}{F} [c'l + (N - \mu l) \tan \varphi] \quad \text{II.12}$$

$$N = w \cos \theta$$

En remplaçant dans l'équation précédente :

$$S = \frac{1}{F} [c'l + (w \cos \theta - \mu l) \tan \varphi] \quad \text{II.13}$$

En utilisant l'équilibre des moments : [6].

$$\Sigma wr = \Sigma sr$$

$$\Sigma wr \sin\theta = \Sigma sr$$

$$\Sigma W \sin\theta = \Sigma s$$

$$\Sigma \sin\theta = \Sigma \frac{1}{F} [c'l + (w \cos\theta - \mu l) \tan\varphi] \quad \text{II.14}$$

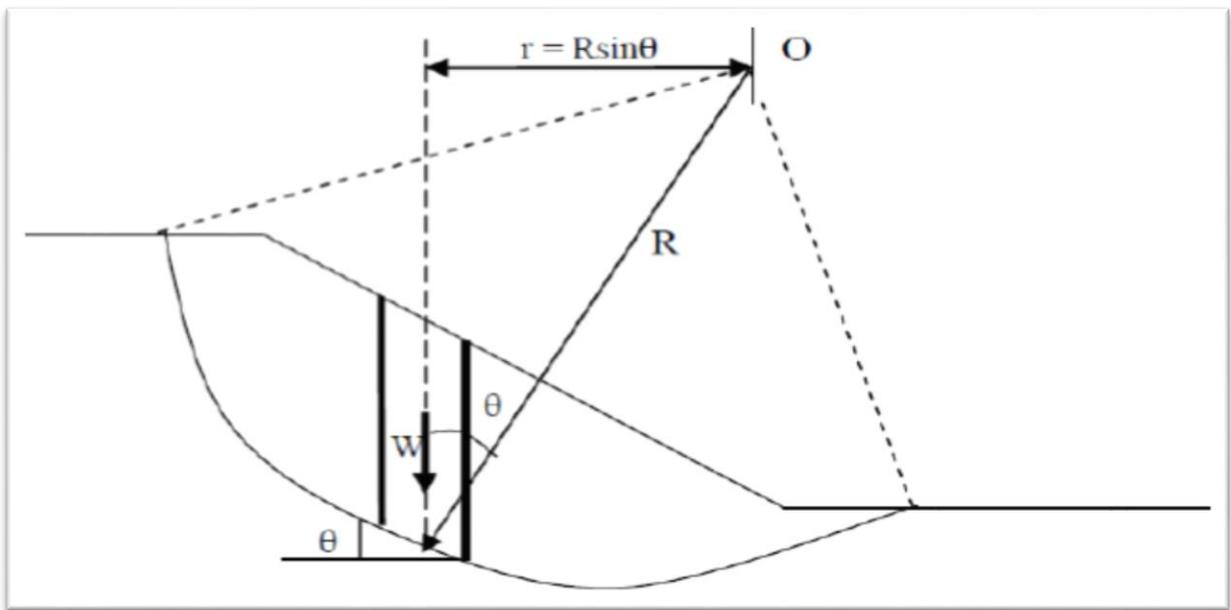


Figure II.5: Rayon R dans la méthode de Fellenius [28].

Le coefficient de sécurité pour une tranche sera donc :

$$F_s = \frac{\Sigma \frac{(1/\cos\alpha)[c'b + (w \cos\theta - ul) \tan\varphi]}{\Sigma w \sin\theta} \quad \text{II.15}$$

II.4.1.1.2 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :

Méthode des tranches basées comme la précédente sur une rupture circulaire, Les valeurs du coefficient de sécurité données par la méthode de Fellenius sont plus faibles par rapport à celles données par la méthode de Bishop, où les écarts sont de l'ordre de 10%.

Dans ce cas la ligne de glissement est toujours de forme circulaire, dont les composantes verticales des forces externes inter-tranches sont négligeables seules les composantes horizontales des forces sont prises en compte : c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches. [29]

➤ Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

L'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N.\cos \alpha + T.\sin \alpha - W = 0 \quad \text{II.16}$$

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau.\Delta l \quad \text{II.17}$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire :

$$T = \frac{1}{F}[c'\Delta l + (N - \mu\Delta l) \tan\phi'] \quad \text{II.18}$$

Combinant les équations pour résoudre la force normale, N, nous obtenons :

$$N = W - \frac{\left(\frac{1}{F}\right)(c'\Delta l - \mu\Delta l \tan\phi') \sin\alpha}{\cos\alpha + \left[\sin\alpha \frac{\tan\phi'}{F}\right]} \quad \text{II.19}$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - \mu \quad \text{II.20}$$

Combinant les équations, on les introduit dans l'équation d'équilibre, on peut écrire après réarrangement des termes :

$$F = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad \text{II.21}$$

$$F = \frac{\Sigma [c' \Delta l \cos \alpha + (w - \mu \Delta l \cos \alpha) \tan \varphi']}{\cos \alpha + \left(\sin \alpha - \frac{\tan \varphi'}{F} \right) \Sigma W \sin \alpha} \quad \text{II.22}$$

L'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de Bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\Sigma [(c' b + W - \mu b) \tan \varphi']}{m \alpha \Sigma W \sin \alpha} \quad \text{II.23}$$

Avec :

$$m \alpha = \cos \left(1 + \frac{\tan \alpha * \tan \varphi'}{F} \right) \quad \text{II.24}$$

Tel que :

W : poids de la tranche.

μ : La pression interstitielle au centre de la base de la tranche.

θ : l'angle de frottement de la tranche

α : inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche.

b : largeur de la tranche.

h : hauteur de la tranche.

c' : la cohésion effective de la tranche.

II.4.1.2 La Méthode de Morgenstern et Price :

La méthode de Morgenstern et Price définit une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches : [10].

$$\tan \theta = \frac{X}{E} = \lambda * F(x_i) \quad \text{II.25}$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure II.6 :

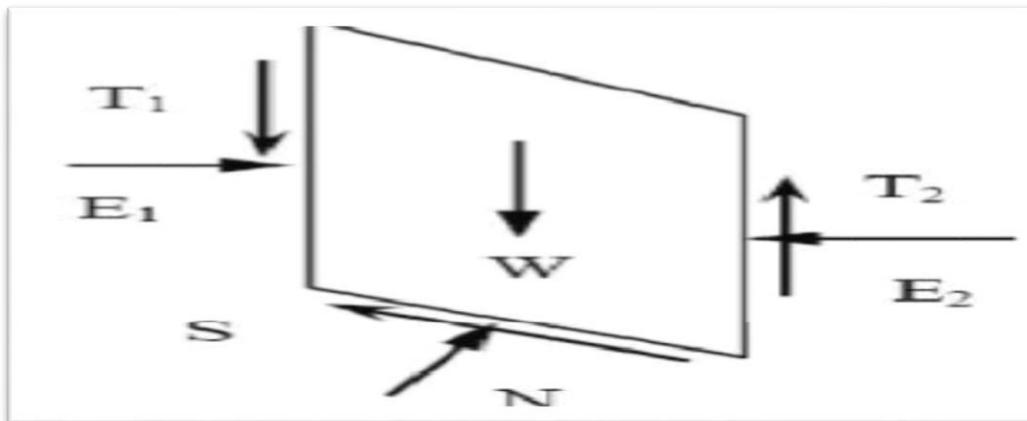


Figure II.6 : Représentation graphique des forces sur une tranche [2].

θ_i : est l'angle formé par la résultante à l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement.

λ : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité.

$F(x)$: une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement.

X : une distance qui varie le long de la surface de glissement.

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E , T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranchent sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égal à F_m dans les Équations suivantes :

$$F_f = \frac{\Sigma[c'l + (n-l)\tan\phi']\sin\alpha}{\Sigma[w - (T_2 - T_1)]\tan\alpha + \Sigma(E_2 - E_1)} \quad \text{II.26}$$

Et :

$$F_m = \frac{\Sigma[c'l + (N - \mu L)\tan\phi']}{\Sigma w \sin\alpha} \quad \text{II.27}$$

II.4.1.3 La méthode de Spencer

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x) = 1$), et l'angle d'inclinaison (θ) tranches. Spencer a présenté cette constante dans toutes les méthodes pour une surface de rupture circulaire, Wright (1984) l'a développé pour une surface non circulaire [10].

II.4.1.4 La méthode de Janbu (1956)

Dans La méthode de jumbu les forces inter-tranche sont horizontales et les forces verticale inter-tranche sont nul, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité qui est calculé à partir d'équilibre des forces horizontale, puis un facteur de correction empirique f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol qui est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches ($F_s = f_0 * F_s$), en fin de négliger l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante : [30].

$$F_s = \frac{[c'l + (N - \mu l)\tan\phi']\cos\alpha}{\Sigma N \sin\alpha} \quad \text{II.28}$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation devient équivalente à :

$$F_s = \frac{[c'l + (N - \mu l)\tan\phi']\cos\alpha}{\Sigma W \sin\alpha} \quad \text{II.29}$$

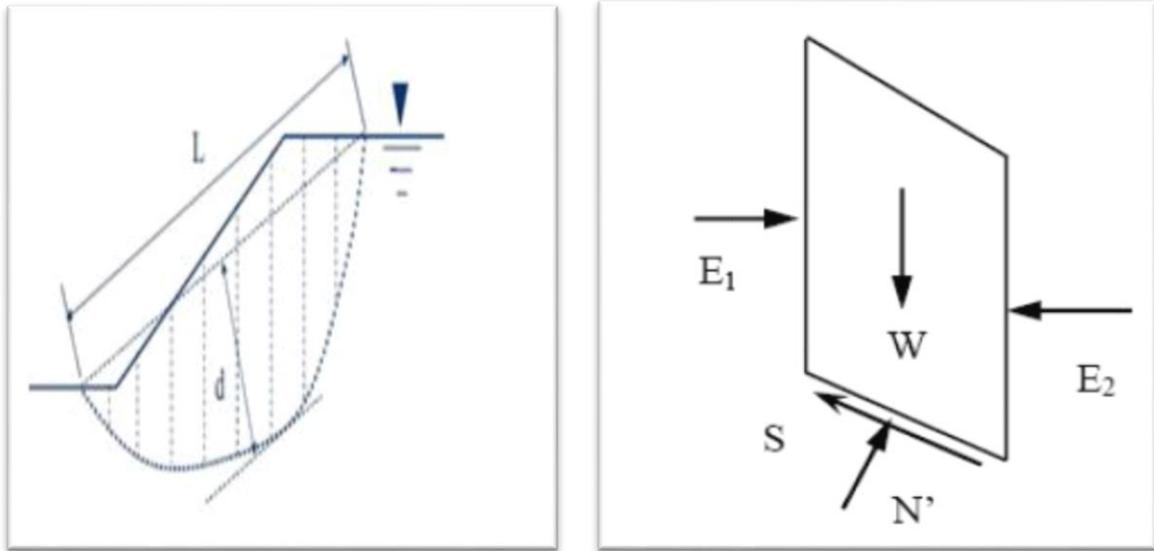


Figure II.7 : Forces considérées dans la méthode de Janbu [31] .

II.4.1.5 La méthode de Taylor

Cette méthode est appliquée pour les talus d'angle i avec l'horizontale de hauteur H , de frottement φ , de cohésion C et de poids volumique γ , dans ce cas le cercle de glissement le plus défavorable a été défini par un facteur sans dimension :

$$N_s = \frac{\gamma H c}{c} \quad \text{II.30}$$

L'abaque de Taylor représenté par la figure II.8 pour les sols ayant une cohésion et un frottement $N_s = \frac{\gamma H c}{c}$ représente en abscisses angle du talus par rapport à l'horizontale (la pente i du talus), en ordonnées le coefficient de Taylor et des courbes de strict équilibre.

Tous les points situés sur les courbes représentées dans la figure (II.8) correspondent à des glissements suivant des cercles de pied, car la théorie montre que la possibilité d'un glissement par la base ne serait existée à moins que la valeur de φ ne soit inférieure à 3° , ceci permet d'affirmer que, lorsqu'un glissement par la base bien caractérisé s'est produit en place dans un sol suffisamment homogène, la valeur de φ est très voisine de 0 au moment du glissement. [32]

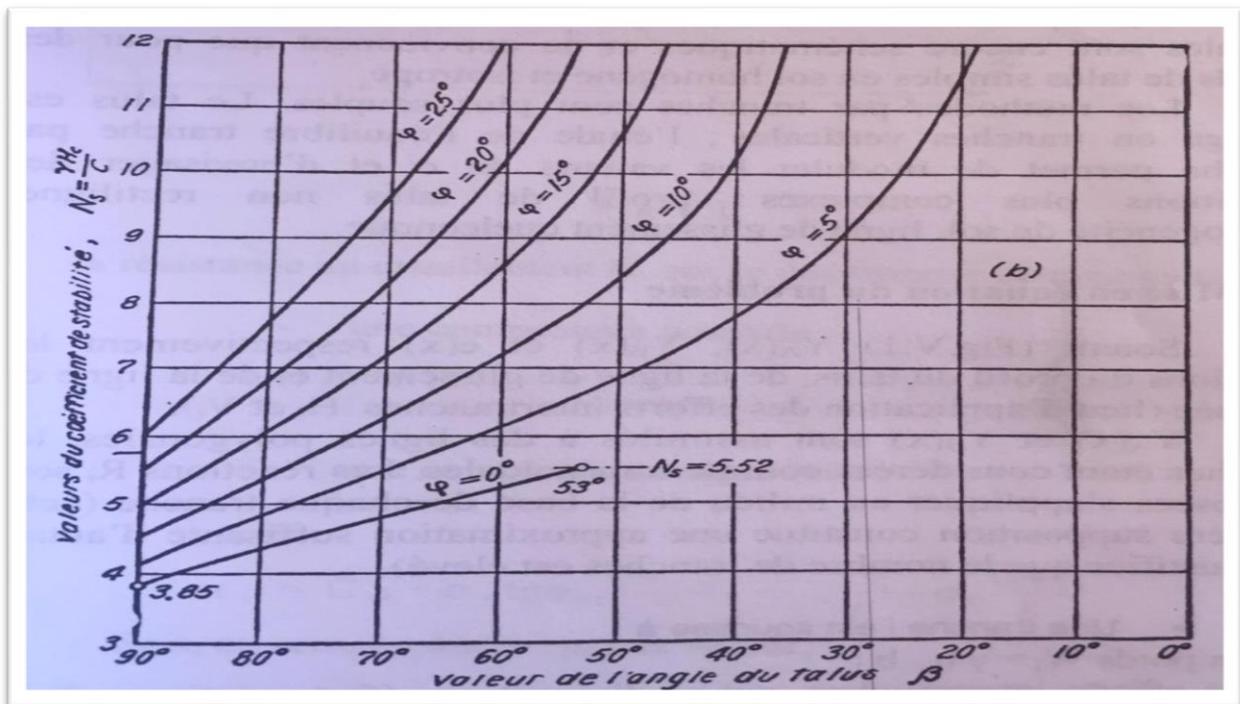


Figure II.8 Relation entre l'angle du talus β et le coefficient N_s pour diffèrent valeur de φ : [32].

II.4.2 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de déterminer les efforts et les déformations dans un massif quelconque, de prendre en compte la progressivité de la rupture et de calculer les coefficients de sécurité moyens le long d'éléments particuliers de la surface de glissement.

Ce pendant son utilisation aux versants naturelles n'est pas encore du domaine de la pratique courante car elle nécessite la connaissance précise de deux paramètres qui sont la plus part du temps méconnus pour des pentes naturelles : l'état initial et la loi de comportement exact des matériaux.

Des études (wright, 1973) ont, par ailleurs montré que la valeur moyenne de F_s obtenue par la méthode des éléments finis est voisine de la valeur donnée par la méthode de bishop simplifiée. [32]

II.4.3 Les méthodes perturbation (probabilistes).

La méthode de perturbation suppose que la contrainte normale sur la surface de rupture potentielle au point M peut s'écrire sous la forme suivante dans le cas de rupture d'une surface de forme quelconque [10] :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha) \text{ avec } \sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha \quad \text{II.31}$$

-
- α : L'angle en point M, de la surface de rupture avec l'horizontale
 - λ et μ : deux coefficients réels

Le problème qui consiste après la discrétisation en tranches verticales, est de résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et moment) à trois inconnues (λ , μ , F)

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les différentes méthodes de calcul de la stabilité avec leur différente hypothèse. L'objectif de ces méthodes est de bien déterminer le coefficient de sécurité dans les zones mise en place, c'est le paramètre le plus important pour l'évaluation de la stabilité, soit à long terme ou à court terme pour bien évaluer les aléas qui nous entoure dans notre projet, et obtenir des solutions possibles.

Le choix de l'une de ces méthodes pour le géotechnicien dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles.

Chapitre III :

Les méthodes de confortement

III.1 Introduction.

Les confortements des talus aux niveaux de certains glissements c'est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse du terrain instable.

Pour bien améliorer la stabilité d'un talus et obtenir une bonne confortation, il existe plusieurs procédés et solutions, mais peuvent être réparties en quatre grandes familles qui sont : les conditions géométriques, hydrauliques, les caractéristiques mécaniques et enfin l'amélioration des caractéristiques des sols. [17]

III.2 La modification géométrique

La modification géométrique et morphologique est liée avec la variation des conditions de stabilité du terrain. Elle est définie par plusieurs méthodes à partir de la nature du problème posé. [17]

III.2.1 Terrassement

Le terrassement c'est le moyen qui est considéré comme l'outil d'action le plus naturel. Ils existent trois méthodes de stabilisation par le terrassement : [33]

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- Les actions sur la géométrie de pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielle ou totale.

Les différentes actions de terrassement sont représentées dans le schéma suivant :

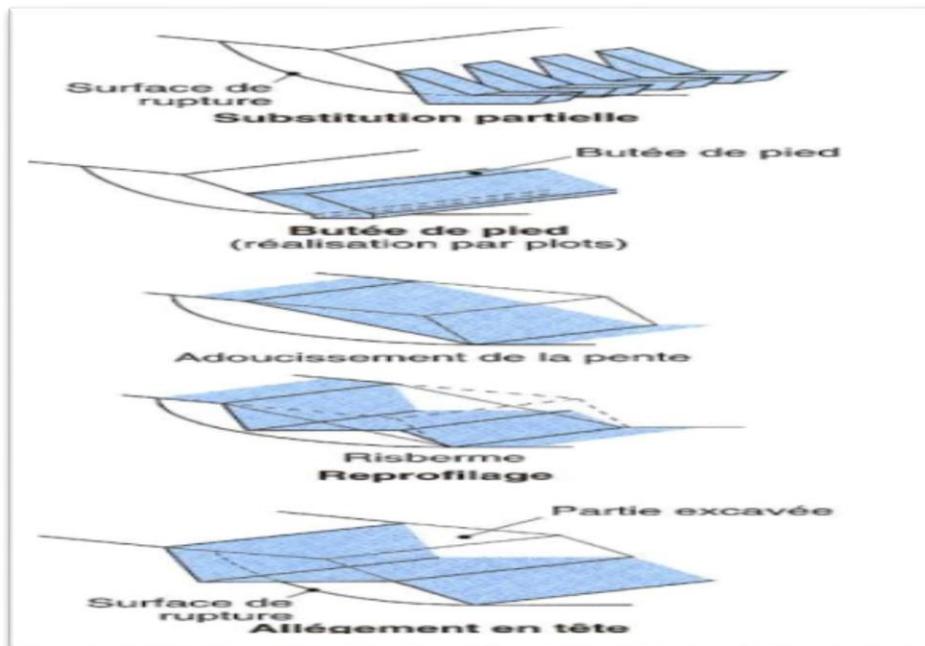


Figure III.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement. [17]

III.2.2 Allègement en tête

Allègement en tête (le déchargement en tête) c'est une opération qui consiste à terrasser le matériau dans la partie supérieure pour le but de diminué le poids moteur et pour l'augmentation de la valeur du coefficient de sécurité.

Et pour définir la modification de la géométrie en tête ont utilisé la méthode de dimensionnement qui consiste au calcul de la stabilité le long de la surface de rupture. [33]

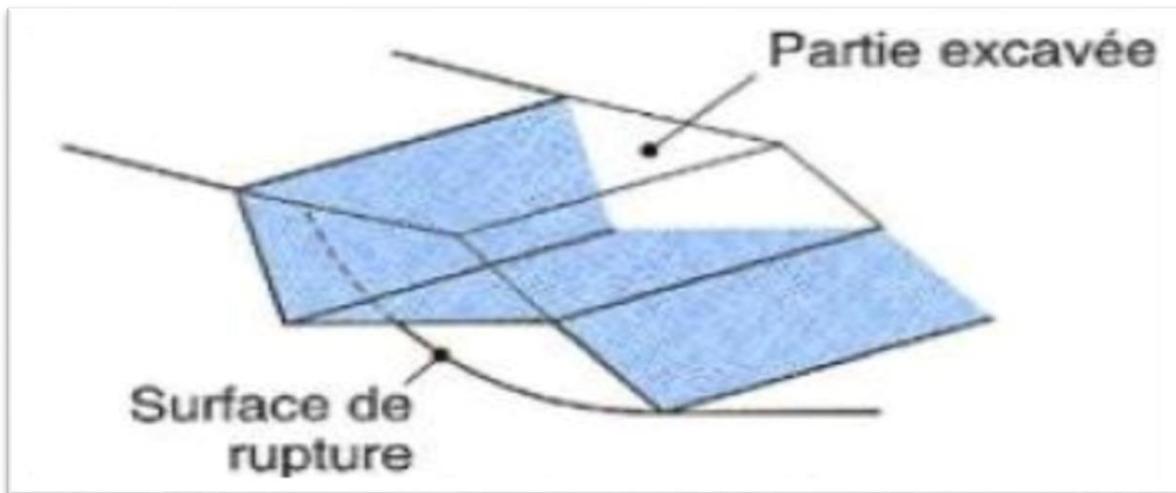


Figure III.2 : Allègement en tête [34].

III.2.3 Remblais du pied.

Le chargement en pied (remblai du pied) est une technique d'urgence dans un état de risque imminent du glissement, c'est une solution efficace et souvent utilisée.

L'ouvrage (butée) agit par contre parallèlement aux forces motorise et qui peut aussi agir contre une rupture rotationnelle en profondeur. [35]

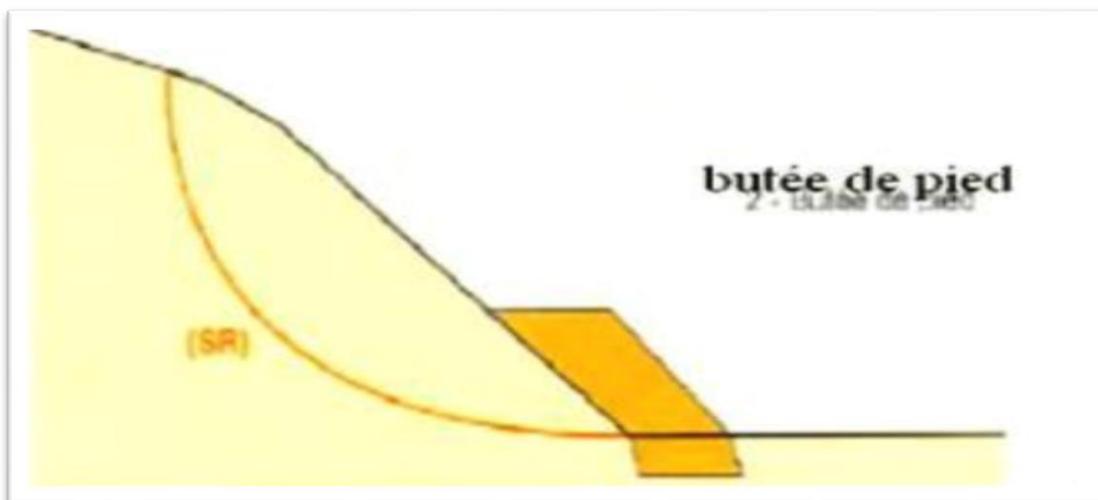


Figure III.3: Butée de pied [17].

III.2.4 Reprofilage

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante. [33]

III.2.5 La substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste.

La substitution partielle est utilisée lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons s'ils sont bien dimensionnés. [36]

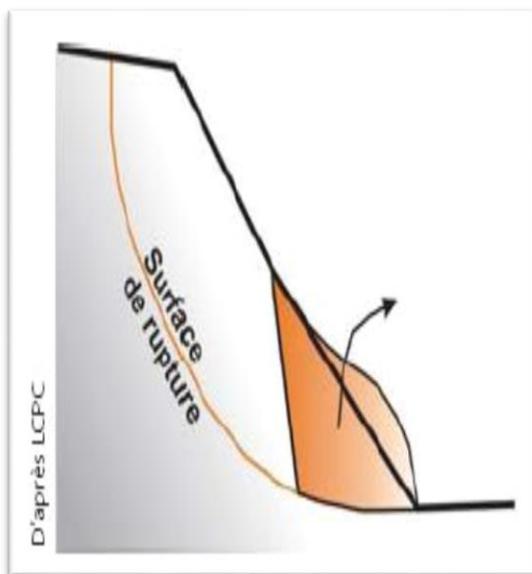


Figure III.4 : La substitution totale [36]

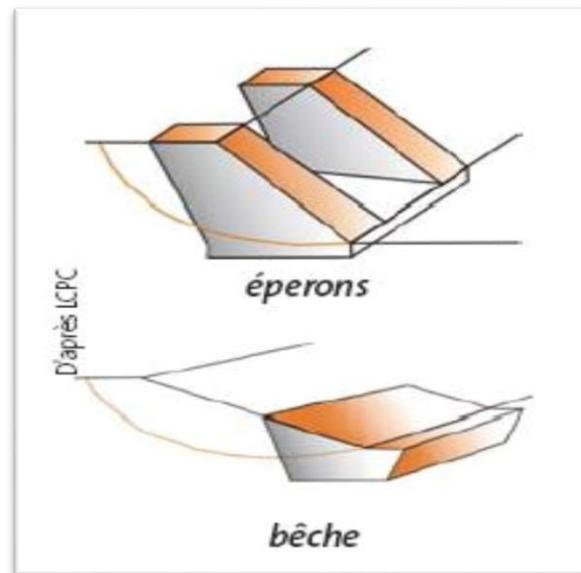


Figure III.5 : La substitution partielle [36]

III.3 Les conditions hydrauliques

L'eau c'est la principale cause des glissements du terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. [10]

Les dispositifs de drainage assurent la stabilité du talus pour les raisons suivantes :

- ✚ Réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement.
- ✚ Réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.
- ✚ Protège le remblai contre l'érosion des eaux pluviales...etc.

III.3.1 System de drainage et dispositif

Dans la plupart des cas des glissements, l'eau joue un rôle moteur, et peut être un facteur occasionnel de glissement, et dans ce cas le drainage est recommandé. Le géotechnicien doit s'assurer de l'obtention d'un system de drainage convenable par la proposition des techniques efficaces dans le but de réduire la pression interstitielle au niveau de la surface de rupture. [17]

Parmi ces nombreuses techniques on peut citer :

- ✚ Collecte et canalisation des eaux de surface.
- ✚ Tranchées drainantes.
- ✚ Drains subhorizontaux.
- ✚ Masques et éperons drainants.
- ✚ Drains verticaux, galerie drainante

➤ Les tranchées drainantes.

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques en diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de la rupture. [36]

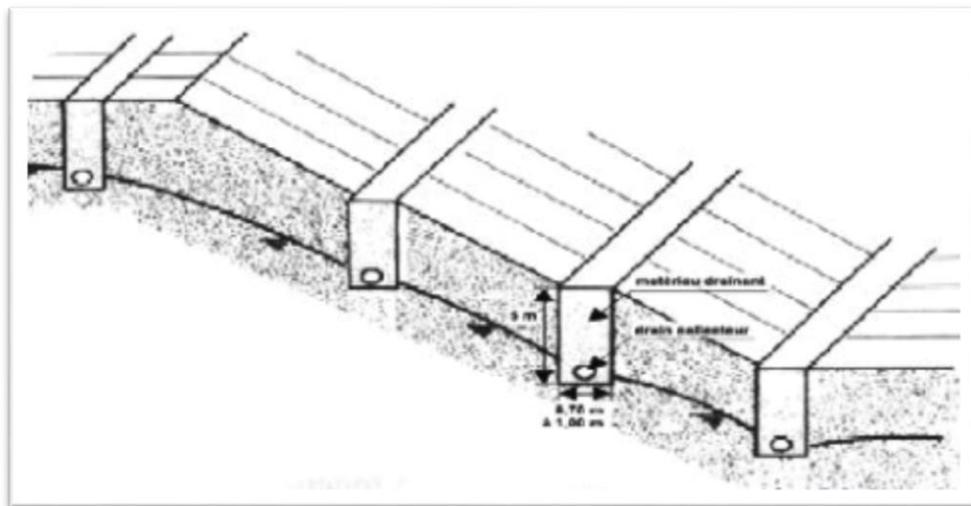


Figure III.6 : Les tranchées drainantes [33]

➤ Drains subhorizontaux.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tube en pvc ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou la profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. [36]

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

PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire.

- ✚ Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.
- ✚ Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :
 - ✓ Nappe de versant,
 - ✓ Couche et poches aquifères, éventuellement en charge,
 - ✓ Circulations d'eaux localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).
- ✚ Pour les deux derniers cas, l'efficacité des drains dépend de leur position, qui peut être très délicate à maîtriser. [37]

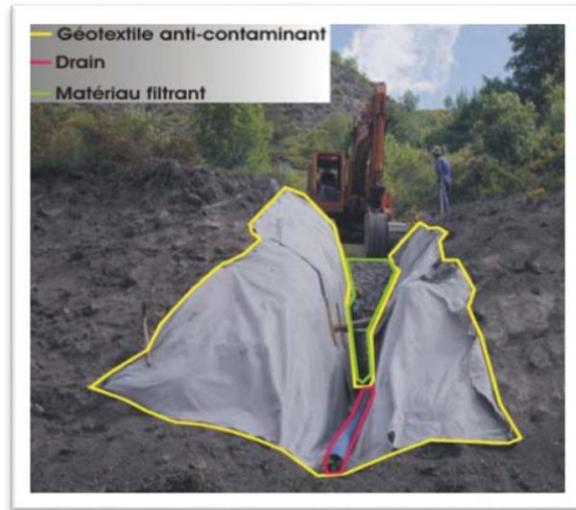
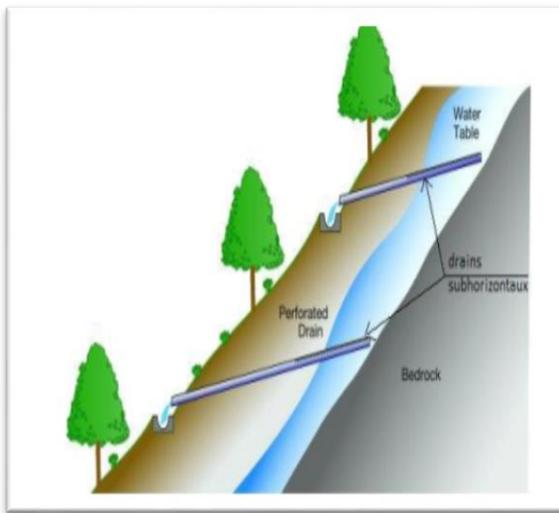


Figure III.7 : Drains subhorizontaux. [36] **Figure III.8 :** Les tranchées drainantes. [36]

III.4 Les conditions mécaniques

Il y a plusieurs mécanismes, qui ont généralement pour but de réduire les contraintes de cisaillement dans un versant, et dans la zone susceptible de glissement, on cite : [17]

- ✓ L'ancrage (murs d'ancrage)
- ✓ B : Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques
- ✓ C : Murs de soutènement

III.4.1 Soutènement par rideau de palplanche

Les rideaux de palplanches utilisés comme des soutènements provisoire ou permanent. On peut l'appliquer dans tous les terrains meubles et instables, et on peut stabiliser que 3 à 4 m de hauteur de la terre à partir de cette technique de soutènement. Et en plus ils doivent être renforcés par des tirants d'ancrages.

L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations. [10]

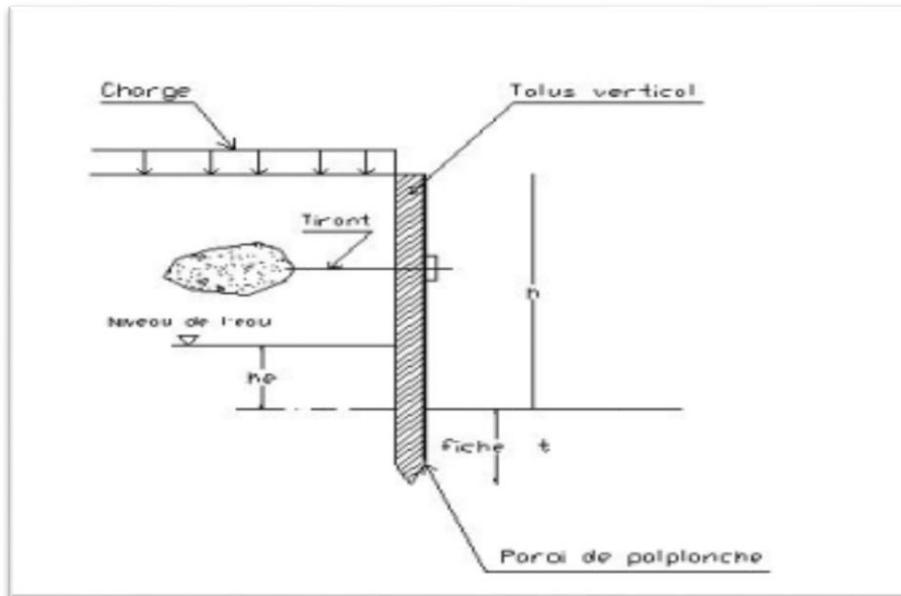


Figure III.9 : Paroi de palplanche. [38].

III.4.2 Soutènement par gabionnage

Le mur en gabion est un mur fabriqué à partir d'une structure métallique faite de fils d'acier galvanisé, remplie de pierres, roche, branchages ou autre matériau.

Lorsqu'il est rempli de petites roches, le gabion forme une section qui peut être placée dans un mur artificiel, et leur fonction fournit une barrière pour retarder les processus d'érosion lente causés par l'eau ou l'infiltration excessive sur les pentes raides ou douces et en plus les murs en gabion présentent des tas d'avantages : faciles à monter, drainantes, robustes, etc.

Pour éviter qu'il puisse se produire un nouveau glissement, il est proposé la substitution du matériau glissé et le remplacé par un masque drainant pour drainer les eaux du talus. Pour éviter le glissement du talus, il sera disposé comme soutènement un mur de gabion, celui-ci ajoutera du poids au pied de talus, qui produira une plus grande stabilité. [38]



Figure III.10 : Réalisation d'un mur en gabion [33].

III.4.3 Soutènement par pieu

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.

Les pieux sont des éléments de construction longs, à section circulaire ou polygonale, généralement noyés dans le sol, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent : [17]

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



Figure III.11 : Soutènements par pieux [38].

III.4.4 Renforcement par mur de soutènement

Les murs de soutènement sont des éléments en béton armés qui peuvent servir à soutenir les différents terrains, rattraper des différences de niveaux, réaliser des terrasses ou délimiter un terrain. ils sont particulièrement indiqués pour des cas de charges plus importantes.

Dans le cas des talus, souvent le soutènement est en pied de talus, c'est une solution nécessaire lors d'un terrassement à l'amont du mur, à cause des problèmes de la stabilité pendant les travaux réalisés.

Il existe plusieurs types de murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles : (Ouvrages rigides, Ouvrages souples). [17]

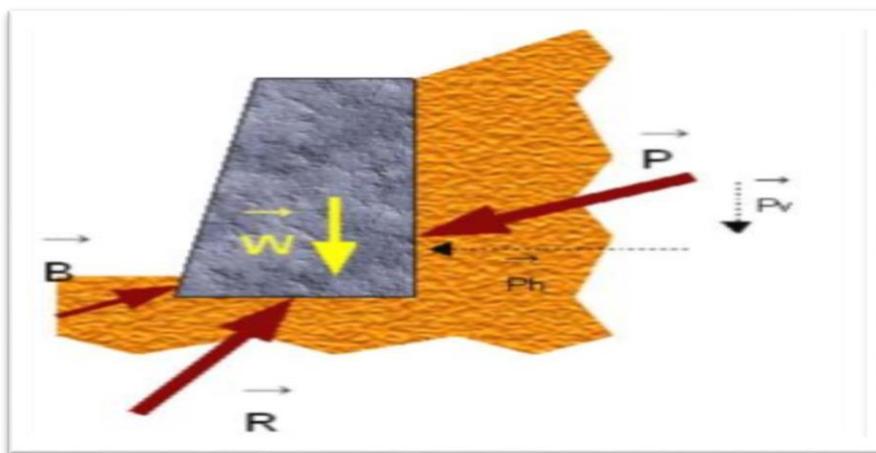


Figure III.12: Mur de soutènement [17]

✚ Ouvrages souples

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

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides. L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. [41]

✚ Ouvrages rigides

Souvent les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, à cause de leur incompatibilité avec les différentes déformations présentes. En plus le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement [33]

III.4.5 Renforcement par terre armée

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, a pour but d'assurer la stabilité d'un versant.

Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux de remblai.

Généralement les structures en terre armée constitué de panneaux en béton préfabriqué, de treillis soudé ou de panneaux en acier. Elle crée une structure de soutènement gravitaire durable à condition que la base des nappes repose sur le bon sol. [10]

✓ Les avantages et limitation de la terre armée

Les avantages de la technique de terre armée sont les suivants :

- ✚ Rapidité d'exécution
- ✚ Mur souple pouvant supporter sans dommages des tassements différentiels importants
- ✚ Construction ne nécessitant qu'un matériel très léger
- ✚ Cout compétitif

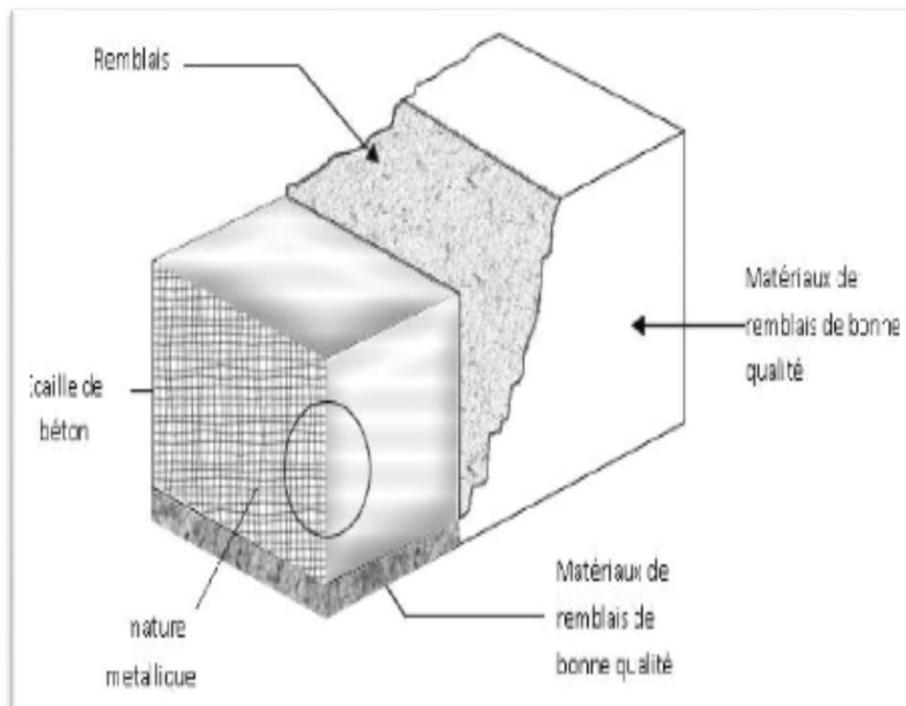


Figure III.13: Le principe de renforcement par terre armée [8].

III.4.6 Renforcement par géogridde

Les géogriddes sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. On distingue, en particulier, les géogriddes uni-axiales ayant une résistance à la traction plus élevée et dont la maille est allongée, et les géogriddes biaxiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure qui suit présente un exemple de géogridde uni-axiale. [37]



Figure III.14: Renforcement par géogridde [37].

III.4.7 Renforcement par clouage

En géotechnique, le clouage est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions rigides d'une matière métallique, soit par forage et injection d'un coulis pour lier l'inclusion, soit par battage des barres métalliques.

Le clouage des sols a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes, et en plus cette technique est aisée et rapide à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site. [39]

- ✚ On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :
 - ✓ Les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie et d'un coulis d'injection,
 - ✓ Les pieux et barrettes, qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

- ✚ La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure III.15 : Un versant stabilisé par clouage [38].

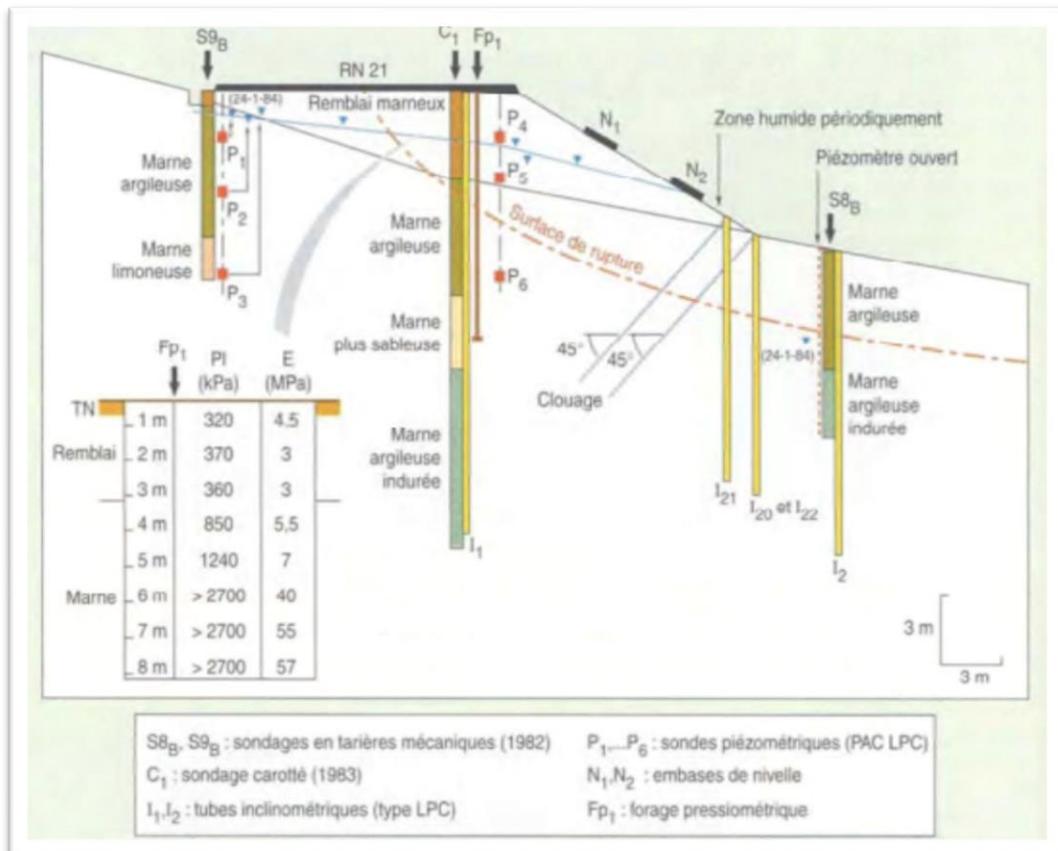


Figure III.16 : Clouage (Sève et al, 1996) [40].

III.4.8 Renforcement par ancrage

Le renforcement du sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est assuré par frottement ainsi que par contrebutée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton.

Le principe de cette technique consiste de diminuer les forces motrices du glissement et d'augmenter les contraintes normales effectives au niveau de la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [17]

Le but d'utilisation de tirants précontraints :

- ✓ La détermination de la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer la valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- ✓ Pour justifier le choix et les caractéristiques des tirants.

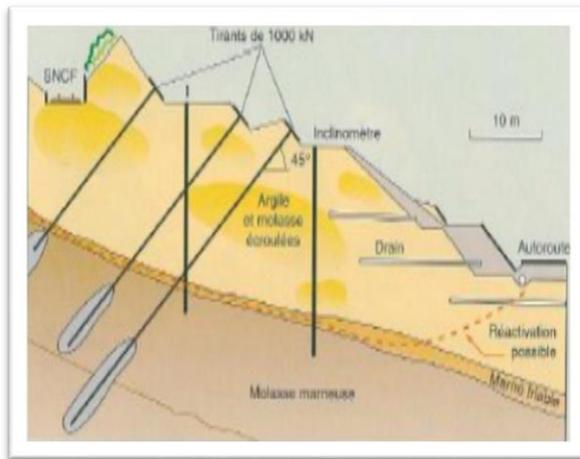


Figure III.17 Schéma des tirants d'ancrages [1] **Figure III.18** Renforcement par ancrage [16]

III.4.9 Le choix de la méthode de confortement

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type de sol, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement). [38]

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- ✚ **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmentation des efforts moteurs du talus.

- ✚ **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ✚ **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

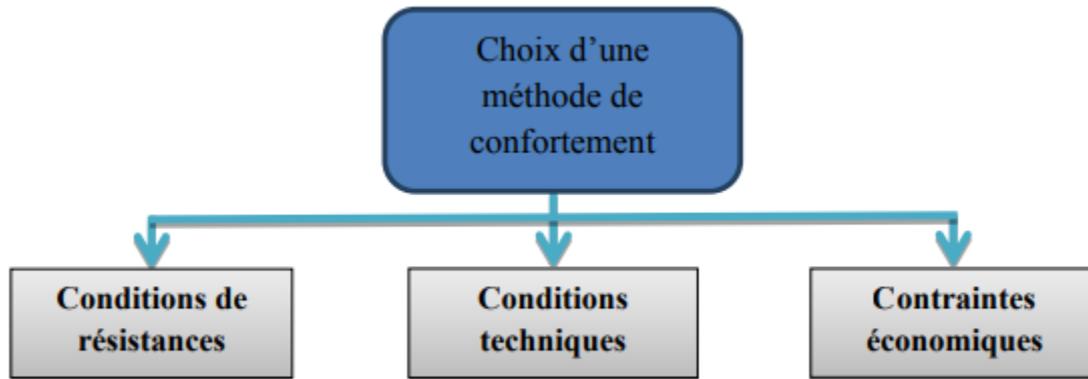


Figure III.19 : Les critères de choix de la méthode de confortement.

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes de confortement pour bien améliorer la stabilité d'un talus, et l'efficacité de chaque méthode.

Les moyens utilisés actuellement pour améliorer la stabilité des pentes reposent sur plusieurs techniques. Le choix à adopter sur le terrain doit satisfaire plusieurs critères, à savoir : la maîtrise des techniques employées, l'existence à l'échelle locale des moyens de confortement et le critère économique. L'ingénieur doit trouver la solution optimale pour satisfaire en même temps les exigences techniques et les contraintes économiques.

Chapitre IV :

Présentation du site D'étude

IV.1 Introduction

Dans tous les projets de constructions, une campagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire et a pour but d'étudier les structures géologiques du sol, hydrogéologiques et morphologique.... etc. sans oublier la détermination des caractéristiques géotechniques nécessaires à l'identification et au dimensionnement.

La présente partie, traite de ces contextes dans le but de préparer le terrain pour la compréhension et la mise en œuvre de solutions fiables à des problèmes complexes d'instabilité mécanique affectant la pénétrante qui relie Guelma à l'autoroute Est-Ouest.

IV.2 Présentation de la société

L'ANA et L'AGA fusionnent sous le nom de l'algérienne des autoroutes « ADA » qui compte aujourd'hui à son actif plusieurs projets autoroutiers et d'infrastructure au niveau du pays, c'est le cas notamment du méga projet de l'autoroute Est-Ouest vers le quel convergent la plupart des pénétrantes et liaisons autoroutières.

ADA est constitué de plusieurs entreprises qui sont :

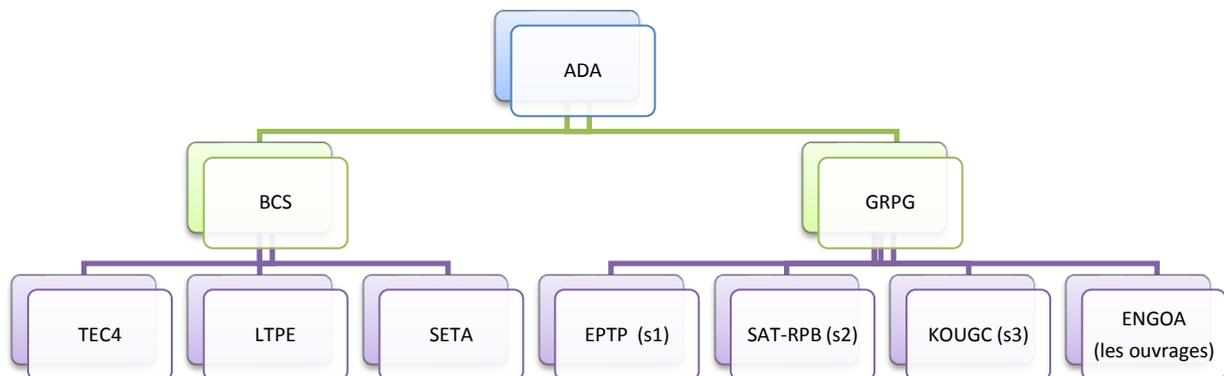


Figure IV.1 : plan des entreprises

IV.3 Situation géographique du site

Les glissements de terrain concernés sont situés entre les communes de « geulaat-bousbaa » et « Nechmeya » wilaya de Guelma, sont survenu lors des travaux d'exécution de la pénétrante reliant la ville à Annaba.

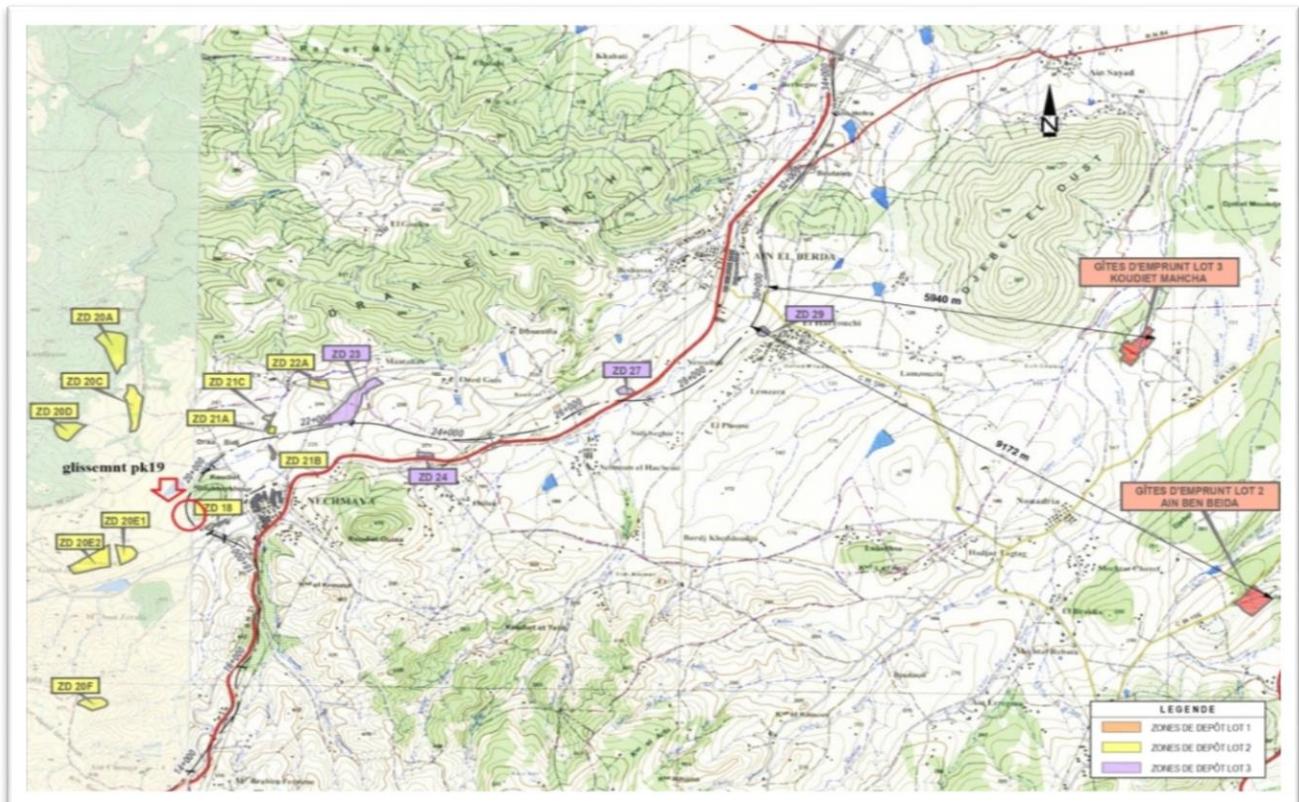
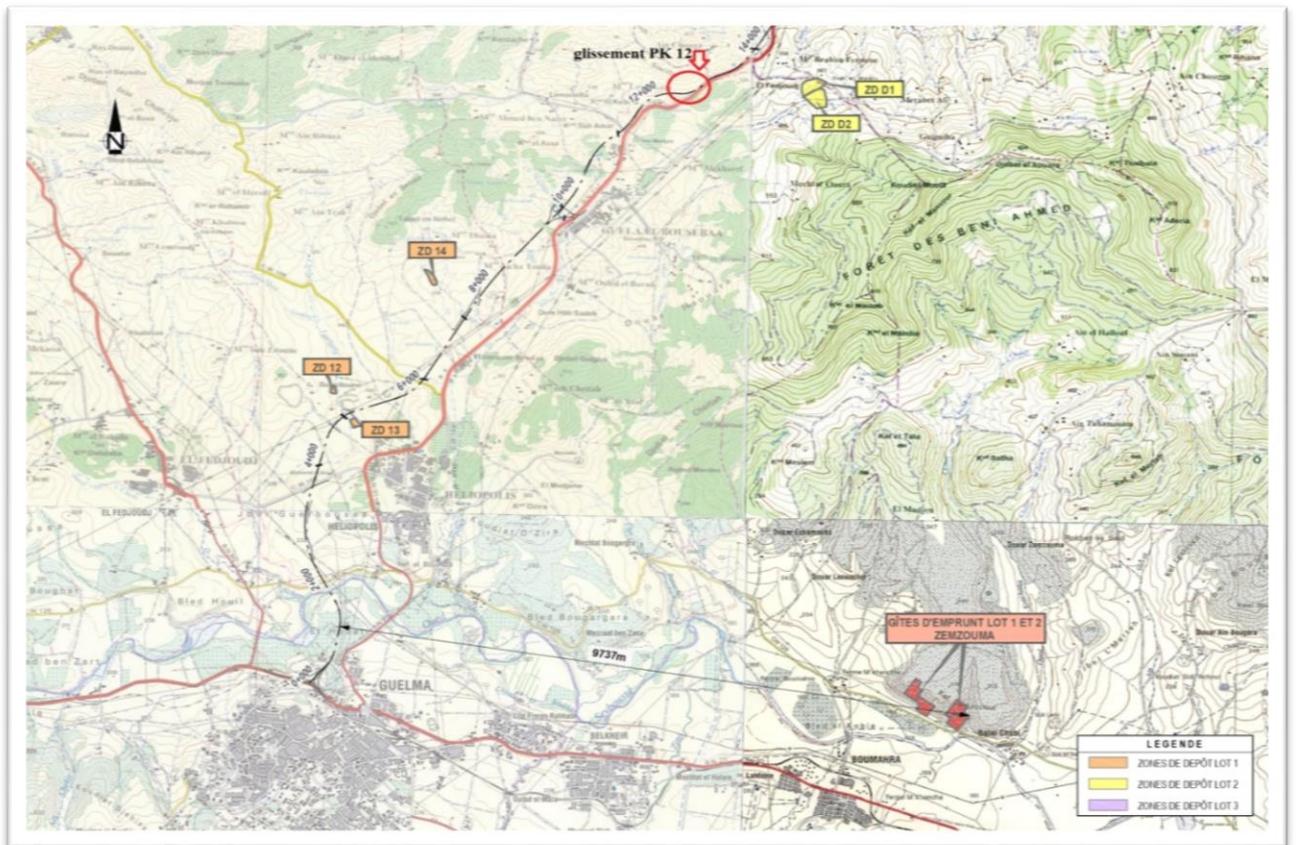


Figure IV.2 : Carte de l'autoroute [41]



Figure IV.3 : Vue satellitaire de la section 2 (pk 12 et pk 19) [42]

IV.4 Géologie de la région

Dans le cadre du projet de la réalisation de la Pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest sur 35,7 km, l'objet du présent rapport est la description des caractéristiques géologiques et géotechniques de la zone traversée par le tracé.

En résumé, le Nord-Est algérien est constitué de plusieurs formations géologiques affleurantes et dont l'altération donnerait des types de sols différents. Les principales formations géologiques affleurantes sont, des plus anciennes au plus récentes :

- ✚ Schistes et Gneiss du Socle kabyle qui sont d'âge paléozoïque-protérozoïque.
- ✚ Les roches argilo gypseuses du Trias.
- ✚ Les roches carbonatées (calcaires et marne) du Jurassique – Eocène.
- ✚ Les grès de l'oligocène formant la nappe Numidienne.
- ✚ Les grès et conglomérats du Mio-Pliocène. [41]

Litho stratigraphie : souvent les dépôts qui constituent le territoire de la wilaya de Guelma vont du Trias au Quaternaire :

Le Trias : Composé de dépôts d'argile, marnes bariolées à gypse avec des blocs de Cargneules, calcaires. Ces formations ont généralement une extension remarquable orientée NE-SW.

Le Jurassique : Constitué de dolomies, calcaires et grès fins, ces formations correspondent au domaine externe qui est formé par un empilement complexe de nappes surmontant au Sud l'autochtone présaharien des hautes plaines.

Le Crétacé inférieur : constitué de grès et marno – calcaire à la base, suivie de marnes claires, argiles calcaires, marneuses, dolomies, grès, calcaires quartzeux à interlits de calcaires et de marnes, calcaires marneux clairs, marnes et aleurolites et des marnes grises au sommet.

Le crétacé supérieur : caractérisé par ses dépôts qui commencent par des marnes grises Suivies de calcaires organogènes ; de marnes et calcaires marneux puis des dépôts de brèches, Des calcaires noirs marneux, des marnes, des aleurolites de calcaire, des calcaires compacts blancs, des marnes grises et des calcaires marneux, puis des calcaires, des microbrèches et marnes, suivis au sommet par des marnes gris bleuté et des calcaires gris-clairs et blancs.

Le Paléogène : est constitué de dépôts débutant par des marnes noires, des argilites puis des Calcaires marneux suivis de calcaire clairs, dépôts bitumineux à silex, des calcaires à nummulites, des marnes noires, des microbrèches et des grès micacés, des argilites et aleurolites et des grès quartzeux au sommet.

Le Néogène : commence par des grès quartzeux et marnes suivis de calcaires, grès gluconiques à interlits de glauconie, puis des conglomérats et grès, des argiles à gypse, des Argiles à poudingues et calcaires, des grès rouges et gris, des marnes, des conglomérats, dépôts de brèches, grès et marnes et au sommet des conglomérats, grès et argiles.

Le Quaternaire : débute par des dépôts Plio-Quaternaire qui sont caractérisés par des travertins avec des filons d'onyx, et se termine par des alluvions anciennes et récentes au Sommet. [43]

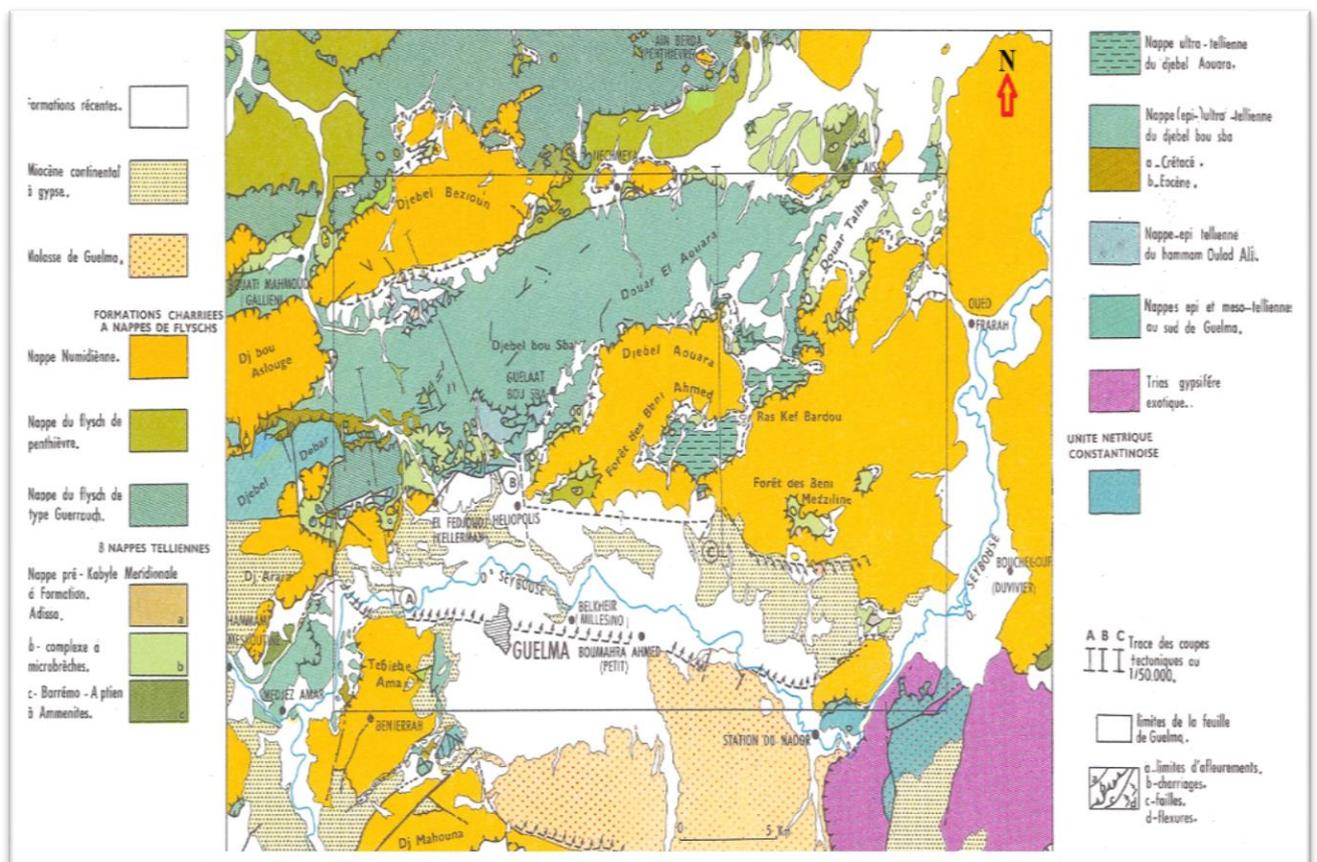


Figure IV.4 : la carte géologique de la région Guelma-Annaba [44]

IV.4.1 Tectonique de la région

Les environs de la wilaya de Guelma sont localisés en bordure du bloc Est des hauts plateaux. C'est une région tectoniquement très active.

Le complexe numidique largement développé dans la région de Guelma surmonte des complexes allochtones du territoire, qui sont composés de flysch.

L'évolution tectonique régionale est étroitement liée à la formation des chaînes alpines méditerranéennes, et concrètement le tronç algérien de cette chaîne est attaché à la rotation de la plaque africaine par rapport à l'eurasiatique. Cette rotation suppose une convergence lente d'un continent par rapport à un autre qui, bien qu'elle commence dans le Jurassique inférieur ne se montre pas clairement sauf à partir du Jurassique supérieur. Il s'agit d'une tectonique de collision inter-plaques (Afrique- Europe) où la chaîne alpine algérienne se forme dans les zones de bords. [41]

IV.4.2 Géomorphologie du site

Le tracé étudié traverse ainsi, du sud vers le nord, deux unités géologiques bien distinctes :

- ✚ La plaine alluviale de l'oued Seybouse (Bassin de Guelma)
- ✚ Les reliefs montagneux (Djebel bouSba et Djebel Auara)

Sur le tronçon initial, le tracé est inscrit sur les terrains du Quaternaire de bassin de Guelma, Constitué d'un ensemble d'alluvions et terrasses, emboîtées les unes aux autres, traversée d'Ouest en Est par la Seybouse, et pour les terrains du Miocène qu'est représenté par des marnes, des argiles et du gypse.

Les points les plus élevés dans les environs du tracé sont, à l'Ouest, le Djebel est Sebaa (619 m) et le Djebel Mekhalfa (593 m), et à l'Est, le Djebel Auara (920 m).

Le relief montagneux et collinaire de la région de Guelma donne aux affluents de la Seybouse un caractère torrentiel.

Parmi les reliefs les plus élevés de la région de Guelma :

- ✚ Le Djebel Taya 1208m d'altitude.
- ✚ Le Djebel Mermera 993m d'altitude.
- ✚ Le Djebel Debagh 1060m d'altitude.
- ✚ Le Djebel Houara 1292m d'altitude.
- ✚ Le Djebel Mahouna 1411m d'altitude.
- ✚ Le Djebel Ras El Alia 1317m d'altitude.

La région est d'un caractère montagneux à aspect monotone sur toute son étendue.

L'altitude moyenne de la chaîne tellienne locale est d'environ 500 m, par contre celle du fond de la vallée varie entre 110 m en son amont et 30 m en son aval. [41]

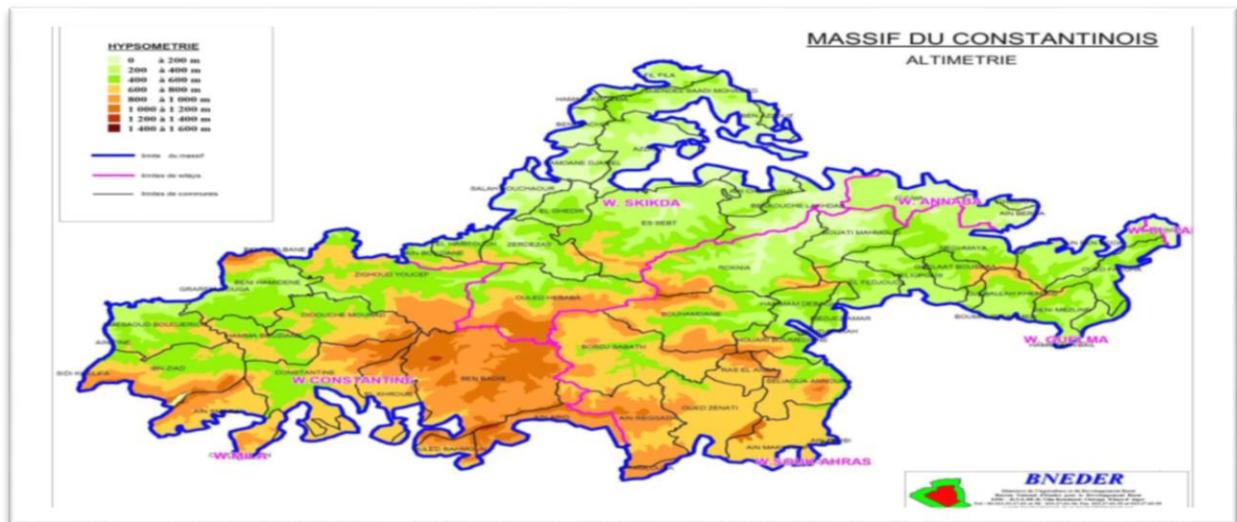


Figure IV.5 : Carte d'altimétrie [41]

L'Atlas Tellien se caractérise par des matériaux crétaqués qui donnent lieu à des reliefs escarpés avec des pentes supérieures à 25° et oueds encaissés. Les pentes sont inférieures à 25° et dans le cas des matériaux plus cimentés (grès), dans la partie haute des reliefs ressortent des crêtes par rapport au caractère plus malléable des formations marneuses.

Le bassin de Guelma appartient à la moyenne Seybouse et qui dicte beaucoup de conditions spécifiques, climatiques et hydrogéologiques. La Seybouse, sur son parcours de 160 km à la mer, draine une superficie globale de 6471 km².

Les formations quaternaires présentent deux types de morphologie : une plate ou avec faible pente, correspondante aux dépôts alluviaux qui se trouvent encaissés, avec des talus pratiquement verticaux, et une autre correspondante aux dépôts de versants de type colluvial, qui arrivent à des pentes jusqu'à 12°-25°. [41]

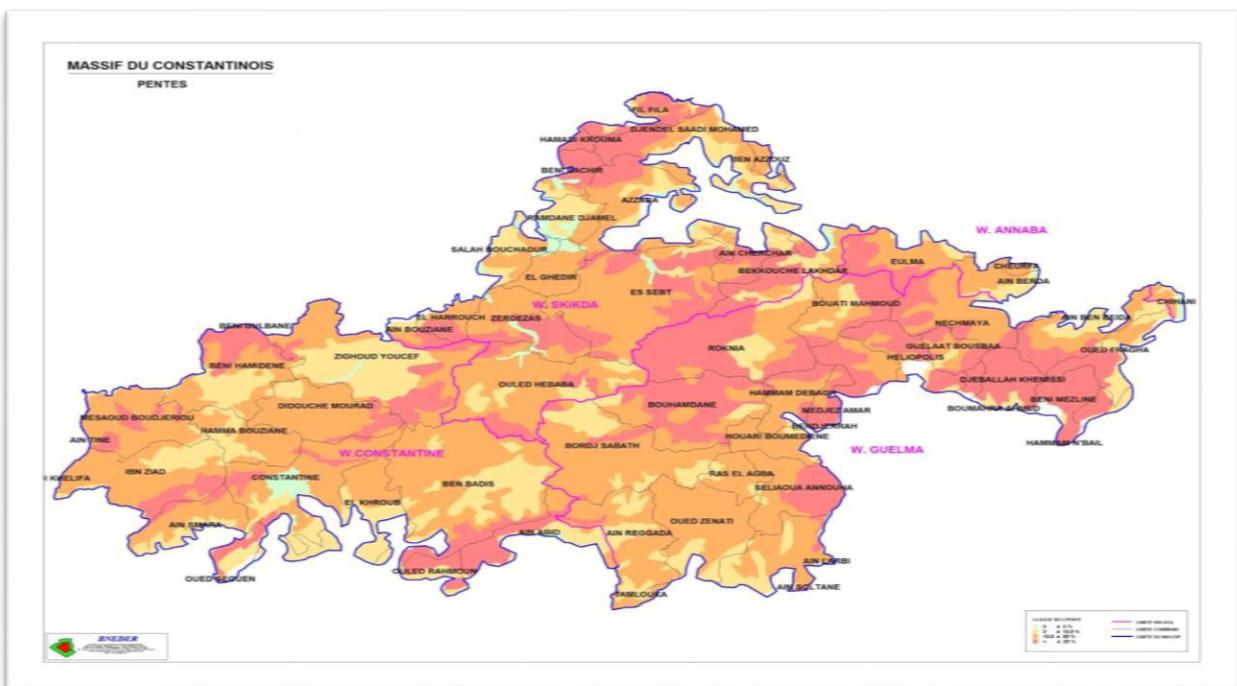


Figure IV.6 : La carte des pentes [41]

IV.4.3 Géologie de la zone étudiée

À continuation, une description géologique des différents matériaux qui conforment la zone d'étude tout au long du tracé de l'Autoroute.

Lithologies : Les lithologies touchées dans le Tronçon sont les suivantes :

✚ **Crétacique inférieur. Série argilo-marno-gréseuse (CF) :**

Lithologie : Série argilo-marno-gréseuse a très nombreuses intercalations de calcaires marneuses et marnes calcaires claires en banes centimétriques on décimétriques généralement très froissés. Les termes argileux sont généralement gris ou brunâtres.

✚ **Crétacique inférieur. Marnes d'aspect schisteux (CMs).**

Lithologie : Marneuses d'aspect schisteux à rares silex noirs dispersés entre la « Ferme Génisson » et la Mechtat el Merdj, plus franchement marneuses à l'Est du Djebel bouSba.

✚ **Crétacique supérieur. Unité neritique constantinoise (CC).**

Lithologie : Intercalations d'argile marneuse jaunâtre, avec marne argileuse d'aspect schisteux.

✚ **Crétacique supérieur. Intercalations calcaires et marnes (CT).**

Lithologie : Intercalations de marnes argileuses, bancs de marno-calcaire, calcaire micritique et calcaire marneux,

✚ **Eocene - oligocene. flysch marno-calcaire (OFM).**

Lithologie : Epais de 100 à 150 m par endroits. Intercalations de marne à aspect schisteux avec bancs de marno-calcaire et calcaire marneux.

✚ **Oligocene. flysch grés-argilo-marno-calcaire (OFG).**

Lithologie : Il est formé par un flysch dans lequel on observe des intercalations argiles marneuses, marnes argileuses d'aspect schisteux avec passés marno-calcaire et grés.

✚ **Oligocene. Grés numidiens (OG).**

Lithologie : Série essentiellement gréseuse de type flysch, en gros bancs, Les minces intercalations argileuses blanches,

✚ **Miocen. Argiles grises à gypse (Mg).**

Lithologie : Argiles grises à gypse fibreux ou marnes feuilletées a intercalations de lamelles marno-calcaires el de gypse en couches minces ou en masses litées. Au Sud d'Héliopolis.

✚ **Pleistocen. Dépôts colluvions (QCO).**

Lithologie : est composé par graviers fines à grosses, sous anguleuses et hétérométriques, entourés d'une matrice sable limoneuse.

✚ **Pleistocen. Terrasses élevés (QT3).**

Lithologie : il est composé par des argiles marneuses avec galets.

✚ **Pleistocen. Terrasses moyennes (QT2).**

Lithologie : Sables, limons et galets à patine de couleur ocre ou brun jaunâtre, bien représentés dans la vallée de la Seybouse. C'est la deuxième terrasse.

✚ Pleistocen. Terrasses basses (QT1).

Lithologie : Sables, limons et cailloux roulés brun clair ou grisâtres, bien développés dans la vallée de la Seybouse.

✚ Holocen. Alluvions actuelles (Qal).

Ils sont composés majoritairement par des boues avec des indices de sables et de gravillon. Dans les zones d'influence des massifs carbonatés et des roches sablonneuses, ils sont composés de sables et de boues, avec des couches de galets et de blocs de nature siliceuse.

[41]

IV.4.4 Risques géologiques

De façon très générale, on distingue quatre types de risques qui pourraient affecter à la zone D'étude :

1) Séismes : La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent la plus active sismiquement. L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants tremblements de terre le long de son histoire. À cause de la convergence de la plaque africaine vers l'europpéenne, le bord nord-africain pousse sur la croûte océanique de la Méditerranée dans la dénommée zone de collision, et les séismes sont relativement fréquents, pouvant arriver à être catastrophiques. La carte sismique de l'Algérie suivante montre la distribution des différentes zones sismiques en fonction de l'intensité des tremblements de terre enregistrés.

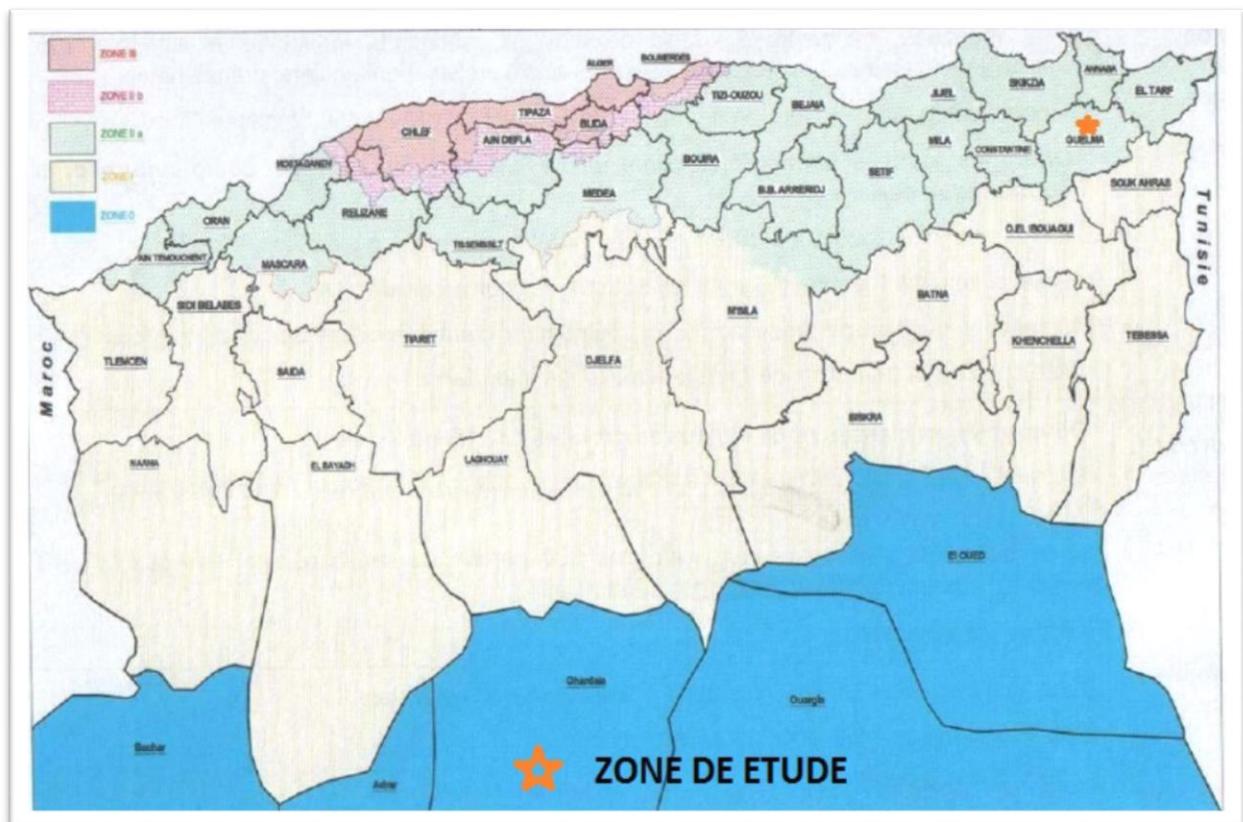


Figure IV.7 : Situation de la zone d'étude dans la carte sismique de l'Algérie [41]

Tableau IV.1 : Zones de sismicité en Algérie. [41]

| | |
|-----------------|--------------------|
| ZONE 0 | NÉGLIGEABLE |
| ZONE I | FAIBLE |
| ZONE IIA | MOYENNE |
| ZONE IIB | ÉLEVÉE |
| ZONE III | TRÈS ÉLEVÉE |

Tableau IV.2 : Coefficient d'accélération de zone A. [41]

| Groupe De pont | Zone sismique | | | |
|---------------------------|----------------------|------------|------------|------------|
| | I | Ila | Ilb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

2) Inondations et flux de boues : Les oueds sont susceptibles d'être affectés par des inondations, débordements et formation de flux de boues procédant des reliefs qui contournent les vallées.

3) Glissements de versants et chute de blocs : En ce qui concerne la stabilité des matériaux, il faut remarquer les glissements dans les grès, qui se produisent à cause de la différente compétence des matériaux, ce qui fait que les plus cimentés ressortent par rapport aux moins cimentés, pouvant arriver à tomber par gravité.

4) Karstifications : Développées dans les roches calcaires et dolomitiques, elles peuvent entraîner la présence d'effondrements ou collapsés dans le terrain. [41]

IV.5 Hydrogéologie régionale

La région de Guelma est constituée de terrains sédimentaires d'âge Crétacé Oligocène, Mio-Pliocène et Quaternaire (argile, marnes et alluvions hétérogènes). Ces alluvions souvent très Perméables et surtout très épaisses contiennent une nappe importante alimentée par les Infiltrations des eaux de pluies et part les apports latéraux du bassin de la Seybouse. Dans le système hydrogéologique de la plaine de Guelma, l'Oued Seybouse coule entre deux seuils imperméables : les marnes du Crétacé à l'Ouest et les marnes du Trias à l'Est.

Au sud de Guelma au niveau de Sedrata Il y'a des calcaires Yprésien fortement fissurés. Qui permettent la constitution de ressources aquifères importantes, mais rapidement restituées, au nord de Héliopolis, d'El Fedjoudj et de Guelâat sbâa, affleurent des formations marneuses et schisteuses pauvres en eaux souterraines, par contre à l'Ouest de cette zone, se trouve les

calcaires sénoniens au Djebel Debagh et Taya où l'infiltration est probablement importante. [43]



Figure IV.8 : Oued Seybouse [41]

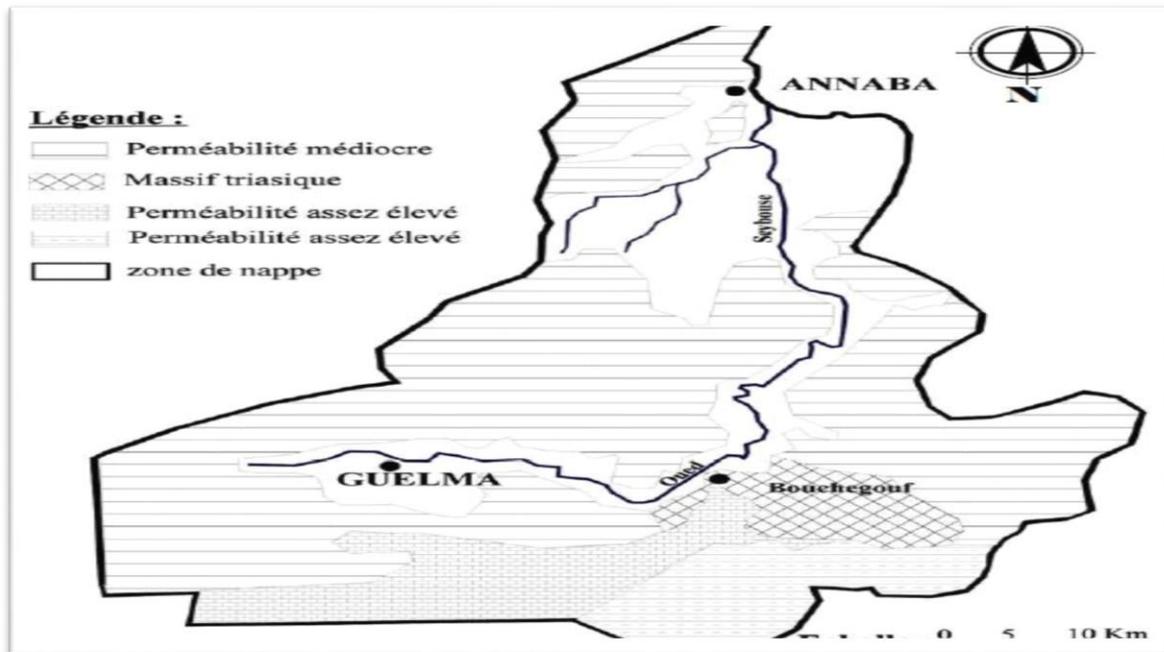


Figure IV.9 : La carte hydrogéologique de Guelma [43]

IV.5.1 La pluviométrie

En Guelma, le climat est chaud et tempéré. Les mois d'hiver sont beaucoup plus pluvieux que les mois d'été à Guelma, la classification de Köppen-Geiger est de type Csa.

La température moyenne annuelle est de 17.2 °C à Guelma. Les précipitations annuelles moyennes sont de 557 mm Le mois le plus chaud de l'année est celui d'Aout et le mois de Janvier est le plus froid. [45]

Tableau IV.3 : Climat de Guelma [45]

| | Température Moyenne (°C) | Température moyenne (°F) | précipitations (mm) |
|------------------|---|---|--------------------------------------|
| Janvier | 8.9 | 48.0 | 82 |
| Février | 10 | 50.0 | 60 |
| Mars | 12.1 | 53.8 | 55 |
| Avril | 14.2 | 57.6 | 44 |
| Mai | 18.3 | 64.9 | 40 |
| Juin | 22.7 | 72.9 | 25 |
| Juillet | 26.1 | 79.0 | 3 |
| Aout | 26.7 | 80.1 | 12 |
| Septembre | 23.3 | 73.9 | 26 |
| Octobre | 18.8 | 65.8 | 49 |
| Novembre | 14.2 | 57.6 | 70 |
| Décembre | 10.7 | 51.3 | 91 |

IV.6 Etude géotechnique du site

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyses de la stabilité, on indique les différents types d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

IV.6.1 Synthèse des désordres observés

Dans notre visite sur terrain (dans les chantiers), il a été constaté l'existence de 03 sections sur la pénétrante autoroutière chaque section contient plusieurs talus, au niveau de ces derniers on a vu la présence de certain glissement qui se différencie d'un talus par rapport à l'autre, mais les glissements majeurs se trouve au niveau de la section 2, pk 12 et pk 19.

On va présenter les sondages carottés réalisés au niveau de ces zones qui nous ont permis de déterminer la nature des formations en place et de récupérer des échantillons intacts.

La majorité des formations au niveau de la section 2 :

-  Argile marneuse peu graveleuse grise claire à brunâtre
-  Marne à aspect schisteux indurée grise bleuâtre
-  Marne d'aspect schisteux bariolée friable
-  Galets et blocs de calcaire marneux

- ✚ Bancs de calcaire marneux très dur
- ✚ Bancs de marno-calcaire gréseux [43]

IV.6.1.1 Glissement du talus au niveau de pk 12

Sondage Sc 224 - PK 11+600

X : 362 905

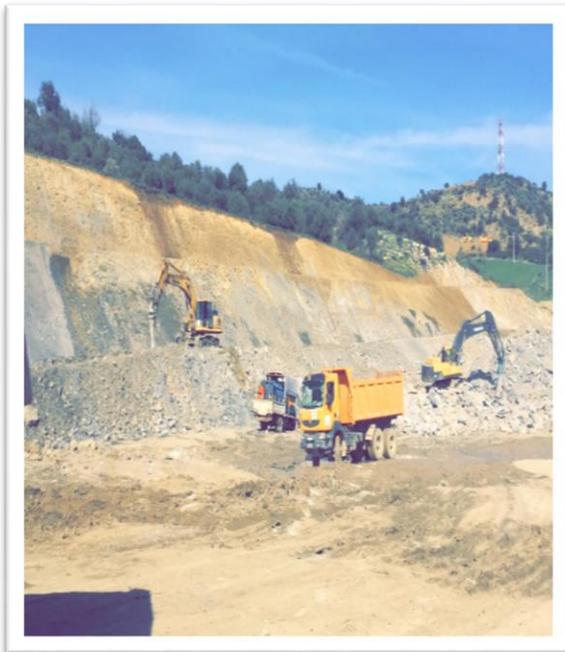
Y : 4 047 017

0.00 – 1.00 m : Argile marneuse grise jaunâtre peu caillouteuse, oxydée renferment quelques concrétions blanchâtres de calcaire et de quartz.

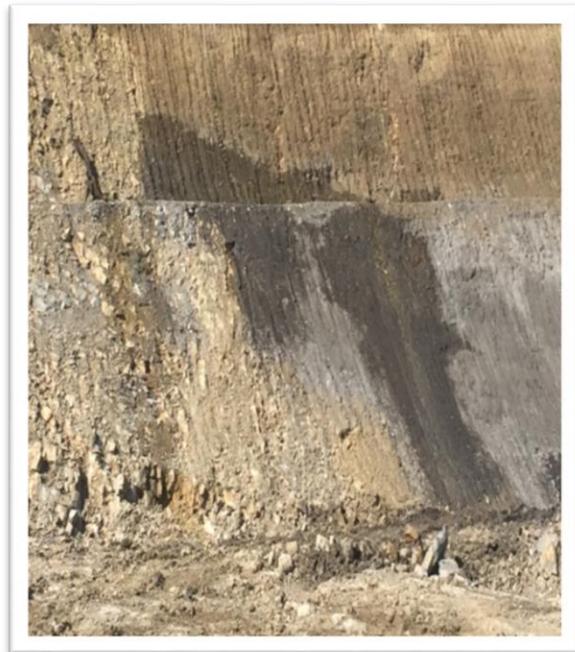
1.00 – 16.00 m : Marne très oxydée grise verdâtre renferment des fragments de quartz et de calcaire entre 1m.00 et 7m.80 de profondeur, devenant dure d'aspect rocheux de couleur grise bleuâtre, peu oxydée, recoupée par des veines de différentes directions à remplissage de quartz, avec des concrétions de calcaire blanchâtres et passage de marno-calcaire grise siliceux entre 9m.00 et 9m.10 / 13m.50 et 13m.75 de profondeur.

16.00 – 20.00 m : Banc de marno-calcaire grise marron peu oxydée, recoupée par des veines de quartz.

20.00 – 24.00 m : Marne indurée d'aspect rocheux grise bleuâtre, peu oxydée, recoupée par des veines de quartz de différentes directions. [43]



a : les calcaires au niveau de pk 12



b : la présence d'eau au niveau du talus de pk 12



Figure IV.10 : Glissement de terre végétale au niveau du pk 12

IV.6.1.2 Glissement du talus au niveau de pk 19

Sondage Sc 240 - PK 19+210

X : 365 747

Y : 4 052 567

0.00 – 5.00 m : Argile marneuse moyennement graveleuse, très oxydée, de couleur grise jaunâtre, devenant à aspect schisteux peu oxydée, avec des micros lits de calcite blanchâtre entre 1m.50 et 5m.00 de profondeur, et un passage de marno-calcaire très dure gris bleuâtre entre 4m.45 et 4m.60

5.00 – 12.00 m : Marne argileuse à aspect schisteux grise bleuâtre renfermant des micros lits de calcite blanchâtre. [43]



a : les fissures au niveau du talus de pk 19

b : la présence d'eau au niveau du talus de pk 19



Figure IV.11 : Glissement au niveau de pk 19

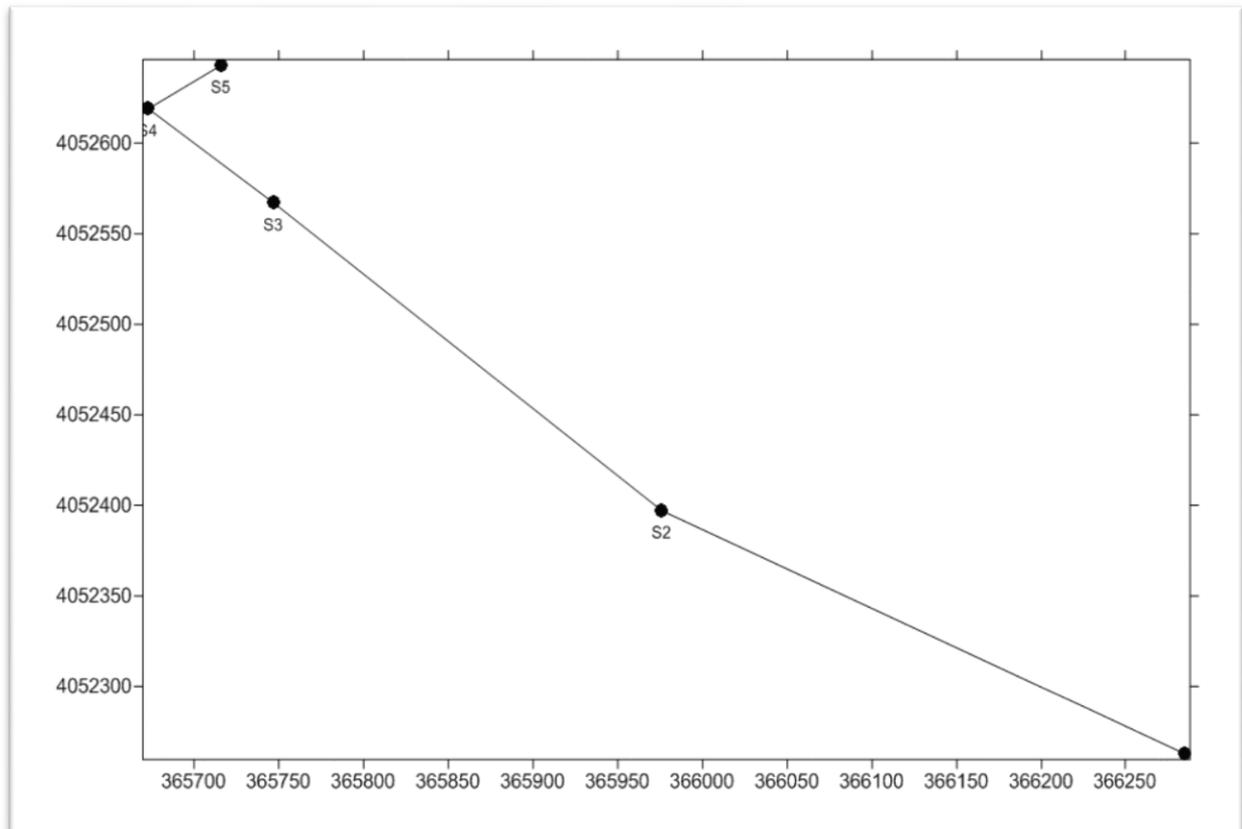


Figure IV.12: Situation des sondages

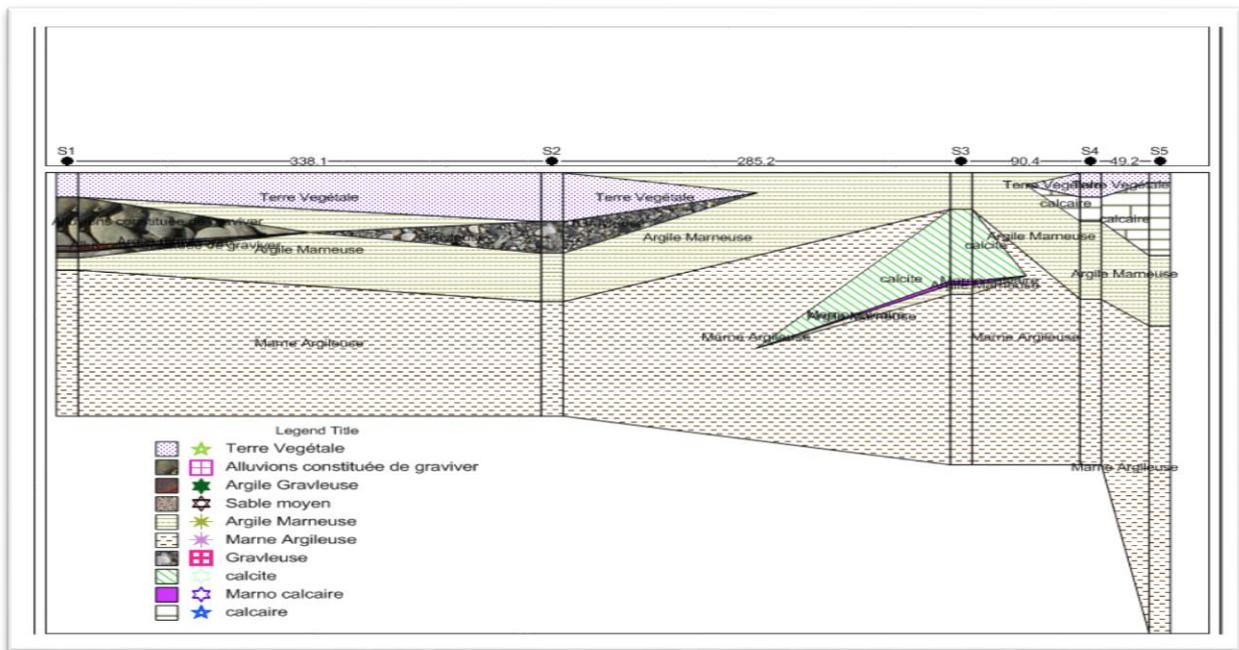


Figure IV.13 : La coupe lithologique des sondages de pk 19

IV.6.1.3 La topographie de la zone instable

La topographie du site se caractérise par des talus de fortes pentes sur les zones instables, le levé topographique est présenté avec tous les détails dans les figures IV.14, IV.15.

✚ Le profile en travers du talus de Pk 12

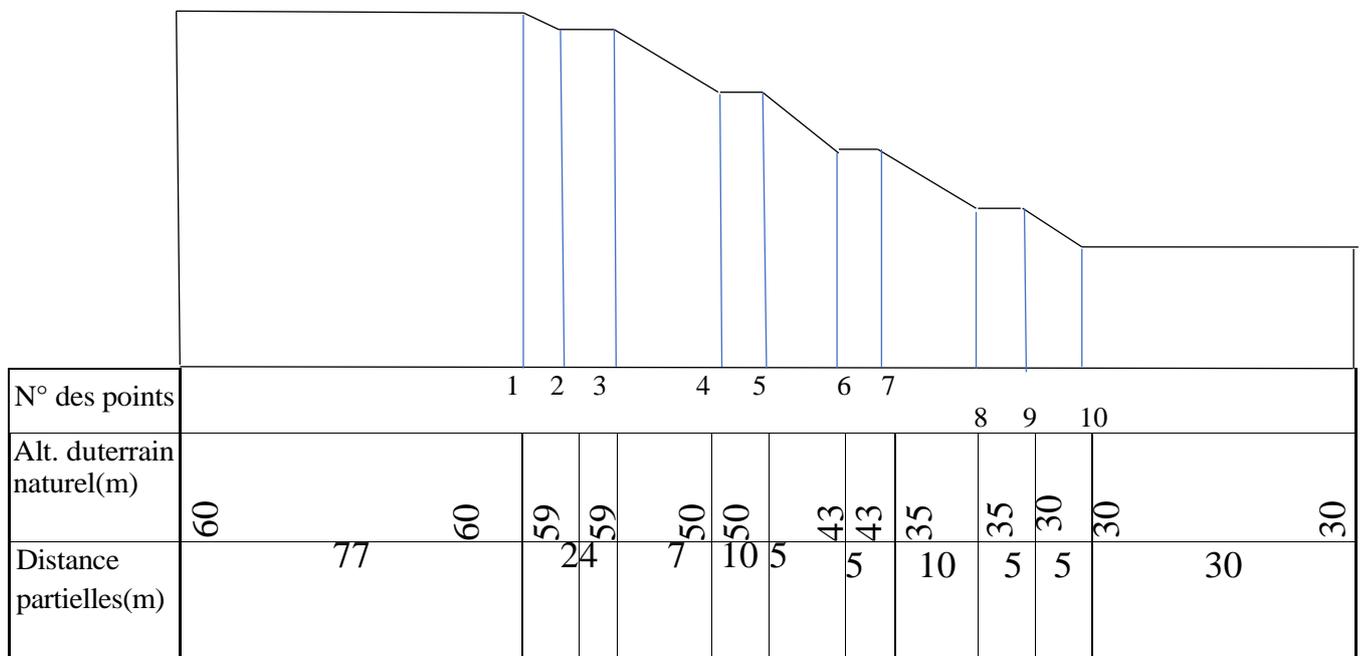


Figure IV.14 : Le profile en travers du talus de Pk 12 [41]

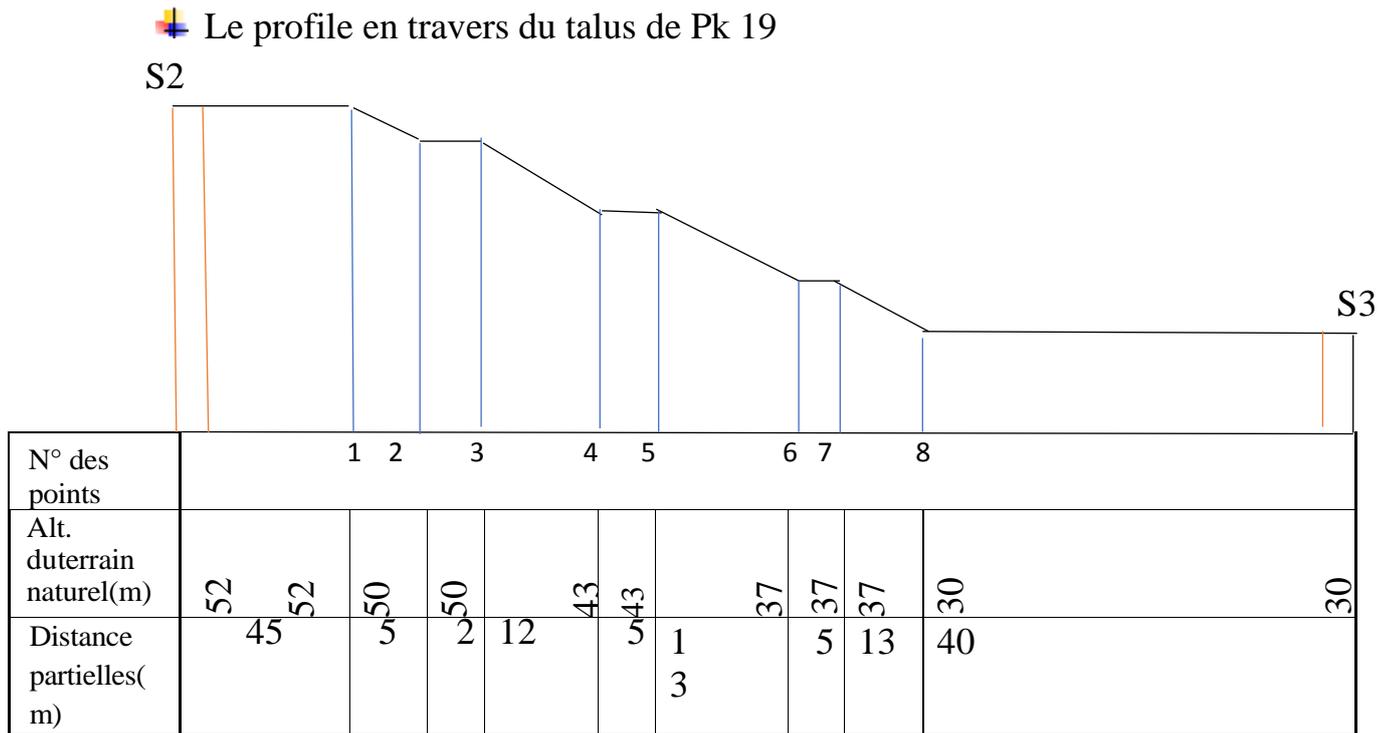


Figure IV.15: Le profil en travers du talus de Pk 19 [41]

IV.6.1.4 Les causes probables qui sont à l'origine de ces glissements

- ✚ La présence des fentes de traction qui affectent la berme.
- ✚ La présence de plusieurs failles et des ravinements.
- ✚ La présence d'eau sur certain talus.
- ✚ La présence d'eau dans les zones de contacts entre les marnes calcaires et les grès sous-jacents.
- ✚ Il y a des zones où il y a une chute d'une largeur de 15 m, qui affecte la partie supérieure du déblai.
- ✚ L'hétérogénéité du terrain et les matériaux qui contiennent.
- ✚ La modification de la hauteur du talus.
- ✚ Les excavations approximatives [41]

IV.6.1.5 Quelque traitement proposé à ces glissements

- ✚ Fossés de crête
- ✚ Retrait des matériaux glissés ou instables
- ✚ Drains subhorizontaux dans la zone affectée
- ✚ Masques drainants.
- ✚ Terre végétale et hydro-ensemencement
- ✚ Enrochement
- ✚ Enrochement avec béton (béton cyclope)
- ✚ Mur de Gabions pour soutènement.
- ✚ Purge

- ✚ Béton projeté et boulonnage
- ✚ Couche de remblai drainant [41]

IV.6.2 Reconnaissance géotechnique

Dans cette partie on estime les différents travaux réalisés dans la campagne géotechnique et les essais in situ et au laboratoire qui permettent de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, leur homogénéité et d'estimer leur caractéristique mécanique :

IV.6.2.1 Les essais in-situ

Les essais réalisés sur place sont :

- ✚ Reconnaissance de surface.
- ✚ Sondages mécaniques.
- ✚ Puits de reconnaissance.
- ✚ Essais de pénétration dynamique.
- ✚ Profils sismiques.
- ✚ Essais pressiométriques

1 : Reconnaissance de Surface

Cette reconnaissance nous permet de prendre une information systématique des points d'intérêt géotechnique.

2 : Sondages carottés

Dans cette étude, une campagne de 97 sondages mécaniques à rotation a été réalisée, avec un total de 1772 mètres linéaires mesurés.

Les sondages disponibles ont été effectués à rotation, avec une récupération continue du témoin, en réalisant des prises d'échantillons pour leur analyse postérieure en laboratoire.

3 : Puits de reconnaissance

Une campagne de 173 puits de reconnaissance pour l'étude de la géotechnique du couloir et des structures a été réalisée.

4 : Essais de pénétration dynamique

Une campagne de 54 essais de pénétration dynamique, avec un système de coup automatique, a été réalisée. Ces essais consistent à mesurer le nombre de coups nécessaires pour pénétrer une pointe carrée de 16 cm² de section à une profondeur de 20 centimètres dans le terrain.

Une massue de 63,5 Kg applique les coups avec une hauteur de chute de 50 centimètres. Un train de tige de 32 millimètres de diamètre transmet à la pointe l'énergie de la masse.

Les essais de pénétration ont l'avantage, par rapport à d'autres systèmes de reconnaissance, de fournir une estimation continue de la résistance du terrain, en permettant la détection des discontinuités ou des niveaux de petite épaisseur inaperçus avec d'autres systèmes de reconnaissance.

Pour pouvoir interpréter les résultats des essais de pénétration, une formule dynamique, basée sur la conservation d'énergie, est employée :

$$\text{➤ Énergie potentielle} = \text{Énergie cinétique} = \text{Travail de pénétration} + \text{Pertes}$$

Dans cette équation :

$$\text{➤ L'énergie potentielle due à la chute de la massue est égale à :}$$

$$63,5 \times 0,50 = 31,75 \text{ Kilogramme-poids}$$

- **L'énergie cinétique est égale à :**

$$\frac{M}{2g} V^2$$

- **Par conséquent :**

$$V = \sqrt{2H}$$

H = Hauteur de chute du mouton

- **La résistance à la pénétration est égale à :**

$$R_p = \frac{M^2 H}{(M+P)A * e}$$

Étant :

P = Poids total du train de tiges

A : Section de la pointe

e = 20 cm

5 : Profils sismiques

Une totalité de 58 profils de sismique réfraction ont été effectués pour reconnaître les différents types de terrain tout le long du parcours et pour déterminer le degré du mode d'excavation.

Ces travaux sont réalisés dans le but d'estimer les coupes sismiques du terrain, principalement dans les zones où les plus grands déblais des matériaux de consistance rocheuse sont prévus.

Pour faciliter l'information face au dimensionnement des talus, des épaisseurs du niveau altéré, et des modes d'excavation du substrat rocheux.

La prospection sismique réfraction a pour but la détermination de la vitesse de transmission des ondes sismiques dans le sous-sol. Les vitesses de transmission des ondes sismiques sont reliées avec des paramètres physiques comme le type roche, porosité, degré de météorisation, fracturation, saturation d'eau et élasticité.

6 : Essais pressiométriques

Dans cette étude, une campagne de 77 sondages pressiométriques a été réalisée pour l'étude des fondations des ouvrages d'art.

L'objectif de base de l'essai pressiométrique est d'obtenir une réponse effort-déformation du terrain « in situ », de sorte qu'on puisse calculer le module de déformation pressiométrique du terrain et les paramètres en rapport avec la résistance de ce dernier. [41]

IV.6.2.2 Les essais au laboratoire

Les essais au laboratoire exécutés à partir des échantillons recueillis, dans les puits de Prospection, ont été ceux qui figurent ci-dessus :

- a) **Essais physiques :**

✚ Equivalent de sable (NF-P-94-597)

Cet essai permet de mettre en évidence des traces d'argile, de limon ou de matières très fines, contenues dans un sol, surtout lorsque l'indice de plasticité n'est pas mesurable.

C'est un essai pratique très utile à effectuer dans le cas des sols peu plastiques (sol sableux).

b) Essais d'identification :

✚ Analyse granulométrique (NF-P-94-056)

➤ Définition :

L'analyse granulométrique d'un sol est l'étude des dimensions des diamètres des grains, leur distribution, de différencier les sols entre eux, roche, gravier, argile...etc. La détermination de la distribution de la taille des particules, ou en composition granulométrique du sol, est appelée analyse granulométrique d'un sol. Les sols sont classés en fonction de leurs grosseurs déterminées par tamisage sur des tamis ou passoirs.

➤ But de l'essai :

Déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon. Représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

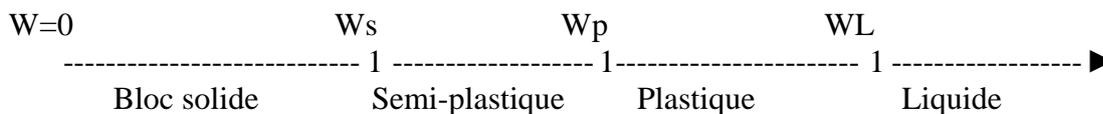
✚ Analyse sédimentométrique (NF-P-94-057)

L'essai a pour but de compléter l'analyse granulométrique des sols pour faire une complète interpolation et déduit les proportions pour tous les différents éléments qui composent le sol étudié et de faire une bonne classification.

✚ Limites d'Atterberg (NF-P-94-051)

➤ Définition :

Les limites d'Atterberg sont classées parmi les caractéristiques d'identification des sols fins. En effet, la consistance d'un sol et sa déformation varie en fonction de sa teneur en eau, plus w augmente plus le sol est déformable. Aussi, suivant l'importance de la phase liquide du sol cohérent, il peut se présenter sous différents états, ainsi on distingue les quatre états suivants :



La classification du sol selon l'indice I_p .

➤ Le but

Le but est de déterminer les limites de liquidité W_L et de plasticité W_P pour un échantillon de sol donné, et d'interpréter les résultats obtenus.

L'essai consiste à déterminer la teneur en eau pour laquelle le cône est de 15mm.

c) Essais mécaniques :

✚ Essais de compressibilité à l'œdomètre (NF-P-94-090-1)

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenue constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Cet essai a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, Sous l'effet des charges appliquées, le sol va se déformer : il va subir un tassement. Pour en évaluer l'ampleur, on reproduit le phénomène au laboratoire.

✚ Essais de cisaillement rectiligne de type CD (NF-P-94-071-1)

L'essai a pour objet de mesurer en laboratoire les caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que la pression interstitielle μ reste nulle tout au long de l'essai.

On en déduit les valeurs de l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c' , paramètres utilisés pour le dimensionnement des fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité F_s à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de buté sur les ouvrages de soutènement.

✚ Essai triaxial de type CU+U (NF-P-94-074)

Les essais de cisaillement triaxial réalisés à vitesse de déformation imposée, à l'appareil triaxial de révolution, s'applique sur tous les types de sols naturels, artificiels ou reconstitués en laboratoire, ils permettent de déterminer la résistance du sol.

Essai CU+U c'est un essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle.

✚ Essai de fragmentabilité (FR) (norme P 94-066)

Le coefficient de fragmentabilité constitue un des paramètres représentatifs du comportement de certains matériaux rocheux se traduisant par une évolution de leur granularité.

✚ Essai de dégradabilité (DG) : (norme P 94-067)

Le coefficient de dégradabilité est un paramètre représentatif du comportement de certains matériaux rocheux se traduisant par une évolution continue de leurs caractéristiques géotechniques (granularité, argilosité, plasticité) par rapport à celles observées immédiatement après leur extraction.

Sa détermination permet de préciser le classement des roches argileuses.

✚ Essai Micro Deval : (Norme NF P 18-572)

L'essai Micro Deval a pour but la détermination de la résistance à l'usure par le frottement réciproque des éléments d'un granulat.

✚ Essai Los Angeles : (Norme NF P 18-573)

L'essai los Angeles est destiné à évaluer la résistance des granulats à la fragmentation, Pour tester la dureté d'un matériau, on le soumet à une épreuve de chocs dans un tambour. Il se pratique sur les classes granulaires 4/6, 6/10 et 10/14

✚ Essai Proctor

Cet essai détermine la teneur en eau optimale conduisant à une force déportant maximale, Le but est de tracer l'évolution de la masse volumique du matériau sec ρ_d en fonction de la teneur en eau w permettant de Proctor connaître la teneur en eau optimale du sol w_{opt} pour un compactage le plus efficace possible (optimum).

✚ Essai de Franklin : (Norme NF P 94-429)

Il s'agit d'un essai de compression sous charge ponctuelle d'une éprouvette de roche entre deux points tronconiques de même axe.

Les résultats (Fmax) sont utilisés comme une indication de résistance et une aide à la classification des roches. Cet essai est réalisé en général sur un grand nombre d'éprouvettes (au moins 10, notamment en cas d'hétérogénéité ou d'anisotropie).

d) Analyse chimique :

✚ Analyse chimique sommaire (mode opératoire LCTP)

IV.6.2.3 Les essais réalisés au niveau des talus de pk 12 et 19

✚ **Résultats des essais au S.P.T (Standard Pénétration Test) :** (programme COBA)

Calcul du nombre de coups exact mesuré par l'essai S.P.T : Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai S.P.T réalisés et dont, seules les valeurs N2 et N3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera : $N = N2 + N3$ Le nombre N est appelé résistance à la pénétration. [43]

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif représentant les valeurs brutes des essais S.P.T [43]

| N° de sondage | Profondeur (m) | Nombre de coup | | | N2+N3 | Classification du sol selon la norme XP P94-011 | Densité relative |
|------------------|----------------|------------------|------------------|-----------------|-------|---|------------------|
| | | N1 | N2 | N3 | | | |
| Sc 224 PK 11+610 | 1.50 - 1.95 | 26 | 36 | 46 | 82 | Sol très dense | > 0.80 |
| | 3.50 - 3.91 | 14 | 35 | Refus 50 / 11cm | | Sol très dense | > 0.80 |
| | 5.50 - 5.77 | 33 | Refus 50 / 12 cm | | | Sol très dense | > 0.80 |
| | 7.50 - 7.79 | 36 | Refus 50 / 14 cm | | | Sol très dense | > 0.80 |
| | 10.50 - 10.6 | Refus 50 / 10 cm | | | | Sol très dense | > 0.80 |
| | 14.0 - 14.09 | Refus 50 / 09 cm | | | | Sol très dense | > 0.80 |
| | 20.0 - 20.05 | Refus 50 / 05 cm | | | | Sol très dense | > 0.80 |
| Sc 240 PK 19+210 | 1.55 - 2.00 | 07 | 07 | 07 | 14 | Sol moyennement dense | 0.2 – 0.4 |
| | 4.00 - 4.45 | 22 | 23 | 17 | 40 | Sol dense | 0.6 – 0.8 |
| | 6.00 - 6.45 | 17 | 18 | 16 | 34 | Sol dense | 0.6 – 0.8 |
| | 8.00 - 8.45 | 16 | 20 | 15 | 35 | Sol dense | 0.6 – 0.8 |
| | 10.00 - 10.45 | 15 | 22 | 34 | 56 | Sol très dense | > 0.80 |
| | 12.00 - 12.45 | 15 | 27 | 46 | 73 | Sol très dense | > 0.80 |

✚ Résultats des essais au laboratoire :

Résultats des essais au laboratoire du programme STUDI INTERNATIONAL réalisés sur les échantillons prélevés à partir des sondages carottés du programme COBA sont présentés dans le tableau récapitulatif IV.5 :

Légende : ω : Teneur en eau. γ_h : Densité humide. γ_d : Densité sèche. S_r : Degré de saturation W_l : Limite de liquidité W_p : Limite de plasticité I_p : Indice de plasticité % < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs a 2 mm % < 80 μ : Pourcentage des passants inférieurs a 80 μ % < 4 μ : Pourcentage des passants inférieurs a 4 μ

Tableau IV.5 : résultats des essais au laboratoire [43]

| Sondage N° | Profondeurs (m) | Analyse granulométrique | | | Essais physiques | | | | Limites d'Atterberg | | | | Interprétation selon la norme XP P 94-011 | |
|------------|-------------------|---|------------|-----------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|---|-------------------|---------------|-------|---|--|
| | | < 2 mm | < 80 μ | < 4 μ | ω (%) | γ_h (t/m ³) | γ_d (t/m ³) | S_r (%) | W_l (%) | W_p (%) | I_p (%) | I_c | | |
| Sc 224 | 1.50 – 1.95 SPT | Matériau très compacte non soluble après deux (02) jours dans l'eau | | | | | | | | | | | / | |
| | 7.50 – 7.79 SPT | Matériau très compacte non soluble après deux (02) jours dans l'eau | | | | | | | | | | | / | |
| Sc 240 | 2.20 – 2.60 | 87.5 2 | 69.9 7 | 39. 85 | / | 1.48 | / | / | 50.8 2 | 2 6. 2 9 | 24 .3 5 | / | Sol fin et peu plastique à plastique | |
| | 5.00 – 5.50 | 92.8 2 | 82.8 8 | 55. 13 | / | / | / | 55.8 1 | 2 8. 0 6 | 27 .7 5 | / | | | |
| | 12.00 – 12.45 SPT | Matériau très compacte non soluble après deux (02) jours dans l'eau | | | / | 2.08 | / | / | Matériau très compacte non soluble après deux (02) jours dans l'eau | | | / | | |

✚ Essai de fragmentabilité (FR) : (norme P 94-066)

Ce coefficient est déterminé à partir d'un essai de fragmentation. Il s'exprime par le rapport des D_{10} d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesuré avant et après lui avoir fait subir un pilonnage conventionné avec la dame Proctor normal.

Les résultats des essais de fragmentabilité dynamiques n'ont pas été réalisés sur le sondage 'Sc 240'. [41]

Tableau IV.6 : résultat des essais de fragmentabilité [43]

| N° de sondage | Profondeur d'échantillon | FR | Interprétation d'après G.T.R |
|---------------|--------------------------|------|------------------------------|
| Sc 224 | 16.00 – 24.00 mètres | 1.88 | Matériaux peu fragmentable |

Sc 224 : D10 avant pilonnage = 11.00 et D10 après pilonnage = 5.85
 Donc **FR** = 11.00 / 5.85 = 1.88

✚ Résultats des essais mécaniques

Légende : **PC** : Pression de consolidation. **CC** : Coefficient de compressibilité **Cg** : Coefficient de gonflement. **C** : Cohésion (Kg / cm²). Φ Angle de frottement interne en degré.
Rc: Résistance à la compression

Tableau IV.7 : Résultats des essais mécaniques [43]

| N° sondages | Profondeur (m) | Compressibilité à l'œdomètre | | | Essais de cisaillement de type rectiligne (Uu) | | Essais de cisaillement de type rectiligne (CD) | | Essai triaxial de type Cu+u | | | | Essai de résistance à la compression Rc (ba) |
|---------------|----------------|---------------------------------|-----------|---------|--|---------------|--|---------------|---------------------------------|---------------|------|----------------|---|
| | | Cg (%) | CC (%) | PC (ba) | C (ba) | φ (°) | C (ba) | φ (°) | Cu | φ (°) | C' u | φ' (°) | |
| Sc 224 | 5.25 – 5.45 | / | / | / | / | / | Echantillon difficile à tailler | | / | / | / | / | / |
| | 10 – 10.25 | Echantillon difficile à tailler | | | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| Sc 240 | 2.60 – 2.80 | 3.4 3 | 55.5 5 | 3. 6 | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| | 5.00 – 5.50 | / | / | / | / | / | / | / | Echantillon difficile à tailler | | | | / |

✚ Essai de dégradabilité (DG) : (norme P 94-067)

Ce coefficient s'exprime par le rapport des D10 d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesuré avant et après l'avoir soumis à des cycles de séchage – immersion conventionnelle. Son interprétation vise essentiellement les possibilités d'emploi en remblai des matériaux issus de roches argileuses (marnes, schistes sédimentaires).

Les résultats des essais de dégradabilité n'ont pas été réalisés sur le sondage 'Sc 240'. [41]

Tableau IV.8 : résultat des essais de dégradabilité [43]

| N° de sondage | Profondeur d'échantillon | DG | Interprétation d'après G.T.R |
|---------------|--------------------------|------|------------------------------|
| Sc 224 | 16.00 – 24.00 mètres | 3.88 | Matériaux peu dégradable |

Sc 224 : D10 initiale = 11.00 et D10 final = 2.83

Danc **DG** = D10 (i) / D10 (f) = 11.00 / 2.83 = 3.88

✚ Résultats des essais chimiques sur sol :

L'analyse chimique effectuée sur des échantillons prélevés à partir des sondages carottés Sc 224 et Sc 240.

Tableau IV.9 : résultat des essais chimiques sur sol [43]

| N° de sondage | Profondeurs (m) | VBS (gr) | Teneur en Sulfates Ca SO42H2 O | Matière organique | Carbonates | Anhydrite carbonique | Teneur en chlorure |
|---------------|-------------------|----------|--------------------------------|-------------------|------------|----------------------|--------------------|
| Sc 224 | 1.50 – 1.95 SPT | / | Traces | 2.05 | 21.55 | 9.48 | 0.23 |
| | 7.50 – 7.79 SPT | 0.75 | Traces | Néant | 32.76 | 14.42 | 0.53 |
| Sc 240 | 2.20 – 2.60 | 0.69 | / | / | / | / | / |
| | 4.00 – 4.45 SPT | / | Traces | Néant | 12.93 | 5.69 | 0.53 |
| | 5.00 – 5.50 | 0.80 | / | / | / | / | / |
| | 8.00 – 8.45 SPT | / | Traces | Néant | 12.93 | 5.69 | 0.53 |
| | 12.00 – 12.45 SPT | 0.25 | Traces | Néant | 12.93 | 5.69 | 0.53 |

IV.7 Conclusion

À la lumière des données géologiques, hydrogéologique et l'étude géotechnique de la région et particulièrement les zones instables, ces glissements de terrain sont caractérisés par des fissures de traction, une pente et un escarpement importants. Plusieurs causes ont contribué au déclenchement de ces glissements, en plus des facteurs naturels, il y'avait des facteurs attachés aux actions de l'homme.

Avec ces études nous pouvons offrir des solutions aux problèmes rencontrés sur terrain qui provoque les glissements, et éviter ces occurrences.

CHAPITRE V:

*Calcul de la stabilité du talus par
Modélisation*

V.1 Introduction

Le calcul de la stabilité d'un talus a pour objectif de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de localiser la surface de rupture correspondante à cette valeur.

Pour cela, dans notre cas nous allons utiliser différentes méthodes de calcul et analyse à l'aide des logiciels de calcul Plaxis et Géoslope, en utilisant cinq méthodes différentes : Bishop, Morgenstern-Price, jambu, la méthode ordinaire et la méthode des éléments finis.

Finalement on va comparer et analyser les valeurs des coefficients de sécurité obtenues.

Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

V.2 Modélisation du glissement de pk 19 avec Géoslope

V.2.1 Présentation du logiciel

Géostudio : est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel : [22]

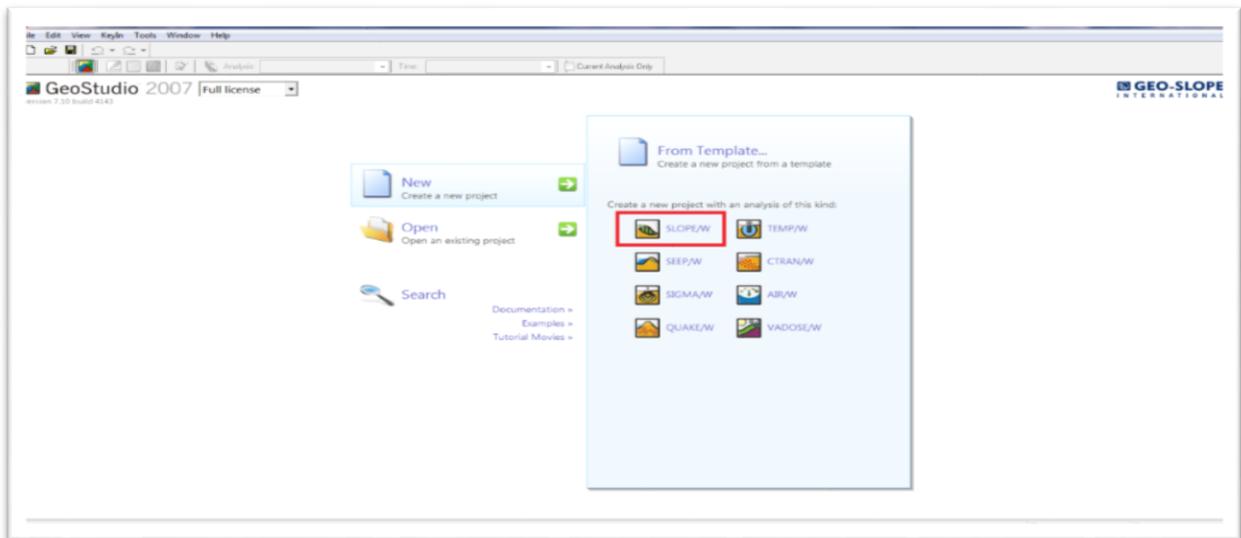


Figure V.1 : Présentation du logiciel Geoslope-Geostudio 2007

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis).

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE/W** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces. Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans **SLOPE** sont la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée.

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité. [22]

V.2.2 Le fonctionnement du logiciel

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

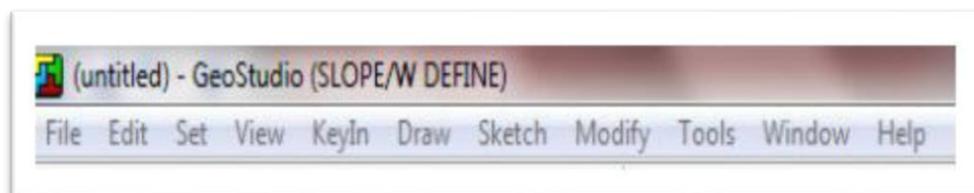


Figure V.2 : Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

File : Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

Edit : permet de copier le dessin dans le presse-papier de Windows.

Set : définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et la page.

View (aperçu) : Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.

KeyIn : Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.

Draw (dessin) : permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.

Sketch (croquis) : Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème.

Modify : cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

Tools : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution. [22]

V.2.3 calcul par Géoslope

Le calcul s'effectue par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Janbu.... etc.). Le modèle géométrique ainsi que la position des cercles de Glissement et les résultats de calcul de chaque variante sont présentés dans les figures ci-après

V.2.3.1 Les résultats des calculs dans le cas à court terme sec et saturé

Tableau V.1 : Les caractéristiques du matériau

| | C | ϕ | γ | Type de model | Type de matériau |
|----------------------|-----|--------|----------|---------------|------------------|
| A long terme | 55 | 15 | 20 | Mohr-Coulomb | Argiles-marneuse |
| A court terme | 130 | 0 | 20 | Undrained | |
| Avec gabion | 0 | 45 | 20 | Mohr-Coulomb | |

✓ A court terme sec

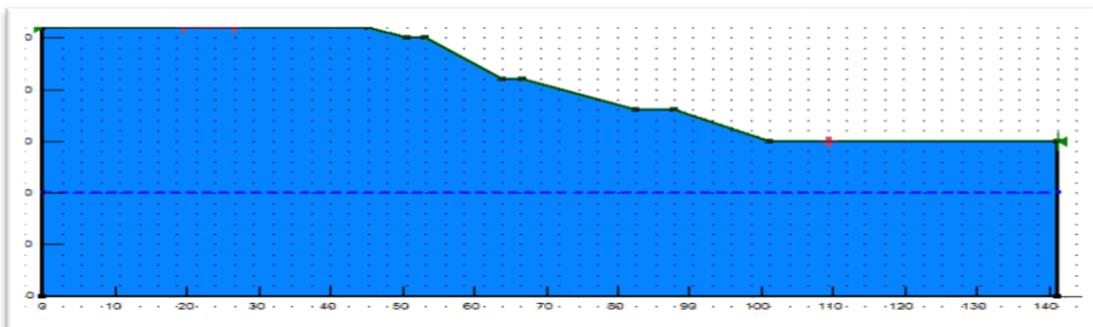


Figure V.3 : la géométrie du model adopté

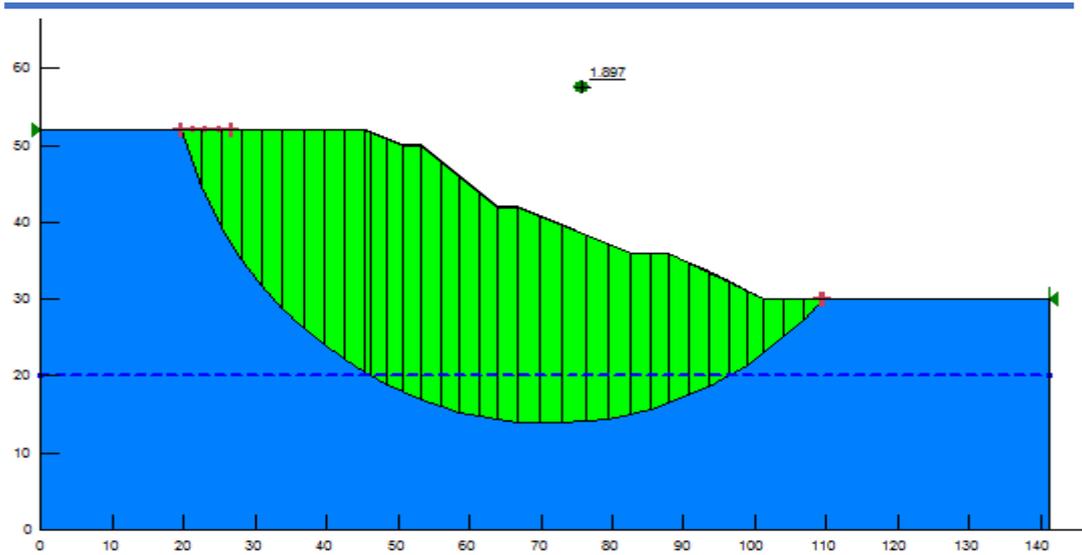


Figure V.4 : la position du cercle de glissement le plus critique

Tableau V.2 : les coefficients de sécurité

| Slip # | F of S | Center X | Center Y | Radius |
|--------|--------|----------|----------|--------|
| 24 | 1.897 | 71.211 | 67.712 | 53.892 |
| 19 | 1.898 | 71.166 | 67.727 | 53.873 |
| 14 | 1.899 | 71.121 | 67.711 | 53.825 |
| 9 | 1.900 | 71.076 | 67.696 | 53.777 |
| 4 | 1.900 | 71.031 | 67.68 | 53.73 |
| 49 | 1.909 | 72.15 | 67.463 | 53.056 |
| 44 | 1.910 | 72.105 | 67.448 | 53.009 |
| 39 | 1.910 | 72.06 | 67.432 | 52.962 |
| 34 | 1.911 | 72.015 | 67.417 | 52.914 |
| 29 | 1.912 | 71.97 | 67.402 | 52.867 |
| 74 | 1.922 | 73.091 | 67.184 | 52.195 |
| 69 | 1.922 | 73.046 | 67.169 | 52.148 |

*** Denotes slip surface with force data

✓ A court terme saturé

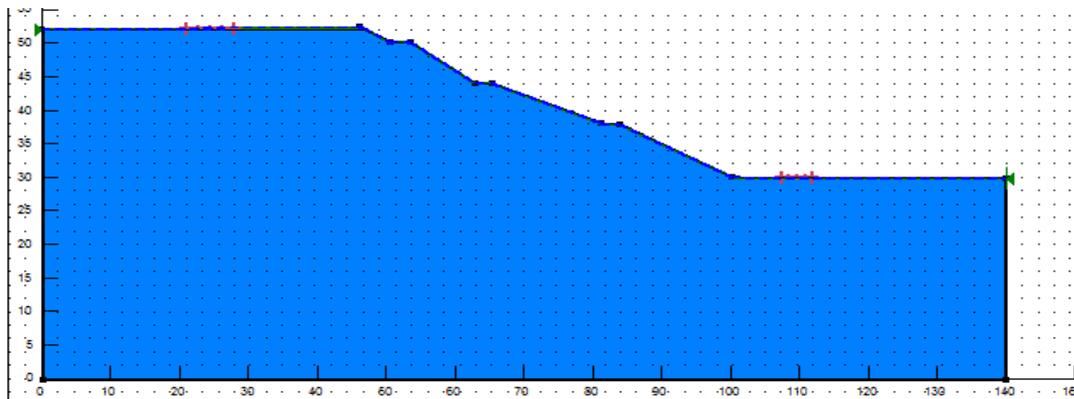


Figure V.5 : la géométrie du model adopté

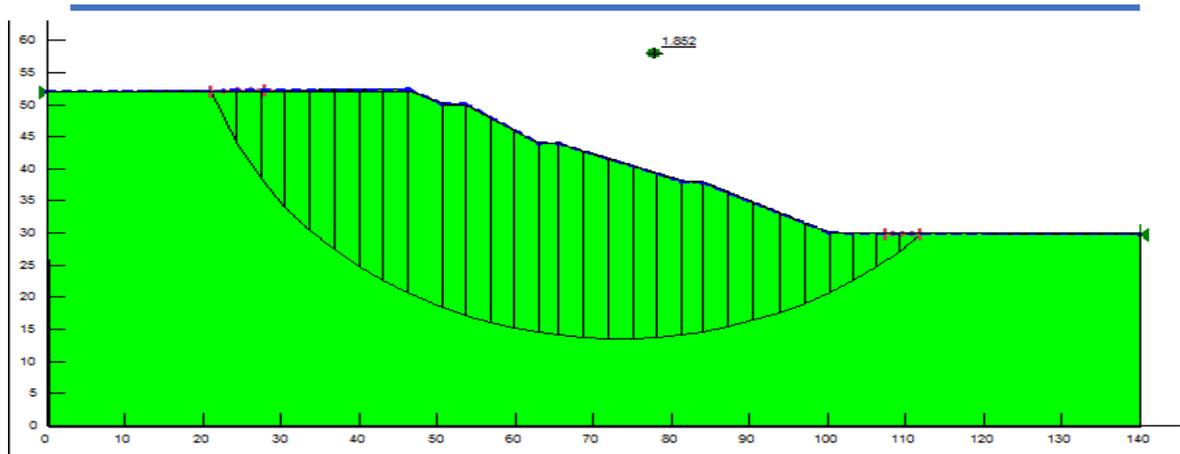


Figure V.6 : la position du cercle de glissement le plus critique

V.2.3.2 Les résultats des calculs dans le cas à long terme sec et saturé

✓ A long terme sec

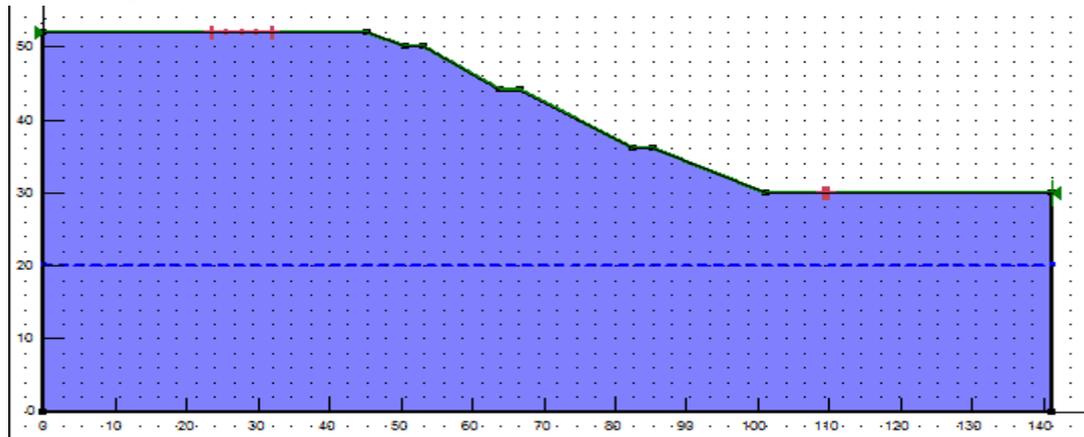


Figure V.7 : la geometrie du model adopté

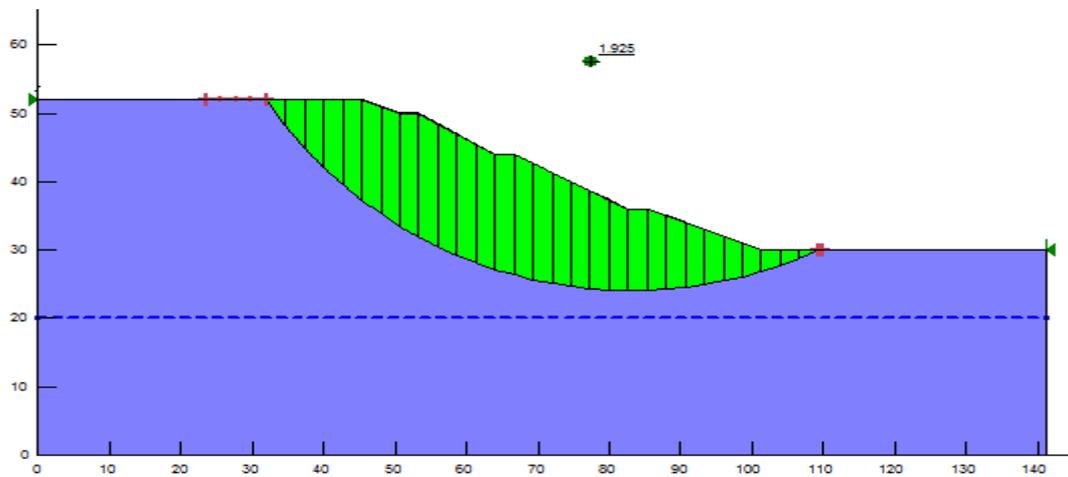


Figure V.8 : les positions des cercles de glissements les plus critiques

Tableau V.3 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes :

| Morgenstern-price | Ordinary | Bishop | Janbu |
|-------------------|----------|--------|-------|
| 1.92 | 1.83 | 1.92 | 1.78 |

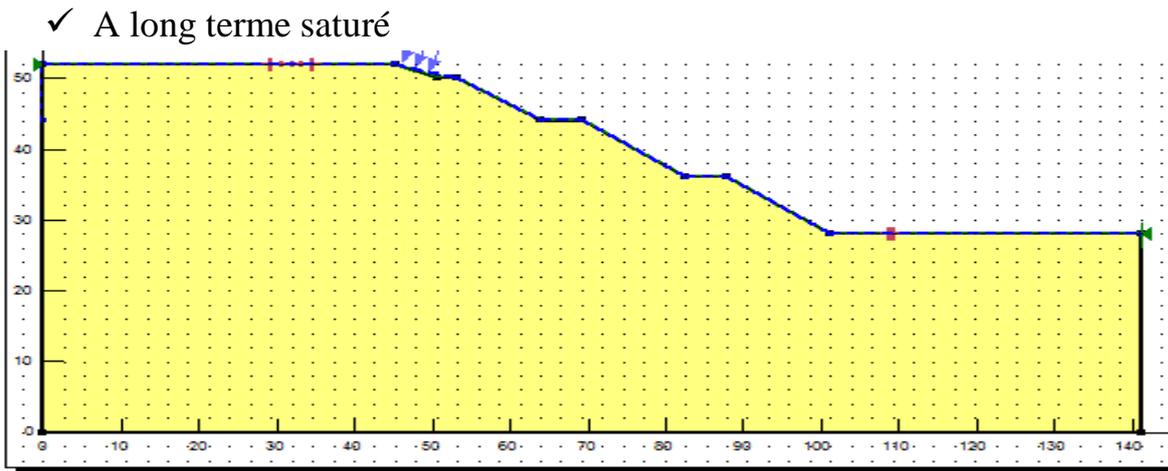


Figure V.9 : la geometrie du model adopté

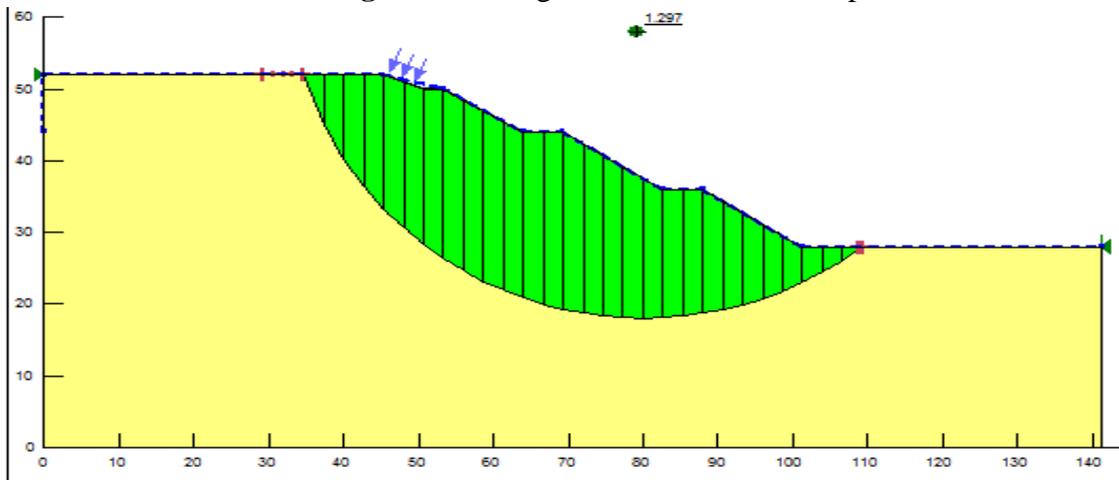


Figure V.10 : la position du cercle de glissement le plus critique

Tableau V.4 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes

| Morgenstern-price | Ordinary | Bishop | Janbu |
|-------------------|----------|--------|-------|
| 1.29 | 1.11 | 1.29 | 1.14 |

V.2.3.3 Interpretation des résultats :

Les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 dans certain cas où le niveau de la nappe est élevé donc le talus est considéré comme stable mais inadmissible et que les infiltrations des eaux, les caractéristiques mécaniques des couches de sol et les caractéristiques géométriques accentuent le problème ce qui se traduit dans les calculs par une diminution du facteur de sécurité.

V.2.3.4 Les résultats des calculs avec renforcement par gabionnage

Dans ce cas on propose la mise en place d'un mur en gabion. En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne de bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur du coefficient de sécurité jusqu'à 2.7.

Les résultats sont illustrés dans les figures suivantes :

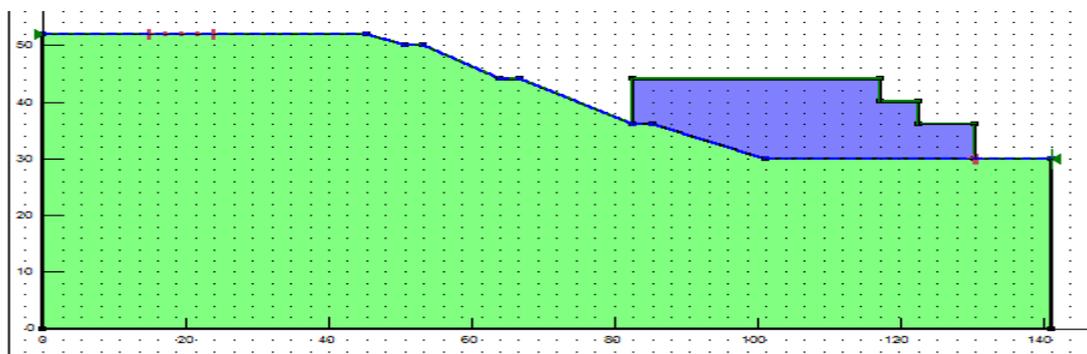


Figure V.11 : la geometrie du model adopté

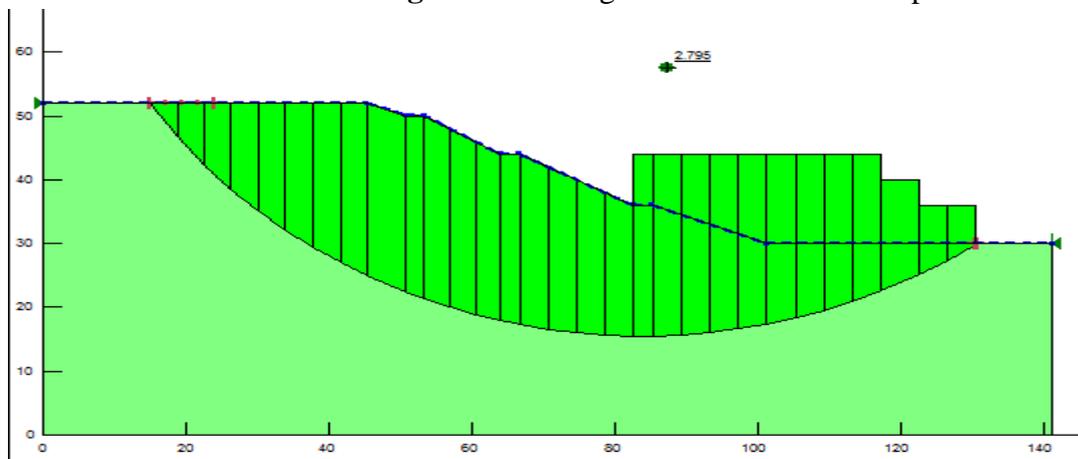


Figure V.12 : les positions des cercles de glissements les plus critiques

Tableau V.5 : Le coefficient de la sécurité avec les différentes méthodes :

| Morgenstern-price | Ordinary | Bishop | Janbu |
|-------------------|----------|--------|-------|
| 2.79 | 2.46 | 2.79 | 2.43 |

V.3 Modélisation du glissement de pk 19 avec plaxis

V.3.1 Le code plaxis

Le code PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (Les Pays Bas), le code initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement...).

PLAXIS permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes [22]

- ✓ Input
- ✓ Calculation
- ✓ Output
- ✓ Curves

V.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vue les résultats obtenus dans les calculs.

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

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tng}\varphi + c$$

Où : σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν (paramètres d'élasticité) et la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ [22].

V.3.3 Géométrie du modèle (input)

Pour la vérification avec le logiciel 'PLAXIS 8.2' on adopte deux schémas transversaux qui reproduit la coupe de la pente (PK 19), avec le déblai avant le glissement de la voie autoroutière qui relie Guelma à Annaba et l'ouvrage de confortement représenté par les pieux ; on considère une hauteur de pieu de 14 m.

V.3.3.1 Les conditions aux limites

On a choisi les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.

- ✓ La géométrie du model sans renforcement



Figure V.13 : la géométrie du model sans renforcement

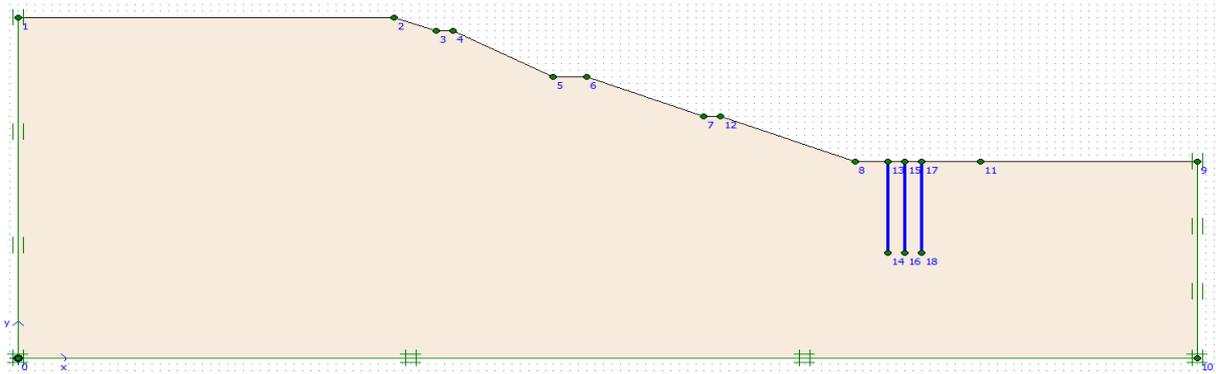


Figure V.14 : la géométrie du model avec renforcement

V.3.4 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés du terrain sans renforcement et avec renforcement sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Les propriétés du matériau :

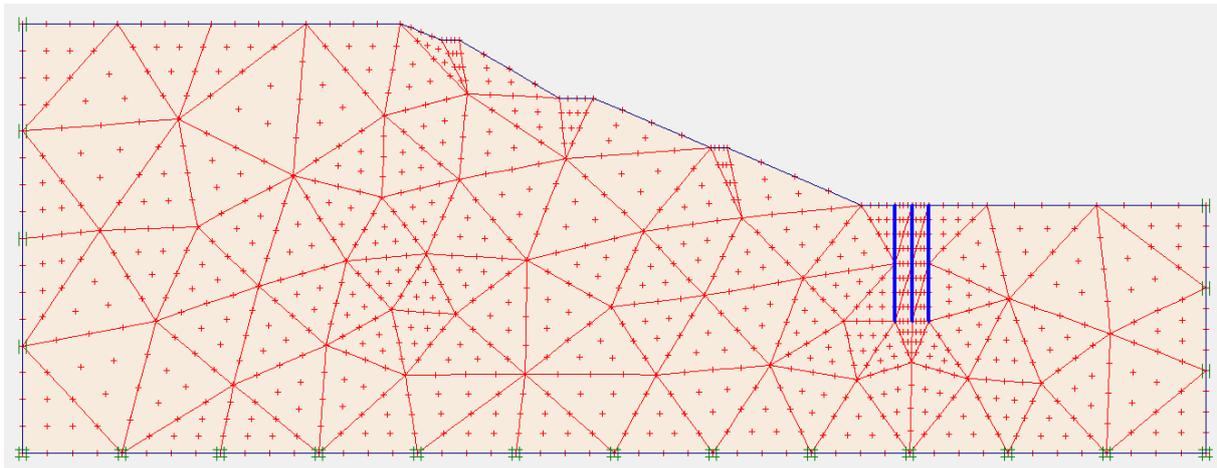
| Paramètres | Désignations | Argile-marneux | |
|---|------------------|----------------|---------------|
| | | A long terme | A court terme |
| Modèle de matériau | Modèle | M-C | M-C |
| Type de comportement | Type | Undrained | Undrained |
| Poids volumique apparent (kN/m ³) | γ_{unsat} | 20 | 20 |
| Poids volumique saturé (kN/m ³) | γ_{sat} | 21.5 | 21.5 |
| Module d'Young (kN/m ²) | E_{ref} | 10000 | 10000 |
| Coefficient de Poisson | ν | 0.35 | 0.35 |
| Cohésion (kN/m ²) | C_{ref} | 55 | 130 |
| Angle de frottement (°) | φ | 15 | 0 |
| Angle de dilatation (°) | ψ | 0 | 0 |
| Facteur de rigidité de l'interface | R_{inter} | 1 | 1 |

Tableau V.7 : Les Propriétés des pieux

| PARAMETRE | DESIGNATIONS | PIEUX |
|--|--------------|-----------|
| TYPE DE COMPORTEMENT | Type | Élastique |
| RIGIDITE NORMALE (KN/M) | EA | 9425000 |
| RIGIDITE DE FLEXION (KNM²/M) | EI | 638100 |
| ÉPAISSEUR EQUIVALENTE (M) | D | 0,9 |
| POIDS (KN/M/M) | W | 1,35 |
| COEFFICIENT DE POISSON | ν | 0,2 |

V.3.5 la Génération du maillage

On règle la finesse du maillage Global Coarseness sur (Coarse). Le maillage est présenté sur la figure suivante. Ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 155 éléments et le nombre de nœuds est de 1347 nœuds.

**Figure V.15 : le maillage du model**

V.3.6 Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales, le niveau de la nappe dans les cas sec est à la base du modèle et pour les autres cas (avec renforcement) il se trouve à une hauteur de 30 m.



Figure V.16 : niveau de la nappe pour un sol sec



Figure V.17 : niveau de la nappe pour un sol avec renforcement

V.3.7 Procédure de calcul avec renforcement par pieu (calculation)

Le calcul se fait en 4 phases et pour chaque position nous faisons les mêmes étapes suivantes :

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Application de la gravité (poids du sol)

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisée par :

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 0 comme phase de démarrage ;
- Activer option Ignore undrained behavior;
- Entrer Total multiplier dans loading multiplier ;
 - Après de cliquer sur définie, fixer Σ - Mweight = 1,0000
 - Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

Phase 2 : Activation des pieux

- Calcul plastique ;
- Choisir phase 1 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset déplacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input ;
- Activer les pieux à partir du bouton Définie qui nous permet d'accéder au menu de Géométrie.

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité de la pente naturel (sans pieux)

- Calcul Phi-c réduction ;
- Choisir phase 1 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset déplacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1000.

Phase 4 : Calcul du coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux

- Calcul Phi-c réduction ;
- Choisir phase 2 comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options Reset déplacements to zéro et Ignore undrained behaviour ;
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1000.

V.3.7.1 Procédure de calcul dans les cas sans renforcement

Dans ce cas le calcul se fait en deux phases comme ce qui est présenté dans la figure suivante :

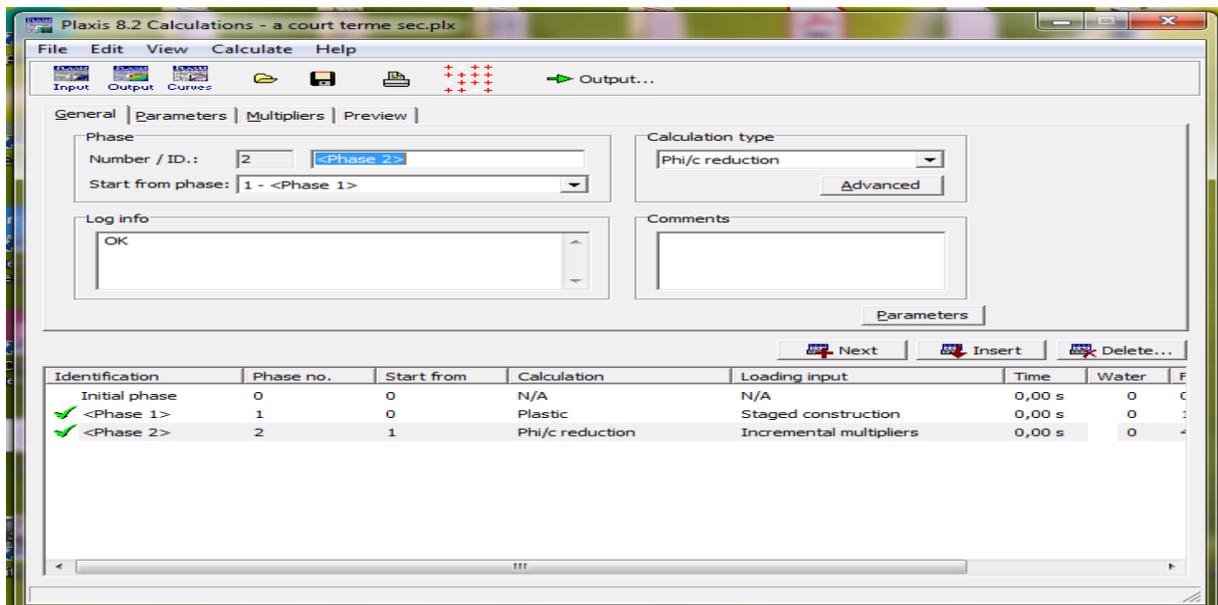


Figure V.18 : les procédures de calcul

V.3.8 les résultats de la modélisation

Dans ce cas on s'intéresse aux types de déformations dans les différents états :

- ✓ Dans le cas d'un sol sec à court terme

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied, qui est très profond.

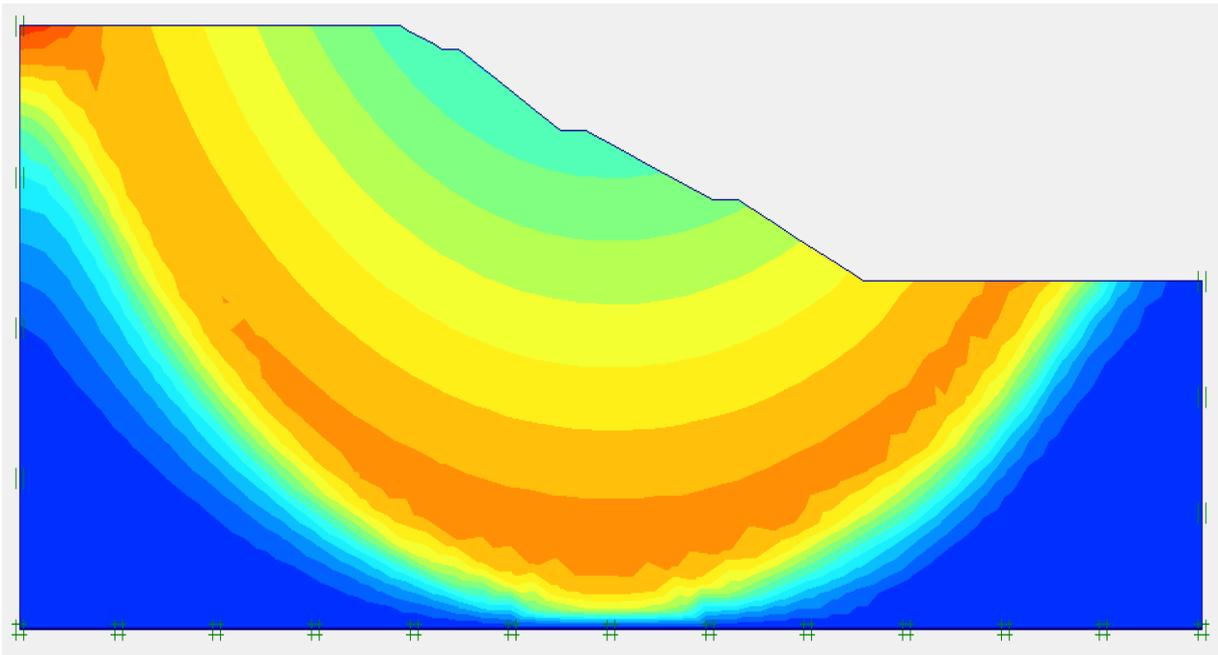


Figure V.19 : Déformation de cisaillement

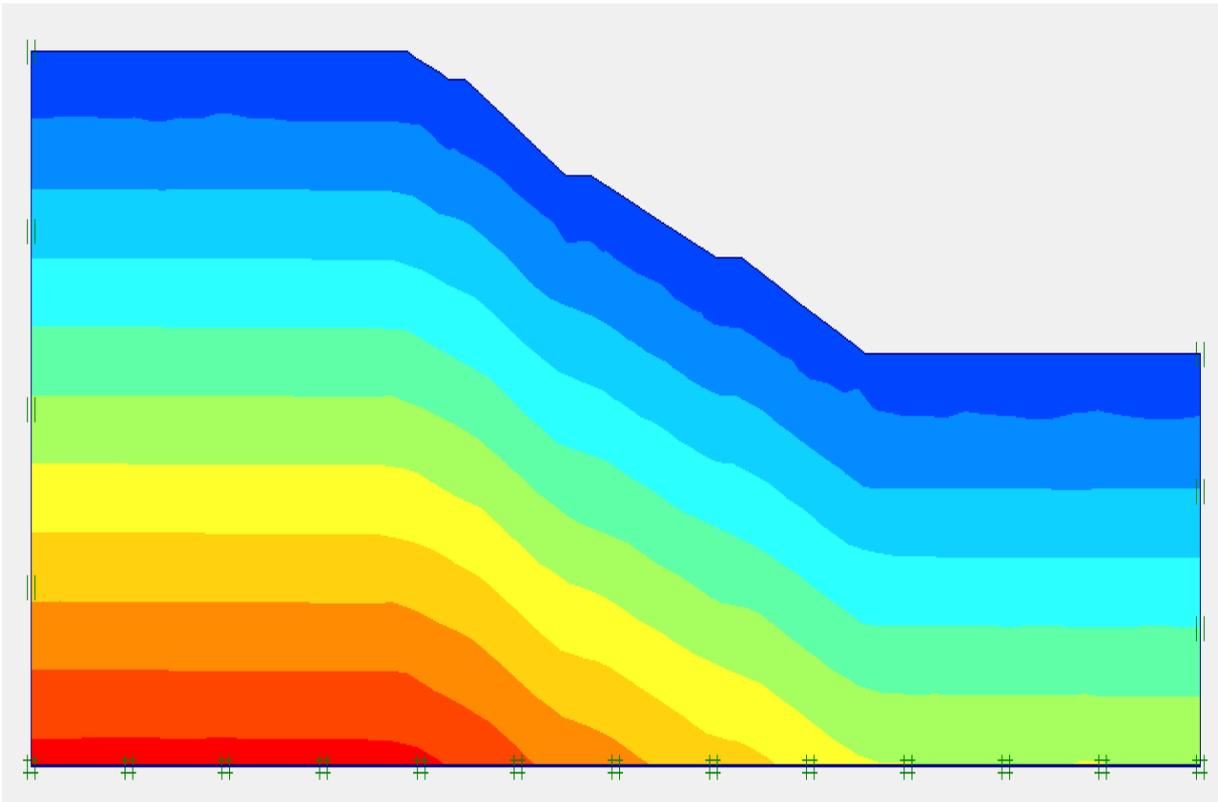


Figure V.20 : La distribution des contraintes totales

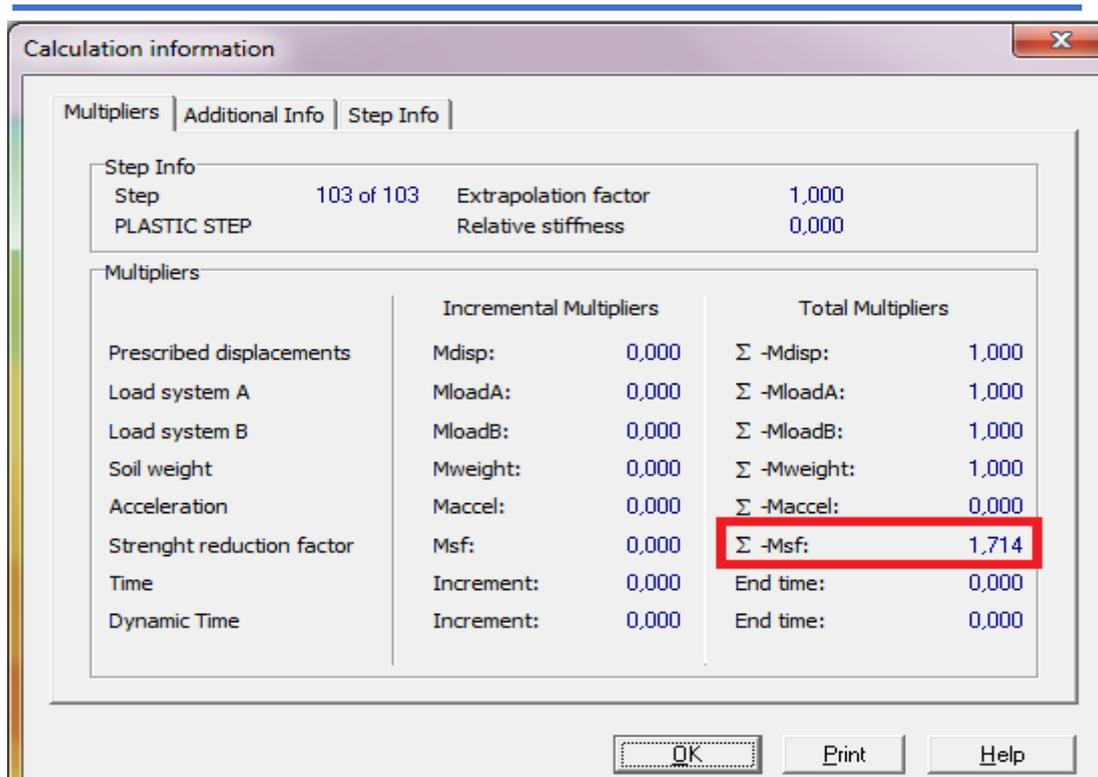


Figure V.21 : la valeur du coefficient de sécurité

✓ Dans le cas de sol saturé à long terme

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied, qui est peu profond.

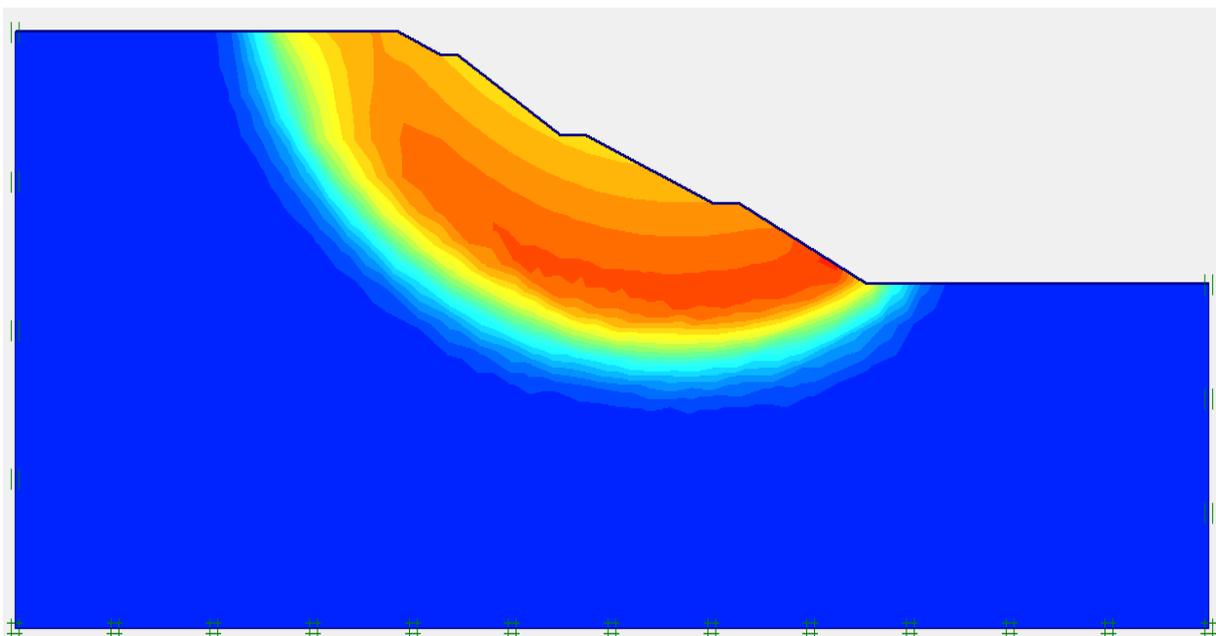


Figure V.22 : Déformation de cisaillement

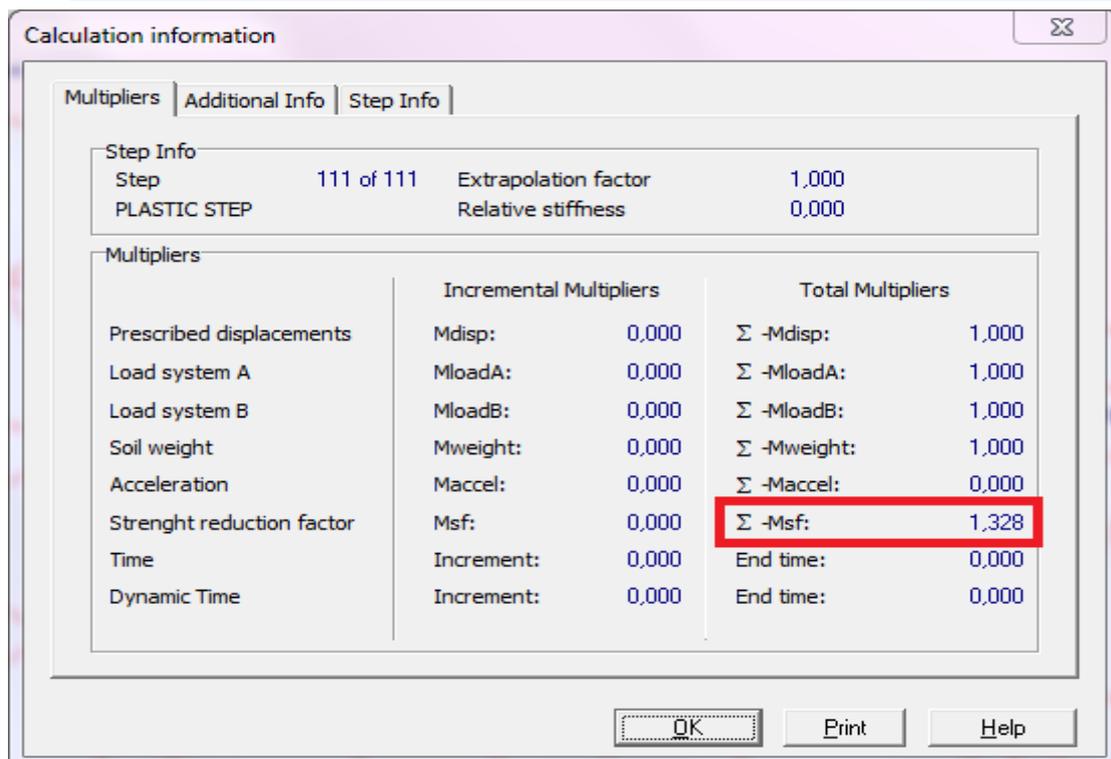


Figure V.23 : la valeur du coefficient de sécurité

✓ Dans le cas où il y'a le renforcement avec pieux

Dans ce cas nous proposons des pieux ancrés dans le sol avec rabattement de la nappe pour stabiliser le talus.

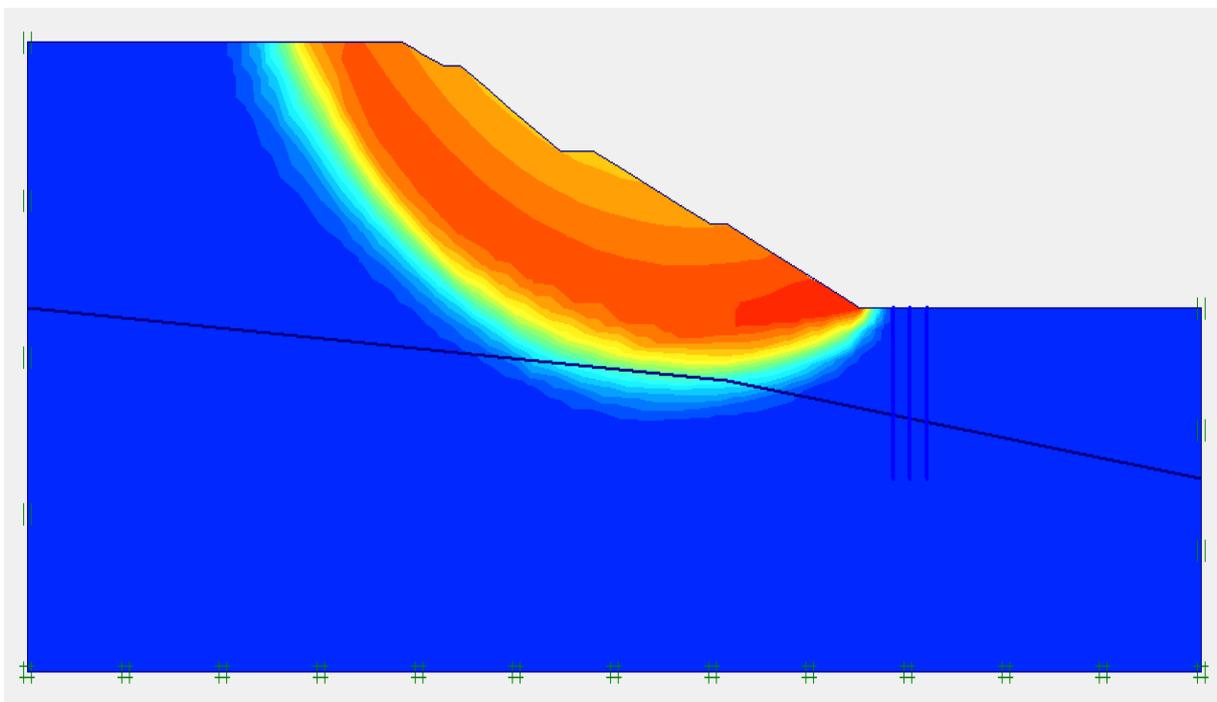


Figure V.24 : Déformation de cisaillement

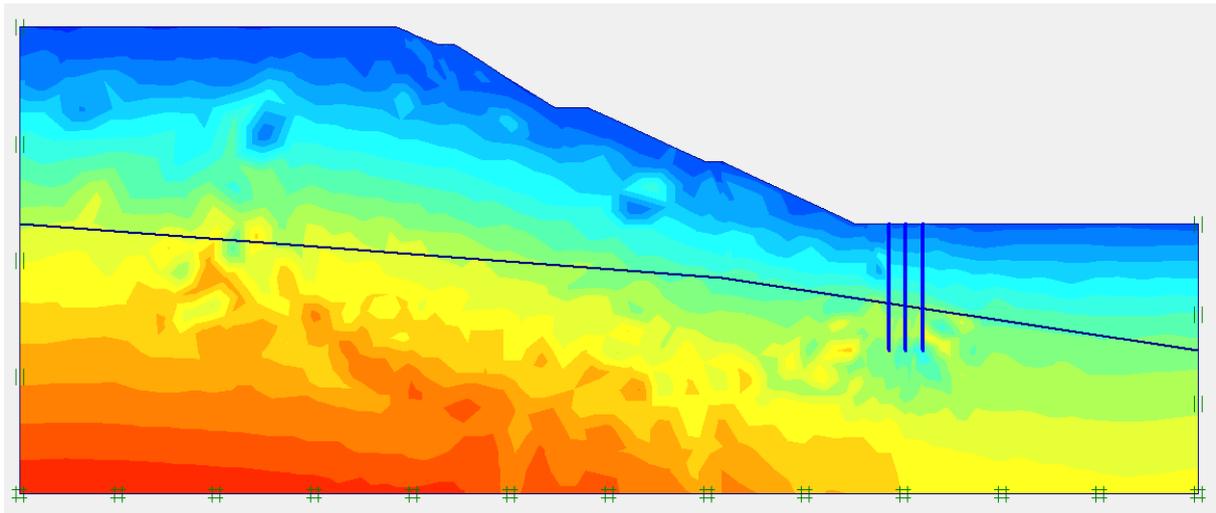


Figure V.25 : La distribution des contraintes totales

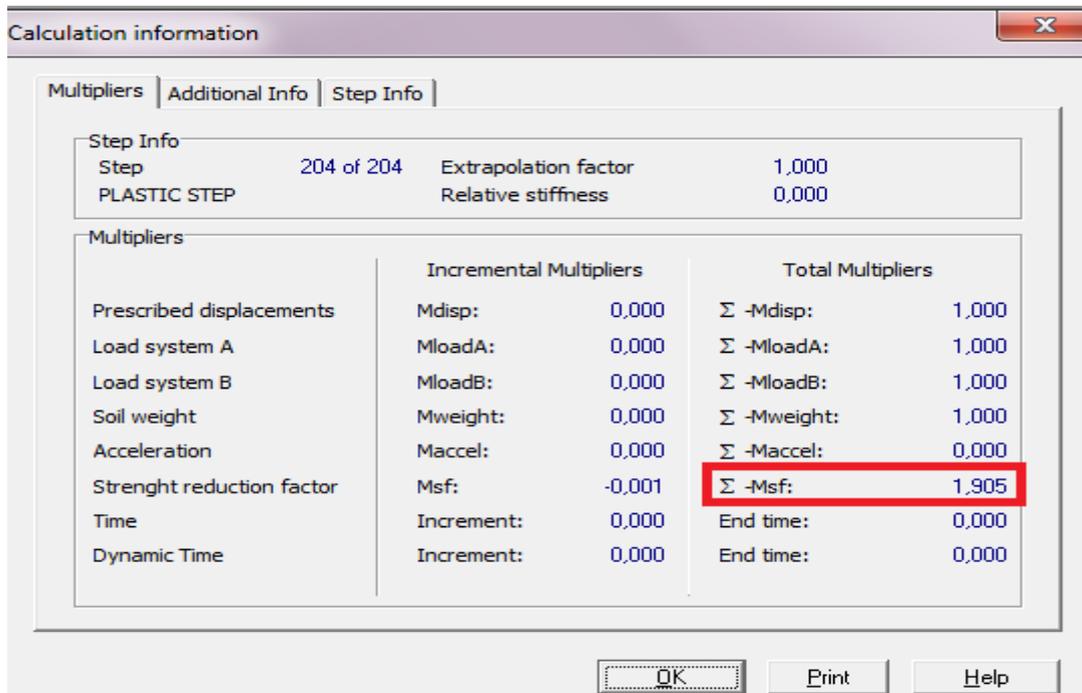


Figure V.26 : la valeur du coefficient de sécurité

Tableau V.8 : Les résultats du FS dans les différents cas :

| A long terme | | A court terme | | Renforcement par pieux |
|--------------|--------|---------------|--------|------------------------|
| Sec | Saturé | Sec | Saturé | |
| 1.70 | 1.32 | 1.7 | 1.59 | 1.90 |

V.4 Résultats et discussion

Le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5 dans certain cas, la présence de l'eau, les propriétés du sol et les caractéristiques géométriques jouent un rôle très important sur l'instabilité du talus.

En fonction de ces résultats de F_s on a proposé la mise en place d'un mur de gabion et le renforcement par pieux sur Géoslope et Plaxis successivement, à partir de ces résultats on peut dire que le mur en Gabion avec un F_s de 2.7 donne des résultats plus efficace et acceptable par contre pour les pieux on a F_s égale à 1.9.

V.5 Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D V 8 .2 et la modélisation avec Géoslope on peut dire que le coefficient de sécurité dans le cas d'un calcul à long terme le modèle présente des résultats acceptables qui varie entre 1.29 jusqu'à 1.7 sur les deux cas de modélisations.

Par contre les résultats à court terme soit saturé ou sec varie entre 1.59 et 1.8 ce qui indique que le talus est stable, mais ces résultats sont différents à l'états critique dans la réalité parce que le talus a subi un glissement semi profond à cause de la nature du terrain, la présence des fissures à la tête du talus et les infiltrations de l'eau.

Dans ce moment on a proposé des solutions convenables pour renforcer le talus comme le mur de gabion et le renforcement par pieux qui nous a donné des résultats acceptables, en prenant une considération que la société (ADA) à utiliser le renforcement par mur de gabion.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours à l'institut des mines et nous avons appris tellement de choses qui nous ont permis de visualiser les étapes essentielles à suivre lors de l'étude d'un glissement de terrain.

D'après cette étude les types des mouvements du terrain se différencie à partir de leur nature et les conditions qui les entoure, leurs propriétés géomécaniques, leur comportement ou bien leurs conséquences soit les dégâts matériels et humains, dans notre cas d'étude les deux types de glissements rencontrés sont plutôt des mouvements semi-profond.

Après avoir présenté les mécanismes et les types des glissements du terrain, les causes observés au niveau de certains talus il a été constaté que la présence des fissures de traction, les excavation approximative, l'infiltration importante de l'eau, la lithologie du terrain, sont tous les phénomènes contributeur à l'instabilité des talus.

L'application de plusieurs méthodes (modélisation avec géoslope par quartes méthodes : Bishop, Ordinary et Janbu, morgenstern-price, la deuxième c'est Plaxis et cela avec la méthode des éléments finis) c'est avérée bénéfique pour la validation et la vérification des résultats. Ces deux logicielles nous ont permis de localiser les surfaces critiques du glissement et les coefficients de sécurité correspondants dans les différents cas.

D'après les calculs du coefficient de sécurités dans le cas sec, le talus est stable, le $F_s > 1.5$, par contre lors de la présence d'eau le F_s a diminué jusqu'à 1.1, qui est une valeur inadmissible malgré qu'elle est supérieure à 1. Mais avec les renforcements proposés (par gabion et par pieux) le F_s à augmenter jusqu'à 2.7 ce qui prouve que le talus est devenu très stable est que ces renforcements assurent sa stabilité à long terme dans les différentes conditions.

References Bibliographique
ET L'Annexe

Les références bibliographiques

- [1] : **Florence Chevallier** : Collection Prévention des risques naturels ; Édition : [Mai 2011].
- [2] : **Boudlal Omar** : « thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du Comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations » : [2013].
- [3] : **Bouhadad. Y** : « Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma : [15-16 novembre, 2005].
- [4] : **Guide technique** : stabilisation des glissements de terrain.
- [5] : **Irma-Grenoble** : (dossier thématique).
- [6] : **(univ-begaia.dz)** : « Etude de stabilité de confortement du glissement de terrain ».
- [7] : **Rendonnature.ch**
- [8] : **Mohammed Hamza Aissa** : « Analyse et modélisation d'un glissement de Terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger) » : mémoire de master en géotechnique : [2011].
- [9] : **Docplayer** : « Etude de stabilité de glissement de terrain à bouyblatene » (Sidi Ahmed) : Wilaya de Bejaia.
- [10] : **Bali omar et Boukeras Abderrahmane** : « Etude géotechnique du glissement de terrain a mascara » : (RN11 damous-algerie).
- [11] : **Zaruba-méncel** : (1969, Song et al. 2012).
- [12] : **Lefriki Souad** : « Effet de la variation de la cohésion sur le comportement de la pente » : université Beskra : [mémoire 2015].
- [13] : « **Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers** » : [septembre 2009].

- [14] : **Gouvernement de Québec** : « Ministre des affaires municipales du territoire » : glissement du terrain dans les dépôts meubles : [2017].
- [15] : **Société Suisse de Géomorphologie** : (SSGm) Géomorphologie de la montagne : [Août 2009].
- [16] : **Planet-terre.ens-lyon.fr**
- [17] : **Amarouche Tassadit et Badoud Abderrahim** : « Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah » : w. Blida : [27 /06 /2015].
- [18] : **Dinosoria.com**
- [19] : **Fiche technique du mouvement terrain.**
- [20] : **Maxilcionces.com** : « un effondrement spectaculaire au Guatemala ».
- [21] : **(Reid et al... 1999).**
- [22] : **Halima Doumi** : « Etude comparative des méthodes analytique et numérique en stabilité des pentes » : [mémoire 2015/2016].
- [23] : **Walid chenafa** : « étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de ain Elkbira » : mémoire d'ingénieur [2006]
- [24] : **François Mitterrand** : « l'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes partie I méthodes à la rupture » : Méthode a la rupture.2000 : Page (7) : France.
- [25] : **Collin.F ; Fox.r ; Maquil.r ; Schroeder.Ch** : « Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » : Journée Technique, Administration des ponts et chaussés de Luxembourg : [2010].
- [26] : **Jean-Louis Durville** : « Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble » : Toute reproduction sans autorisation du Centre français d'exploitation du droit de copie est strictement interdite : Techniques de l'Ingénieur.
- [27] : **Khelil Nassim** : « Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL) » : [2014].

- [28] : **Medjitna Nasri Lamia** : « Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis » : mémoire magister : université 20 Aout 1955 de Skikda : [10 juin 2008].
- [29] : **Bouguerra Abdenacer** : « Analyse de la stabilité et choix des procédés de confortement Cas : Glissement de terrain 60 /420 logements Cherachria, Médéa » : mémoire master ; Université de Khemis-Miliana ; Alger. Promotion : [2013-2014].
- [30] : **Ahmed. A** : « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur La RN 12 » : Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach : [2012].
- [31] : **Société Suisse de Géomorphologie dynamique** : « environnement et solution pour soutenir un talus » : [2019].
- [32] : **Durville. J.L ; Héraud.H** : « Description des roches et des massifs rocheux » : Technique de l'ingénieur, traité construction : [2001].
- [33] : **D.Abdelkaderbenaissa** : docteur en mécanique de géophysique et Environnement : glissement de terrain, calcul de la stabilité : livrer 2014
- [34] : **Smahi Abdelghani et H. Bendadouche** : « Etude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Bejaia » : université de Bejaia : [2014-2015].
- [35] : **Hamadi. M** : « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza » : Mémoire de Magister de l'école nationale polytechnique d'Alger : [1994].
- [36] : **Reiffsteck Ph** : « Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes » : [2001].
- [37] : **Fiche Technique** : « d'observatoire régional des risques majeurs, en Provence – alpes– côté d'azur. RRM ».
- [38] : **M. Nemmiche Bilal et M. Ougherb Assam** : « Etude d'un cas pathologique d'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest » : université de Tlemcen : [2014-2015].

[39] : Mr. T. Kheffache et Mr. Senad Bilal : « Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL) » : université de Bejaia : [Juin 2014].

[40] : Clouage (Sève et al, 1996).

[41] : Bureau d'études : getinsa payma : Groupement d'Entreprises G.R.P.G.

[42] : Google Arth

[43] : Mr M. Sebai ; Mr M. Amara : Ingénieur chargé de l'étude : « Le Laboratoire Central des Travaux Publics ».

[44] : Ministre de l'industrie lourde : direction des mines et de la géologie.

[45] : fr.climat-data.org

Annexe

Levés piézométriques du pk 12 et 19 :

Les différents relevés piézométriques effectués au niveau de chaque lot sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau : Levés piézométrique

| N° de Sondage | Levé piézométrique par rapport au niveau du terrain naturel actuel | | | |
|-------------------------------|--|------------|------------------------|------------|
| | 19.08.2015 | 25.08.2015 | 31.08.2015 | 13.09.2015 |
| Sc 224 – PK 11+610 | / | 9.80 m/TN | 9.70 m/TN | 10.10 m/TN |
| Sc 240 – PK 19+210 | 02.09.2015 Obstruit | | 13.09.2015 Obstruit | |



Déblai 5+300 Talus gauche

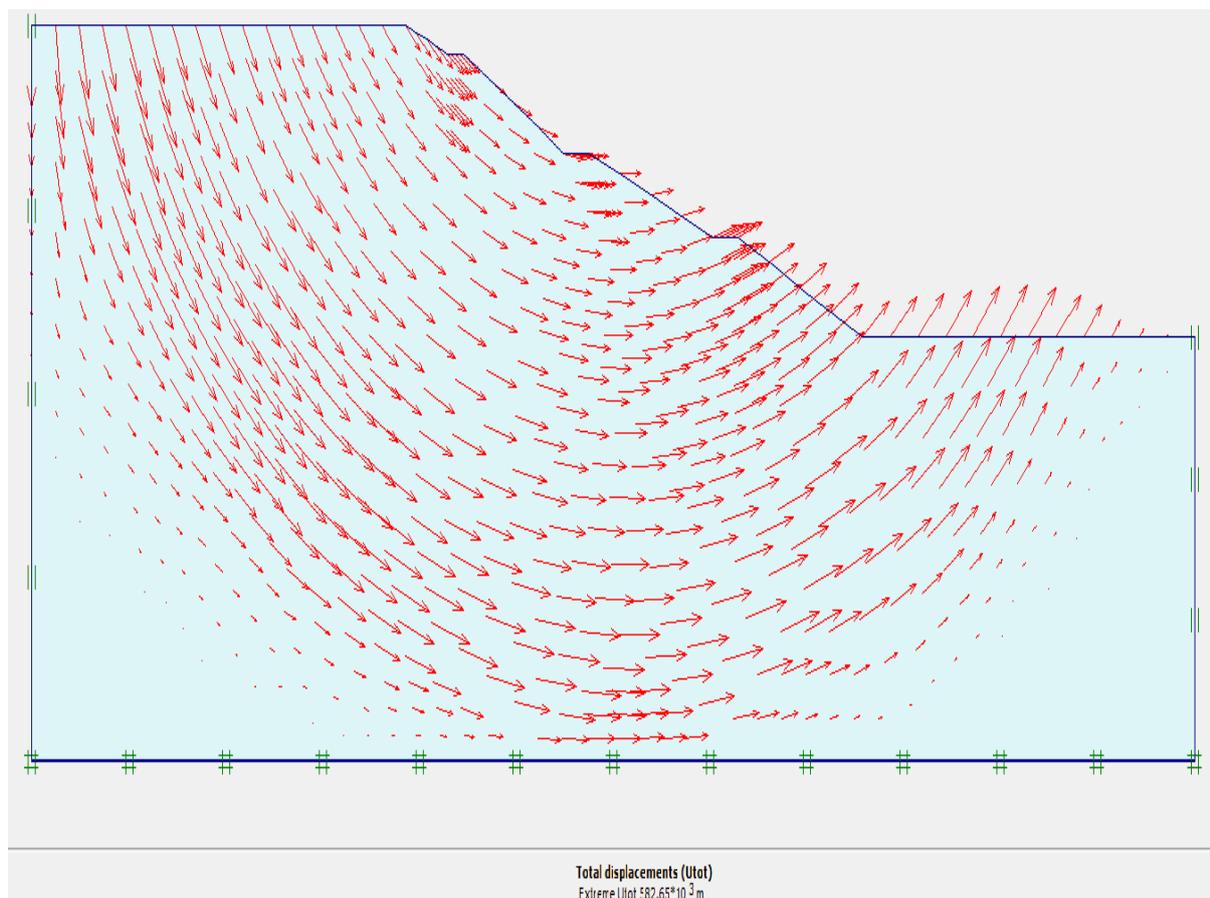
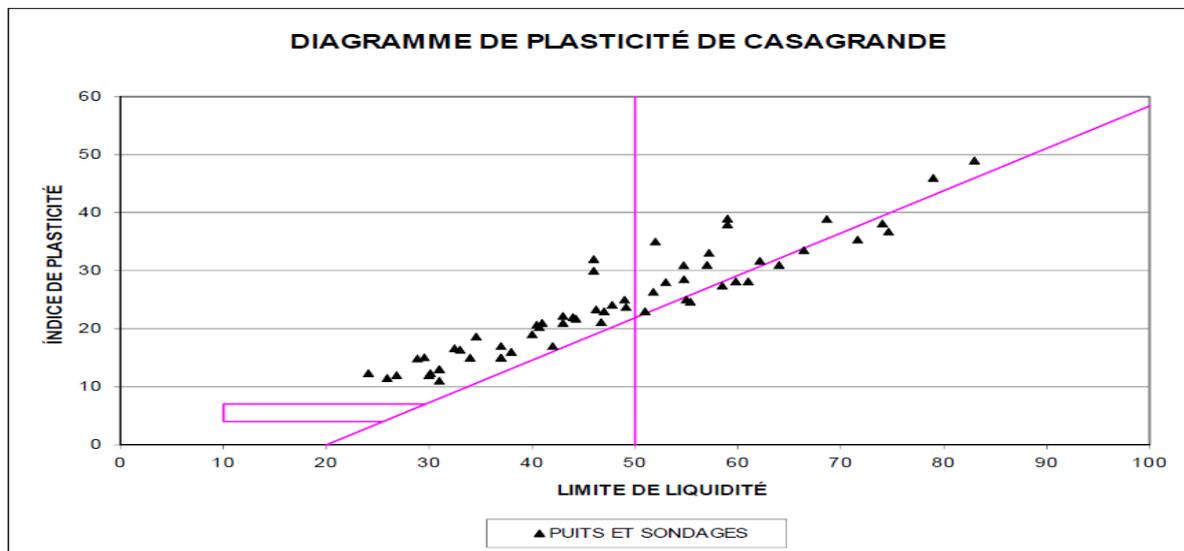


Figure : Total Déplacement à l'état Sec a courte terme

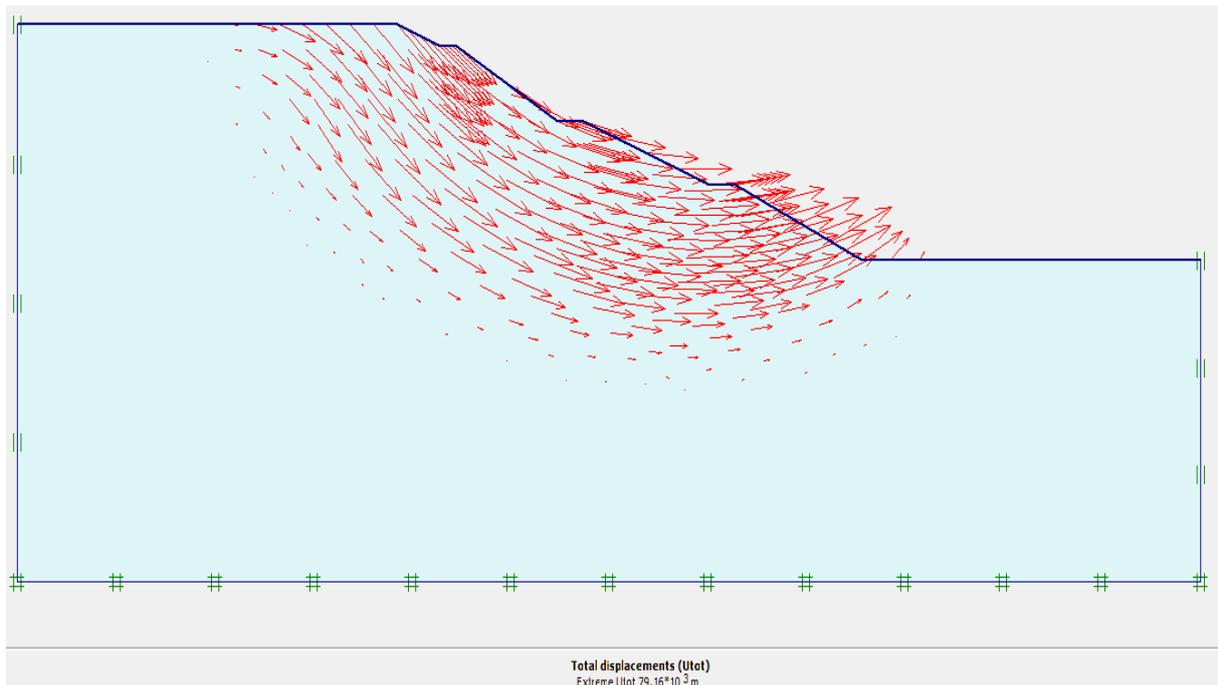
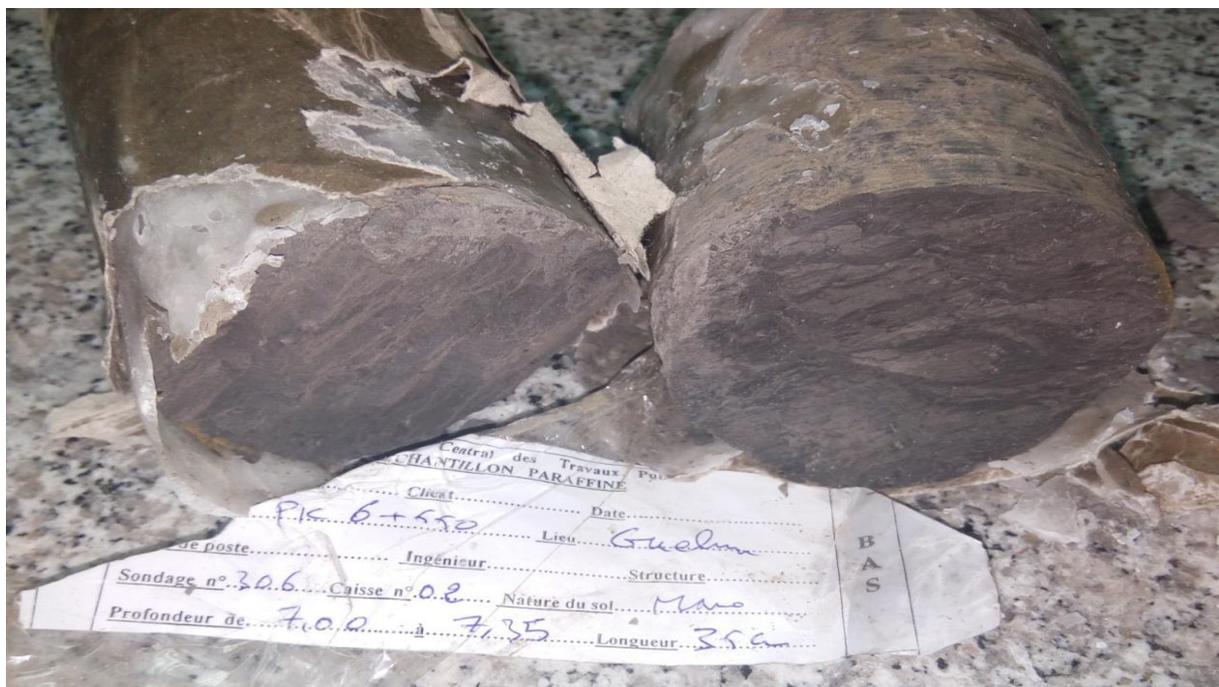


Figure : Total Déplacement à l'état saturé à long terme



**Sondage carotté Sc 306 – Profondeur 7m.00 à 7m.35 Essai annulé : Essai Triaxial Cu
Échantillon impossible à tailler**



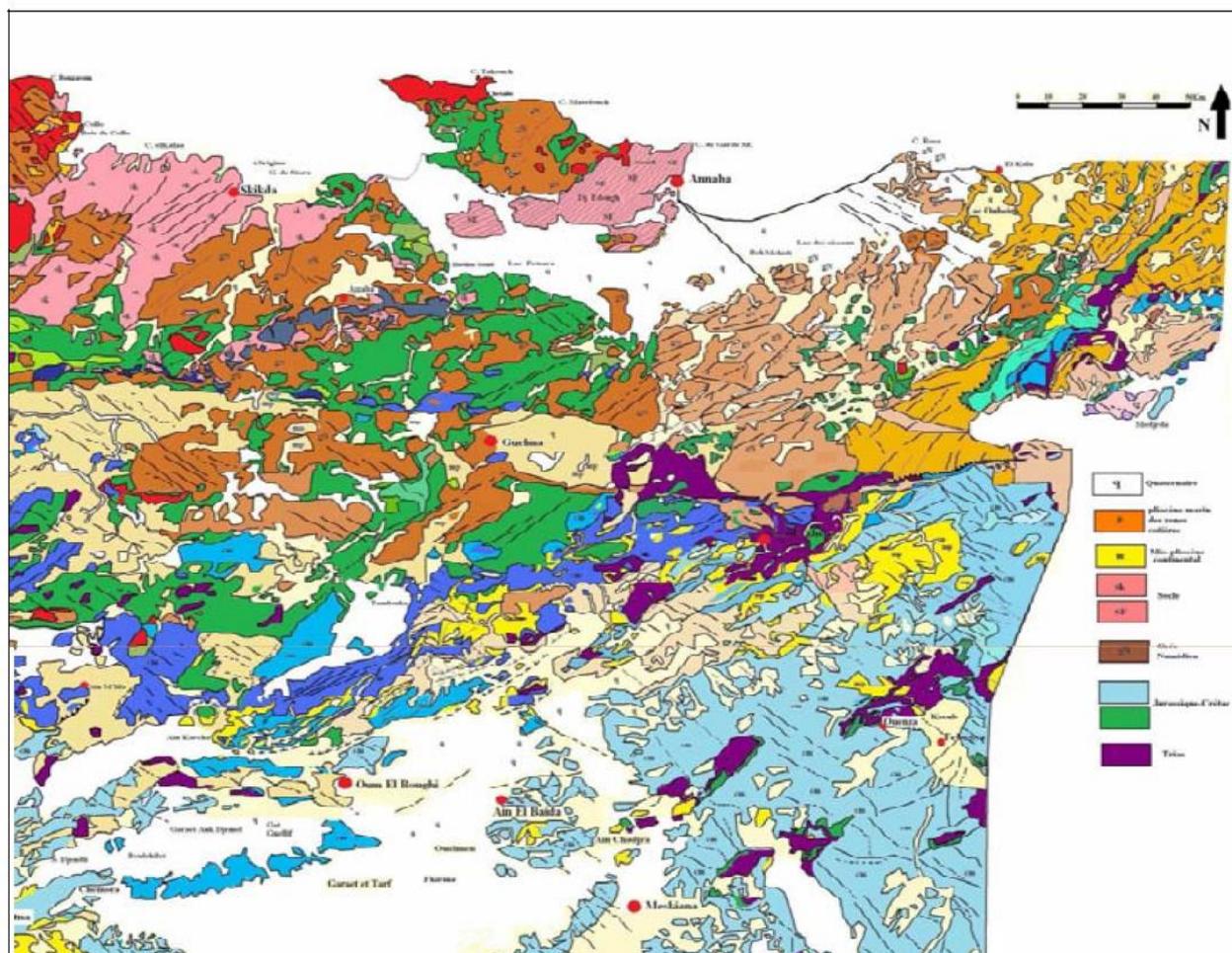
Sondage carotté Sc 310 – Profondeur 10m.30 à 10m.60 Profondeur 13m.30 à 13m.60 / Profondeur 17m.80 à 18m.60 Profondeur 21m.00 à 21m.10 Des échantillons impossibles à tailler



Figure : stocke du remblai

Lithologie obtenue à partir des sondages carottés et puits réalisés au niveau de pk 19

| N° du sondage | Profondeurs | Descriptions du sol |
|---------------------|-------------|----------------------------|
| SC 238 Pk 19+580 | 0.0 - 1m | Terre végétale |
| | 1.0 - 3.5m | Argile graveleuse jaunâtre |
| | 3.5 - 4m | Argile marneuse |
| | 4.0 - 10m | Marne argileuse |
| SC 239 Pk 19+870 | 0.0 - 2m | Terre végétale |
| | 1.0 - 5.3m | Argile marneuse |
| | 5.3 - 10m | Marne argileuse |
| SC 240 Pk 19+210 | 0.0 - 5m | Argile marneuse |
| | 5.0 - 12m | Marne argileuse |
| SC 241 Pk 19+300 | 0.0 - 1m | Terre végétale |
| | 1.0 - 5.2m | Argile marneuse |
| | 5.2 - 12m | Marne argileuse |
| SC 241 Pk 19+300 | 0.0 - 0.4m | Terre végétale |
| | 0.4 - 6.3m | Argile marneuse |
| | 6.3 - 19m | Marne argileuse |



Carte géologique du Nord-Est algérien