TABLE DES MATIERES

REMERCIMENTS…….....I
DEDICACE……II
ملخص.....IV
RESUME..... V
ABSTRACT VI
TABLE DES MATIERES VII
LISTE DES FIGURES..... X
LISTE DES TABLEAUX..... XV
INTRODUCTION GENERALE..... 1
CHAPITRE I LES FONDAMENTAUX DES GLISSEMENTS DES TERRAINS
I.1 Introduction..... 2
I.2 Classification des mouvements de terrain..... 2
I.2.1 Généralité sur les mouvements terrain..... 2
I.2.2 Typologie des mouvements de terrain 4
I.2.2.1 Chutes en masse ou écroulements « Falls » 5
I.2.2.2 Fauchage « Topples »..... 6
I.2.2.3 Glissement « Slides » 6
I.2.2.4 Déplacement latérale « Lateral spreads »..... 7
I.2.2.5 Coulées boueuses « Flows » 8
I.2.3 Principales causes des glissements de terrain 8
I.3 Analyse et prévision de stabilité des talus..... 10
I.3.1 Modes de calcul de la stabilité 10
I.3.2 Calcul à la rupture..... 11
I.3.3 Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité..... 12
I.3.3.1 Méthodes de l'équilibre des moments..... 13
I.3.3.2 Méthodes de l'équilibre des forces (La méthode de Coin) 20
I.3.3.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces..... 20
I.4 Surveillance des talus..... 25
I.4.1 Objectifs de la surveillance *:*..... 25
I.4.2 La surveillance visuelle :..... 25
I.4.3 La surveillance instrumentale 25
I.5 Techniques de stabilité..... 26

I.6 Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation 29
I.7 Techniques de confortement des talus 29
I.7.1 Terrassement 29
I.7.1.1 Butée de pied 30
I.7.1.2 Allégement en tête 30
I.7.1.3 Purges et reprofilage 31
I.7.1.4 Substitutions (bêches, contreforts, masque et éperons) 32
I.7.2 Introduction des éléments résistants 32
I.7.2.1 Tirants d'ancrages 33
I.7.2.2 Clouage 34
I.7.2.3 Grillage 35
I.8 Conclusion 36

CHAPITRE II CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 Introduction 37
II.2 Présentation de la liaison autoroutière 37
II.3 Aperçu Climatologique et Hydrologique 38
II.4 Sismologie de la zone d'étude 38
II.5 Topographie de la zone (PK0+000 – PK1+900) 38
II.6 Aperçu géologique 39
II.6.1 Section PK0+000-PK0+180 (S1) 39
II.6.2 Section PK0+180-PK0+330 (S2) 40
II.6.3 Section PK0+330-PK0+700 (S3) 40
II.6.4 Section PK0+700-PK1+000 (S4) 41
II.6.5 Section PK1+000-PK1+200 (S5) 42
II.6.6 Section PK1+200-PK1+700 (S6) 42
II.6.7 Section PK1+700-PK1+900 (S7) 42
II.6.8 Les talwegs 43
II.7 Reconnaissance géotechnique 44
II.7.1 Paramètres mécaniques des talus 44
II.7.2 Roc Data 45
II.8 Conclusion 52

CHAPITRE III ANALYSE DE L'INSTABILITE DES TALUS RENCONTRES

III.1 Introduction : 52
III.2 Modélisation des profils étudie en Géo-studio 52
III.2.1 Présentation de logiciel 52
III.2.2 SLOPE/W : 53

III.2.3 Modélisation de profil étudié 53
III.2.3.1 Section 1 : PK0+000-PK0+180 : 53
III.2.3.2 Section 2 : PK0+180-PK0+330 55
III.2.3.3 Section 3 : PK0+330-PK0+700 59
III.2.3.4 Section 4 : PK0+700-PK1+000 : 62
III.2.3.5 Section 5 : PK1+000-PK1+200 : 64
III.2.3.6 Section 6 : PK1+200-PK1+700 : 66
III.2.3.7 Section : PK1+700-PK1+900 : 69
III.3 Conclusion : 73
CHAPITRE IV ANALYSE DE L'APPORT DE CONFORTEMENT DES TALUS
IV.1 Introduction : 74
IV.2 Présentation des solutions de confortement 74
IV.2.1 Section 1 : PK0+000-PK0+180 74
IV.2.1.1 PK0+000-PK0+80 (Côté gauche) 74
IV.2.1.2 PK0+000-PK0+80 (Côté droit) 75
IV.2.1.3 PK0+80–PK0+100 76
IV.2.1.4 PK0+100-PK0+180 77
IV.2.2 Section 2 : PK0+180-PK0+330 77
IV.2.3 Section 3 : PK0+330-PK0+700 78
IV.2.4 Section 4 : PK0+700-PK1+000 78
IV.2.5 Section 5 : PK1+000-PK1+200 79
IV.2.6 Section 6 : PK1+200-PK1+700 79
IV.2.7 Section 7 : PK1+700-PK1+900 80
IV.3 Conclusion 85
CONCLUSIONGENERALE 86
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 87

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1 : TYPOLOGIE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN (G.SEVE & P.POUGET, 1998)..... 5

FIGURE 1.2 : ÉCROULEMENTS ET CHUTES DE BLOCS « FALLS » (GHENNANI, 2003)..... 6

FIGURE 1.3 : RUPTURE D'UNE PENTE PAR FAUCHAGE (DESODT C., 2007) 6

FIGURE 1.4 : SCHEMATISATION DU PHENOMENE DE GLISSEMENT DE TERRAIN PLAN (DESODT, ET AL. 2017)..... 7

FIGURE 1.5 : SCHEMATISATION DU PHENOMENE DE GLISSEMENT CIRCULAIRE (A) AVANT ACTIVATION (B) APRES ACTIVATION (DESODT, ET AL.2017) 7

FIGURE 1.6 : GLISSEMENT COMPLEXE (CHEIKH & DJABER, 2019)..... 7

FIGURE 1.7 : RUPTURE D'UNE PENTE DEPLACEMENT LATERALE (DESODT C., 2007)..... 8

FIGURE 1.8 : RUPTURE D'UNE PENTE PAR COULEES (DESODT C., 2007) 8

FIGURE 1.9 : LUSTRATIONS DE LA GENESE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PAR UN GRAPHIQUE MONTRANT LES VITESSES DE DEPLACEMENT DU VERSANT EN FONCTION DU TEMPS, (IMEN & NADIA, 2017) 9

FIGURE 1.10 : LES PRINCIPALES METHODES D'ANALYSES DE STABILITE DES PENTES (BERBAR, 2002)..... 11

FIGURE 1.11 : LA MASSE DU TALUS DECOUPE EN TRANCHES (MEFTAH, & BELAKHDAR , 2013)..... 13

FIGURE 1.12 : REPRESENTATION DES FORCES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE FELLENIUS..... 16

FIGURE 1.13 : DIMENSIONS D'UNE TRANCHE 16

FIGURE 1.14 : REPRESENTATION DES FORCES INTER-TRANCHENT SUR UNE TRANCHE (MEFTAH, & BELAKHDAR , 2013) 17

FIGURE 1.15 : LA REPRESENTATION DES FORCES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE BISHOP (MEFTAH, & BELAKHDAR , 2013)..... 19

FIGURE 1.16 : REPRESENTATION DES FORCES SUR UNE TRANCHE. (BENOUIS, 2010)..... 21

FIGURE 1.17 : LA REPRESENTATION DES FORCES SUR UNE TRANCHE (BENOUIS, 2010)..... 22

FIGURE 1.18 : RESULTANTE DES FORCES PARALLELES (BENOUIS, 2010)..... 22

FIGURE 1.19 : REPRESENTATION DE TOUTES LES FORCES INCONNUES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE SPENCER. (BENOUIS, 2010) 23

FIGURE 1.20 : LES COORDONNEES POUR UNE SURFACE DE RUPTURE NON CIRCULAIRE UTILISEE DANS LA METHODE DE SPENCER (BENOUIS, 2010)..... 23

FIGURE 1.21 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DES FORCES SUR UNE TRANCHE (BENOUIS, 2010) 24
FIGURE 1.22 ; LES METHODES DE STABILISATION (G.SEVE & P.POUGET, 1998) . 26
FIGURE 1.22 : FIGURES SCHEMATISE LES DIFFERENTES ACTIONS DE TERRASSEMENT (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 30
FIGURE 1.23 : STABILISATION PAR PLUSIEURS NIVEAUX DE BUTEES (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 30
FIGURE 1.24 : DIMENSIONNEMENT D'UNE BUTEE DE PIED (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 30
FIGURE 1.25 : DIMENSIONNEMENT D'UN ALLEGEMENT EN TETE (GILLES & PIERRE, 1998) 31
FIGURE 1.26 : GLISSEMENT DE LA ROUTE D'ACCES (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 31
FIGURE 1.27 : TRAITEMENT DE GLISSEMENT (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 31
FIGURE 1.28 : SUBSTITUTIONS TOTALE DES MATERIAUX GLISSEES AU DROIT DE LA TETE SUD DE TUNNEL (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 32
FIGURE 1.29 : SUBSTITUTIONS PARTIELLES (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 32
FIGURE 1.30 : RENFORCEMENT PAR TIRANTS (VOILE ANCRE, POUTRES ANCREES) (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 34
FIGURE 1.31 : MUR DE SOUTENEMENT EN SOL CLOUE (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 35
FIGURE 1.32 : PHASES D'EXECUTION D'UN MUR EN SOL CLOUE. (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 35
FIGURE 1.33 : STABILISATION DES TALUS PAR GRILLAGE (BELLOIR & NUZILLARD, 2009) 36
FIGURE 2.1 : SECTION AUTOROUTIERE DE PK0+000-PK1+900 37
FIGURE 2.2 : ZONAGE SISMIQUE DE TERRITOIRE NATIONAL 38
FIGURE 2.3 : TOPOGRAPHIQUE DE SITE (DE PK0+000 – PK1+900) 39
FIGURE 2.4 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTIONPK0+000-PK0+180 (S1) 40
FIGURE 2.5 : FORMATION GEOLOGIQUE DESECTION PK0+180-PK0+330 (S2) 40
FIGURE 2.6 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTIONPK0+330-PK0+700 (S3) 41
FIGURE 2.7 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTION PK0+700-PK1+000 (S4) 41
FIGURE 2.8 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTION PK1+000-PK1+200 (S5) 42
FIGURE 2.9 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTION PK1+200-PK1+700 (S6) 42
FIGURE 2.10 : FORMATION GEOLOGIQUE DE SECTION PK1+700-PK1+900 (S7) 43
FIGURE 2.11 : LES TALWEGS. 43

FIGURE 2.12 : DEFINITION DE LA COHESION INSTANTANEE *CI* ET L'ANGLE DE FROTTEMENT INSTANTANEE (*φI)* POUR UN CRITERE DE RUPTURE NON-LINEAIRE (HEOK ,1981)..... 45

FIGURE 2.13 : LA COURBE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION INTRINSEQUE EN ETAT DE LA PRESSION DEFINITIVE..... 46

FIGURE 2.14 :.RISQUE PROBABLE CHUTES DES BLOCS (FORMATION CALCAIRE) 48

FIGURE 2.15 :.RISQUE PROBABLE AFFAISSEMENT ROCHEUX (CALCAIRE) 48

FIGURE 2.16 :.DEBRIS EN GLISSEMENT (SCHISTES DE MARNE)..... 48

FIGURE 2.17 : GLISSEMENT DE DEBRIS ET CHUTES DE BLOC (SCHISTES D'ARGILE)..... 49

FIGURE 2.18 :.CHUTES DES BLOCS (BASALTE ROCHEUX) 49

FIGURE 3.1 : STRUCTURE DE GEOSTUDIO 2012..... 53

FIGURE 3.2 : MODELISATION DE TALUS EN DEBLAI AU DROIT DU CHEMIN MILITAIRE 54

FIGURE 3.3 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK0+000-PK0+180) 55

FIGURE 3.4 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+000-PK0+180) 55

FIGURE 3.5 : MODELISATION DE TALUS EN DEBLAI (SECTION PK0+180-PK0+330) 56

FIGURE 3.6 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK0+180-PK0+330) 57

FIGURE 3.7 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+180-PK0+330) 57

FIGURE 3.8 : MODELISATION DE RENFORCEMENT (SECTION PK0+180-PK0+330)58

FIGURE 3.9 : MODELISATION DE RENFORCEMENT A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+180-PK0+330) 59

FIGURE 3.10 : MODELISATION DE TALUS EN DEBLAI (SECTION PK0+330-PK0+700) 60

FIGURE 3.11 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK0+330-PK0+700) 60

FIGURE 3.12 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+330-PK0+700) 61

FIGURE 3.13 : MODELISATION DE RENFORCEMENT (SECTION PK0+330-PK0+700) 62

FIGURE 3.14 : MODELISATION DE RENFORCEMENT A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+330-PK0+700) 62
FIGURE 3.15 : MODELISATION DE TALUS (SECTION PK0+700-PK1+000) 63
FIGURE 3.16 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK0+700-PK1+000) 64
FIGURE 3.17 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK0+700-PK1+000) 64
FIGURE 3.18 : MODELISATION DE TALUS (SECTION PK1+000-PK1+200) 65
FIGURE 3.19 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK1+000-PK1+200) 66
FIGURE 3.20 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK1+000-PK1+200) 66
FIGURE 3.21 : MODELISATION DE TALUS (SECTION PK1+200-PK1+700) 67
FIGURE 3.22 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK1+200-PK1 68
FIGURE 3.23 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK1+200-PK1+700) 68
FIGURE 3.24 : MODELISATION DE RENFORCEMENT (SECTION PK1+200-PK1+700) 69
FIGURE 3. 25 : MODELISATION DE RENFORCEMENT A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK1+200-PK1+700) 69
FIGURE 3.26 : MODELISATION DE TALUS (SECTION PK1+700-PK1+900) 70
FIGURE 3.27 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE (SECTION PK1+700-PK1+900) 71
FIGURE 3.28 : MODELISATION CERCLE DE RUPTURE A L'ETAT SISMIQUE (SECTION PK1+700-PK1+900) 71
FIGURE 4.1 : PHOTOGRAPHIE DE LA SECTIONPK0+000-PK0+80(COTE GAUCHE) 75
FIGURE 4.2 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK0+000-PK0+80 (COTE DROIT) 76
FIGURE 4.3 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK0+80–PK0+100 (TALWEG)..... 76
FIGURE 4.4 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTIONPK0+100-PK0+180..... 77
FIGURE 4.5 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK0+180– PK0+330 77
FIGURE 4.6 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK0+330-PK0-700..... 78
FIGURE 4.7 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK0+700-PK1+000..... 78
FIGURE 4.8 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK1+000-PK1+200..... 79
FIGURE 4.9 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTIONPK1+200-PK1+700..... 79
FIGURE 4.10 : PHOTOGRAPHIES DE LA SECTION PK 1+700-PK1+900..... 80

Rapport-Gratuit.com

FIGURE 4.11 : TRAVAUX DE PROTECTION DES TALUS SECTION PK0+000 - PK2+000 81
FIGURE 4.12 : TRAVAUX DE PROTECTION DES TALUS SECTION PK0+000 - PK2+000 82
FIGURE 4.13 : TRAVAUX DE PROTECTION DES TALUS SECTION PK0+000 - PK2+000 83
FIGURE 4.14 : TRAVAUX DE PROTECTION DES TALUS SECTION PK0+000 - PK2+000 84

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1.1. LA CLASSIFICATION DES RISQUES GEOLOGIQUES SELON VARNES (BRUNO, 2005). 3

TABLEAU 1.2 : CLASSIFICATION LES VITESSES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN DE VARNES ET CROZIER (BRUNO, 2005) 4

TABLEAU 1.3 : VALEURS DE FS EN FONCTION DE L'ETAT DE L'OUVRAGE (KOUDREY , 2005) 12

TABLEAU 1.4 : LA DIFFERENTE TECHNIQUE DE STABILITE DE GLISSEMENT DE TERRAIN (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 27

TABLEAU 1.5 : METHODOLOGIE POUR LE CHOIX D'UNE METHODE DE STABILITE (G.SEVE & P.POUGET, 1998) 29

TABLEAU 2.1 : CLASSIFICATION SELON VARNES (1978) ET CROZIER (1986) DES DIFFERENTS MOUVEMENTS DE TERRAIN RECONNUS DANS LA ZONE ETUDE.. 47

TABLEAU 2.2 : LES PARAMETRES MECANIQUES ($\boldsymbol{CU\varphi}$U) ($C'\boldsymbol{\varphi}'$) DES SECTIONS ETUDIER 51

TABLEAU 3.2 : CARACTERISTIQUE PHYSICO-MECANIQUE DES SOLS ET LE COEFFICIENT DE SECURITE 72

TABLEAU 4.1 : CONFORTEMENTS DES SECTIONS (PK0+000 – PK1+900) 85

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les définitions de l'activité géotechnique dans le domaine de Géosciences est «l'art de vivre en sécurité », l'ingénieur géotechnicien est le premier responsable de la sécurité et la stabilité de la partie de contacte structure – sol. Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de sol ou de la roche déstabilisée sous l'effet de sollicitations naturelles ou anthropiques qui provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique extrêmement sensible, et parfois peut causer des pertes humaines.

La ville de Ghazaouet est une ville portuairede la rive sud-ouest de lamer Méditerranée. Elle est située au nord du massif des Trara. Ce dernièr favorise l'apparition des mouvements de terrain, on parle de glissement de terrain dans les formations meubles, et des éboulements et chute de bloques dans les formations rocheuses.

Aujourd'hui les méthodes numériques sont devenues un complément nécessaire pour l'analyse de la stabilité.

Dans ce projet de fin d'études, nous avons utilisé le code de calcul Geoslope, basé sur la méthode des éléments finis.Plusieurs simulations ont été effectuées pour la modélisation des talus instables rencontrés le long de tracé. Il s'agit de l'étude de l'équilibre limite avant et après confortement et renforcement. Ce travail devrait répondre d'une manière technique à cette problématique.

Après cette introduction le mémoire s'articule autour de quatre chapitres à savoir :

- Le premier chapitre est consacré aux généralités sur le mouvement du terrain et les méthodes de confortement des talus dont dispose l'ingénieur dans la pratique d'une manière générale.
- Une présentation détaillée de site des pathologies rencontrées a fait l'objet de deuxième chapitre. Il comporte des synthèses sur l'ensemble des données nécessaires au lancement d'une bonne modélisation.
- Le troisième chapitre, concerne l'analyse de calcul probabiliste de stabilité des talus au PK0+000-PK1+900 par la méthode de Morgenstern et Price, à l'aide de l'outil GeoStudio.
- Le quatrième chapitre est consacré à une étude de choix de confortement et de protection des talus.

Le manuscrit sera achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I LES FONDAMENTAUX DES GLISSEMENTS DES TERRAINS

I.1 Introduction

Les mouvements de terrain préfigurent au sein des catastrophes naturelles comme parmi les phénomènes géomorphologiques les plus coûteux et les plus fréquents à travers le monde. Depuis plus d'un siècle les scientifiques ont tenté par divers moyens de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et pluslargement les mouvements de terrain.

Malgré une large typologie, les mouvements de terrain se caractérisent principalement par un déplacement en masse de matériaux avec des volumes, des vitesses et des profondeurs variables. Ils se produisent sous l'effet combiné de facteurs de prédisposition qui conditionnent la déstabilisation (lithologie, climat, gravité…) et de facteurs de déclenchement (forçage climatique, activité sismique…). De plus associée aux causes naturelles, la responsabilité des activités humaines peut-être plus ou moins mise en cause (Flageollet, 1989)

Les mouvements de terrain peuvent être inactifs, dormants, actifs (déclarés) ou potentiels (en devenir).

La plupart des glissements de terrains naturels sont des phénomènes géo-mécaniques qui évoluent dans le temps avec des phases d'arrêt, des phases à vitesse moyenne faible, des phases d'accélérations dont certaines peuvent créer des catastrophes. Ce chapitre résume quelques éléments bibliographiques concernant cette thématique. Ces éléments seront exploités dans les deux derniers chapitres de ce travail de fin d'études.

I.2 Classification des mouvements de terrain

I.2.1 Généralité sur les mouvements terrain

Les mouvements de terrain c'est une manifestation d'instabilité de la partie superficielle de la croûte terrestre sous l'effet de la pesanteur et des agents de l'érosion, ils représentent des signes perceptibles de l'évolution géologique. Depuis les premières classifications des mouvements de terrain, on constate qu'une grande de mouvements gravitaires a été reconnue en fonction de leur nature, de leur cinématique ou de leur dynamique ce sont : les éboulements, les effondrements, le fauchage les glissements, le fluage et les affaissements. Ces mouvements ils agissent du déplacement d'un volume de roche ou de sol obéissant à la loi de la pesanteur (mouvements gravitaires), mais aussi aux lois physiques de la résistance des matériaux. La plupart de ces instabilités n'évolue pas régulièrement dans le temps. Elles présentent souvent des phases d'évolution lentes, imperceptibles pour l'homme. Les mouvements de terrain sont des phénomènes très variés et souvent complexes,

ils dépendent généralement du type de matériaux qu'ils mobilisent (argile, calcaire, …etc.). Leur nature complexe les rend particulièrement difficile à localiser et il est encore plus délicat de les prévoir.

La classification permet l'analyse des instabilités car le terme mouvement de terrain regroupe des phénomènes extrêmement divers et complexes qui impliquent l'utilisation de nombreuses classifications. Au début, elles s'appuyaientessentiellement sur des critères Morphologiques et étaient propres à un type de milieu donné(BRUNO, 2005). Aujourd'hui, les classifications sont fondées sur les critères suivants:

- Morphologie et géométrie.
- Cinématiques ou dynamiques.
- Combinaison des précédents critères.

Le tableau 1.1.Présentela classification des risques géologiques selon Varnes.

Le tableau 1.2.Présente les vitesses des mouvements de terrain selon Varnes Crozier.

Tableau 1.1. La classification des risques géologiques selon Varnes (BRUNO, 2005).

<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="3">Type de mouvement</th><th colspan="3">Type de matériau</th></tr>
<tr><th rowspan="2">roche</th><th colspan="2">sols</th></tr>
<tr><th>grossiers</th><th>fins</th></tr>
<tr><td colspan="3">chutes</td><td>Ecroulement rocheux
Rock fall</td><td>Ecroulement de débris
Debris fall</td><td>Ecoulement de terrain
Earth fall</td></tr>
<tr><td colspan="3">basculements</td><td>Basculement rocheux
Rock topple</td><td>Basculement de débris
Debris topple</td><td>Basculement de terrain
Earth topple</td></tr>
<tr><td rowspan="3">glissement</td><td rowspan="2">rotation</td><td rowspan="2">Peu d'unités</td><td>Affaissement rocheux
Rock slump</td><td>Affaissement de débris
Debris slump</td><td>Affaissement de terrain
Earth slump</td></tr>
<tr><td>Masse rocheuse en glissement
Rock block slide</td><td>Débris en glissement
Debris block slide</td><td>Terrain en glissement
Earth slide</td></tr>
<tr><td>translation</td><td>Unités multiples</td><td>Glissement rocheux
Rock slide</td><td>Glissement de débris
Debris slide</td><td>Glissement de terrain
Earth slide</td></tr>
<tr><td colspan="3">Etalements latéraux</td><td>Etalement de roche
Rock spread</td><td>Etalement de débris
Debris spread</td><td>Etalement de terrain
Earth spread</td></tr>
<tr><td colspan="3">Ecoulement</td><td>Avalanche de roche
Rock flow</td><td>Lave torrentielle
Debris flow</td><td>Coulée de terrain
Earth flow</td></tr>
<tr><td colspan="3">Complexes</td><td colspan="3">Combinaison de deux ou plusieurs types de mouvements principaux</td></tr>
</table>

Tableau 1.2 : Classification les vitesses des mouvements de terrain de Varnes et Crozier (BRUNO, 2005)

Processus	Vitesse de propagation						
	3 m /s	0,3 m/min	1,5 m/j	0,5 m/m	1 à 1, 5 m/an	0,3 m/an	0,3> m/an
	ER	TR	R	M	L	TL	EL
Chutes, écroulements de roches	■						
Avalanches de débris	■	■					
Coulées de terre de débris		■	■	■	■		
Glissement de roches	■	■	■	■	■	■	
Glissement rotationnel de roche				■	■	■	■
Glissement rotationnel de sol		■	■	■	■	■	■
Glissement plan de roche				■			
Glissement plan de sol					■		
Glissement de débris				■	■	■	

ER : extrêmement rapide,**M:**modéré,

TR : très rapide,**L :** lent

TL : très lent **EL :** extrêmement lent

R: rapide,,

I.2.2 Typologie des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de terrain, elles s'appuient sur des notions de climatique, de nature de sol, de stratigraphique, etc. De façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales (figure 1.1)

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

Ces deux dernières familles présentent la particularité de mettre en jeu des déplacements de matériaux importants et rapides ;il n'est généralement pas possible. L'intervention de l'ingénieur est orientée, dans ces conditions vers la prévention, la prévision et la protection.(G.Sève & P.Pouget, 1998)

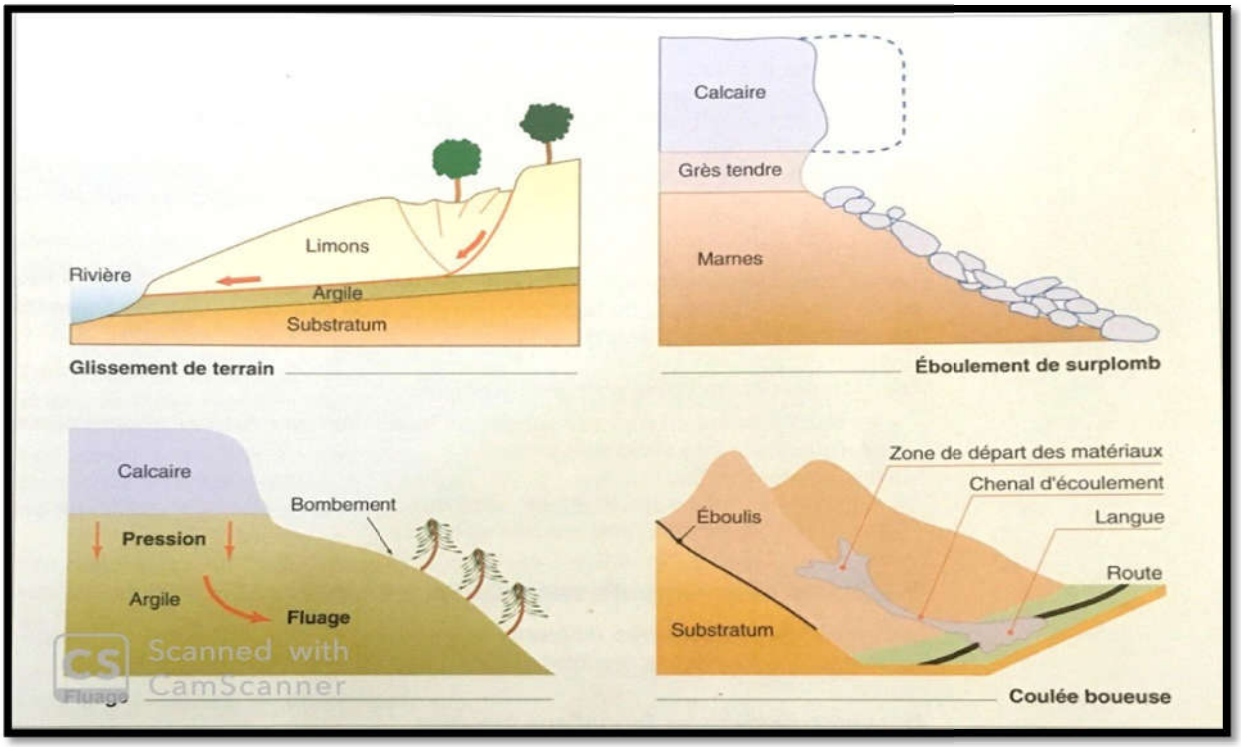

Figure 1.1 : Typologie des mouvements de terrain (G.Sève & P.Pouget, 1998)

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériau de long d'une (ou plusieurs) surface (s) de rupture, la forme cette dernière derniers dépend en partie de la structure géologique de site. Les formations complexes donnent généralement lieu à des surfaces de rupture qui suivent les contacts entre couches ou qui se dégèlement lieu à des surface de rupture qui suivent les contacts entre couches ou qui se développent au sein de zones de plus faible résistance. Ces surfaces peuvent être de forme quelconque, dans les massifs rocheux fracturés, les glissements se produisent le long de plans privilèges (schistosité, pendage, plans de fracturation, etc.) qui délimitent les dièdres.

Cruden et Varnes ont classé les mouvements de terrain de type mouvement de pente selon le mode de rupture dans les cinq grandes catégories majeures (Blondeau, 2018)

I.2.2.1 Chutes en masse ou écroulements « Falls »

Ils sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées. Il s'agit de masses de taille variable qui se détachent d'une pente escarpée ou d'une falaise. Les vitesses de déplacement sont rapides à extrêmement rapides, avec des rebonds et des trajectoires paraboliques. La phase initiale de la chute des éléments rocheux est longue et difficile à déceler (altération des joints de stratification, endommagement progressif des

roches, fracturation, etc.). La phase d'accélération qui aboutit à la rupture est très rapide ce qui rend ces phénomènes très difficilement prévisibles. (Berthet-Rambaud, 2004)

I.2.2.2 Fauchage « Topples »

L'inclinaison des extrémités supérieures ou de feuillets rocheux en direction de la vallée par basculement de blocs ou torsion, le fauchage est particulièrement sensible dans les séries feuilletées ou stratifiée ou, plus généralement, présentant une famille de discontinuités à pendage très redressé et de direction parallèle à la vallée.

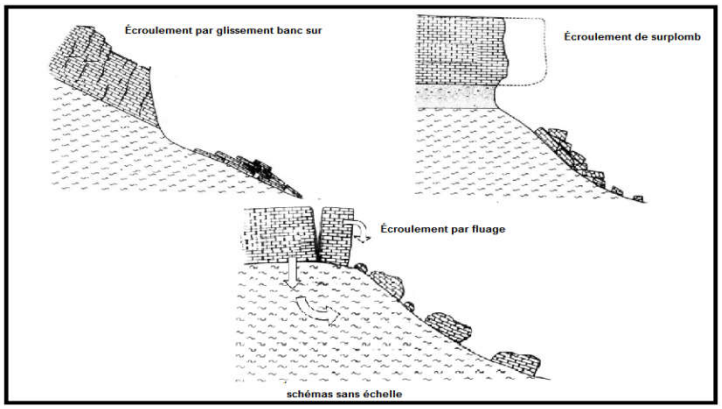

Figure 1.2 : Écroulements et chutes de blocs « Falls » (Ghennani, 2003)

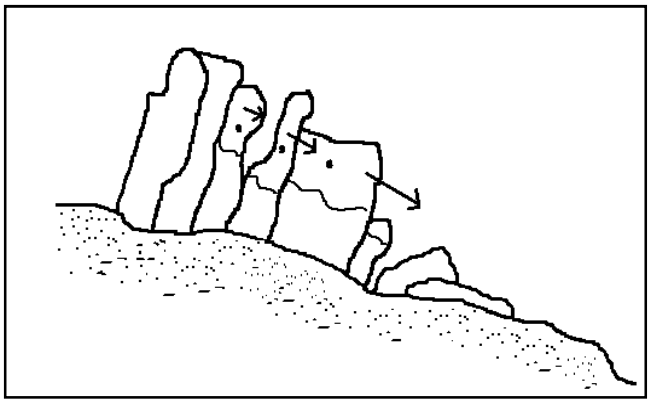

Figure 1.3 : Rupture d'une pente par fauchage (Desodt C., 2007)

I.2.2.3 Glissement « Slides »

Sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes :

- Le glissement rotationnel : C'est l'exemple le plus commun. La surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut. Il peut y avoir des fissures concentriques en plan, et concaves suivant la direction du glissement. L'image classique est la forme d'une cuillère. La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées. L'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides. En amont de la niche d'arrachement, il peut apparaître des fissures de traction et une évolution régressive vers l'amont ou latérale du mouvement est possible.
- Le glissement plan : dans ce cas, la masse évolue le long d'un plan de faible résistance mécanique. Un glissement plan, dans lequel une seule unité est mobilisée Les

glissements plans sont très souvent contrôlés par la structure géologique du massif et les surfaces ou zones de plus faible résistance mécanique.

- Glissement quelconque : On dit qu'un glissement est quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types précédemment cités. Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. La rupture se fait dans un plan aléatoire, elle est généralement causée par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes.

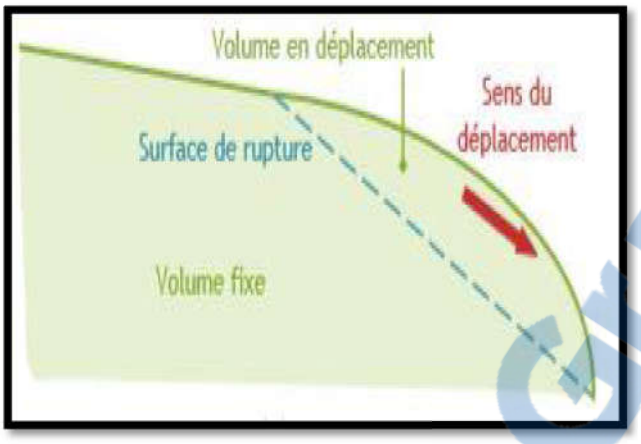

Figure 1.4 :Schématisation du phénomène de glissement de terrain plan (Desodt, et al. 2017)

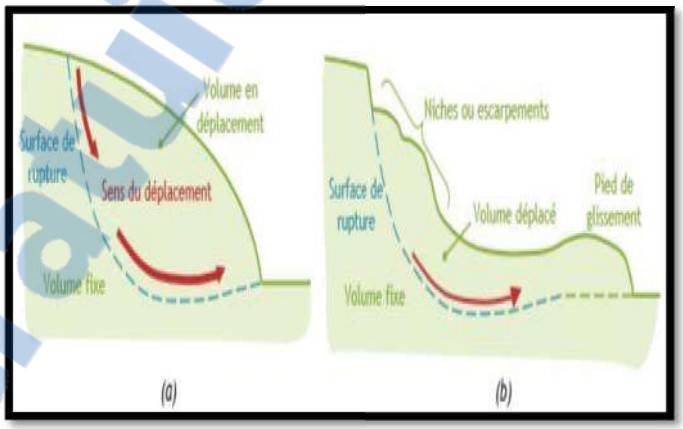

Figure 1.5 :Schématisation du phénomène de glissement circulaire (a) avant activation (b) après activation (Desodt, et al.2017)

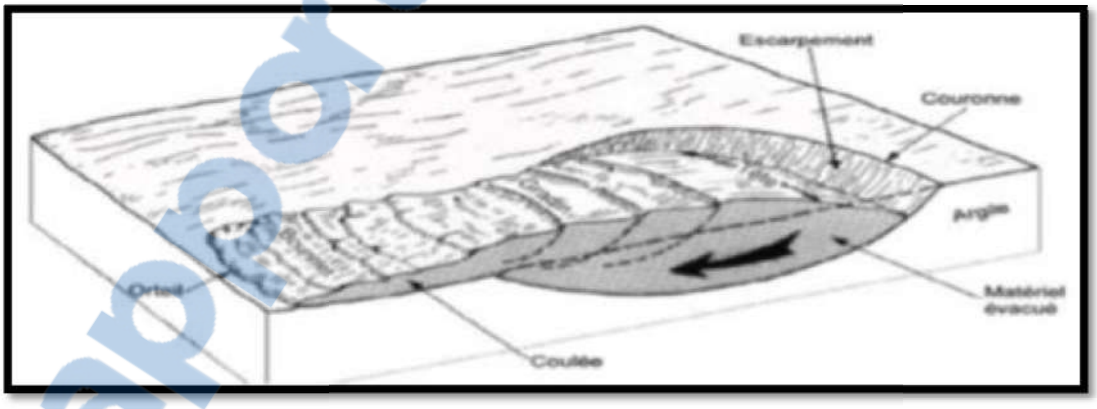

Figure 1.6 : Glissement complexe (Cheikh & Djaber, 2019)

I.2.2.4 Déplacement latérale « Lateral spreads »

Le mouvement dominant est l'extension régressive et latérale par fractures de traction ou par cisaillement. Les blocs évoluent en translation jusqu'à former des reliefs en horsts et grabens avec un fluage en pied. Ces mouvements se déclenchent sans que des indices de surface soient préalablement clairement identifiables.

Rapport-Gratuit.com

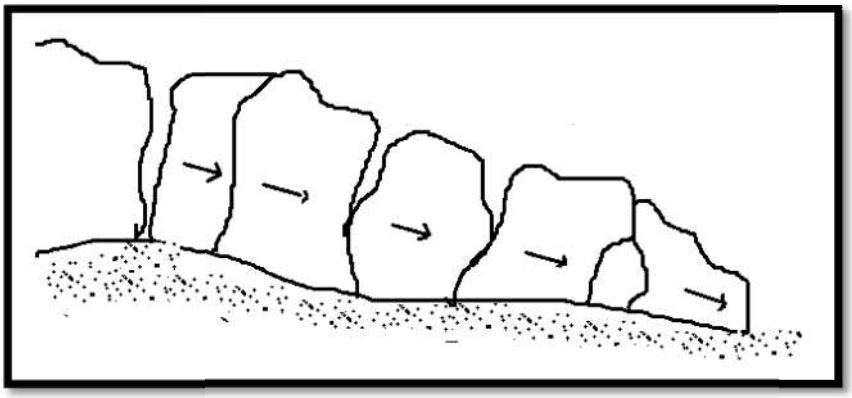

Figure 1.7 :Rupture d'une pente déplacement latérale(Desodt C., 2007)

I.2.2.5 Coulées boueuses « Flows »

Les coulées se comportent comme des glissements de terrain au début, mais le facteur eau intervient dans la consistance du terrain mis en mouvement. Les coulées sont souvent alimentées par les matériaux issus de glissements de terrain qui se transforment en matériaux poly-phasiques (solide et/ou air/eau).

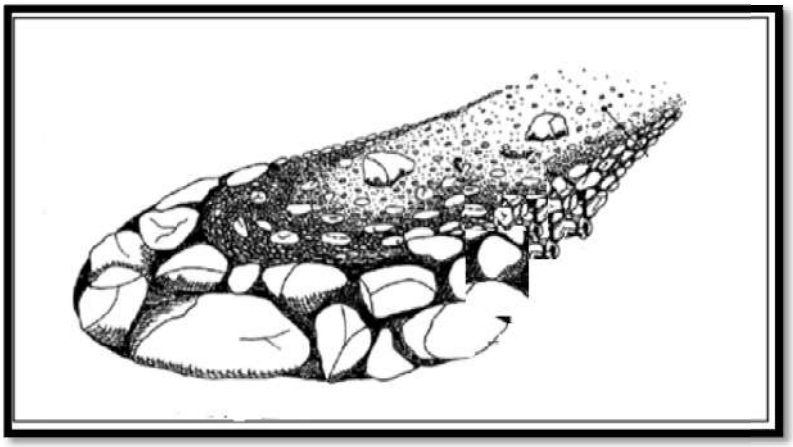

Figure 1.8 :Rupture d'une pente par coulées (Desodt C., 2007)

I.2.3 Principales causes des glissements de terrain

L'analyse des causes des glissements de terrain met en évidence un certain nombre de paramètres qui interviennent à différentes échelles de temps et qui peuvent être regroupés en trois catégories : les facteurs de prédisposition, les facteurs aggravants, les facteurs déclenchant, Ces trois aspects sont brièvement présentés ci-dessous :

a) Les facteurs de prédisposition

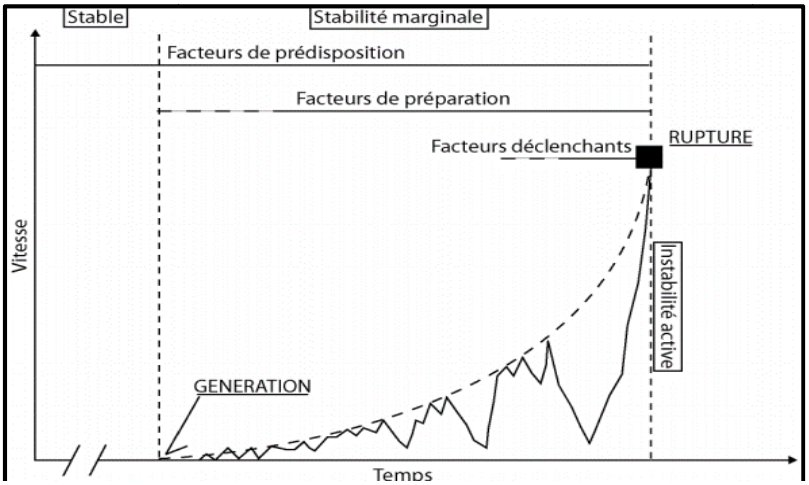

Figure 1.9 :lustrations de la genèse d'un glissement de terrain par un graphique montrant les vitesses de déplacement du versant en fonction du temps, (Imen & Nadia, 2017)

b) Les facteurs de préparation

Les facteurs de préparation (aggravants) sont liés d'une part aux processus climatologique à moyens et long terme (échelles comprise entre 10 et 10^4 années) et d'autre part à l'utilisation du sol. Les processus climatiques provoquent des impacts notamment sur l'altération des formations géologiques, sur les variations des conditions hydrogéologique et hydrologique, l'utilisation du sol peut également constitue un facteur aggravant pour les phénomènes de glissement de terrain, comme par exemple la déforestation, ou développement de l'urbanisation, par contre l'utilisation du sol peut parfois jouer un rôle stabilisant par une diminution des infiltrations par exemple.(Imen & Nadia, 2017)

c) Les facteurs déclenchant

Les facteurs déclenchant initient le mouvement, ils sont liés à des phénomènes météorologiques et hydrologiques extrêmes, à des phénomènes sismiques et /ou à des activités anthropiques ponctuelles. Ces phénomènes sont soit de courte durée soit durée prolongée (échelle compris entre quelques jours et quelques mois, voire quelques années).

Les évènements météorologiques et hydrologiques extrêmes peuvent provoquer une modification des conditions hydrologique à très court terme par une augmentation des pressions interstitielles, ce qui peut provoquer une dégradation des paramètres géotechniques (Cohésion, angle de frottement, teneur en eau) qui caractérisent la formation géologique. Les vibrations produites par un tremblement de terre peuvent également être à l'origine du déclenchement d'un phénomène d'instabilité. Les activités anthropiques qui provoquer un

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

glissement de terrain sont principalement liées à des excavations, des surcharge du terrain **(Imen & Nadia, 2017).**

I.3 Analyse et prévision de stabilité des talus

Le problème de versant instable ne se pose que dans le cas où un versant instable présente une menace pour les constructions, ou lorsque l'on doit réaliser des ouvrages sur site en pente, au risque de les mettre en mouvement, ou de réactiver les anciens glissements.

I.3.1 Modes de calcul de la stabilité

Il existe deux méthodes d'étude de la stabilité, qui sont nettement distincts dans leurs approches du problème

a) calcul à la rupture « Equilibre limite »

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Il a donné la naissance à plusieurs méthodes de calcul de la stabilité et cela dans l'hypothèse d'une rupture rotationnelle, et aussi le cas de la rupture de forme quelconque est développée récemment grâce au développement des moyens de calcule informatique.

b) Calcul en éléments finits

La méthode a été développée dans le domaine des structures vers les années 1950, elle a été ensuite généralisée et appliquée, dans tous les domaines de l'engineering.

L'application de cette méthode nécessite la connaissance d'une loi de comportement (contrainte - déformation) pour le sol considéré, le volume étudié est divisé en éléments géométriques simples (triangle dans le cas d'un problème à deux dimensions). Ces éléments séparés les uns des autres par des lignes ou des surfaces imaginaires sont seulement interconnectés en nombres des points ou nœuds. Chaque élément est soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consiste à déterminer un champ de forces et de déplacement compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée.

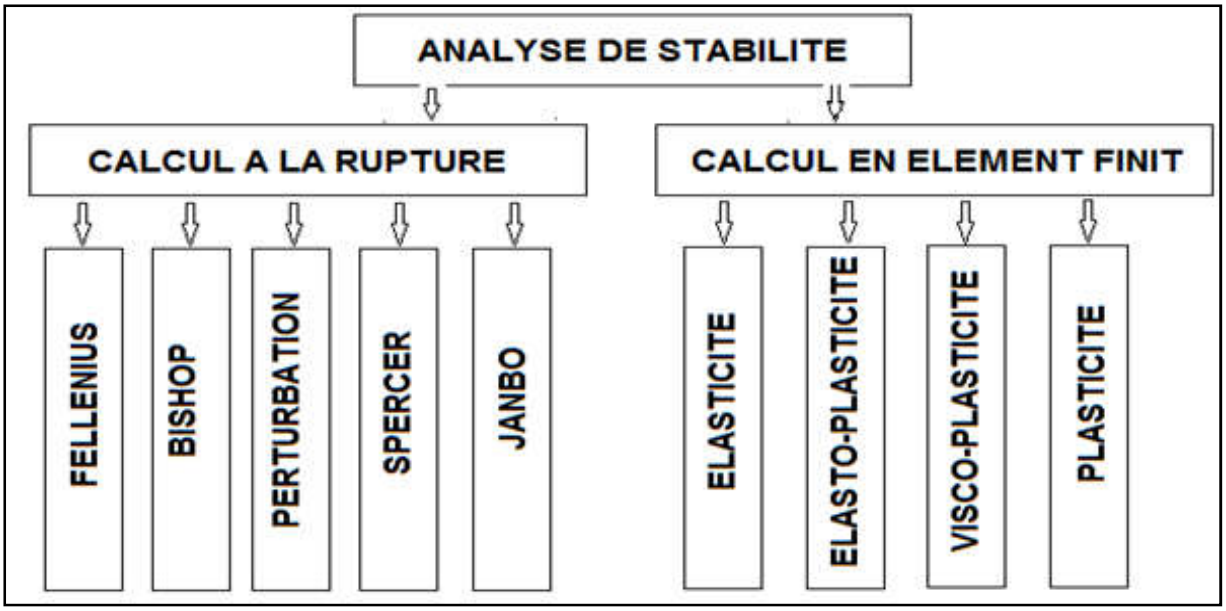

Figure 1.10 :Les principales méthodes d'analyses de stabilité des pentes(Berbar, 2002)

I.3.2 Calcul à la rupture

Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.(Berbar, 2002)

Définition du coefficient de sécurité (FS)

Le coefficient de sécurité, F, est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$Fs = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad (1.1)$$

Où :

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1-2) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{Fs} \qquad (1\text{-}2)$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1-1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan\varphi}{Fs} \qquad (1\text{-}3)$$

Ou :

$$\tau = \frac{c}{Fs} + \frac{\sigma \tan\varphi}{Fs} \qquad (1\text{-}4)$$

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

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1-4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu)\tan\phi'}{Fs} \qquad (1\text{-}5)$$

Où c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.(Berbar, 2002)

Classification de coefficient de sécurité (Fs)

Tableau 1.3 : Valeurs de Fs en fonction de l'état de l'ouvrage (Koudrey , 2005)

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages et les talus

I.3.3 Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps **(Meftah, & BELAKHDAR , 2013).**

I.3.3.1 Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

a) La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire :

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée dans la figure (I-11), le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M = \sum W_i . a_i \qquad (1\text{-}15)$$

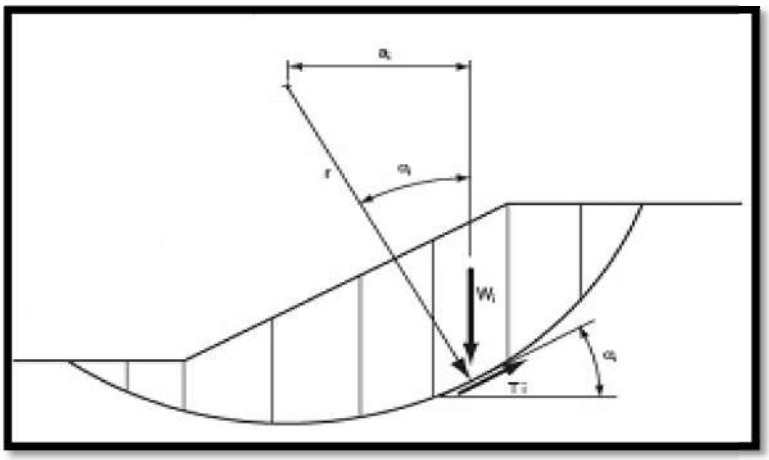

Figure 1.11 :La masse du talus découpé en tranches (Meftah, & BELAKHDAR , 2013)

Où W_i est le poids de la $i^{ème}$ tranche et a_i est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montre la figure (1-2), sont positives ; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables.

Le bras de levier a_i dans l'équation (1-15) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la

base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure (1-2), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i (1-2). Ainsi, le bras de levier est exprimée par :

$$a_i = r.\sin\alpha_i \qquad (1\text{-}16)$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (1-17) devient :

$$M = r\sum W_i.\sin\alpha_{\mathrm{i}} \qquad (1\text{-}17)$$

Le rayon dans l'équation (1-18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement τ sur la base de chaque tranche ; la contrainte normale σ sur la base de chaque tranche agir à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r.T_i = r\sum T_i \qquad (1\text{-}18)$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la $i^{ème}$ tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl. Ainsi :

$$M_r = r\sum \tau_i.\Delta l_i \qquad (1\text{-}19)$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (1-20) à donner

$$M_r = r\sum \frac{T_i.\Delta l_i}{F} \qquad (1\text{-}20)$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (1-20)] et le moment moteur [Eq. (1-18)] et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité:

$$Fs = \frac{\sum T_i.\Delta l_i}{\sum W_i.\sin\alpha_i} \qquad (1\text{-}21)$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma\tan\phi \qquad (1\text{-}22)$$

On remplaçant ceci dans l'équation (1-23), on trouve :

$$F_S = \frac{\sum \left(c + \sigma \tan \phi \right) \Delta l}{\sum W . \sin \alpha} \qquad (1\text{-}23)$$

L'équation (1-2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si ϕ est égale à zéro, l'équation (1-2) devient

$$F_S = \frac{\sum c . \Delta l}{\sum W . \sin \alpha} \qquad (1\text{-}24)$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité [Eq. (1-2)] exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

b) La méthode de Fellenius:

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire :

$$F_S = \frac{\sum \left(c \Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi \right)}{\sum W . \sin \alpha} \qquad (1\text{-}25)$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (1-12) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme : $N = W.Cos\alpha$ (1-26)

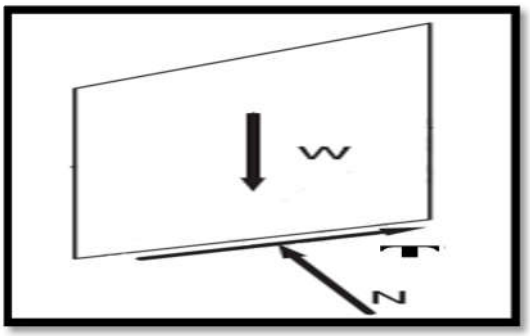

Figure 1.12 : Représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius

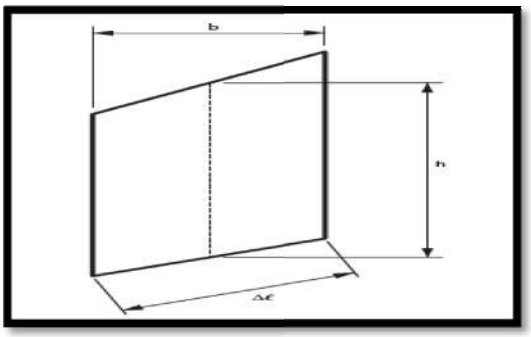

Figure 1.13 : Dimensions d'une tranche

Et la contrainte normale peut être exprimée par :

$$\sigma = \frac{W.\cos\alpha}{\Delta l} \qquad (1\text{-}27)$$

Remplaçant σ par sa valeur dans l'équation (1-23), on trouve :

$$Fs = \frac{\sum\left(c.\Delta l + W.\cos\alpha.\tan\phi\right)}{\sum W.\sin\alpha} \qquad (1\text{-}28)$$

Pour une contraint total effective :

$$Fs = \frac{\sum\left[c'.\Delta l + \left(W.\cos\alpha - u\Delta l\right)\tan\phi'\right]}{\sum W.\sin\alpha} \qquad (1\text{-}29)$$

La contraint normale effective peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = \frac{W.\cos\alpha}{\Delta l} - u.\cos^2\alpha \qquad (1\text{-}30)$$

Alors la relation (1-29) devient :

$$Fs = \frac{\sum\left[c'.\Delta l + \left(W.\cos\alpha - u.\Delta l.\cos^2\alpha\right)\tan\phi'\right]}{\sum W.\sin\alpha} \qquad (1\text{-}31)$$

Et on a :

$$b = \Delta l.\cos\alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos\alpha} \qquad (1\text{-}32)$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par :

$$Fs = \frac{\sum \frac{1}{\cos\alpha}\left[c'b + \left(W\cos^2\alpha - ub\right)\tan\phi'\right]}{\sum W\sin\alpha} \qquad (1\text{-}33)$$

c) Méthode de Bishop (1955)

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

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

Soit la tranche représentée dans la figure (1-11) ci-après.

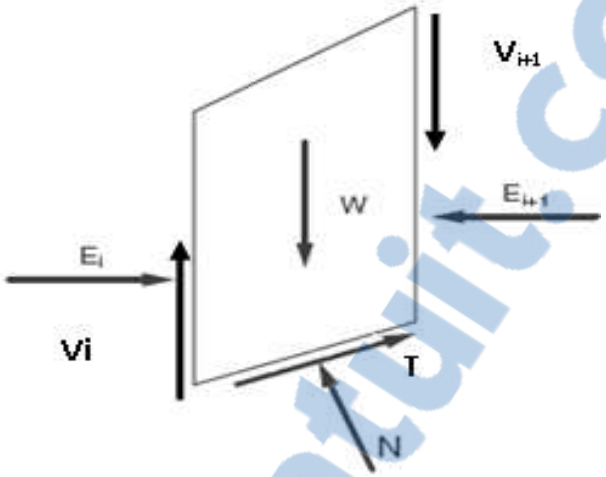

Figure 1.14 :Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche (Meftah, & BELAKHDAR , 2013)

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i \quad (1\text{-}34)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} tg\alpha_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{tg\varphi_i}{F_s}}$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité :

$$\cos\alpha_i \left(1 + \frac{tg\alpha_i \, tg\varphi_i}{F_s}\right) = m_\alpha$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} tg\alpha_i}{m_\alpha} \qquad (1\text{-}35)$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left[C_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + N_i \, tg\varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \qquad (1-36)$$

Rapport-Gratuit.com

On porte dans l'expression de F_s la valeur de N_i précédemment calculée :

$$F_S = \frac{1}{\sum w_i \sin\alpha_i}\left[\sum\left(\frac{C_i b_i}{\cos\alpha_i} + tg\varphi_i\left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} tg\alpha_i}{m_\alpha}\right]\right)\right] \qquad (1\text{-}37)$$

Le deuxième membre contient $\mathbf{F_s}$ explicitement et par l'intermédiaire de $\mathbf{m\alpha}$ mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i\left(\frac{tg\varphi_i}{F_s}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\right) + \frac{C_i b_i}{F_s} = 0$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F}\cos\alpha_i} \qquad (1\text{-}38)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1})\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] = W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] - \frac{C_i b_i}{F} \qquad (1\text{–}39)$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles :

$$\Sigma\,(E_i - E_{i+1}) = 0 \quad \text{et} \quad \Sigma\,(V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^{n}(V_i - V_{i+1})\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] = \sum_{i=1}^{n}\left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg\alpha_i\right)\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{tg\varphi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] - \frac{C_i b_i}{F} \qquad (1\text{–}40)$$

d) La méthode de Bishop simplifiée

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

la tranche illustrée dans la figure (IV-6) et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N.\cos\alpha + T\sin\alpha - W = 0 \qquad (1\text{-}41)$$

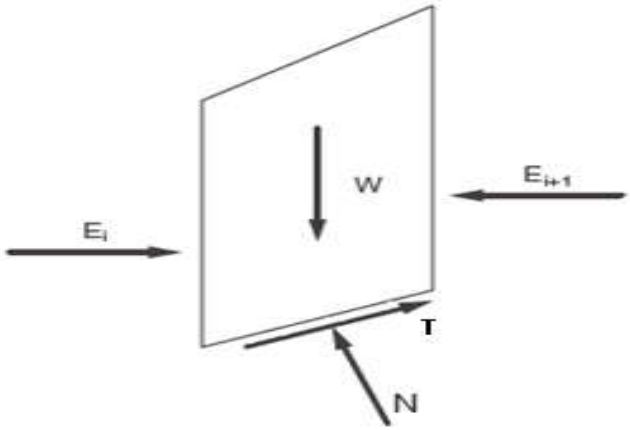

Figure 1.15 : La représentation des forces sur une tranchedans la méthode de Bishop(Meftah, & BELAKHDAR , 2013)

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (1-41) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau.\Delta l \qquad (1\text{-}42)$$

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

$$T = \frac{1}{F}\left[c'\Delta l + \left(N - u.\Delta l\right)\tan\phi'\right] \qquad (1\text{-}43)$$

Combinant les équations (1-41) et (1-43) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)\left(c'\Delta l - u.\Delta l\tan\phi'\right)\sin\alpha}{\cos\alpha + \left[\left(\sin\alpha.\tan\phi'\right)/F\right]} \qquad (1\text{-}44)$$

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

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \qquad (1\text{-}45)$$

Combinant les équations (1-44) et (1-45) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (1-46), on peut écrire -après réarrangement des termes- :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'\Delta l \cos\alpha + (W - u\Delta l \cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha + \left((\sin\alpha . \tan\phi') / F \right)} \right]}{\sum W \sin\alpha} \quad (1\text{-}46)$$

De l'équation (1-30) : l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrie comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c'b + (W - ub)\tan\phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin\alpha} \quad (1\text{-}47)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos\alpha \left(1 + \frac{\tan\alpha \tan\phi'}{F} \right)$$

I.3.3.2 Méthodes de l'équilibre des forces (La méthode de Coin)

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manier satisfaisante par de 2 ou 3 ligne droites.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approché pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifies ou zones.(Benouis, 2010)

I.3.3.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture : un plan ou un cercle.

Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes.

a) La méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement(T) (voir figure 1.16). La base de la force normale (N) est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$F = \frac{\sum \left(c'l + \left(N - ul\right)\tan\phi'\right)\sec\alpha}{\sum W \tan\alpha + \sum \Delta E} \qquad (1\text{-}48)$$

Où :

$$Sec\,\alpha = \frac{1}{\cos\alpha}$$

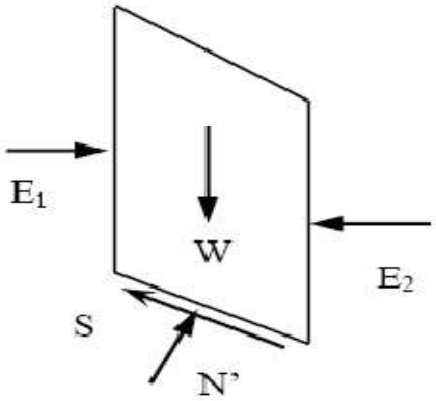

Figure 1.16 :Représentation des forces sur une tranche.(Benouis, 2010)

$\sum \Delta E = E_1 - E_2$ (Zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme : $F_f = f_o F_o$

(1-49)

Où :

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b\left(c' + \left(p - u\right)\tan\phi'\right)}{n_\alpha} \right]}{\sum pb \tan\alpha} \qquad \text{Et} \qquad n_\alpha = \cos^2\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F}\right)$$

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

P=W/b=contrainte totale verticale ;

b= largeur d'une tranche.

b) la méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisées de Janbu (Janbu 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-

tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches.

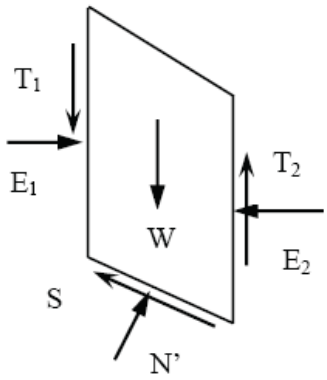

Figure 1.17 :La représentation des forces sur une tranche(Benouis, 2010)

$$F = \frac{\sum \left(c'l + \left(N - ul\right)\tan\phi'\right)\sec\alpha}{\sum \left(W - \{T_2 - T_1\}\right)\tan\alpha + \sum \left(E_2 - E_1\right)} \qquad (1\text{-}50)$$

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

$$N = \frac{1}{m_\alpha}\left\{W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F}(c'l - ul\tan\phi')\sin\alpha\right\} \qquad (1\text{-}51)$$

c) La méthode de Spencer

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

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

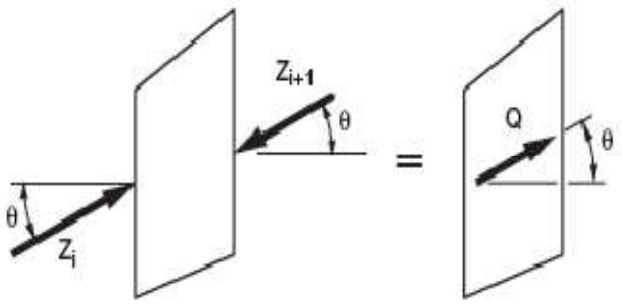

Figure 1.18 :Résultante des forces parallèles(Benouis, 2010)

L'équation de l'équilibre des forces :

$$\sum Q_i = 0$$

Et :

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

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i Z_i et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter-tranches de gauche et de droite de la tranche (Voir figure 1-16).

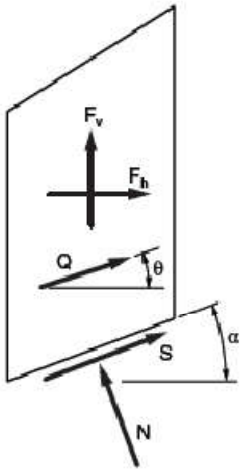

Figure 1.19 :Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer.(Benouis, 2010)

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

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

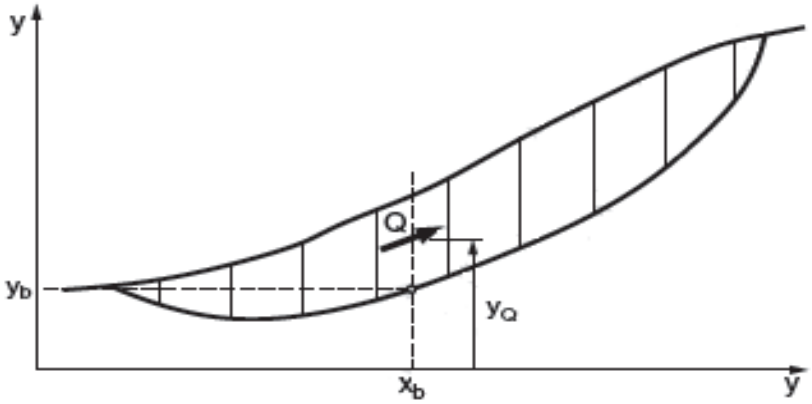

Figure 1.20 :Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaireutilisée dans la méthode de Spencer(Benouis, 2010).

Après une série de calcul Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - (\frac{c'\Delta l}{F}) + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\,\Delta l)(\frac{\tan\phi'}{F})}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\phi'}{F}\right]} \qquad (1\text{-}52)$$

d) La méthode de Morgenstern et Price

La méthode de Morgenstern et Price aussi satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme :

$$T = f(x)\lambda\ E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (I-18) :

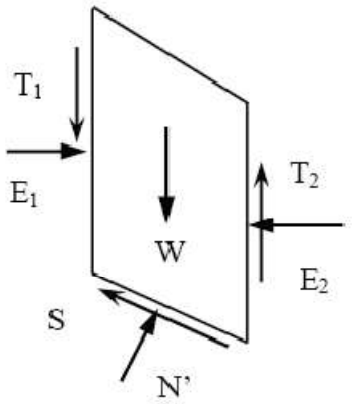

Figure 1.21 :Représentation graphique des forces sur une tranche(Benouis, 2010)

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

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple un demi-sinus, trapézoïdal ou autre. 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-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égal à F_m dans les équations (I-53) et (I-54).

$$Ff = \frac{\sum\left[\{c'l + (N - u\,l)\tan\phi'\}\sec\alpha\right]}{\sum\{W - (T_2 - T_1)\}\tan\alpha + \sum(E_2 - E_1)} \qquad (1\text{-}53)$$

Et :

$$F_m = \frac{\sum\left(c'l + (N - u\,l)\tan\phi'\right)}{\sum W\sin\alpha} \qquad (1\text{-}54)$$

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches,
- suppose une fonction des forces inter-tranches f (x),
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches,

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

I.4 Surveillance des talus

La surveillance d'un versant peut être faite visuellement ou à l'aide d'instruments(Saihia, 2000).

I.4.1 Objectifs de la surveillance *:*

La surveillance d'un sol, talus ou versant étudié peut être menée avec les objectifs principaux suivants :

- Enregistrer les valeurs et variations de paramètres "environnementaux" utiles pour la reconnaissance d'un site (niveau des pluies, température, humidité, niveau d'une nappe d'eau, niveau du sol, événements sismiques...).
- Contrôler l'état de stabilité en prévenant le développement excessif de déformations du sol ou d'une structure, de pressions d'eau dans le sol, de surcharge dans les éléments structuraux d'un édifice, de l'ouverture de fissures etc.
- Vérifier la validité des hypothèses de comportement, des mesures des propriétés des sols, des modèles réalisés sur ordinateur, etc.

I.4.2 La surveillance visuelle :

Consiste à visiter le versant étudié à intervalles réguliers est une méthode peu efficace car elle repose sur des observations qualitatives et subjectives, souvent superficielles (fissuration, éboulements). Néanmoins, cette méthode a l'avantage d'être économique et suffisante quand la pérennité de l'ouvrage semble être assurée pour une longue période. Si cette surveillance est effectuée de façon méthodique, on peut détecter toute aggravation de l'état du terrain, et une surveillance plus sophistiquée peut alors être envisagée.

I.4.3 La surveillance instrumentale

Consiste à placer sur ou dans le sol, un certain nombre de repères ou d'appareils judicieusement choisis de façon à pouvoir suivre, continuellement ou régulièrement, de manière quantitative, le comportement du terrain. Ce type de surveillance peut être nécessaire quand le comportement de l'ouvrage est visiblement en cours d'évolution, quand les causes d'instabilité potentielle n'ont pu être déterminées par les calculs et les observations visuelles, quand des modifications environnementales sont susceptibles d'apparaître (travaux proches, niveau de nappe d'eau variable ...).

I.5 Techniques de stabilité

Dans la majorité des cas l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuté des travaux de stabilisation .cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à(Djellbi, 2006) :

- L'investissement consenti
- L'accessibilité du site
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux
- La cinématique du glissement
- Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :
- Les conditions de sécurité vis –à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence et les possibilités d'entretien et de répartement
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales

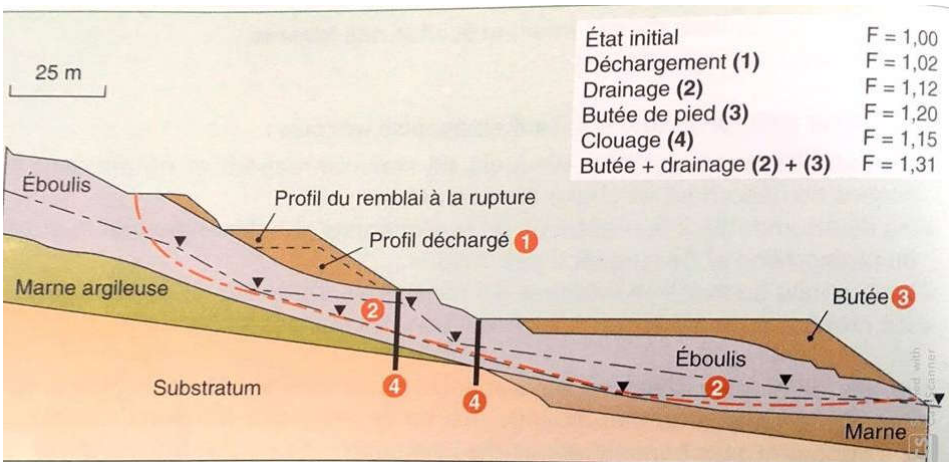

Figure 1.22 ;Les méthodes de stabilisation (G.Sève & P.Pouget, 1998)

Enfin ,les différents solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquence de l'instabilité)aux solutions curative (qui traitent la cause de l'instabilité) en allant des solutions les plus simples aux plus complexes ,de plus dans certain cas les actions peuvent être graduées dans le temps.

Tableau 1.4 : La différente technique de stabilité de glissement de terrain (G.Sève & P.Pouget, 1998)

	Principe de stabilisation	Moyens technique	Méthode de dimensionnement	F (final)	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.2 à 1.3	-Accès et emprise nécessaires -présence d'un horizon résistant à faible profondeur -assurer la stabilité en avalée
Allégement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-Accès et emprise nécessaires -assurer la stabilité en Amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.50	-s'applique à de petits volumes -protection de la surface mise à nu -assurer la stabilité en Amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	Accès et emprise nécessaires -terrassement importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1.50	-terrassement importants -ancrer sous la surface de rupture -travail par plot
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et celui de substitution	1.20	-Ancrer sous la surface de rupture -travail par plot -gérer le drainage
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles	Cunette drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions inertielle estimé après drainage	1.30	-implique une surface supérieure à celle du glissement -entretien indisponible
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pressions inertielle estimé après drainage	1.30	-Connaissance préliminaire du réseau d écoulement -entretien indispensable
Drains	Diminuer les	Drain	Calcul de stabilité	1.30	-Connaissance

Rapport-Gratuit.com

subhorizontaux	pressions interstitielles	plastique moyens de forage	avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage		préliminaire du réseau d'écoulement -vérification du rabattement -entretien indispensable
Drainage profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drain verticaux puits, galeries	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	1.30	-Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -vérification du rabattement -entretien indispensable
soutènement	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrage fixes Ouvrage souple	Murs fixes : calcul de longueur de massif mis en butée, murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur	1.50 1.20	-Ancrer l'ouvrage sous le niveau de rupture -gérer la circulation des eaux derrière de l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs calcul à la rupture des tirants (F=1.5)	1.20	-Problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) -associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres tubes, microporeux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs calcul à la rupture des tirants (F=1.5)	1.20 à 1.30	-Technicité importante -estimation correcte des Interaction sol /inclusion -associer un bon drainage
pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux béton profilés H, palplanche	Calcule de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, Calcule à la rupture des pieux (F=1,5)	1,10 à 1,20	-Technicité importante -estimation correcte des Interaction sol /inclusion -associer un bon drainage

I.6 Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien .une démarche méthodologique doit être suivie : elle est présentée dans le tableau ci-dessous est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes aux plus importants.

Tableau 1.5 :Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilité(G.Sève & P.Pouget, 1998)

Phase d'étude	Éléments nécessaires
Analyse à rebours du glissent Calage de la méthode de calculs et des paramètres de résistance au cisaillement sur F=1	Profil géotechnique Paramètres géotechniques, hydrauliques, mécanique, calcul de stabilité
Détermination de l'influence sur F des actions envisageables : Modification de la géométrie -abaissement de la nappe -renforcements au niveau de la surface de rupture.	calcul de stabilité
Définition des solutions technique	Limite et avantages des techniques envisagées caractéristique particulières du glissement
Choix d'une solution	Contraintes économique Déblais Savoir faires des entreprises Risque acceptable à court et longue terme
Dimensionnement de solution	calcul de stabilité essais préalables (tirants, drain, etc.) réglementation
Travaux	Contrôle des structures (déplacement .efforts, etc.) Contrôle des paramètres du glissement

I.7 Techniques de confortement des talus

I.7.1 Terrassement

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

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- les actions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied),
- les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
- les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masque, éperons). (Laouamri, 2018)

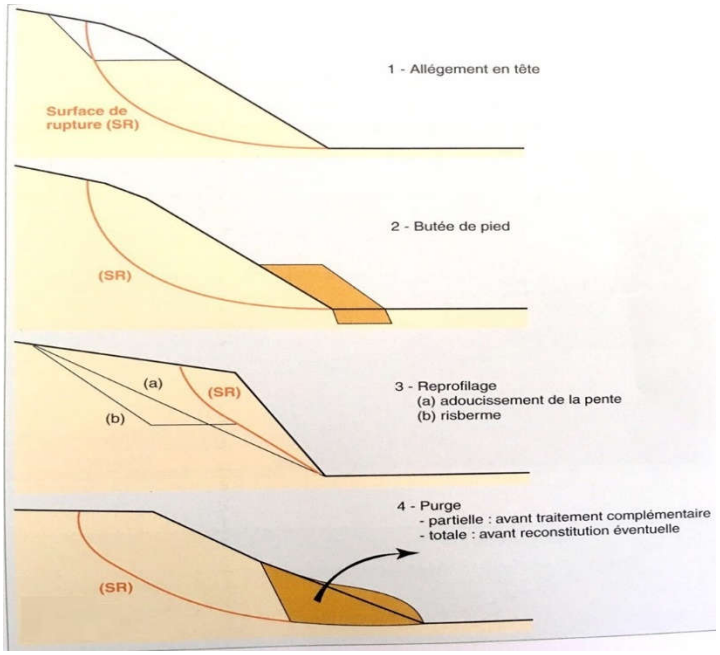

Figure 1.22 : Figures schématise les différentes actions de terrassement (G.Sève & P.Pouget, 1998)

I.7.1.1 Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autres part il permet de contenir les déplacements de la masse instable. (Fournier, 1989)

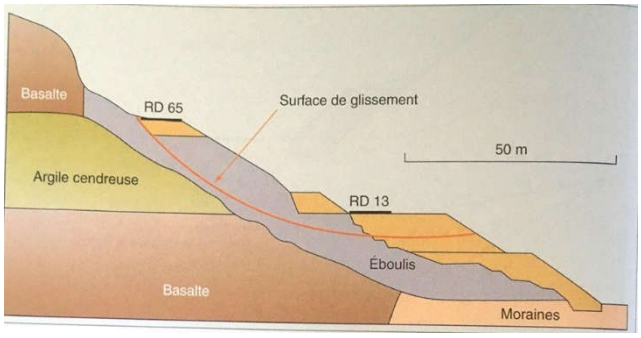

Figure 1.23 :Stabilisation par plusieurs niveaux de butées (G.Sève & P.Pouget, 1998)

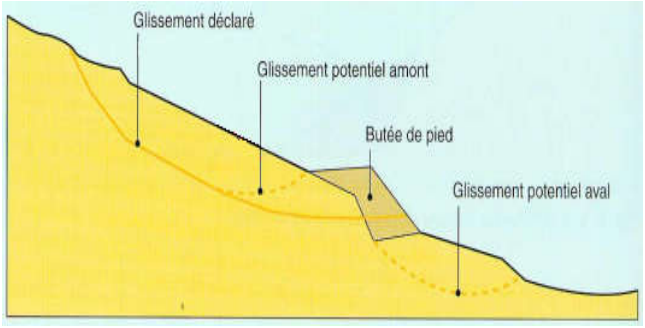

Figure 1.24 :Dimensionnement d'une butée de pied (G.Sève & P.Pouget, 1998)

I.7.1.2 Allégement en tête

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser les matériaux dans la partie supérieure .il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité.

I.7.1.3 Purges et reprofilage

a- Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purge du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que surface mise à nu soit stable (F=1.5) c'est souvent le cas des éboulements rocheux cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains.

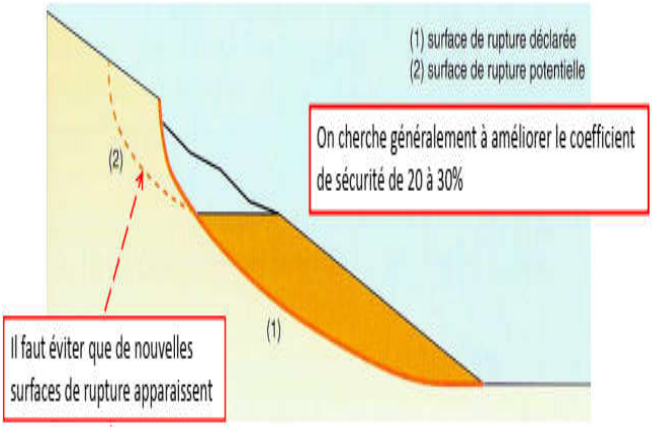

Figure 1.25 :Dimensionnement d'un allégement en tête (Gilles & Pierre, 1998)

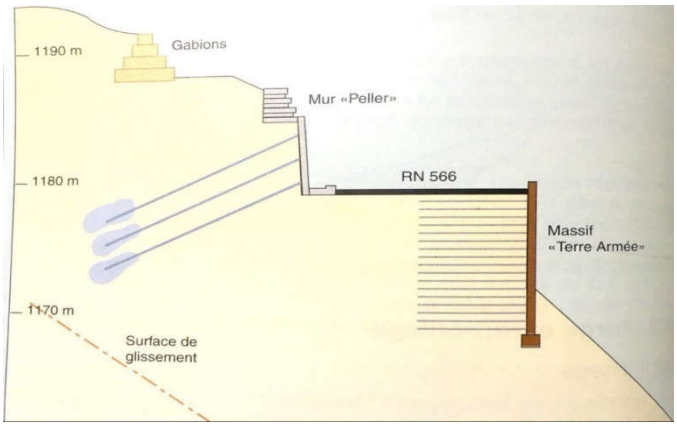

Figure 1.26 :Glissement de la route d'accès (G.Sève & P.Pouget, 1998)

b- Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens le procédé s'apparente à l'allégement en tête il consiste en un adoucissement de la pente moyenne .on recherchera un croissement de sécurité $\Delta F/F_0$ égale à20%.

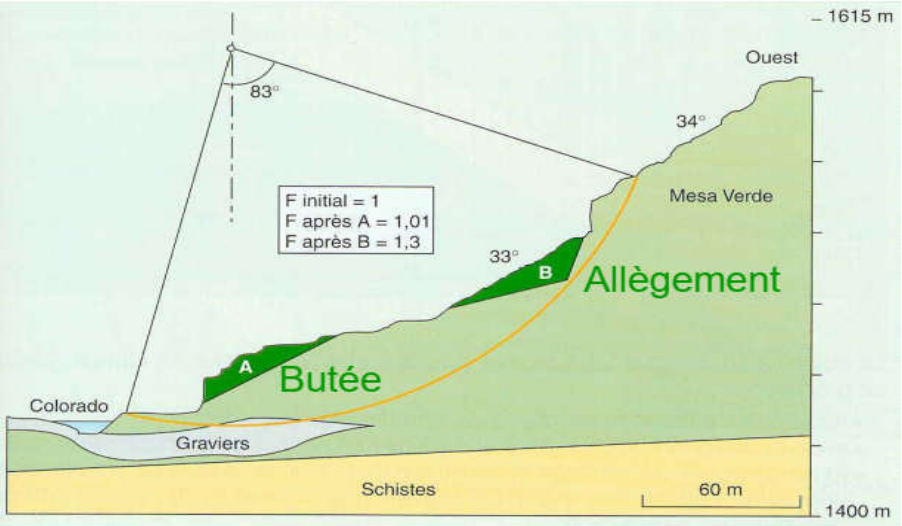

Figure 1.27 :Traitement de glissement (G.Sève & P.Pouget, 1998)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

I.7.1.4 Substitutions (bêches, contreforts, masque et éperons)

a- substitutions totale des matériaux glissés

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

La vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place).On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à F =1.5.

b- substitutions partielles des matériaux glissés

En pratique la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux) On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui s ils sont bien dimensionnés peuvent suffirà la stabilité.

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse de glissement et sur toute sa longueur remblayée par des matériaux frottants et drainants les dimensions courantes sont :

- 4 à 10mde longueur
- 5 à 6m de profondeur

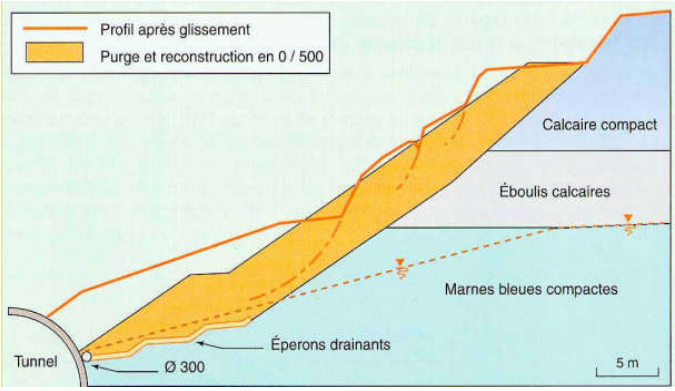

Figure 1.28 :Substitutions totale des matériaux glissées au droit de la tête sud de tunnel (G.Sève & P.Pouget, 1998)

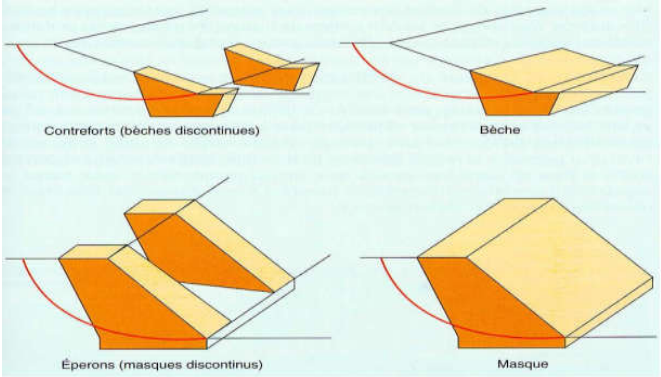

Figure 1.29 :Substitutions partielles (G.Sève & P.Pouget, 1998)

I.7.2 Introductiondes éléments résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions soignantes (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Il existe plusieurs types d'éléments tel que les murs de soutènement en béton (armé ou non armé) ou en terre renforcer (par géotextile, cloues, armature), et les palplanches dont le choix du type dépend de la nature du problème ainsi du coût économique.

I.7.2.1 Tirants d'ancrages

Les techniques de boulonnage par barres ou de stabilisation par tirants actifs, bien connues pour la protection des excavations, peuvent également être employées pour la stabilisation des glissements de terrain

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction tel que l'on améliore le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture d'une valeur $\Delta F/$ suffisante.

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. Par contre, que les ancrages associés à des rideaux (palplanches, parois moulées) sont généralement mal adaptés à la configuration des glissements de versant naturels, du fait notamment des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques.

Il est, en effet judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer la stabilité de pentes en limite de stabilité, ou pour compenser le déchargement dû à une excavation en pied de versant. En revanche, l'application de cette technique à la stabilisation de glissement est beaucoup moins fréquente. En pratique, cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

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

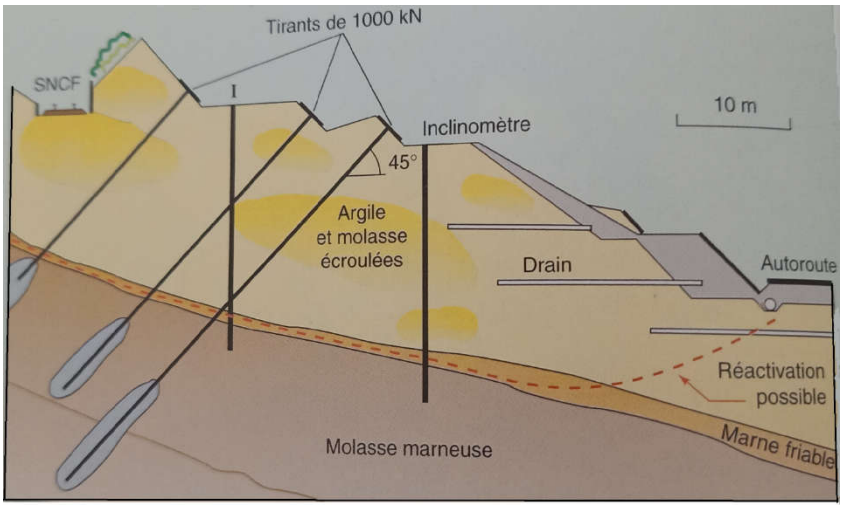

Figure 1.30 :Renforcement par tirants (voile ancré, poutres ancrées) (G.Sève & P.Pouget, 1998)

I.7.2.2 Clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par une déformation des clous, les efforts qui résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

La technique du clouage consiste à réaliser un mur de soutènement d'excavation en utilisant le sol en place et en y incluant au fur et à mesure du terrassement, des barres passives subhorizontales travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent être soit battues, soit scellées au coulis de ciment dans des forages.

Le parement, vertical ou incliné, est généralement constitué d'un béton projeté armé dont le rôle local est de retenir la terre entre les barres. On appelle les barres des clous et l'ouvrage de soutènement ainsi obtenu un mur en sol cloué. La figure (I-29) montre la coupe d'un mur en sol cloué de 16 m de hauteur. Compétitivité et rapidité d'exécution sont les deux avantages principaux du clouage.

Cette technique ne peut être utilisée que hors nappe et réclame à la fois une légère cohésion à court terme et une bonne valeur du frottement interne du sol en place considéré. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le mode de fonctionnement d'un mur en sol cloué est assez similaire à celui d'un mur en Terre Armée avec des contraintes de cisaillement le long des barres permettant de séparer une zone active proche du parement et une zone résistante à l'arrière.

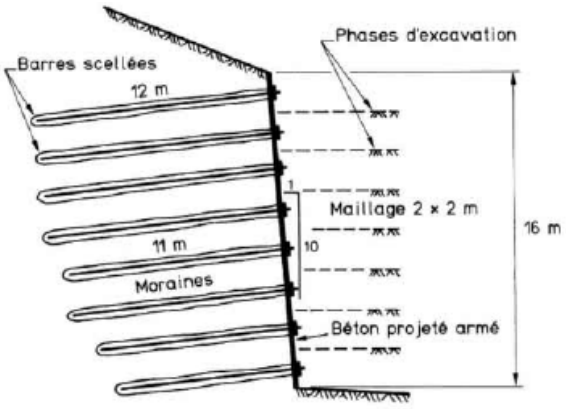

Figure 1.31 :Mur de soutènement en sol cloué (G.Sève & P.Pouget, 1998)

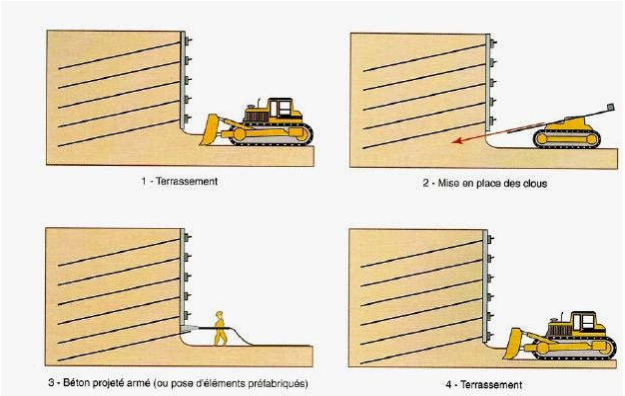

Figure 1.32 :Phases d'exécution d'un mur en sol cloué. (G.Sève & P.Pouget, 1998)

La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation. Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

I.7.2.3 Grillage

Jusqu'à présent, on utilisait des filets de câbles doublé de grillage, mais leur mise en œuvre reste fastidieuse et le câble est particulièrement sensible à la corrosion. La mise au point d'un nouveau treillis en acier de limite élastique comprise entre 1770 et 2020 N/mm² est une solution efficace pour la stabilisation des pentes. Il peut être dimensionné grâce à des logiciels adaptés pour une application en terrain meuble ou en rocher altéré. Il est associé à un clouage traditionnel et peut reprendre des efforts très importants en tête de clous (supérieur à 200 kN) et assurer un confinement des terrains de surface, (mise en tension des filets sur le talus lors de leur pose) (Belloir & Nuzillard, 2009).

Figure 1.33 : Stabilisation des talus par grillage (Belloir & Nuzillard, 2009)

I.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissement qui existent dans la nature, leur classification, leur comportement ainsi que les conséquences qui ont conduit à des dommages matériels ou humains.

Pour le but de protection des ouvrages et pour assurer la stabilité des pentes contre les glissements de terrain, on utilise des techniques de confortement selon des aspects pour choisir une méthode.

CHAPITRE II CARACTÉRISATION DE LA ZONE D'ETUDE

Rapport-Gratuit.com

II.1 Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes complexes qui ont apparu fréquemment dans les projets routiers qui traversent les zones montagneuses. C'est le cas de notre zone d'étude, l'autoroute traverse une zone montagneuse dans l'Ouest de la ville de Ghazaouet.

Pour analyser et évaluer la stabilité du talus traversé, il faut qu'on passe par la caractérisation topographique, géologique, hydrogéologique et géotechnique de terrain.

Ce chapitre de notre projet de fin d'études comporte :

- Une brève présentation de projet ;
- Les principales caractéristiques de site et de terrain
- Les différents essais réalisés sur le site et les résultats obtenus
- Les types de mouvement probable selon la formation géologique rencontrée.

II.2 Présentation de la liaison autoroutière

Le projet est une liaison autoroutière en 2*3 voies reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest au voisinage de l'échangeur desservant la ville de Tlemcen, il s'étend sur 41 km (figure 2.1).

Le but principal du projet est d'assurer la fluidité du fort trafic routier arrivant et sortant du port vers l'autoroute Est-Ouest qui va atteindre les 33 000 Véhicules/jour à l'horizon 2040, Le port de Ghazaouet est destiné à devenir un port de marchandise très important pour la région Ouest, Le projet se partage en deux tranches.

- 1ère tranche sur de 13 km en cours de réalisation ; Cette tranche s'étend du Port de Ghazaouet jusqu'au village de Khoriba.
- 2éme ranche de Khoriba jusqu'à l'Autoroute Est-Ouest ; Les études d'avant-projet Détaillées (APD) sont finalisées et en cours de revue.

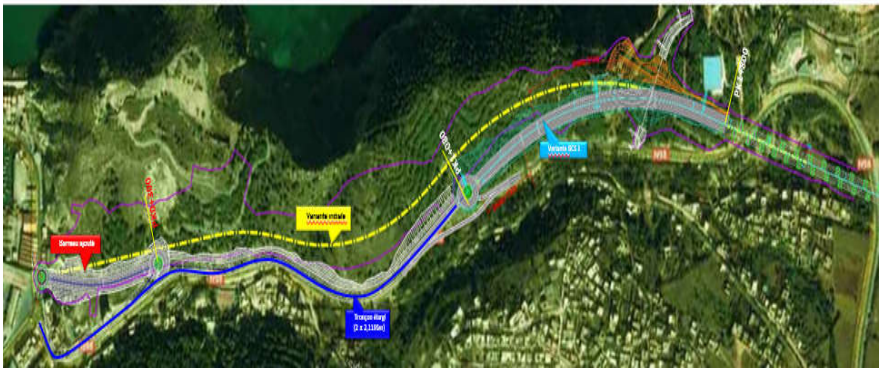

Figure 2.1 : Section autoroutière de PK0+000-PK1+900

II.3 Aperçu Climatologique et Hydrologique

Climat de Ghazaouet est dit tempéré. La température moyenne annuelle à Ghazaouet est de 17,6°C. Les précipitations moyennes sont de 374 mm, les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en juillet avec 1mm seulement. Une moyenne de 56 mm fait du mois de décembre c'est le mois ayant le plus haut taux de précipitation. Aout est le mois le plus chaud de l'année la température moyenne est de 24,5°C à cette période. Le mois de janvier est le plus froid de l'année avec une température de 11,7°C.

Le caractère montagneux et escarpé de cette région, facilite les ruissellements pendant les périodes pluvieuses.**(web 1)**

II.4 Sismologie de la zone d'étude

Selon les dispositions techniques de « règles parasismiques applicable sur domaine des ouvrages d'arts(RPOA, 2008), cette section est classée en « Zone faible sismicité zone I » (Figure 2.2). Le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux de terrassement （Groupe 2）retenu est A=0.12g. Pour le calcul de la stabilité générale du talus, le coefficient sismique horizontal est pris kh =0.5A =0.06, le coefficient sismique vertical est pris kv = ± 0.3kh =0.018(CRCC-, 2019)**.**

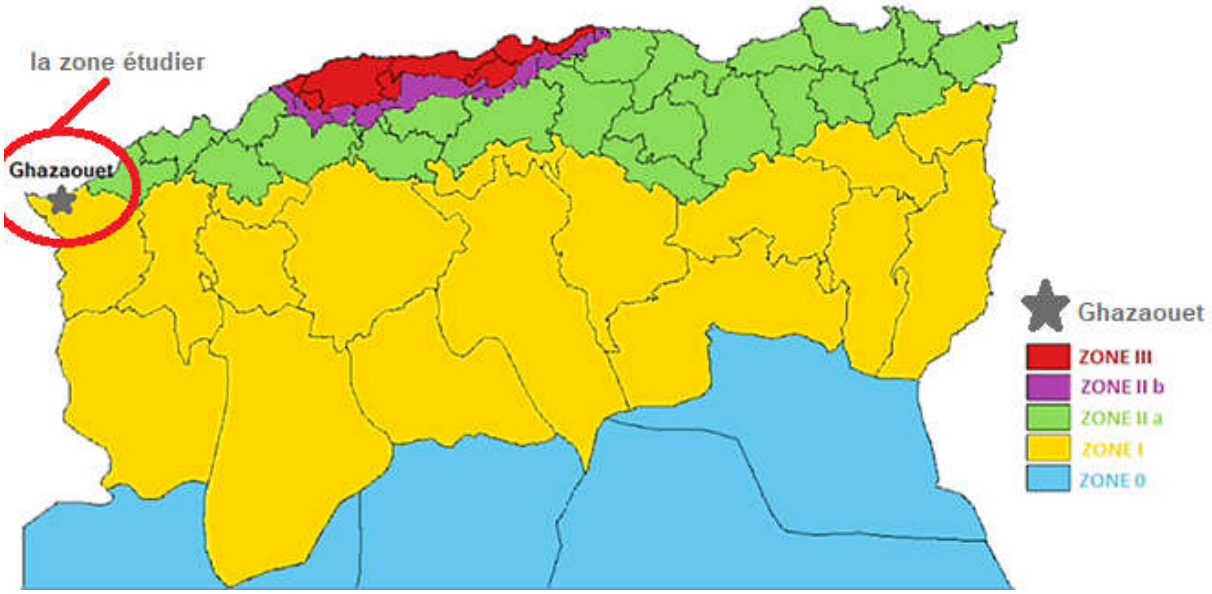

Figure 2.2 :Zonage sismique de territoire national

II.5 Topographie de la zone (PK0+000 – PK1+900)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La zone en question est caractérisée par des talus qui atteignent 60m de hauteur. Au cours des travaux de terrassement, l'entreprise réalise des talus unitaires de pentes 1H/2V (angle 60°) de 8m de hauteur, séparés par des risbermes de 3m de largeur, avec des risbermes atteignant 5 m de largeur (Figure 2.3). De telles pentes sont généralement retenues dans des matériaux rocheux alors que la géologie du projet est très complexe avec des matériaux hétérogènes(CRCC-, 2019)

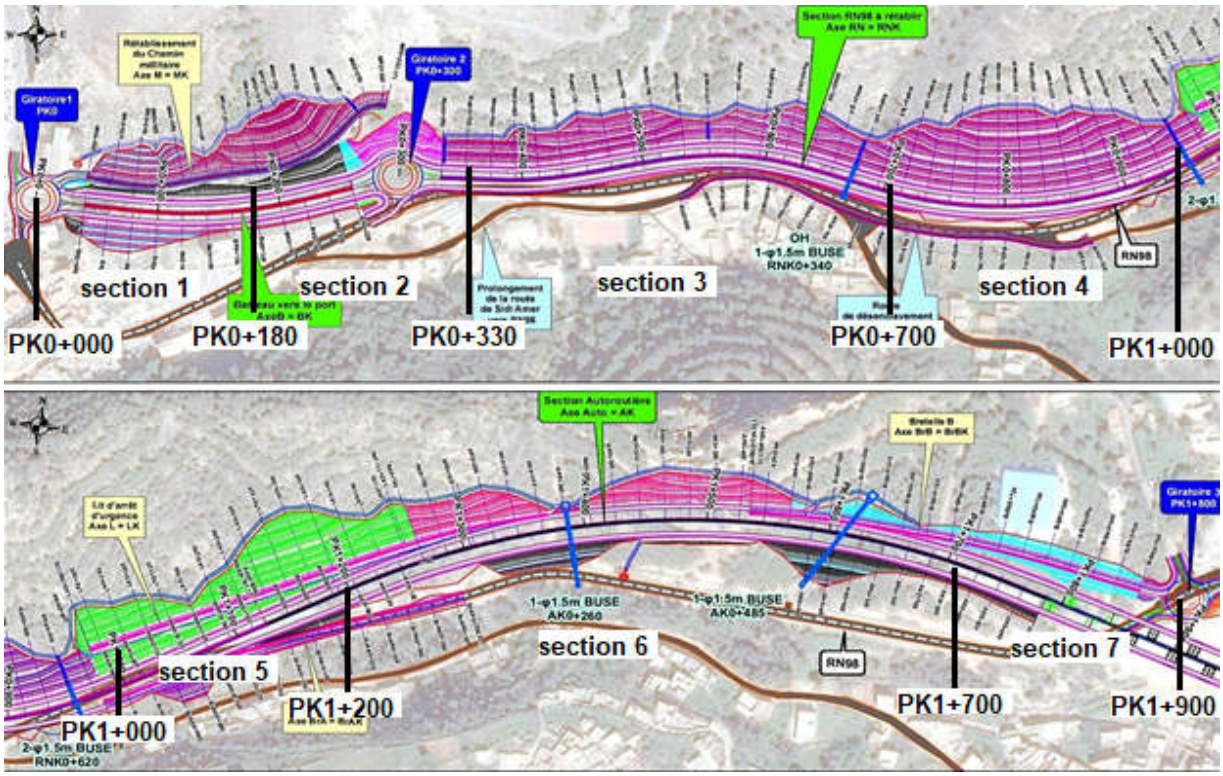

Figure 2.3 : Topographique de site (de PK0+000 – PK1+900)

II.6 Aperçu géologique

La géologie de cette zone est très complexe, les lignes suivantes montrent les principales formations géologiques remarquées lors de la visite de site.A cause de la complexité géologique de site, on a sectionné la zone en plusieurs tronçons, selon la formation géologique dominante(FHCC, 2019).

II.6.1 Section PK0+000-PK0+180 (S1)

La section est constituée par des matériaux carbonatés de type calcaires dolomitique, Au-dessus de cette formation et juste dans le 5 ème talus, il affleure une couche de Grès fortement altéré (Figure 2.4).

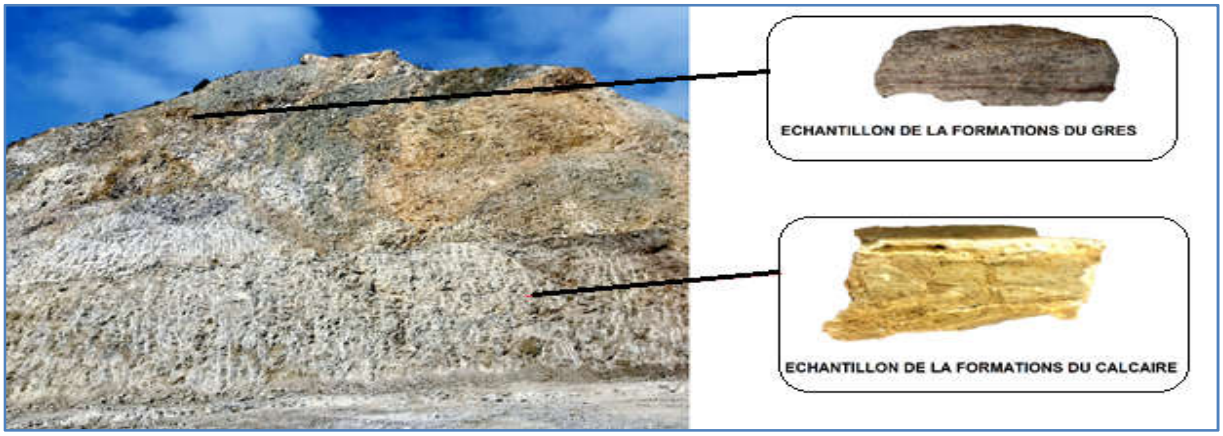

Figure 2.4 :Formation géologique de sectionPK0+000-PK0+180 (S1)

II.6.2 Section PK0+180-PK0+330 (S2)

Dans cette section, trois affleurements sont parus, de haut vers le bas :

- Une formation de roche volcanique basaltique vacuolaire, de couleur grisâtre (Figure 2.5).
- Une continuation de la formation de calcaire de la section PK0+000-PK0+180 ;
- Une formation de grès altérés plus consolidé que celle qui t'apparait en haut dans les talus dans le PK0+000-PK0+180.

Figure 2.5 :Formation géologique desection PK0+180-PK0+330 (S2)

II.6.3 Section PK0+330-PK0+700 (S3)

Cette section est caractérise par une formation sédimentaire constitue par des feuilles schisteuse très fracturé (perlite éclatés) intercalé par un mélange des débris et des matériaux plastique

sous consolidé(Figure 2.6), et qui sont surmonté par une couche de calcaire sur-consolidé. Des affleurements basaltiques apparaissent irrégulièrement sur la patrie amont du talus.

Figure 2.6 :Formation géologique de sectionPK0+330-PK0+700 (S3)

II.6.4 Section PK0+700-PK1+000 (S4)

Les talus sont constitués par la formation de calcaire consolidé de couleur jaunâtre, surmonté par une importante masse volcanique basaltique (Figure 2.7). La partie de calcaire en contact directe avec la formation volcanique est de couleur rougeâtre brique.

Figure 2.7 :Formation géologique de section PK0+700-PK1+000 (S4)

II.6.5 Section PK1+000-PK1+200 (S5)

La formation dominante est le calcaire consolidé(Figure 2.8).

Figure 2.8 :Formation géologique de section PK1+000-PK1+200 (S5)

II.6.6 Section PK1+200-PK1+700 (S6)

Une formation sédimentaire constitue par des feuilles schisteuses de marne très fracturé intercalé par un mélange des débris volcanique et des matériaux plastique sous consolidé(Figure 2.9).

Figure 2.9 :Formation géologique de section PK1+200-PK1+700 (S6)

II.6.7 Section PK1+700-PK1+900 (S7)

Le traçons est constitué par des matériaux carbonatées de type calcaires dolomitique, les fissures sont très fréquente (Figure 2.10).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 2.10 :Formation géologique de section PK1+700-PK1+900 (S7)

II.6.8 Les talwegs

Font la transition entre deux talus, sont constitués par des débris et des brèches (Figure 2.11). Ces derniers sont les résultats de cumule de tout-venants naturel produit par l'altération des formations rocheux volcanique et sédimentaire.

Figure 2.11 : Les talwegs.

Aspect visuel d'un expert géotechnique :

Le Géologue explique que cette complexité réside dans le fait que les matériaux sédimentaires se sont déposés sur les plateaux continentaux et au bord de talus bordant le continent dans la zone de subduction entre le nord du continent et la plaque du fond de la méditerrané qui se referme inexorablement. L'activité volcanique et l'activité sismique y ont été intenses créant du phréatomagmatisme au sein des roches plus anciennes du contient et des sédiments plus récents. Ces mouvements provoquent sur le talus sous-marin assez fortement pentu au bord du plateau continental

des phénomènes de (slumping) qui se traduisent par de gigantesques glissements sous-marins entrainant les roches en place support (calcaire anciens) les matériaux éruptifs intrusifs (basaltes) les cendre volcaniques et les vase en cours de dépôt .l'ensemble de ces matériaux totalement déstructurés et basculés dans toutes les sens ont été reprise par le suit de poussés sur le continent nappes de charriage par la fermeture de la méditerrané qui continue à ce jour .les matériaux sur les talus sont meubles, semi dur et rocheux et se succèdent de manière assez aléatoire et change rapidement(Dominique, 2019)**.**

II.7 Reconnaissance géotechnique

Dans le domaine des instabilités de terrain, l'étude géotechnique vise essentiellement à élucider les causes et le mécanismes des mouvements, d'analyser la stabilité du site en question, et enfin à définir les travaux de confortement adéquats en tenant compte de l'aspect technico-économique de l'opération de stabilisation.

Dans cette étape l'ingénieur géotechnicien prépare un programme des essais in situ et au laboratoire qui répond au besoin de calcule ou analyse du problème.

L'analyse et le calcul de la stabilité d'un talus naturel nécessitent la détermination de la géométrie du talus, la nature de terrain (les essais d'identifications), et les paramètres de résistance mécanique, généralement la cohésion et l'angle de frottement interne

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Généralement les talus de la section autoroutier de PK0+000-PK2+000 sont de nature rocheuse (figure 2-4, figure 2-7 et figure 2-10) les talus meubles sont apparus au niveau des talwegs et dans quelque point entre les talus rocheux.

II.7.1 Paramètres mécaniques des talus

En raison de l'évolution historique de la mécanique des roches, la plupart des analyses utilisées pour calculer les facteurs de sécurité, sont exprimés en termes de l'angle de cohésion (c) et de l'angle de frottement(φ), Un critère très courant et souvent utilisé dans le domaine de la mécanique des sols et des roches est celui de Mohr-Coulomb. Depuis les années 1970, il a été reconnu que la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale est représentée de façon plus précise par une relation non- linéaire, telle que celle proposée par (Barton et Bandis) (Mr Zahri, 2017)$\boldsymbol{\tau} =$

$$\boldsymbol{\sigma_n} \mathbf{tan}\ (\boldsymbol{\varphi_r} + \boldsymbol{JRC}\ \mathbf{log}\frac{\boldsymbol{JCS}}{\boldsymbol{\sigma_n}}) \qquad (1)$$

JRC: joint roughness coefficient (le coefficient de la rugosité des articules).

JCS : joint compressive strength (la résistance à la compression des articulations).

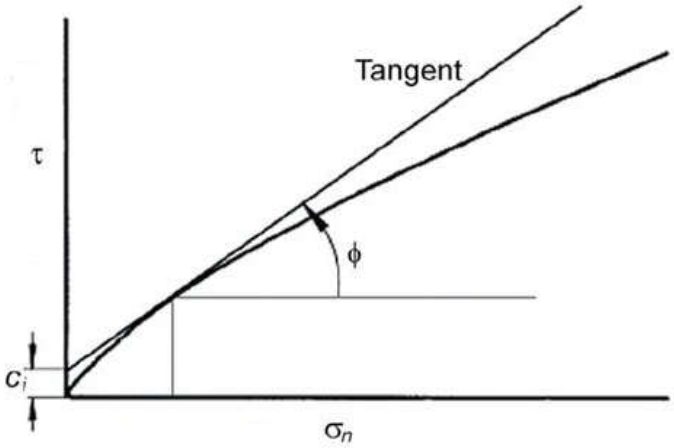

Figure 2.12 :Définition de la cohésion instantanée *Ci* et l'angle de frottement instantanée (*φi)* pour un critère de rupture non-linéaire (Heok ,1981).

La figure 2.12 donne des définitions de la cohésion instantanée Ciet l'angle de frottement instantané ***φ***i pour une contrainte normale de ni. Ces quantités sont données par le point d'intersection et l'inclinaison, respectivement, de la tangente à la relation non linéaire entre la résistance au cisaillement et de la contrainte normale. Ces quantités peuvent être utilisées pour les analyses de stabilité dans lequel le critère de rupture de Mohr-Coulomb est appliqué à condition que la contrainte normale ni soit assez proche de la valeur utilisée pour définir le point tangent(Mr Zahri, 2017).

Les valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités des massifs rocheux sont obtenues à l'aide du logiciel (ROCDATA de *Rocscience)* se base sur le critère de rupture de Hoek-Brown, en utilisant des relations telles que celles proposées par (Barton et Bandis, 1991) équation (1) pour déterminer les paramètres C *et φ de* Mohr-Coulombe(Pantelidis, 4 July 2019) (tableau 2.2).

II.7.2 Roc Data

Le manque d'entrée des données sur les propriétés du sol et de a masse rocheuse peut être un obstacle majeur lorsque vous exécutez les analyses géotechniques. Roc Data aide à remédier à cette situation en fournissant des outils d'analyse et des données (classification Hoek-Brown et les critères de Hoek-Brown) pour vous aider à déterminer les propriétés des roches et des sols. Roc Data c'est une boite à outils polyvalente pour l'analyse des données de résistance des roches et des sols, et la

détermination des paramètres de résistance et d'autres paramètres physiques. Ce dernier né ces site les paramètres suivants:

- GSI (Geological Structure Index).
- Le paramètre *a* est un exposant, dont la valeur varie de 0,5 à 0,65 il dépend du degré de fracturation de la roche.
- Paramètre non linéaire m_b, s et a.
- La résistance à la compression de la roche.
- Module de Young Ei
- poids volumique de la roche.

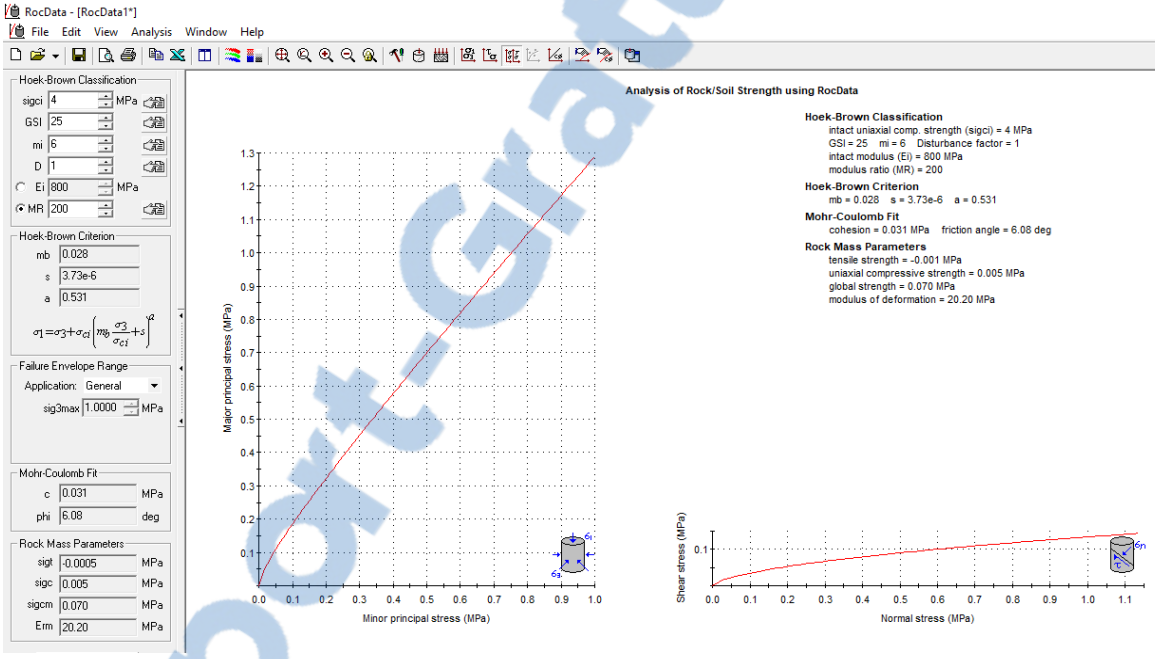

Figure 2.13 :La courbe de résistance à la compression intrinsèque en état de la pression définitive

La classification géologique de mouvement de terrain (classification deVarnes)

La nature des formations géologiques conditionnent fortement le type de mouvement de terrain de zone étudié. En effet, les formations rocheuses sont affectées généralement par des chutes de blocs et de façon moindre par des éboulement et glissements rocheux. Alors que pour les formations superficielles (Tableau 2.1), on retrouve majoritairement des chutes de bloc.

Rapport-Gratuit.com

Tableau 2.1 : Classification selon Varnes (1978) et Crozier (1986) des différents mouvements de terrain reconnus dans la zone étude

Formation géologique	Type de mouvement Selon Varnes (1987)	Vitesse de propagation Selon Varnes et Crozier	Figure
calcaire	Chutes des blocs	**ER** (3 m/s)	Figure 2.14
	Affaissement rocheux	**M** (0,5 m/m)	Figure 2.15
Schistes de marne	Débris en glissement	**M** (0,5 m/m)	Figure 2.16
Schistes d'argile	Débris en glissement Chutes des blocs	**M** (0,5 m/m) **ER** (3 m/s)	Figure 2.17
Basalte rocheux	Chutes des blocs	**ER** (3 m/s)	Figure 2.18

ER : extrêmement rapide**, M :** modéré

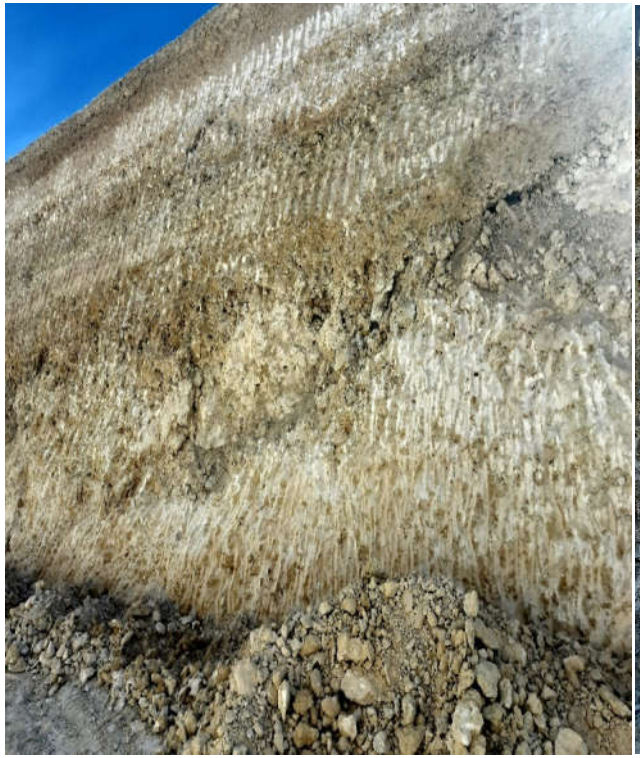

Figure 2.14 :.Risque probable Chutes des blocs (formation calcaire)

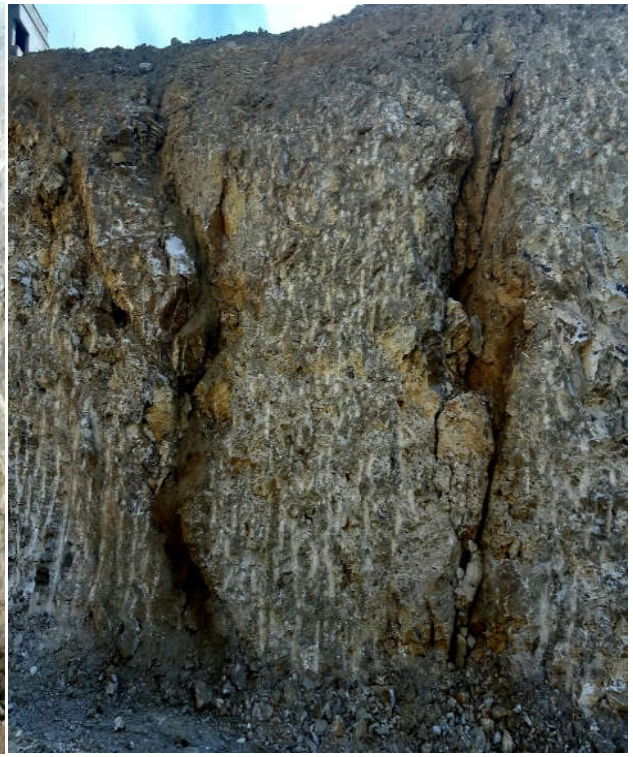

Figure 2.15 :.Risque probable Affaissement rocheux (calcaire)

Figure 2.16 :.Débris en glissement(schistes de marne)

Figure 2.17 : Glissement de débris et Chutes de bloc (schistes d'argile)

Figure 2.18 :.Chutes des blocs (basalte rocheux)

Section	Niveau de talus	Formation géologique de roche/ sol	Résistance à la compression Rc (Mpa)	Court terme		Longe terme		Poids volumique γ (KN/m^3)
				Cohésion C_U (Kpa)	Angle de frottements (φ_U)	Cohésion C' (Kpa)	Angle de frottements (φ')	
De PK0+000 au PK0+180	5	Grès	5,8	88	11,64	69	9,65	24,32
	1-4	Calcaires	15	402	19,55	327	15	25,89
De PK0+180 au PK0+330	1	Grès	5,8	88	11,64	69	9,65	24,32
	2-3	Calcaires	15	402	19,55	327	15	25,89
	4	Basalte	20	374	13,76	303	11,64	27,45
De PK0+330 au PK0+700	1	Schiste	4	31	6,08	24	4 ,86	21,57
De PK0+700 au PK1+000	1-2	Calcaires	15	402	19,55	327	15	25,89
	3-4	Basalte	20	374	13,76	303	11,64	27,45
De PK1+000 au PK1+200	1	Calcaires	15	402	19,55	327	15	25,89
De PK1+200 au PK1+700	1	Schiste	4	31	6,08	24	4 ,86	21,57
De PK1+700 au PK1+900	1	Calcaires	15	402	19,55	327	15	25,89

Tableau 2.2 : Les Paramètres mécaniques ($C_U \varphi_U$) ($C' \varphi'$) des sections étudier

II.8 Conclusion

Vu que la géologie de la zone est très complexe, la zone d'étude est exposée aux différents types de mouvement de terrain.

Pour assurer la stabilité du talus et la sécurité des usagers de cette zone, il faut quand on faire une analyse de l'état de stabilité de chaque talus, si le talus est stable, on cherchera une technique de protection pour conserver sa stabilité, si le talus montre une instabilité, on cherchera la méthode de confortement adéquate qui serve à augmenter le coefficient de sécurité FS de talus.

Dans le chapitre suivant on va faire un calcul par la méthode d'équilibre limite par l'utilisation de logiciel Geoslope. Ce logiciel va nous facilite le calcul de F_S pour les différentes situations.

CHAPITRE III ANALYSE DE L'INSTABILITE DES TALUS RENCONTRES

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons d'une part le coefficient de sécurité Fs et la déformation sur la section de PK0+000au PK1+900. D'autre part, nous effectuerons une étude par le logiciel GeoStudio le calcul de stabilité des pentes est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est modifiée ici par la prise en compte des paramètres tels la succion et le coefficient sismique.

Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent la prise en compte de ces paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce travail, nous nous sommes intéressés à une étude numérique comportant plusieurs situations différentes.

III.2 Modélisation des profils étudie en Géo-studio

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

III.2.1 Présentation de logiciel

Géo-studio c'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 **(Boutchiche & Chenouf , 2019).**

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- ***SLOPE/W*** : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.
- ***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 Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis) ... et autres logiciels.

Figure 3.1 :Structure de Geostudio 2012

III.2.2 SLOPE/W :

C'est le produit calculant la stabilité du logiciel pour le calcul du coefficient de sécurité de la terre et les pentes rocheuses. Avec SLOPE/W, vous pouvez analyser à la fois des problèmes simples et complexes pour une variété des formes de surface de glissement, des conditions de pression d'eau interstitielle, les propriétés du sol, les méthodes d'analyses et de conditions de chargement

Une fois qu'on a résolu notre problème, SLOPE/W offre de nombreux outils pour la visualisation des résultats**.**

On va utiliser la méthode de Morgenstern et Price comme indiqué dans le chapitre 1(paragraphe §I-3-3-3-d) pour résoudre notre problème.

III.2.3 Modélisation de profil étudié

Dans cette étude, deux cas ont été abordés ; le premier cas s'agit d'un état non traité avec surcharge, sans séisme et sans nappe qui consiste à étudier la stabilité d'un talus à l'état naturelle. Tandis que pour le deuxième cas qui s'agit d'un état non traité avec surcharge et sans nappe et qui consiste à étudier la stabilité d'un talus à la présence d'un séismique.

La morphologie du site ainsi que la topographie indiquent sur un site très oblique qui pourrait favoriser l'aléa du glissement de terrain, néanmoins que le site ne présent aucune déclaration ou signe de rupture (fissure, escarpement, bourrelet….) mes la stabilité reste précaire.

III.2.3.1 Section 1 : PK0+000-PK0+180 :

La géométrie de cette section est donnée dans la (figure 3.2) dont distance est de **102m** et la hauteur est de **85 m**. L'étude géologique et topographique indique que Les valeurs de coefficient de sécurité présentées dans la (figure 3. 3) et (figure 3. 4), montre que l'état de talus est stable

On mentionne que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.3), où le coefficient de sécurité Fs = 2,110 (Talus est stable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est stable, le coefficient de sécurité Fs = 1,955 figure (3.4).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 7% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification de 7 % dans l'instabilité de ce talus.

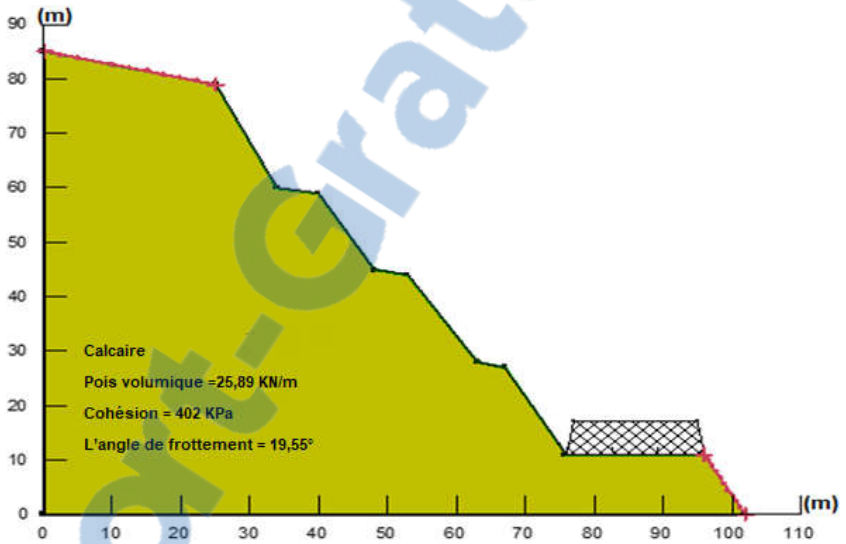

Figure 3.2 : Modélisation de talus en déblai au droit du chemin militaire (Section PK0+000-PK0+180)

Rapport-Gratuit.com

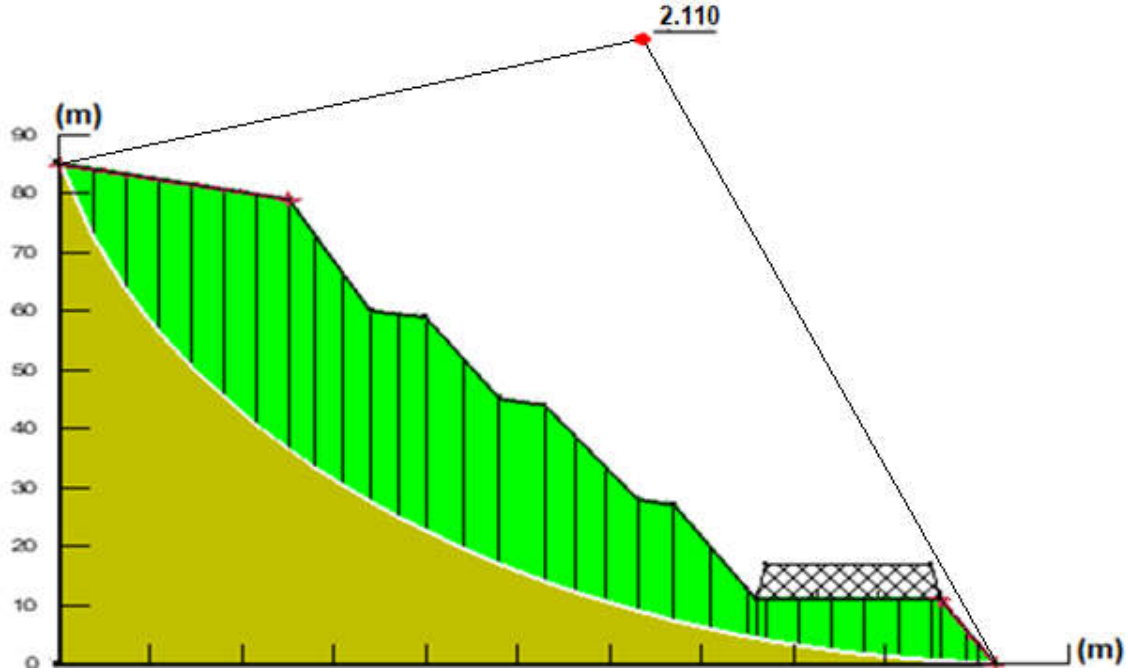

Figure 3.3 : Modélisation cercle de rupture (Section PK0+000-PK0+180)

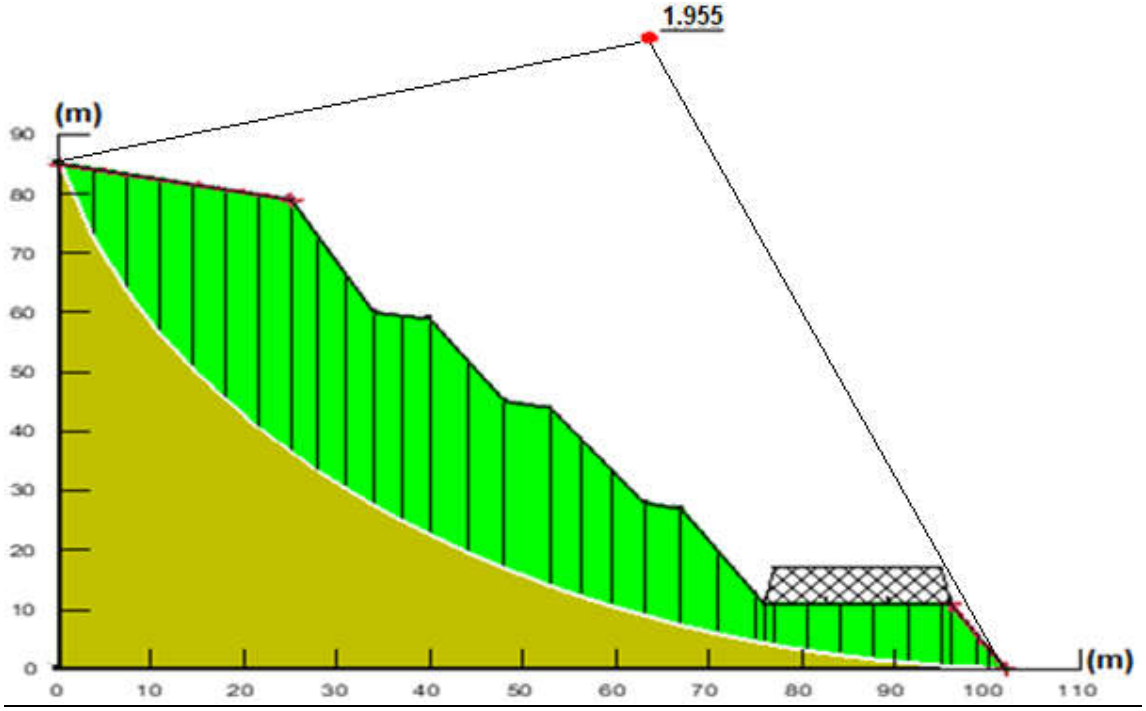

Figure 3.4 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK0+000-PK0+180)

III.2.3.2 Section 2 : PK0+180-PK0+330

La géométrie de cette section est donnée dans la (figure 3.5) dont distance est de **150 m** et la hauteur est de **87 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question est un profil défavorable qui peut donc être sujet au glissement de terrain. Les valeurs de coefficient de

sécurité présentées dans la (figure 3.6) et (figure 3.7), montre un état critique de talus et un plan de surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.6), où le coefficient de sécurité Fs = 0.847 (Talus est instable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est instable, le coefficient de sécurité Fs = 0.746 figure (3.7).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 11,9% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification d'environ de 12 % dans l'instabilité de ce talus.

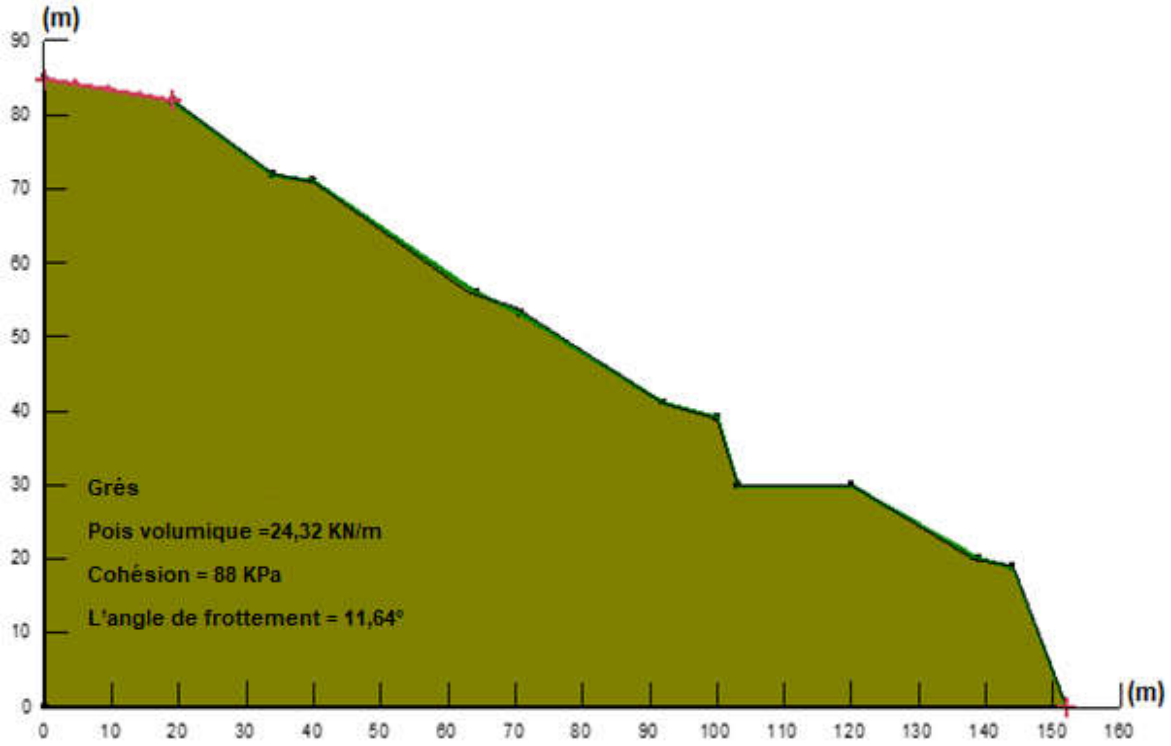

Figure 3.5 : Modélisation de talus en déblai (Section PK0+180-PK0+330)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

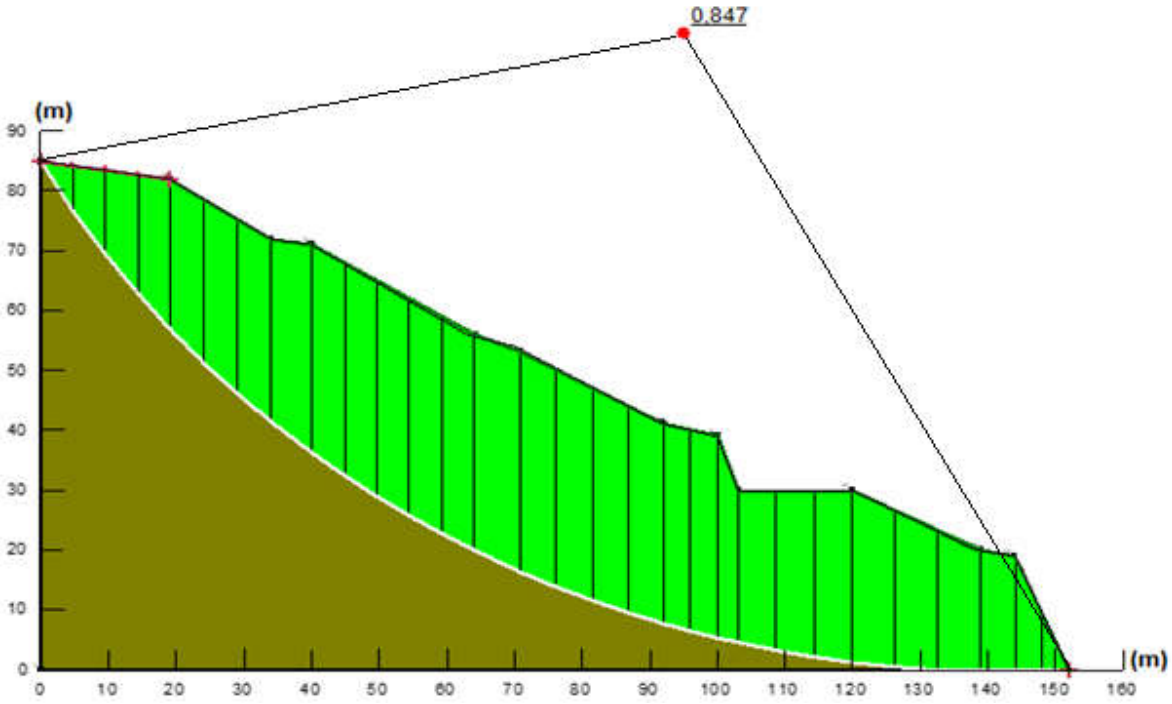

Figure 3.6 : Modélisation cercle de rupture (Section PK0+180-PK0+330)

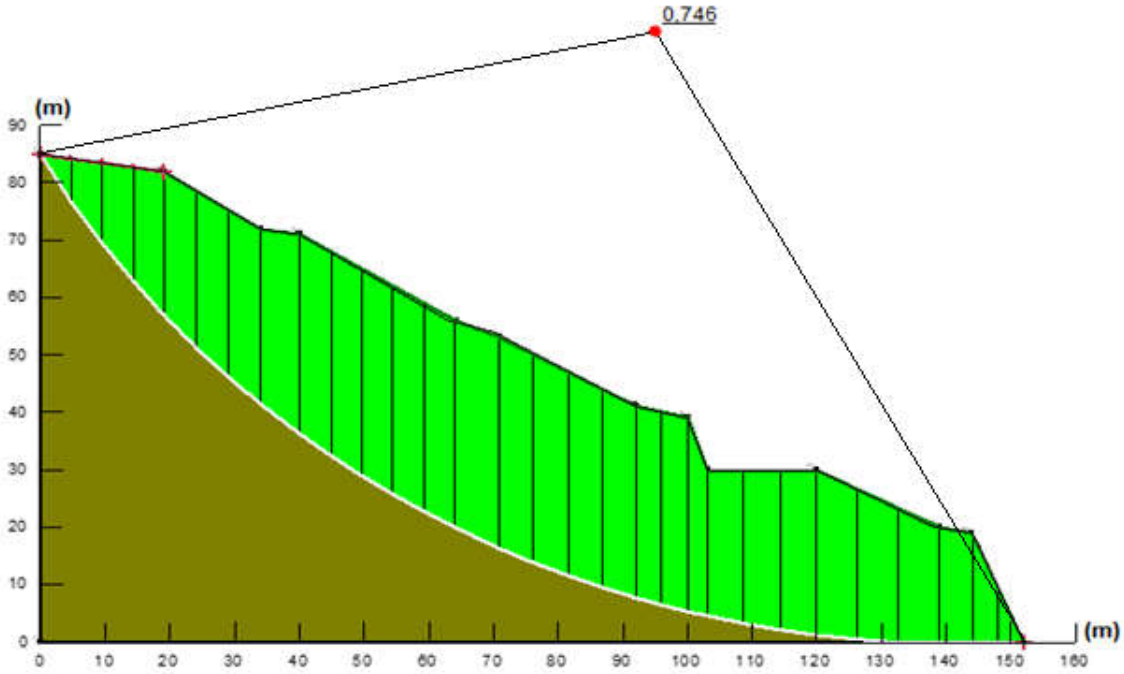

Figure 3.7 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK0+180-PK0+330)

Pour que les exigences de stabilité peuvent être satisfaites. Afin d'éviter le glissement, il est nécessaire de prévoir un renforcement par le tirant d'ancrage comme indiqué sur chapitre 1 (paragraphe § I-6-2-1), le tirant d'ancrage est de 30m de longueur et de 10m de longueur de liaison.

Les résultats obtenus par les confortements (tirants d'ancrage).

L'état de talus en déblai sans tenir compte de l'effet sismique (figure 3.8): le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur de 1.771＞1.4

En tenant compte d'un éventuel séisme (figure 3.9) : le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur 1.535＞1.4

Les deux états répondent aux exigences.

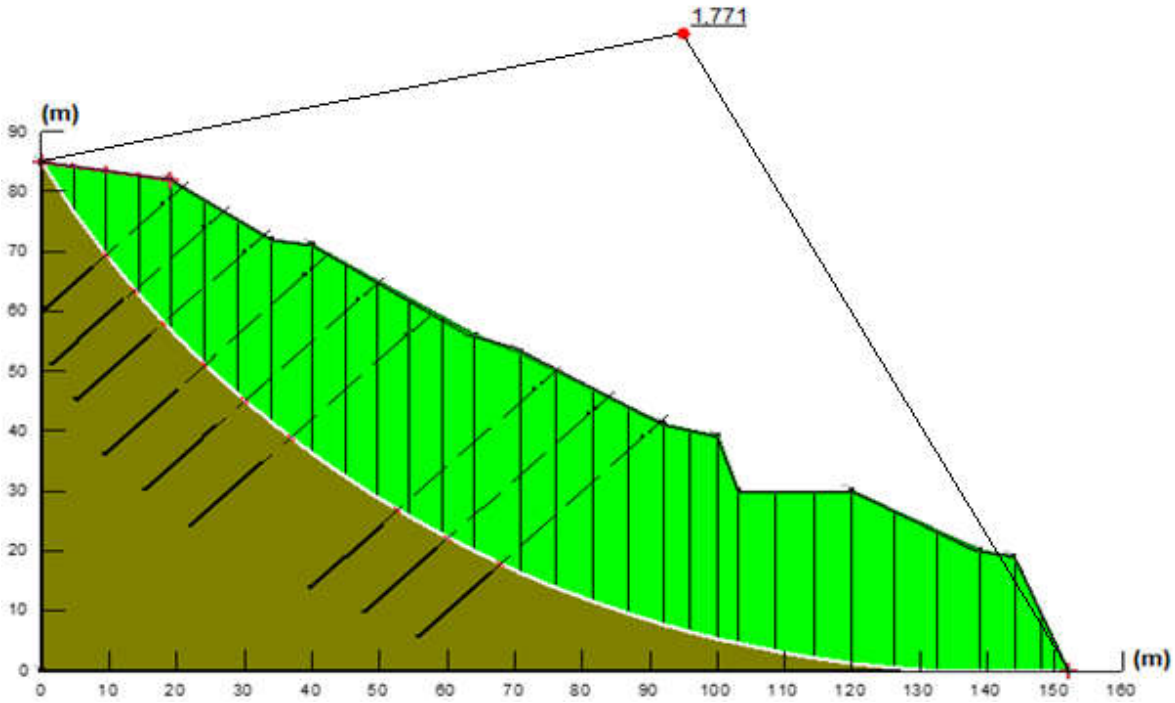

Figure 3.8 : Modélisation de renforcement (Section PK0+180-PK0+330)

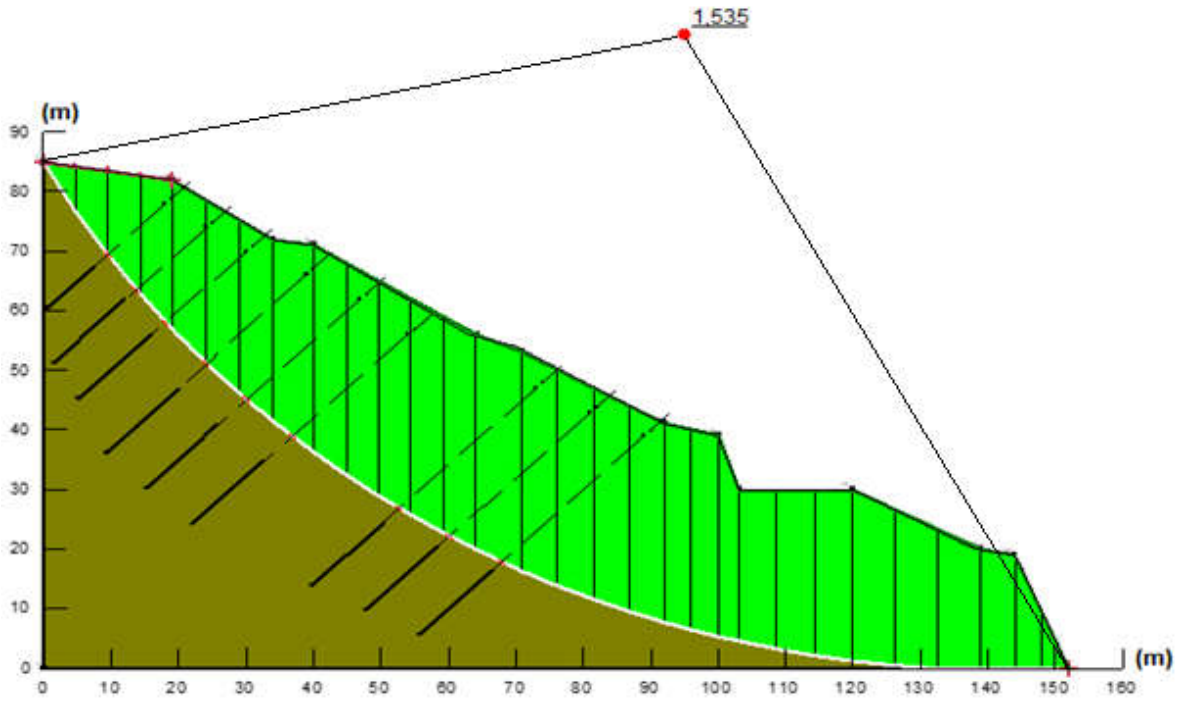

Figure 3.9 : Modélisation de renforcement à l'état sismique (Section PK0+180-PK0+330)

III.2.3.3 Section 3 : PK0+330-PK0+700

La géométrie de cette section est donnée dans la (figure 3.10) dont distance est de **100 m** et la hauteur est de **72 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question est un cas sujet au glissement de terrain. Les valeurs de coefficient de sécurité présentées dans la (figure 3.11) et (figure 3.12) , montre un état critique de talus et un plan de surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.11), où le coefficient de sécurité Fs = 0,363 (Talus est instable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est instable, le coefficient de sécurité Fs = 0.335 figure (3.12).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 7,7% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification d'environ de 8 % dans l'instabilité de ce talus.

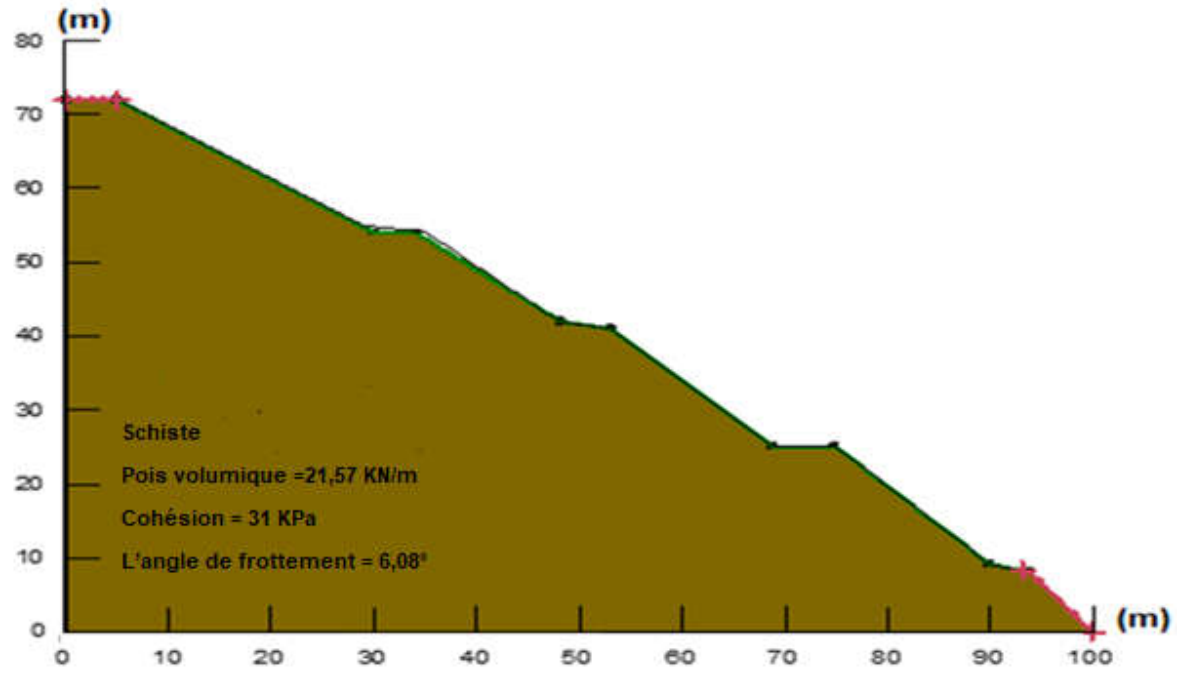

Figure 3.10 : Modélisation de talus en déblai (Section PK0+330-PK0+700)

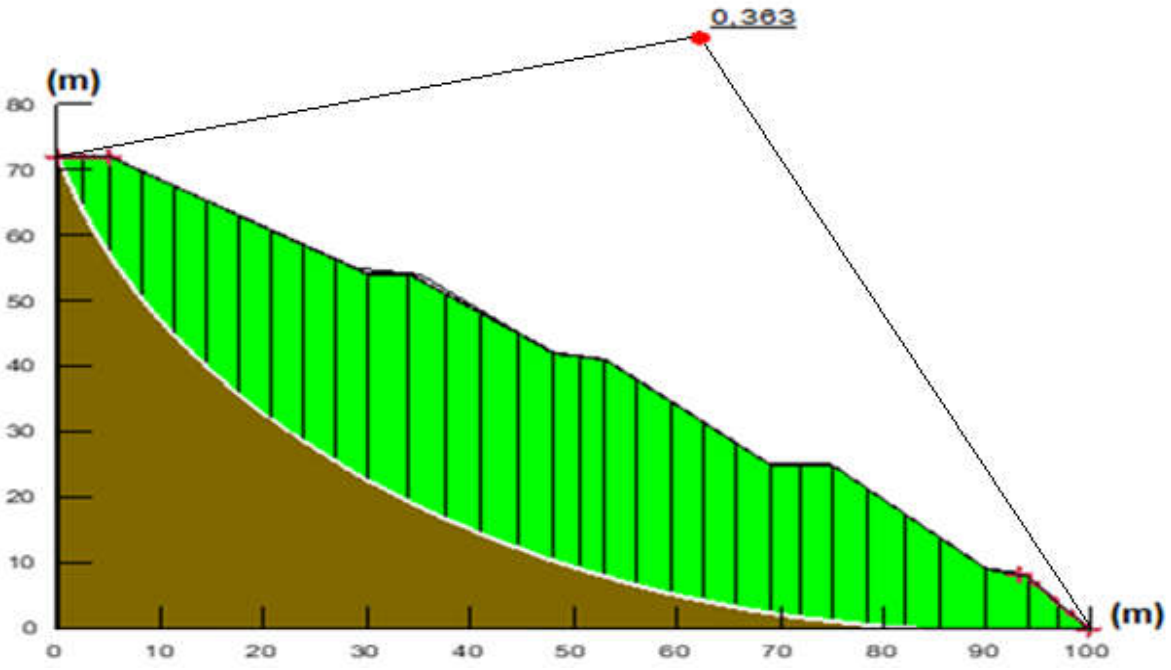

Figure 3.11 : Modélisation cercle de rupture (Section PK0+330-PK0+700)

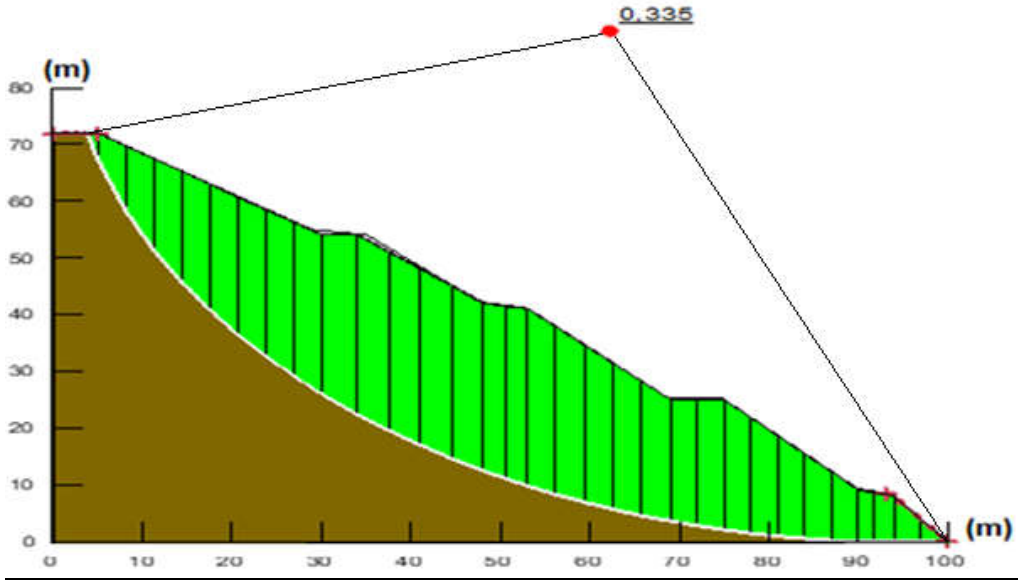

Figure 3.12 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK0+330-PK0+700)

Pour que les exigences de stabilité peuvent être satisfaites. Il est nécessaire de prévoir un renforcement par le tirant d'ancrage comme indiqué sur chapitre 1 (paragraphe § I-6-2-1), le tirant d'ancrage est de 40m de longueur et de 15m de longueur de liaison.

Les résultats obtenus par les confortements (tirants d'ancrage).

L'état de talus en déblai sans tenir compte de l'effet sismique (figure 3.13): le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur de 1.710＞1.4

En tenant compte d'un éventuel séisme (figure 3.14) : le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur 1.526＞1.4

Les deux états répondent aux exigences.

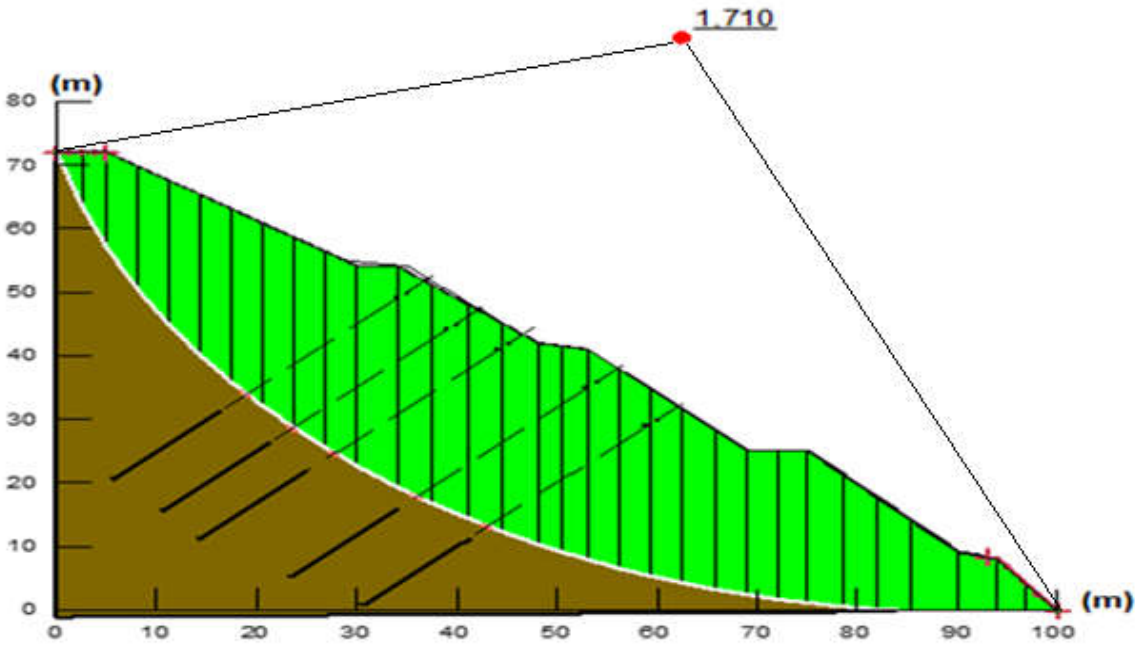

Figure 3.13 : Modélisation de renforcement (Section PK0+330-PK0+700)

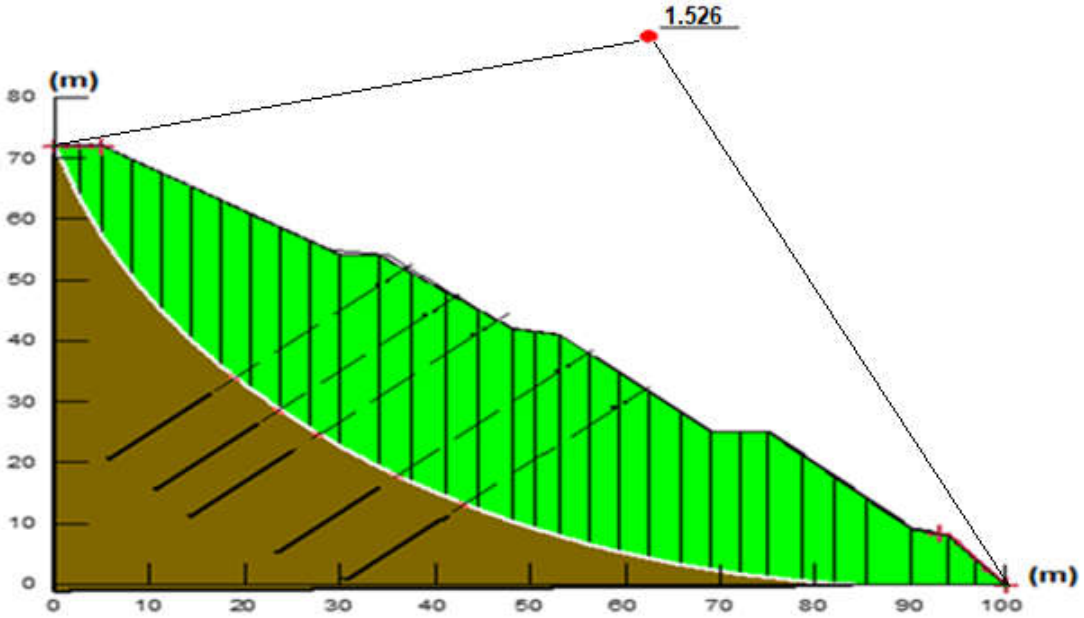

Figure 3.14 : Modélisation de renforcement à l'état sismique (Section PK0+330-PK0+700)

III.2.3.4 Section 4 : PK0+700-PK1+000 :

La géométrie de cette section est donnée dans (figure 3.15) dont distance est de **136 m** et la hauteur est de **124 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question est un profil qui peut présenter un risque vis-à-vis le glissement de terrain. Les valeurs de coefficient de sécurité présentées dans (figure 3.16) et(figure 3.17), montre un état stable de talus et un plan de

surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.16), où le coefficient de sécurité Fs = 1.557 (Talus est stable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est stable, le coefficient de sécurité Fs = 1.539 figure (3.17).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 1% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification de 1 % dans l'instabilité de ce talus.

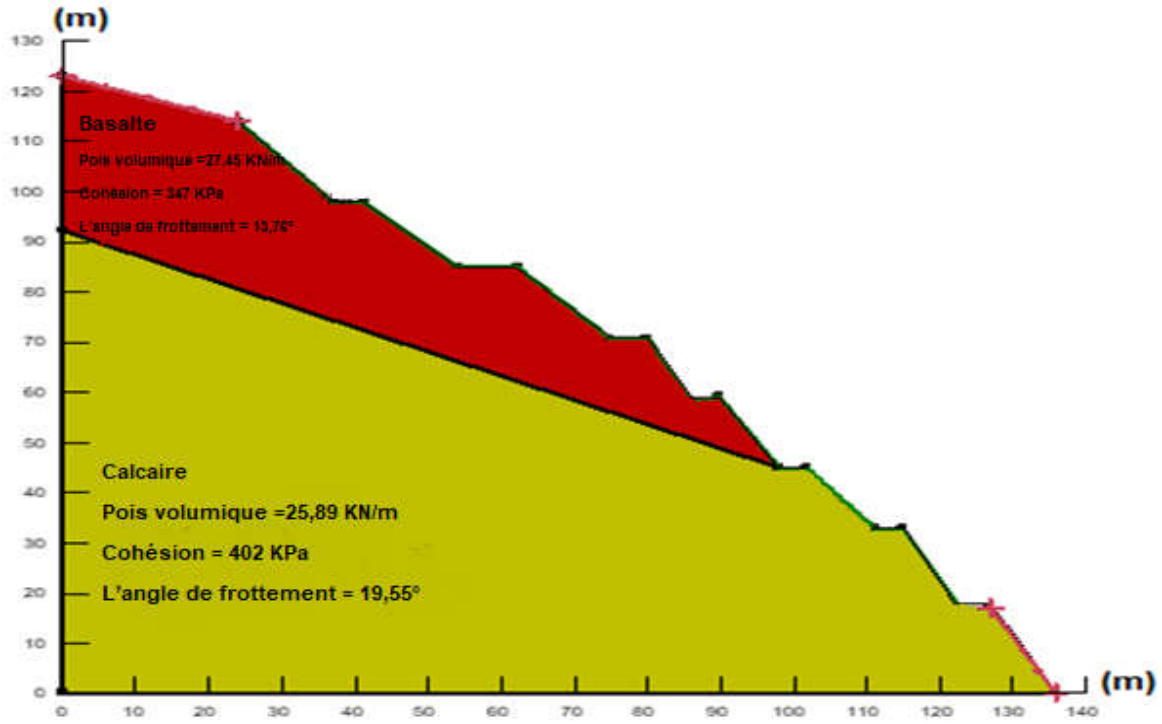

Figure 3.15 : Modélisation de talus (Section PK0+700-PK1+000)

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

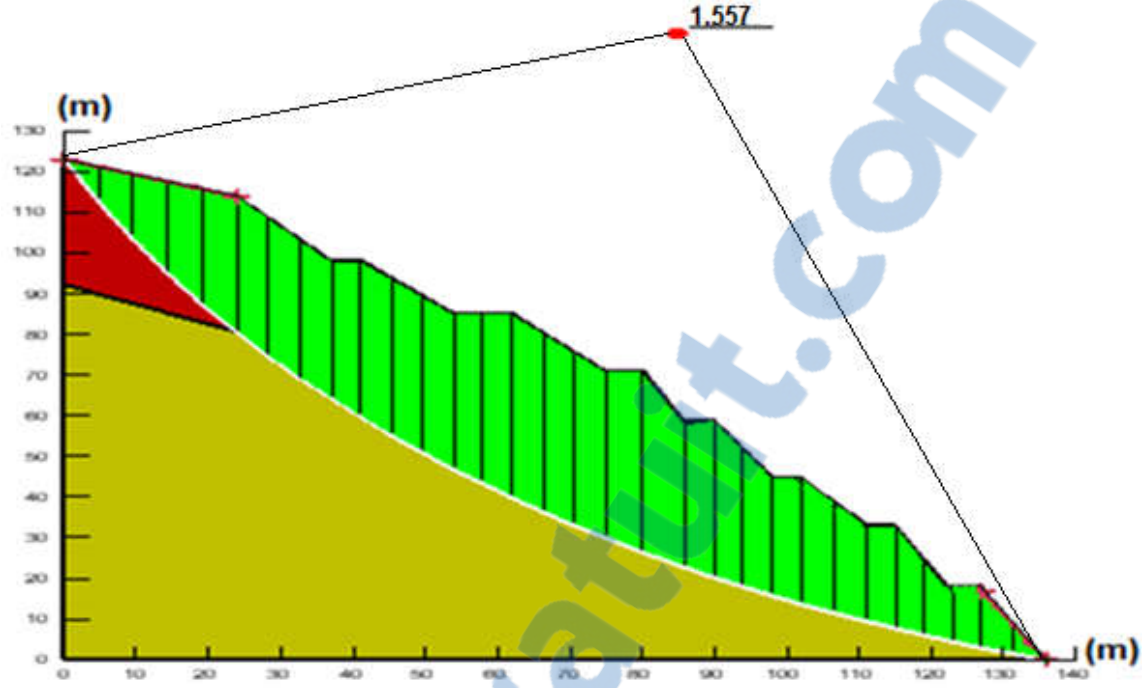

Figure 3.16 : Modélisation cercle de rupture (Section PK0+700-PK1+000)

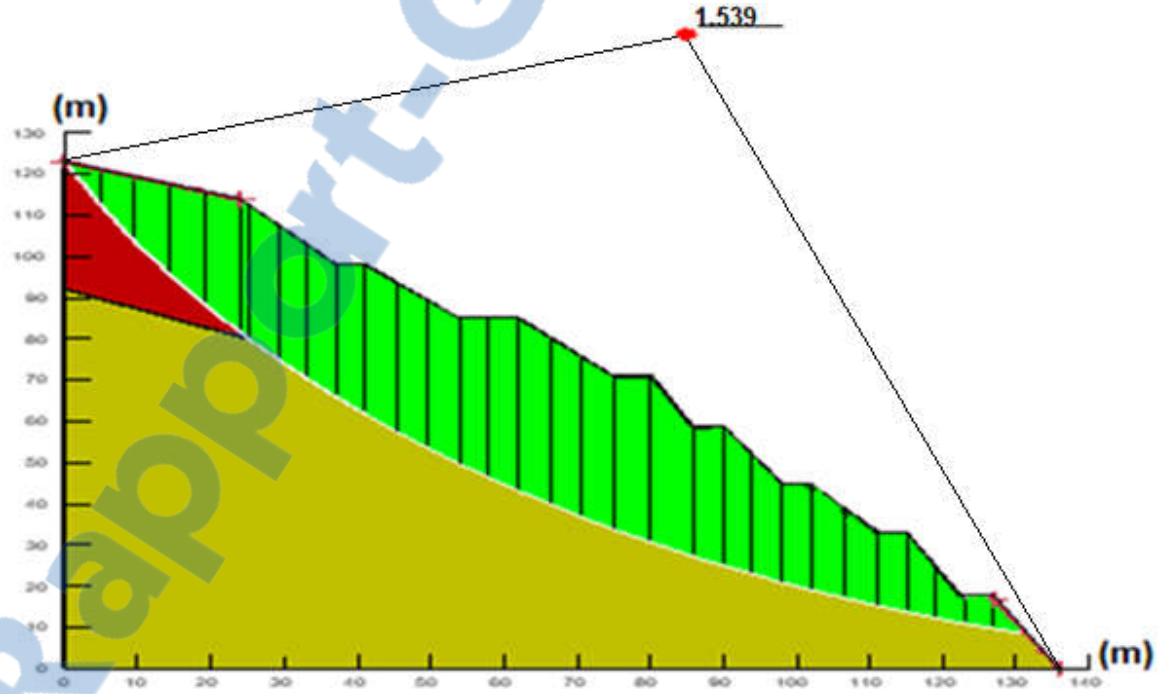

Figure 3.17 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK0+700-PK1+000)

III.2.3.5 Section 5 : PK1+000-PK1+200 :

La géométrie de cette section est donnée dans (figure 3.18) dont distance est de **110 m** et la hauteur est de **92 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question est le

profil le plus défavorable au glissement de terrain.Les valeurs de coefficient de sécurité présentées dans (figure 3.19) et (figure 3.20), montre un état stable de talus et un plan de surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.19), où le coefficient de sécurité Fs = 2,082 (Talus est stable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est stable, le coefficient de sécurité Fs = 1,906 figure (3.20).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 8% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification de 8 % dans l'instabilité de ce talus.

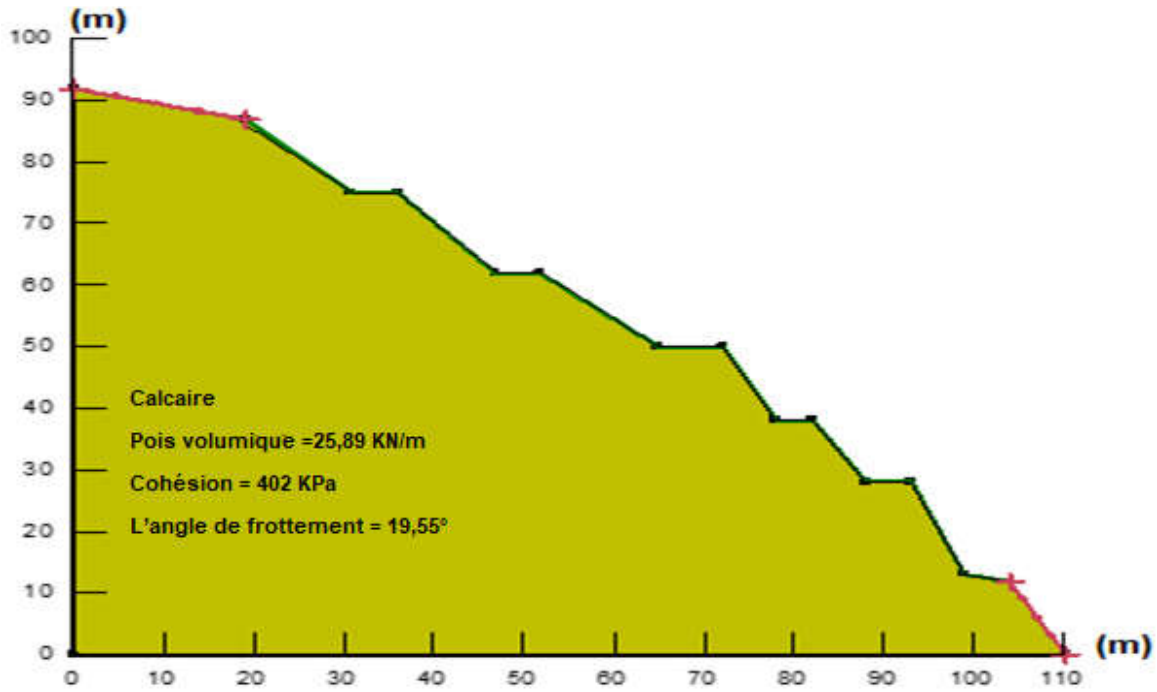

Figure 3.18 : Modélisation de talus (Section PK1+000-PK1+200)

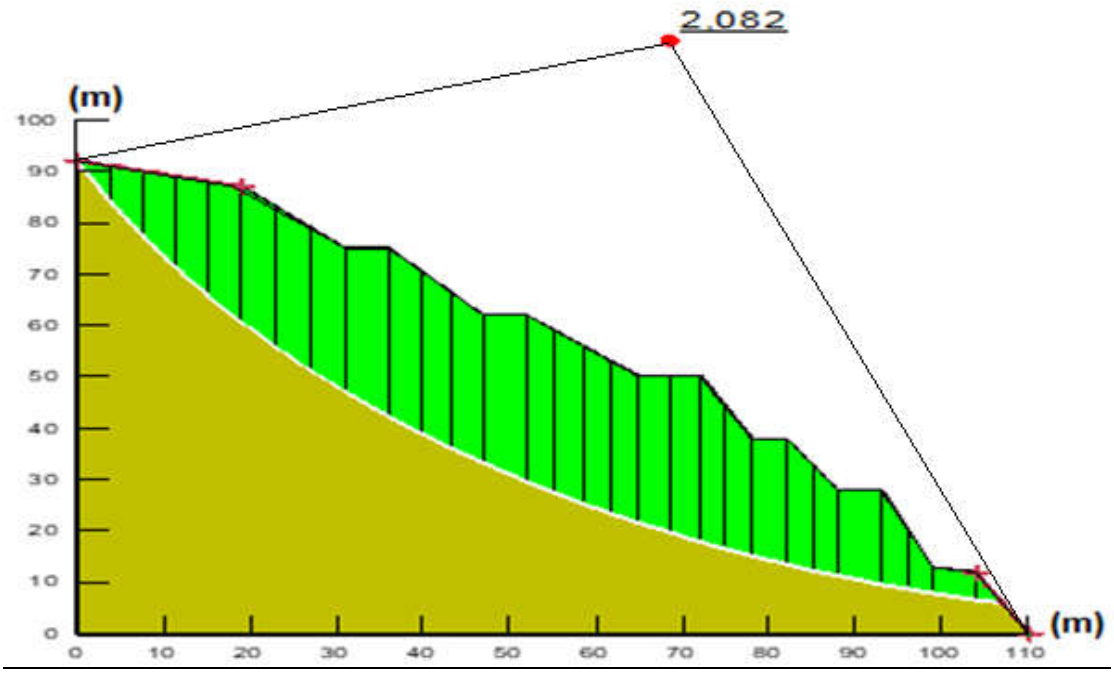

Figure 3.19 : Modélisation cercle de rupture (Section PK1+000-PK1+200)

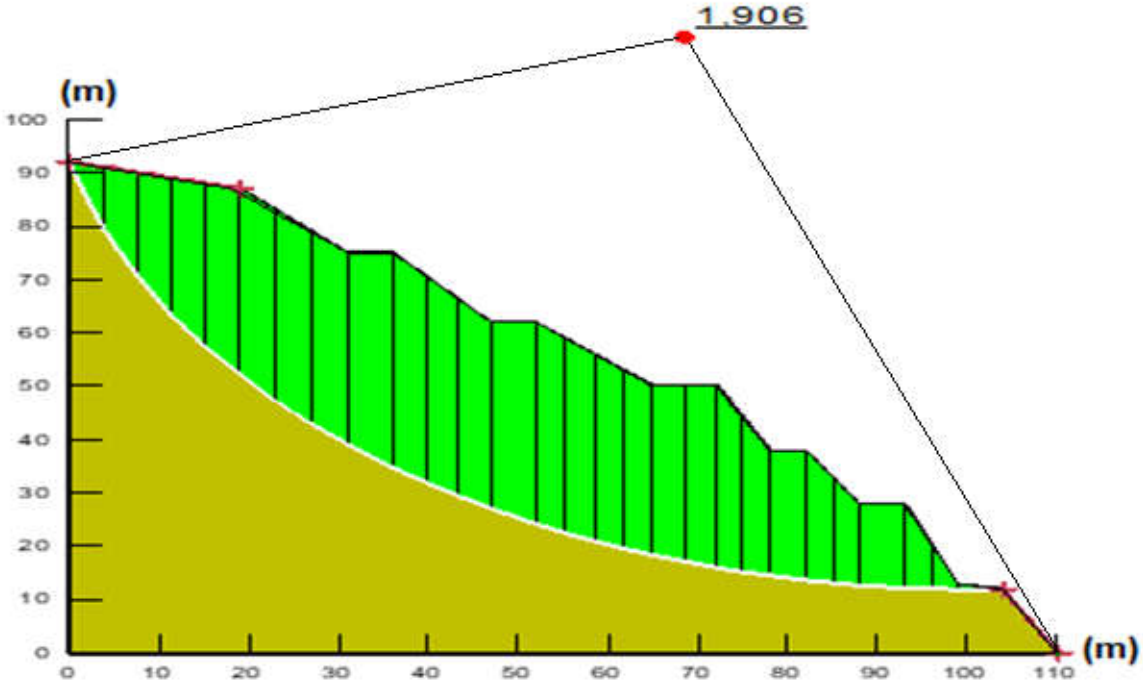

Figure 3.20 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK1+000-PK1+200)

III.2.3.6 Section 6 : PK1+200-PK1+700 :

La géométrie de cette section est donnée dans (figure 3.21) dont distance est de **180 m** et la hauteur est de **88 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question se trouve aussi dans un cas défavorable et donc sujet au glissement de terrain. Les valeurs de coefficient de

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

sécurité présentées dans (figure 3.22) et (figure3.23), montre un état critique de talus et un plan de surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.22), où le coefficient de sécurité Fs = 0,361 (Talus est instable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est instable, le coefficient de sécurité Fs = 0.328 figure (3.23).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de 9% sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification de 9 % dans l'instabilité de ce talus.

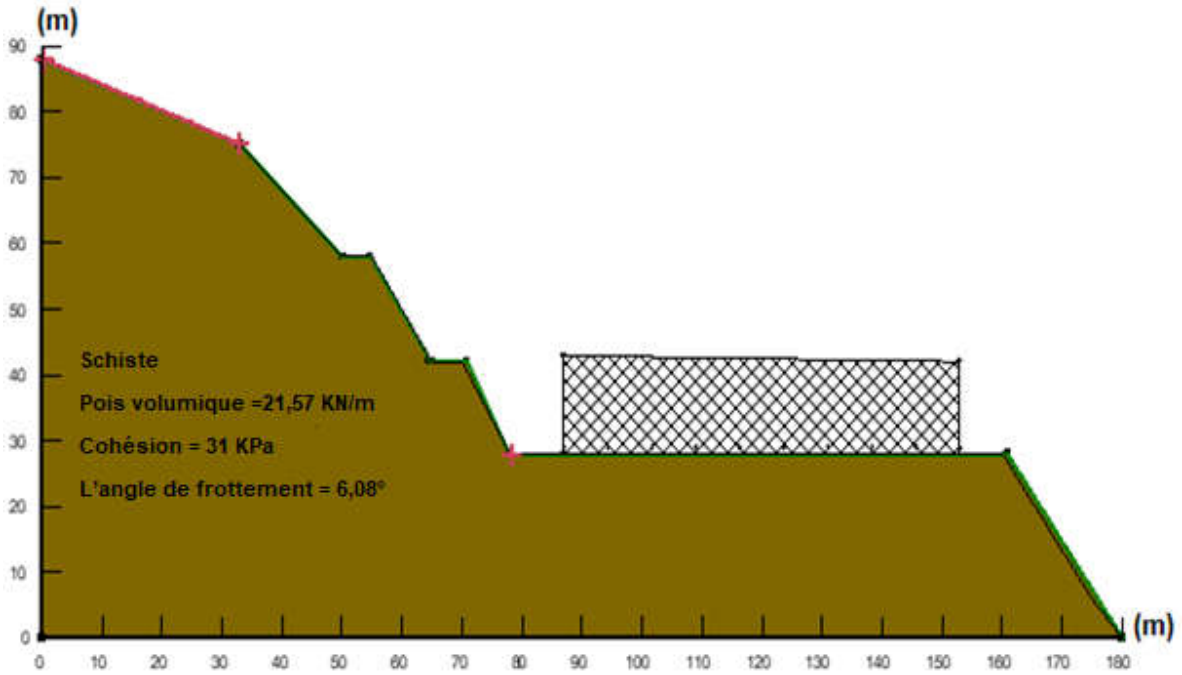

Figure 3.21 : Modélisation de talus (Section PK1+200-PK1+700)

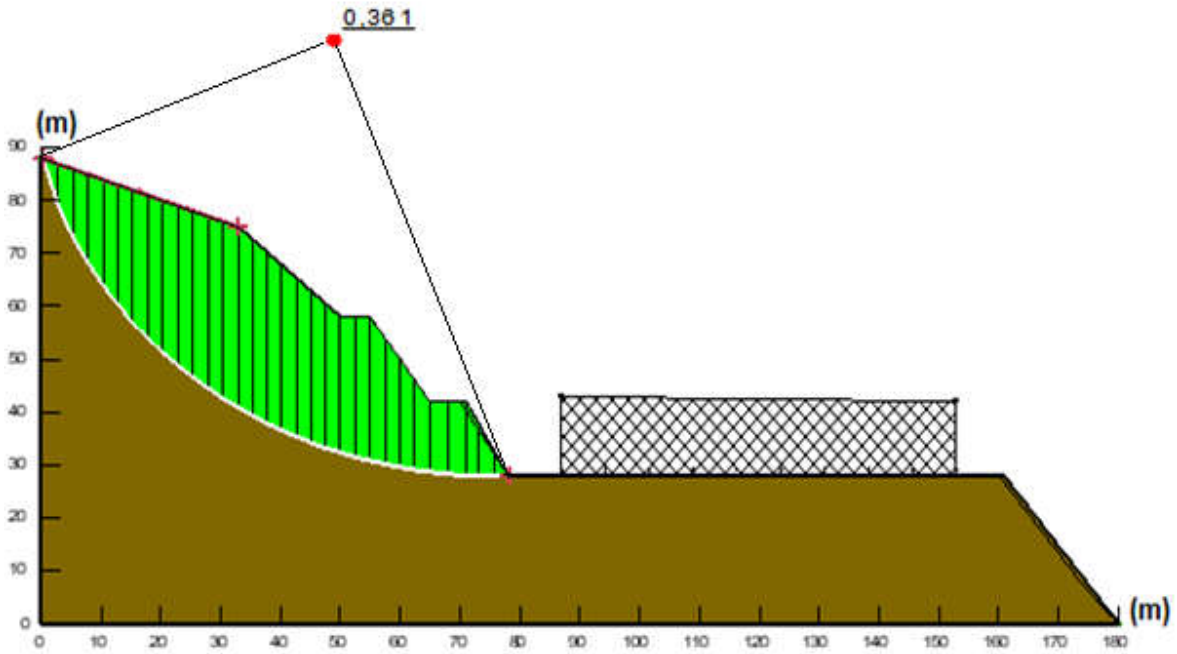

Figure 3.22 : Modélisation cercle de rupture (Section PK1+200-PK1

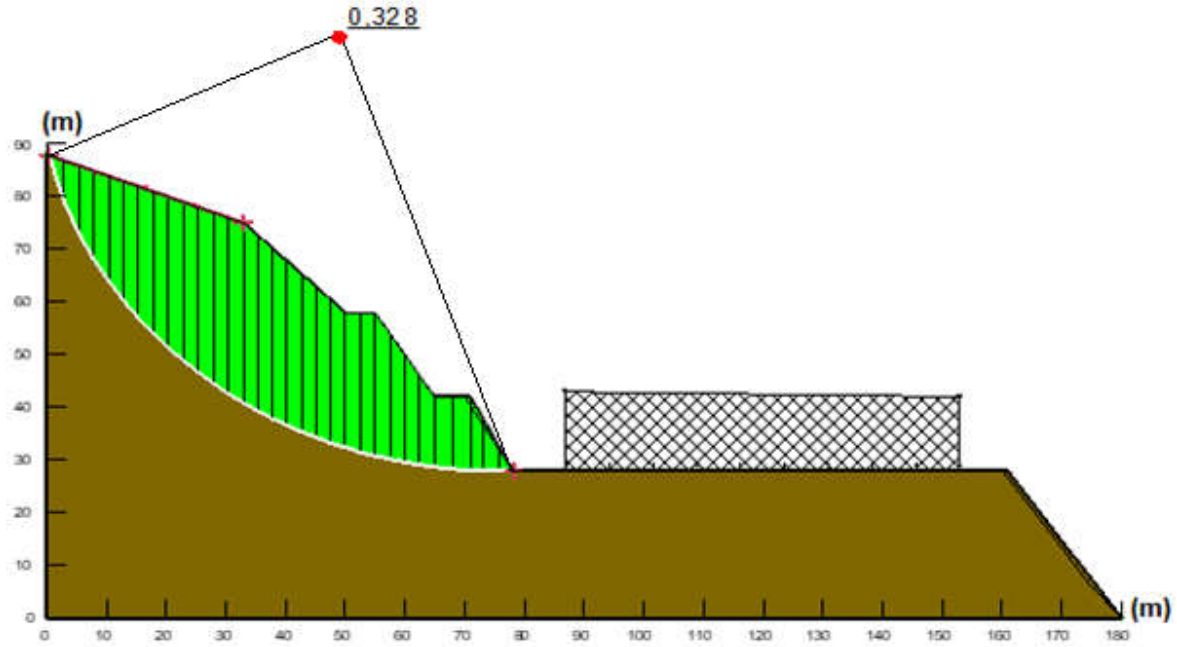

Figure 3.23 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK1+200-PK1+700)

Pour que les exigences de stabilité peuvent être satisfaites. Il est nécessaire de prévoir un renforcement par le tirant d'ancrage comme indiqué sur chapitre 1 (paragraphe § I-6-2-1), le tirant d'ancrage est de 30m de longueur et de 10m de longueur de liaison.

Les résultats obtenus par les confortements (tirants d'ancrage).

L'état de talus en déblai sans tenir compte de l'effet sismique (figure 3.24): le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur de 1.787＞1.4

En tenant compte d'un éventuel séisme (figure 3.25) : le coefficient de sécurité et de stabilité atteint une valeur 1.561＞1.4

Les deux états répondent aux exigences.

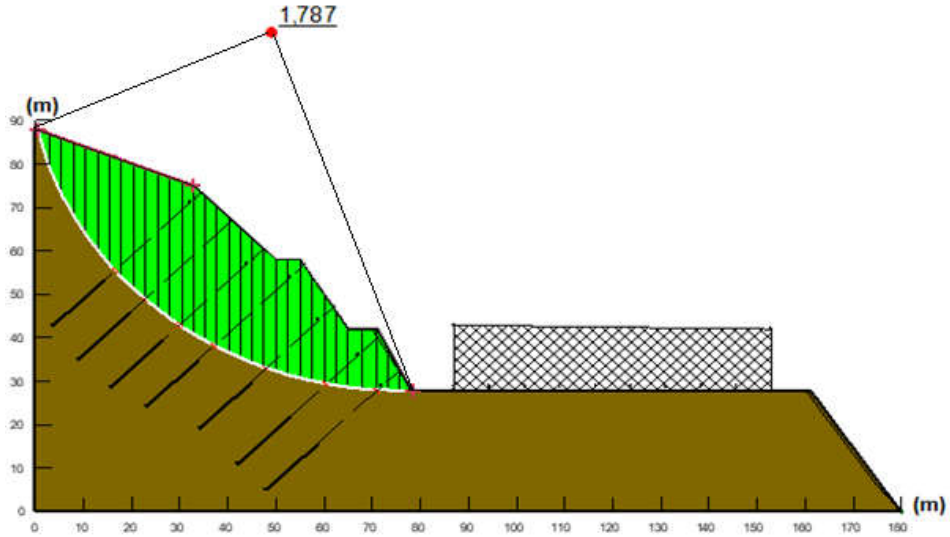

Figure 3.24 : Modélisation de renforcement (Section PK1+200-PK1+700)

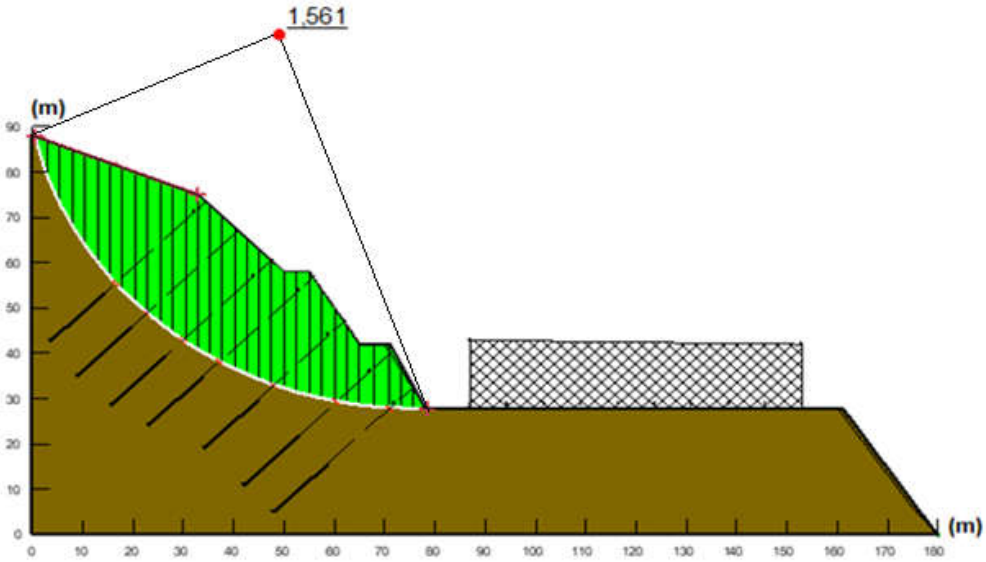

Figure 3. 25 : Modélisation de renforcement à l'état sismique (Section PK1+200-PK1+700)

III.2.3.7 Section : PK1+700-PK1+900 :

La géométrie de cette section est donnée dans (figure 3.26) dont distance est de **125 m** et la hauteur est de **78 m**. L'étude géologique et topographique indique que le talus en question est un profil qui peut subir une instabilité par rapport au glissement de terrain. Les valeurs de coefficient de

sécurité présentées dans (figure 3.27) et (figure 3.28), montre un état stable de talus et un plan de surface de rupture sus mentionnées que l'état d'équilibre du site comme le montre les résultats suivants :

- L'état de talus en déblai sans tenir compte l'effet sismique figure (3.27), où le coefficient de sécurité Fs = 1,621 (Talus est stable).
- L'état de talus en déblai dans le cas sismique en tenant compte le kv=0.018 et kh=0.06 indiqués dans le chapitre II (paragraphe §4) est stable, le coefficient de sécurité Fs = 1,507 figure (3.28).
- Donc l'influence de l'effet sismique sur le talus généré une diminution de7 % sur le coefficient de sécurité de talus courant c.à.d. une amplification de 7 % dans l'instabilité de ce talus.

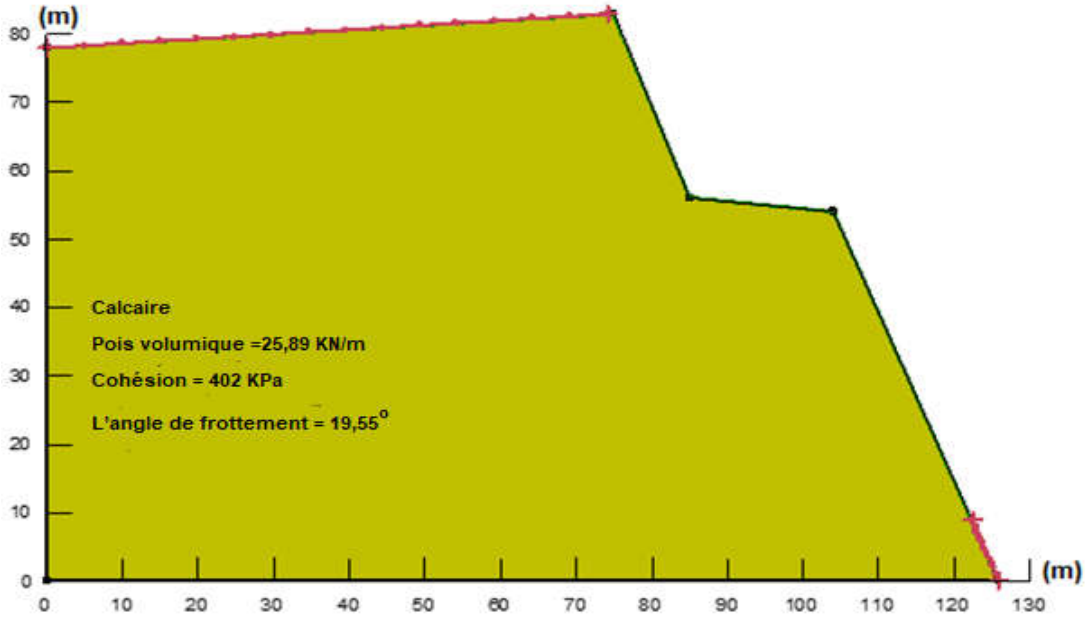

Figure 3.26 : Modélisation de talus (Section PK1+700-PK1+900)

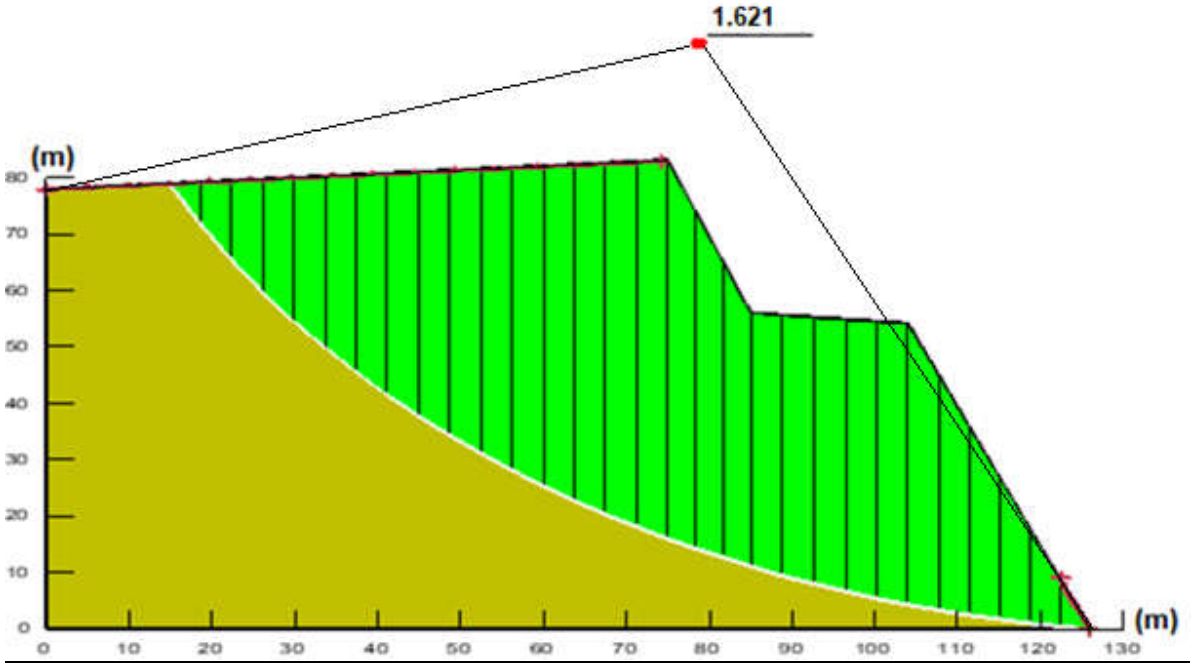

Figure 3.27 : Modélisation cercle de rupture (Section PK1+700-PK1+900)

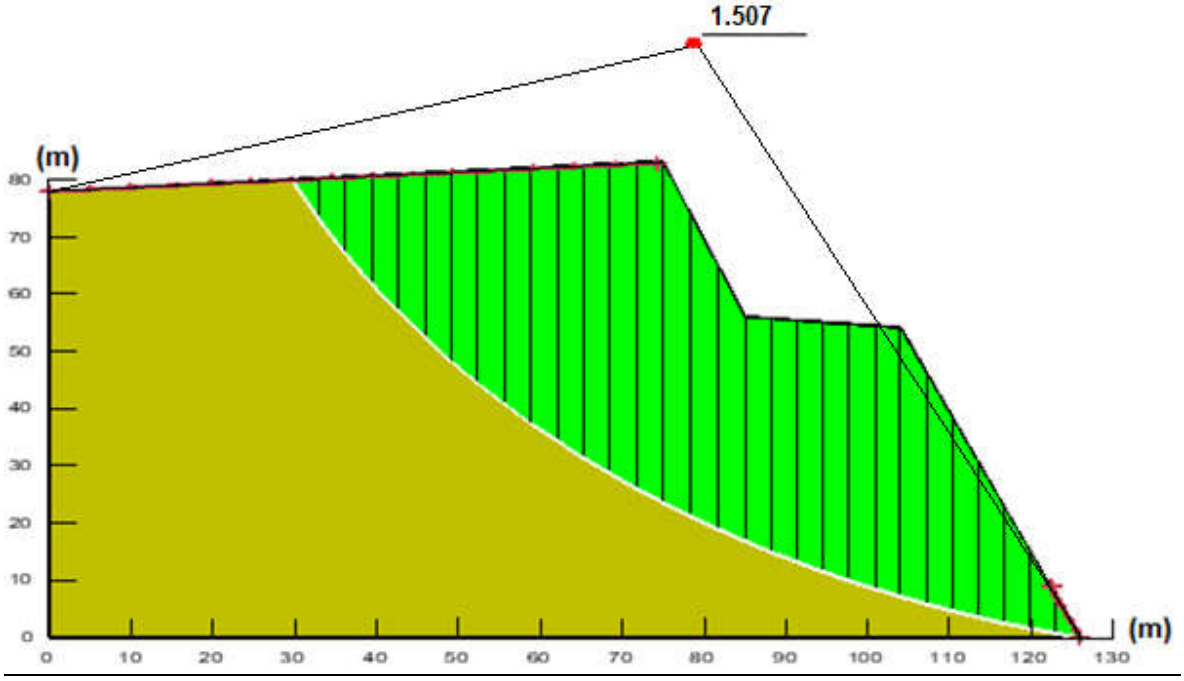

Figure 3.28 : Modélisation cercle de rupture à l'état sismique (Section PK1+700-PK1+900)

Tableau 3.2 : Caractéristique physico-mécanique des sols et le coefficient de sécurité

Tronçon	Formation géologique de profil	Poids volumique $\gamma\ (kN/m^3)$	Angle de frottement (φ_U)	Cohésion C_U (kPa)	Coefficient de Sécurité (F_S naturelle)	Coefficient de Sécurité (F_S sismique)	Coefficient de Sécurité Avec confortement (F_S naturelle)	Coefficient de Sécurité avec confortement (FS sismique)
De PK0+000 auPK0+180	Calcaire dolomitique	25,89	19,55	402	2,1	1,9		
De PK0+180 auPK0+330	grés	24,32	11,64	88	0,847	0,746	1,771	1,535
De PK0+330 auPK0+700	schiste	21,57	6,08	31	0,363	0,335	1,710	1,526
De PK0+700 auPK1+000	Calcaire	25,89	19,55	402	1,5	1,5		
	basalte	27,45	13,76	374				
De PK1+000 auPK1+200	calcaire	25,89	19,55	402	2	1,9		
De PK1+200 auPK1+700	schiste	21,57	6,08	31	0,361	0,328	1,787	1,561
De PK1+700 auPK1+900	Calcaire	25,89	19,55	402	1,6	1,5		

III.3 Conclusion :

Nous avons utilisé les méthodes de calcul a la rupture dans SLOP/W (Morgenstern-Price), basé sur l'équilibre des tranches pour mener notre analyse numérique du glissement du talus de PK0+000au PK0+1900 dans notre modélisation nous remarqué que ces valeurs de caractéristiques mécaniques donne un coefficient de sécurité inférieur à1.5 pour le talus instable. Cette étude de la stabilité du talus à l'aide du logiciel Geoslope, a permet de mettre en évidence que le talus de Section PK0+180-PK0+330 et PK0+330au PK0+700 et PK0+1+200auPK1+700 est instable a l'état actuel en déblai. Ces calculs effectués indiquent les risques potentiels d'un glissement de terrain qui peut se produire, selon ces calcules les éléments déclenchant les plus logiques de cette instabilité, En c'est concerné le type de confortement adéquat pour la stabilisation nous avons modélisé la stabilité de talus pour tous les types de confortement mais le talus reste instable, en revanche l'analyse de la combinaison de plusieurs renforcement montre une stabilité meilleure. Cette étude a permis de donner quelques conclusions :

- Certains talus se trouvent en sécurité par rapport au risque de glissement que ce soit avec ou sans présence d'un séisme.
- Pour les profils étudiés dans cette analyse qui peuvent être sujets à une instabilité vis-à-vis le glissement, des solutions seront présentées et testées pour remédier
- le risque d'instabilité pour les cas défavorables dans le chapitre suivant

CHAPITRE IV ANALYSE DE L'APPORT DE CONFORTEMENT DES TALUS

Rapport-Gratuit.com

IV.1 Introduction :

Ce chapitre traite les solutions de confortement préconisées pour les sept cas des talus analysés dans le chapitre 3.Ces méthodes de confortement permettent d'apporter un gain de sécuritésupplémentaire assurant la stabilité à long terme des sections renforcées présente par lescoefficients de sécurité modélisé par le logiciel Geoslope. Comme elles sont aussi décrites dans ce chapitre, les méthodes d'exécutions de chaque desprocédés de confortement proposé en solution.

IV.2 Présentation des solutions de confortement

Le choix de la méthode de confortement varie en fonction des caractéristiques géotechniques des sols et la géométrie des talus, on tenant compte l'aspect économique de cette solution de stabilité (dans le cas où il existe plusieurs solutions de confortement).La méthode de confortement choisie doit répondre aux conditions suivantes :

- Coté de sécurité**:** la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteurs de notre 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. (Aissa, 2011)

En répondre à la réclamation des services concernés le BET d'étudiera la stabilité des talus en tenant compte les volé de sécurités des usagers et cout du projet en gardant les solutions adopté dans le cadre démarché. Le BET à utiliser la solution des tirants d'ancrage qui est considérée économique en réalité cette solution demande une disponibilité de la matière première pour la réalisation de cette parade prévue(FHCC, Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet, 2019)**.**

IV.2.1 Section 1 : PK0+000-PK0+180

IV.2.1.1 PK0+000-PK0+80 (Côté gauche)

La formation géotechnique dominante de ce talus est des calcaires dolomitiques, ces calcaires sont diaclases et fissurés discontinu, où les ouvertures verticales sont bien affleurées dans la façade latérale du talus. Les fissures peuventêtre une faille continue le long du talus d'orientation Nord-Est qui traversant tous les niveaux entre PK0+040 et PK0+080. Devant cette situation, nous avons proposé de mettre des protections de façons suivantes :

- Des clous de12m (type F1) avec grillage préventive contre les chutes des pierres préservé à la sécurité des usagers sons béton projeté ,au droit des risberme numéro 2,3 et 5 au talus en évitant le risque de Fauchage ou un mouvement d'une masse rocheuse ou dièdre qui peux causer un décrochement instantané dans en Intersection dans les deux plans des fractureslatérales avec la faille existant,
- Installation d'une protection par un grillage normalisé nommé (type B) dans risberme niveau 4 la protection des usagers contre les Chutes de pierres et blocs.
- Une protection par béton de gunitage nommé (type C) doitêtre prévue dans la risberme niveau 1 du talus, en évitant l'altération l'érosion de ce dernier.

Figure 4.1 : photographie de la sectionPK0+000-PK0+80(côté gauche)

IV.2.1.2 PK0+000-PK0+80 (Côté droit)

Le talus est affecté par une cavité et des avens Karstiques, les ouvertures dépassent le 10 cm. A cet effet le BET a procédé l'intervention d'une investigation géotechnique complémentaire de façon de déterminé la forme et la profondeur des cavités par des essais géophysiques notamment l'essai géo-radar basée sur la propagation des ondes électromagnétique d'une magnitude de 200 MHz (les essais faites en date de 10 Aout 2020). Lesavens Karstiques dans les tronçons PK0+000-PK0+080 et PK0+100-PK0+120(FHCC, Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet, 2019).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 4.2 : photographies de la section PK0+000-PK0+80 (côtédroit)

IV.2.1.3 PK0+80–PK0+100

C'est un Talweg qui présente par conséquence un dépôt naturel, à des caractéristiques mécaniques dégradables des matériaux (des grés très altéré contiennent des intercalations argileuses) nécessite une protection de type béton de gunitage nommé (type C) d'un côté d'améliorer les faibles caractéristiques en surface et de protégé le talus contre toutes détérioration causé par les facteurs météorologique pour éviter le risque de mouvement types Coulée boueuse même d'assurer un drainage des eaux interne dans le talus par les Barbacane. Vue la même formation géotechnique sur les sections (PK0+130-PK0+150), (PK0+290-PK0+330), (PK0+520-PK0+560), (PK0+650-PK0+700) Cette protection sera adopté sur tous les Talwegs. En bord du talus niveau 2.

On a proposé des barrières verticales pour empêcher les pierres ou lesblocs éboulée sur le chemin militaire et l'autoroute.

Figure 4.3 :Photographies de la section PK0+80–PK0+100 (Talweg)

IV.2.1.4 PK0+100-PK0+180

Dans la risberme de talus niveau 1, l'affleurement d'une poche des Graves sable argileux altéré et intercalé par des blocs. Cette poche est peut consolider par rapport à la formation de roche calcaire dans la risberme du talus Numéro deux.

Dans ce tronçon, nous avons proposé une protection nommée (type C) (béton de gunitage) pour la risberme du talus N°01 et des barrières verticales installées en bord du talus niveau 2

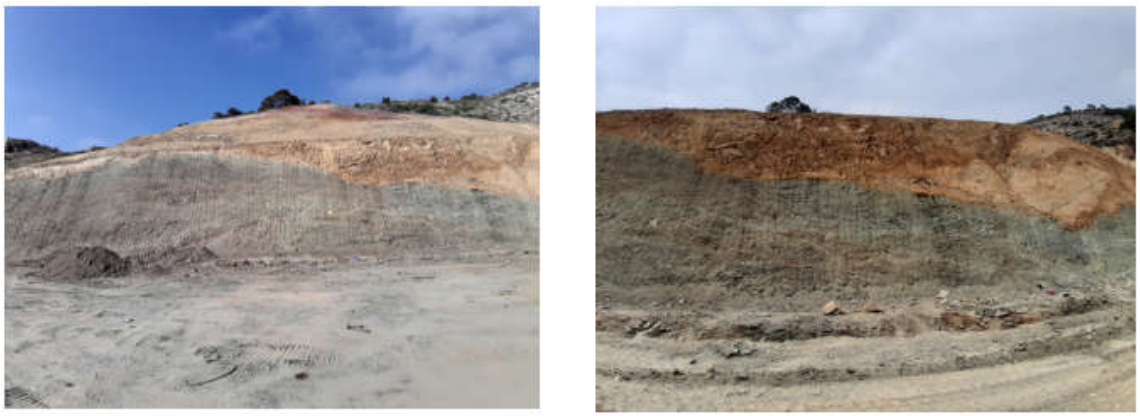

Figure 4.4 :Photographies de la sectionPK0+100-PK0+180

IV.2.2 Section 2 : PK0+180-PK0+330

Cette section est constituée par des formations schisteuses avec des grés instable où le pendage d'orientation des fissure considéré favorable au glissement. Lors des travaux de déblais il à été enregistré un bloc de glissement en plan qui a touché les 02 premières risbermes du talus le volume déplacé est environ de 65000 m^3 .Pour éviter toutes continuité de mouvements de terrain en crête, le groupement à propose une protection tirant d'ancrage nommé (type H) et un béton de gunitage nommé (type C).

Figure 4.5 :Photographies de la section PK0+180– PK0+330

IV.2.3 Section 3 : PK0+330-PK0+700

Cette section est constituée par des formations schisteuses enveloppées par du sol. Pour éviter les mouvements de terrain comme le glissement plan, le groupement propose une protection de type H (tirant d'ancrage)

Figure 4.6 :Photographies de la section PK0+330-PK0-700

IV.2.4 Section 4 : PK0+700-PK1+000

Cette section est composée en plusieurs formations, une formation sédimentaire stratifié et intercalé par un mélange de Sable argilo-graveleux surmonté par une importante formation volcanique de basalte. Cette formation géologique est prévue à des risques des chutes de blocs et de cailloux qui vienne par l'effet de l'érosion météorologique.

Pour lutter contre ces risques, on a proposé un confortement en protection par béton de gunitage (type C) sur les parties inferieurs de talus avec une installation protectrice des usagers contre les chutes des pierres par des barrières verticaux.

Figure 4.7 :Photographies de la section PK0+700-PK1+000

IV.2.5 Section 5 : PK1+000-PK1+200

Les mouvements de terrain sont fréquents dans cette section, notamment les risbermes des talus de niveau 1 et 2 qui sont altérés suite au lancement des travaux de terrassement. La protection prévu est un béton de gunitage de (type C), qui peux assurer une bonne protection et confortement de cette section.

Figure 4.8 :Photographies de la section PK1+000-PK1+200

IV.2.6 Section 6 : PK1+200-PK1+700

Cette section est constituée par des formations schisteuses enveloppées par du sol. Pour éviter les mouvements de terrain comme le glissement plan, le groupement propose une protection de type H (tirant d'ancrage)

Figure 4.9 :Photographies de la sectionPK1+200-PK1+700

IV.2.7 Section 7 : PK1+700-PK1+900

Le traçons est constitué par des matériaux carbonatées de type calcaires dolomitique soluble sous l'effet de l'eau, les fissures sont très fréquente. Une protection de type C (béton de gunitage) doit être dans cette section pour les deux coté droite et gauche

Figure 4.10 :Photographies de la section PK 1+700-PK1+900

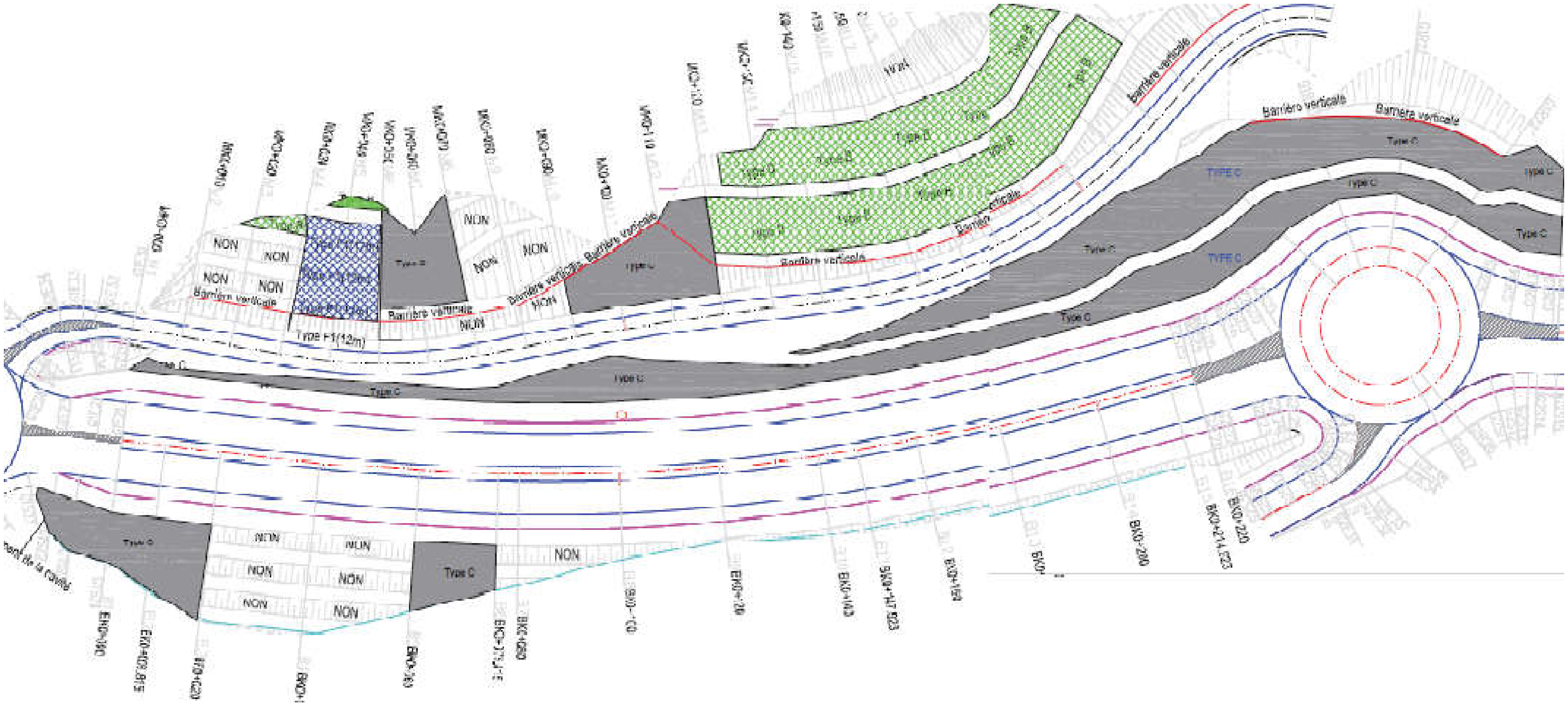

Figure 4.11 :Travaux De Protection des Talus Section PK0+000 - PK2+000

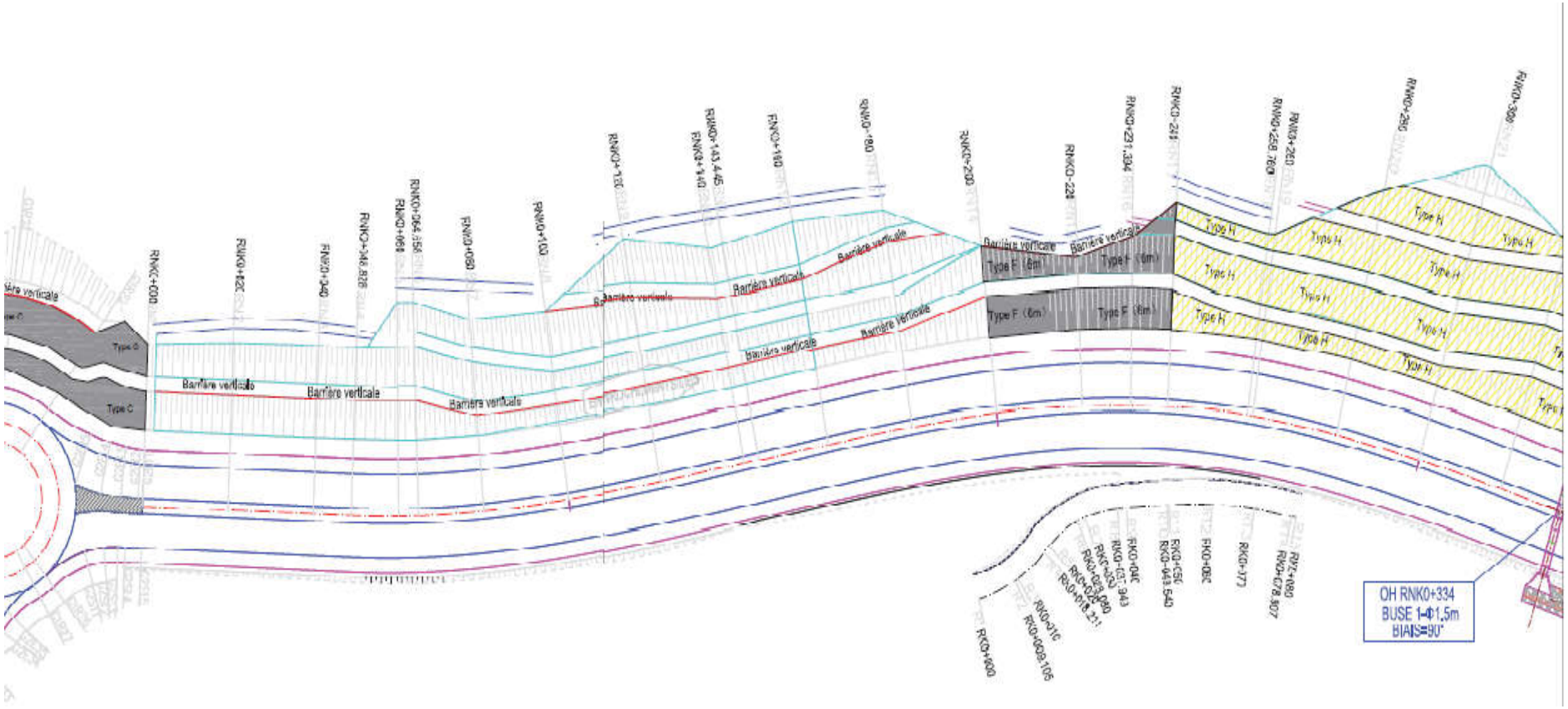

Figure 4.12 :Travaux De Protection des Talus Section PK0+000 - PK2+000

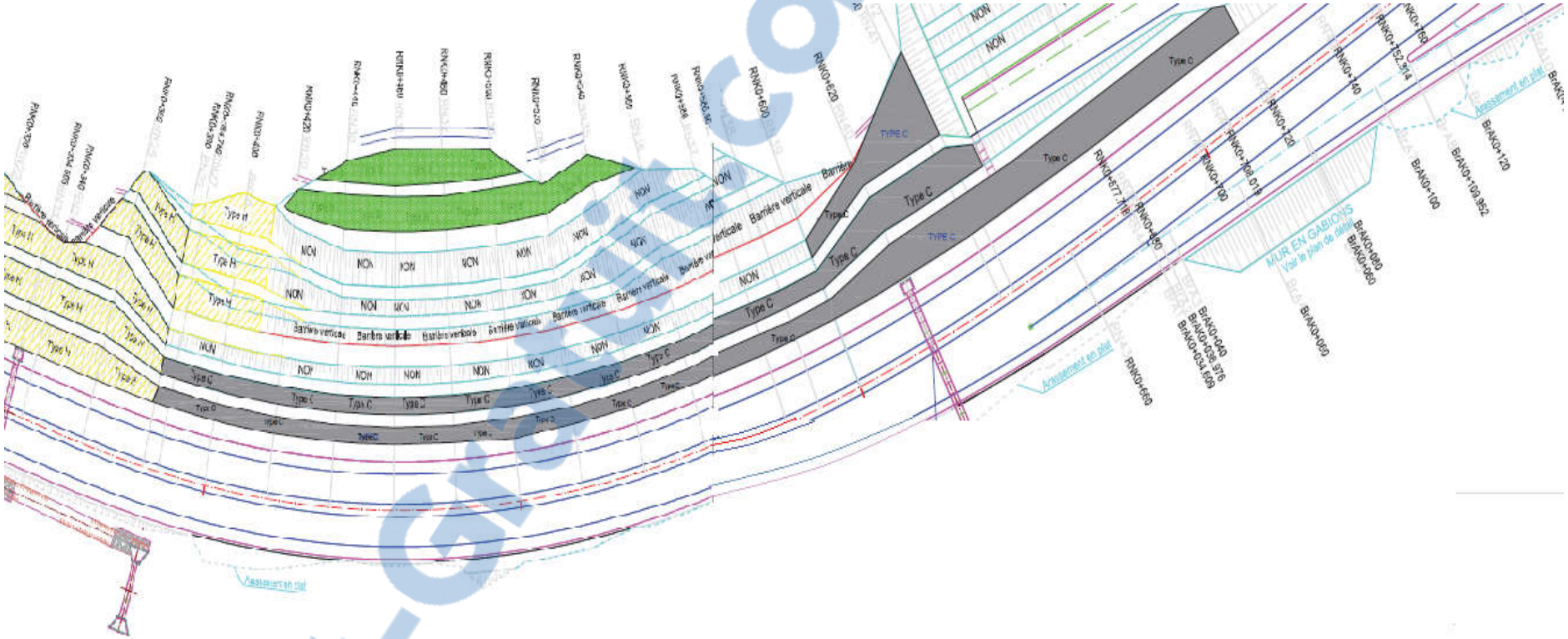

Figure 4.13 :Travaux De Protection des Talus Section PK0+000 - PK2+000

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

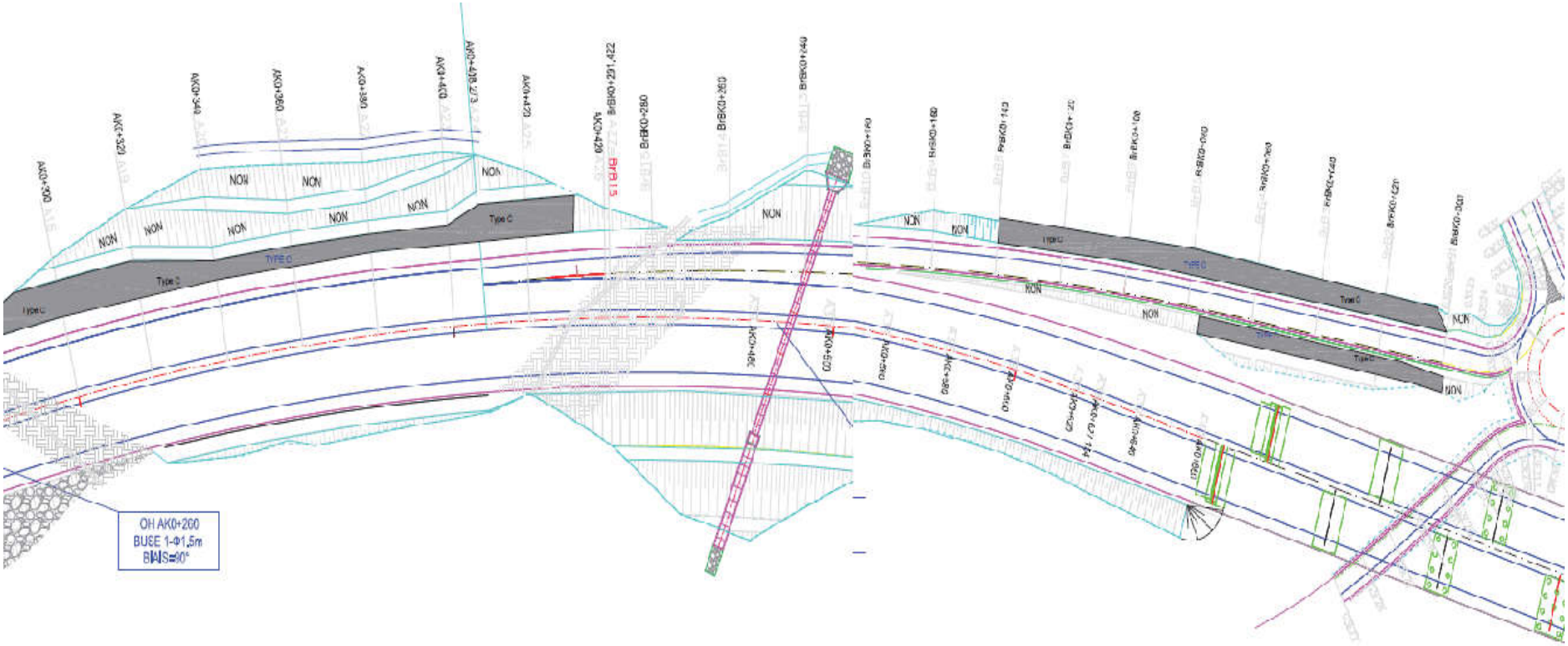

Figure 4.14 :Travaux De Protection des Talus Section PK0+000 - PK2+000

Tableau 4.1 : Confortements des sections (PK0+000 – PK1+900)

Tronçon		Position	1er niveau	2ème niveau	3ème niveau	4ème niveau	5ème niveau
PK début	PK fin						
Pk0+000	PK0+80	Droit	Type C				
Pk0+000	PK0+80	Gauche	Type C	Type F1	Type F1	Type B	Type F1
PK0+80	PK0+100	Gauche	Type C	Type B			
PK0+100	PK0+180	Gauche	Type C	Type C			
PK0+180	PK0+330	Gauche	Type H + Type C	Type H + Type C	Type B		
PK0+330	PK0+700	Gauche	Type H	Type H	Type H		
PK0+700	PK1+000	Gauche	Type C	Type C	Type B	Type B	
PK1+000	PK1+200	Gauche	Type C	Type C	NON		
PK1+200	PK1+700	Gauche	Type H	Type H	NON		
PK1+700	PK1+900	Gauche	Type C				

IV.3 Conclusion

Les moyens mis en œuvre actuellement pour améliorer la stabilité des pentes reposentsur plusieurs techniques. Le choix à adopter sur terrain doit satisfaire plusieurscritères, à savoir : la sécurité des usagers, la durabilité de projet, la maîtrise des techniques employées, l'existence localement desmoyens de confortement et le critère économique. L'ingénieur doit résoudre la solution basant sur les critèrestechniques délai couts sécurité.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

CONCLUSIONGENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'unglissement des talus de projet de la pénétrante Ghazaouet wilaya de Tlemcen de tronçon de PK0+000au PK1+900.L'étude de la stabilité des talus nécessite de suivre plusieurs étapes, dont les principalessont:

- Etude géologique et étude géotechnique ;
- Etude de stabilité;
- Le choix de la méthode de confortement.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechniquecomme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ etles essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant leterrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernièresnous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer dessolutions de confortement convenables.En ce qui concerne la méthodologie, on a analysé le mouvement du terrain, afin delocaliser les surfaces de rupture potentielles. Cette. Analyse du glissement du talus calculé par la méthode d'équilibre limite pour l'analyse à l'aide dulogiciel Gesolpe. Les résultats obtenus par les calculs nous montrent que le facteur majeurqui déclenche notre glissement est l'excavation. Ces deux derniers ont permis de localiser lasurface du glissement critique.En effet, plusieurs éléments ont été combinés pour tenter d'améliorer le coefficient desécurité qui était nettement inférieur à 1,5 pour quelque talus étudié .Le choix de la méthode de confortement relève desdifférente principales actions:

- tirant d'ancrage ;
- clouage ;
- grillage ;
- béton projeté.

Dans notre cas nous avons renforcé le talus avec des différents types de confortement, qui nous permet d'obtenir un coefficient de sécurité supérieur à 1.5. Apparemment Le coût de cette solution demande une somme onéreuse Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vieprofessionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. Audet, I. (2007). La motivation à la formation volontaire: impact des facteurs intrinsèques et extrinsèques ainsi que de l'orientation d'apprentissage. archipel.

2. Belloir, F., & Nuzillard, D. (2009). Développement d'un Capteur Magnétique pour la Protection des Réseaux Souterrains.

3. Benouis, D. (2010). etude d un glissement terrain par différente méthode . Université de saida.

4. Berbar, D. (2002). Etude théorique et numérique de la stabilité des pentes. repository.usthb.

5. Berthet-Rambaud, P. (2004). Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs: modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction phénomène-ouvrage. hal.inrae.

6. Blondeau, S. (2018). Ruptures de Versant Rocheux (RVR) à l'échelle des Alpes occidentales: inventaire systématique, analyse spatiale, perspectives patrimoniales. hal.archives.

7. Bruno, M.-C. (2005). Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires. l'universite Bordeaux 1.

8. Cheikh , A., & Djaber , A. (2019). Etude d'un glissement de terrain renforcé par pieux. Université de Tlemcen.

9. Desodt C., L. J. (2007). Les glissements de terrain, modélisation et prévision. Paris: école normale supérieur Paris-Saclay.

10. Djellbi, A. (2006). Étude du glissement au PK 91+ 100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz: Analyse des causes et études du confortement. université msila.

11. Flageollet. (1989). Les mouvements de terrain et leur prévention» collection Géographie. 224p.

12. Fournier, M. (1989). Mécanique de l'arbre sur pied: maturation, poids propre, contraintes climatiques dans la tige standard.

13. G.Sève, & P.Pouget. (1998). stabilisatios des glissements de terrain. France, laboratior centrale des ponts et chossées.

14. Ghennani, B. (2003). Carthographie et zonnage de l'aide des zones exposées aux risques de mouvement de pentes". Université de Tlemcen.

15. Gilles, s., & Pierre, P. (1998). Stabilisation des glissements de terrain. PARIS: Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

16. Imen, L., & Nadia, R. (2017). Analyse de stabilité d'un versant naturel et choix de confortement Cas de versant KOUALA–Médéa. univ-km.

17. Khemissa, M. (2006). Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes des JNGG.

18. Koudrey , A. (2005). Stabilité des pentes. universitaire De la francophonie AUF.

19. Laouamri, H. (2018). Etude numérique de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre. Université de sétif.

20. Masekanya, J.-P. (2008). Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique. . Université de Liege .

21. Meftah, , A., & Belakhdar K. (2013). L'utilisation de la méthode des éléments finis et les méthodes classiques pour l'analyse statique et pseudo statique de la stabilité des talus. Université de Saida.

22. Saihia, A. (2000). Surveillance des talus et ouvrages de gennie-civil par auscultation topographique cas. ccdz.cerist.

23. Barton and Bandis Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice [Journal]. - [s.l.] : PubliKasjon-Norges GeoteKniske Institutt, 1991. - Vol. 182.

24. Climatologie globale à Ghazaouet [Online] // infoclimat. - 2020. - 01 10, 2020. - https://www.infoclimat.fr/climatologie/globale/ghazaouet/60517.html.

25. CRCC- Groupement Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet À l'Autoroute Est-Ouest sur 41km-1ère Tranche sur 13km Terrassement （PK0+000-PK2+000) [Report]. - khriba : [s.n.], 2019.

26. Dominique Mr Rapport circonsanciel des traveaux de conforetement [Report]. - [s.l.] : egis international, 2019.

27. FHCC Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet [Report]. - 2019.

28. GABRIELA DAN Application à la marge algérienne et à l'effondrement de l'aéroport de. - [s.l.] : UNIVERSITE DE BRETAGNE OCCIDENTALE, 2007.

29. Hoek-Brown finesoftware.eu [Online] // Roche - Critères de résistance au cisaillement . - 03 10, 2020. - https://www.finesoftware.eu/help/geo5/fr/hoek-brown-01/.

30. Martins-Campina M.Bruno.Le role des facteur géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissement de terrain des Pyrénées Atlantiques(Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe) [Report]. - Bordeaux : L'université Bordeaux 1, 2005.

31. Zahri Farid Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux par modilisation numirique [Journal]. - [s.l.] : UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA, 2017. - Vol. 159.

32. Pantelidis Elias Gravanis and Lysandros Determining of the Joint Roughness Coefcient (JRC) [Journal]. - [s.l.] : Department of Civil Engineering and Geomatics, Cyprus University of Technology, 2-8 Saripolou str,, 4 July 2019.

33. Rajapakse R. A. Geotechnical engineering calculations and rules of thumb [Book]. - [s.l.] : Butterworth-Heinemann, 2015.

34. rocscience Your Toolkit For Analyzing Rock and Soil Strength [Online] // rocscience. - 03 05, 2020. - https://www.rocscience.com/software/rocdata.

35. RPOA régelement parasismique algérie [Book]. - 2008.

36. Boutchiche, I., & Chenouf , M. (2019). Conceptualisation et conception d'un systeme de petit barrage en remblais. Université de Tlemcen.

37. Aissa Mohammed Hameza Analyse et modilisation d'un glissement de terrain, cas de sidi youcef [Ouvrage]. - [s.l.] : univairesité khemis malyana , 2011.

38. FHCC Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet [Rapport]. - 2019.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES