



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Larbi Tebessi – Tébessa
معهد المناجم
Institut des mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département des mines et de la géotechnologie



MÉMOIRE

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

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

**Analyse des glissements affectant une ligne ferroviaire et
application des systèmes de confortements.**

Cas : BEKIRA / Constantine

Présenté et soutenu par

ROUAHNA Adel

Devant le jury:

		Grade	Établissement
Président :	BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	MEBROUK Faouzi	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	BENGHAZI Zied	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020

Année universitaire : 2019-2020

Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

1-----ROUAHNA Adel-----

2-----

3-----

Niveau : **MASTER 2** Option : -- ----**GEOTECHNIQUE**-----

Thème : **EVALUATION DE LA STABILITE D'UN TERRAIN ET APPLICATION
DES SYSTEMES DE CONFORTEMENT.**

CAS : DE LA WILAYA DE CONSTANTINE

Nom et prénom de l'encadreur : **MEBROUK Faouzi**

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre I : Les mouvements des terrains	
CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région	
CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes	
CHAPITRE IV : Modélisation numérique du glissement de terrain	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

الصفة: (طالب، أستاذ باحث، باحث دائم): طالب

السيد (ة) : عادل رواحنه

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 100760910 : و الصادرة بتاريخ : 2020/ 05 /19

قسم: المناجم والجيوتكنولوجيا

المسجل : بمعهد المناجم

و المكلف بإنجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

Evaluation de la stabilite d'un terrain et application des systèmes de confortement.

Cas : de la wilaya de Constantine

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية

المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 2020/09/22

إمضاء المعني (ة)



Au nom d'Allah le clément le miséricordieux

Remerciement

*Au terme de ce travail, avons toute chose, je remercie Dieu, le tout
puissant,*

pour m'avoir donnée la force et la patience.

J'adresse mes vifs remerciements à mon encadreur

Dr. Mabrouk. Faouzi

*Pour m'avoir constamment guidé tout long de ce projet et pour ces
conseils précieux.*

Je tiens à remercier tout particulièrement les jurys

J'adresse aussi mes sincères reconnaissances à tous

Les enseignants de

*l'Université LARBI TBESSI –TEBESSA- pour leurs aides,
soutiens et leurs conseils, sans oublier tout le staff administratif
d'Institut de la mine.*

Je remercie aussi à tous les personnes qui ont

Participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Au nom du dieu le clément le miséricordieux

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

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui me donne le courage mon père Brahim pour tout ce

Qu'il fait pour que je sois à ce que je suis aujourd'hui.

À celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée

Pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère Elkamla.

Ces deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance.

Je prie dieu le tout puissant de les honorer et les rendre fiers de moi,

Que dieu les protèges et les gardes.

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

A mes chers frères et soeurs

Et spécialement au petit « Wassim »

A toute la famille ROUAHNA.

A tous mes amis, mes collègues d'Institut de la mine.

*Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation
de ce travail.*

A toutes personnes qui m'ont soutenue et crus en moi lors de mon parcours

Merci à tous.



ROUAHNA ADEL

ملخص

الانهيارات الأرضية خطيرة جدا وهي من الظواهر التي تعتمد على العديد من المعلومات والمعايير. هذا المشروع يتناول دراسة تحليلية مفصلة لانزلاق التربة على مستوى خط السكة الحديدية الرابط بين سكيكدة -قسنطينة ببيكرة ولاية قسنطينة, من أجل تحديد المشكل ومعرفة الاسباب الرئيسية لوقوع الانزلاق والقاء الضوء على العواقب المتوقعة.

هذه المنطقة تتميز بطبيعة جيولوجية متحولة مسببة للانزلاق, ولهذا فانه من الضروري دراسة وتحليل جميع المعطيات الجيولوجية, الهيدرو جيولوجية والزلزالية للمنطقة, وكذا المميزات الفيزيو-ميكانيكية للتربة.

حسابات معامل الأمان بينت أن المنطقة تؤل نحو انزلاق حتمي (معامل الأمان > 1), حيث ينخفض هذا الأخير في وجود معاملات خارجية مثل نفاذية المياه السطحية, أشغال الحفر, الاهتزازات الناجمة عن القطارات... الخ.

تحليل نتائج معامل الأمان أثبتت ان المنطقة غير مستقرة وانه من الضروري تزويد هذه الأخيرة بدعامة مناسبة.

الكلمات المفتاحية : انزلاق التربة, منحدر, معامل الأمان, دعامة

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Ce projet comporte une étude bien détaillé d'un glissement de terrain au niveau de la ligne ferroviaire Skikda-Constantine à Bekira la wilaya de Constantine, afin de connaitre le problème et de déterminer les causes déclenchants, et les conséquences probables.

Les calculs réalisés ont montrés que le terrain est instable ce qui traduit par un coefficient de sécurité faible $F_s < 1$ et qui diminuer avec la présence de facteurs extérieurs telle que les infiltrations des eaux de surface, les travaux de terrassement, les vibrations émises par le train...etc.

L'analyse des résultats trouvés montre que le terrain est dans un état critique, et nécessite la mise en place d'un système de confortement. Après le confortement le coefficient s'améliore d'une manière considérable.

Les mots clés : glissement de terrain, talus, facture de sécurité, confortement, .

Abstract

Landslides are very dangerous and very phenomena which depend on several parameters and criteria. This project includes a detailed study of a landslide at the Skikda-Constantine railway line in Bekira, the wilaya of Constantine, in order to know the background problem and to determine the triggering causes and the likely consequences.

The calculations carried out showed that our terrain is unstable, which translates into a low safety factor <1 and which decreases with the presence of external factors such as infiltration of surface water, earthworks, etc.

The analysis of the results found shows that the terrain is in a critical state, and requires the installation of a system of reinforcement. But after the comfort, this coefficient improves in a considerable way.

Keywords: landslide, embankment, safety fracture, reinforcement.

Sommaire

Table des matières

Résumé.....	I
Table des matières.....	IV
Liste des Figures.....	XIII
Liste des tableaux.....	XVII

Introduction générale

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

CHAPITRE I : Les Mouvements Des Terrains

I.1. Introduction.....	4
I.2. Définition Des Mouvements Des Terrains.....	4
I.3. Les Type Des Mouvements De Terrain.....	4
I.3.1. Les mouvement des terrains qui affecter sur les roche.....	4
I.3.1.1: Chutes de Pierre et de blocs:.....	4
I.3.1.2: Éboulement:.....	5
I.3.1.3: Le fauchage.....	6
I.3.1.4: Le renversement:.....	7
I.3.1.5: Les écroulements.....	7
I.3.2.Les mouvement des terrains qui affecter sur les soles.....	8
I.3.2.1 : Reptation :.....	8
I.3.2.2: Fluage :.....	8
I.3.2.3:Les tassements:.....	9
I.3.2.4: Le retrait-gonflement.....	10
I.3.2.5 : Solifluxion:.....	10
I.3.2.6:Érosion littorale.....	11

I.3.2.7:Les coulées boueuses.....	11
I.3.2.8:Les affaissements et l’effondrement.....	12
I.3.2.9: Les glissements.....	12
❖ Les types de glissement de terrain.....	13
I.3.2.9.1 : Glissement plan	13
I.3.2.9.2 : Glissement rotationnel	13
I.3.2.9.3 : Glissement quelconque.....	14
I.4. Classification du glissement de terrain	14
I.5. Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains	15
I.6: Glissements de terrain survenus dans le monde	16
a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France.....	17
b) Glissement Au sud du Mexique	18
I.6.Conclusion.....	19
 CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région	
II.1.Introduction	21
II.2.Situation géographique de la région de Constantine	21
II.2.2. localisation du site d’étude (Bekira) :.....	22
II.3. Cadre géologique	22
II .3.1.Géologie régionale	22
II.3.1.1. Domaine interne	23
II.3.1.1.1 Socle kabyle	23
II.3.1.2 Domaine des flyschs	24
II.3.1.2.1. les flyschs mauritaniens.....	24

II.3.1.2.2. Les flyschs massyliens.....	24
II.3.1.2.3. Le flysch numidien.....	24
II.3.1.3.1. Les séries telliennes	24
II.3.1.3. Domaine externe	24
II.3.2. Géologie locale	25
II.3.3. La stratigraphie	26
II.3.3.1. Quaternaire	26
II.3.3.2. Miopliocène continentale	27
II.3.3.3. les nappes néritiques constantinoise	27
II.3.3.4. Trias	27
II.3.4. Le dispositif structural constantinois	27
II.3.4.1. La phase tectonique du Jurassique inférieur	27
II.3.4.2. La phase tectonique du Jurassique supérieur	27
II.3.4.3. La phase tectonique de l’Aptien	27
II.3.4.4. La phase tectonique de l’Albien	28
II.3.4.5. La phase tectonique du Crétacé supérieur.....	28
II.3.4.6. La phase Atlasique.....	28
II.3.4.7. La phase Alpine.....	28
II.3.4.8. La phase Astracienne.....	28
II.3.4.9. La phase du Miocène supérieur.....	28
II.3.5. La géomorphologie	29
II.4. Hydrologie et hydrogéologie	29
II.4.1. hydrologie régionale	29

II.4.2. Hydrogéologie et hydrologie locale	30
II.5. Sismicité de la région de Constantine	31
II.5.1. Sismicité historique	32
II.6. Evolutions glissements	32
II.6. 1. Côté Sud	32
➤ Déclenchement du glissement	33
➤ Propagation du glissement	34
II.6. 2. Côté Nord.....	36
II.7. Les reconnaissances géotechniques	38
II.7.1. L'investigation in situ	38
II.7.1.1. Sondages carottés	39
II.7.1.2. Essai de pénétration standard (SPT)	40
II.7.1.3. Essais de pénétration dynamique.....	41
II.7.1.4. Essais pressiométriques.....	42
II.7.1.5. Niveau piézométrique	43
II.7.2. Identification au laboratoire	45
II.7.2.1. Essais physiques	45
II.7.2.1.1. Analyse granulométrique.....	45
II.7.2.1.2. Les limites d'Atterberg	47
II.7.2.1.3. Densité sèche et Teneur en eau	49
II.7.2.2. Essais mécaniques	51
II.7.2.2.1. Essais de cisaillement rectiligne.....	51
II.7.2.3. Analyses chimiques	52

II .8. Classification des sols	52
II.8.1.classification L.C.P.C	52
II.8.1.a. les sols grenus	53
II.8.1.b. sols fins	53
II.8.2. Classification selon RPA (règles parasismiques algérienne) 1999 /version 2003	54
II.8.2.a. Par essais in situ	54
II.9 : Conclusion :.....	55

CHAPITRE III : Méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes

III.1. Introduction	57
III.2. Notion de coefficient de sécurité	57
III.2.2. Choix de valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de la stabilité	58
III.3. Études de la stabilité des pentes.....	58
III.3.1 Méthodes Analytiques.....	59
III.3.1.1. Méthodes des tranches	59
III.3.1.1.1.La méthode de FELLINUS.....	59
III.3.1.1.2. Méthode de BISHOP (1955).....	61
a- La méthode de BISHOP simplifiée.....	62
III.3.1.2. la méthode de Taylor.....	63
III.3.1.3 Méthodes de l'équilibre des moments et des forces.....	64
III.3.1.3.1.Méthode de Jambu généralisé.....	64
III.3.1.3.2. Méthode de Morgenstern-Price 1965.....	65
III.3.1.4.méthode d'équilibre des forces.....	65

III.3.1.4.1. La Méthode De Coin.....	65
III.3.1.4. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970].....	67
III.3.2: Méthodes Numériques.....	67
III.3.2.1: La méthode basée sur les éléments finis.....	68
III.3.2.2. La méthode basée sur les différences finies.....	68
III .4. Types de rupture (nature de glissement)	68
III.5. Détermination du type de glissement et le cercle critique : (pour c et φ).....	71
III.6. Guide pour la localisation du cercle critique	71
III.7. Application pour le cas étudié	71
III.7.1.Calcul à court terme ($\varphi= 22^\circ$)	72
➤ La localisation du centre de glissement.....	72
➤ Le Calcul du coefficient de sécurité.....	73
III.7.1.1.Calcul Par La Méthode De FELLINUS.....	74
A. Pour Un Sol Sec.....	74
B. Pour un sol saturé.....	75
III.7.1.2.Calcul par la méthode de Bishop	77
A. Pour Un Sol Sec.....	77
B. Pour un sol saturé.....	78
III.8.Interprétation des résultats	79
III.9.CONCLUSION	80

CHAPITRE IV : Modélisation numérique du glissement de terrain

IV. 1- Introduction.....	82
IV.2 Introduction au programme PLAXIS.....	82

IV. 3.1 - Le modèle élastique linéaire (EL).....	84
IV.3.2. - Le modèle de Mohr –Coulomb (MCM)	84
IV.3.3 - Modèle de durcissement par écrouissage isotropique ‘Hardening-Soil model’ (HSM)	85
a) Paramètres du HSM	85
IV.3.4 - Modèle des sols doux ou ‘Soft –Soil -Creep model’ (SSCM)	86
IV. 4. Généralités sur Géostudio 2012.....	86
IV. 4.1.Le fonctionnement du logiciel	87
1. Define	87
2. Solve	88
3. Contour	88
IV.5 Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS	89
IV.5 .1 - Définition des données	89
IV.5.2. La géométrie du modèle est les conditions limites.....	89
IV.5.3.Les caractéristiques des matériaux	90
IV.5.4. Génération du maillage	90
IV.5.5 .Les conditions initiales	91
a. Conditions hydrauliques	91
b.contraintes initiales	91
IV.5.6.Procédure de calcul	92
IV.5.7.Les résultats de la modélisation	92
IV.5.7.1. Dans le cas statique	93
IV.5.6.1.1.Dans le cas d’un sol sec.....	93

a) Les déformations de cisaillement.....	93
b) Le de coefficient de sécurité.....	93
IV.5.6.1.2. Dans le cas d'une saturation totale.....	94
a) La déformation de maillage et des éléments.....	94
b) Les déformations de cisaillement.....	94
c) Le de coefficient de sécurité.....	95
IV.5.6.2. Dans le cas dynamique	95
IV.5.6.1.1. Dans le cas d'un sol sec.....	96
a) Les déformations de cisaillement.....	96
b) Le de coefficient de sécurité.....	96
IV.5.6.1.2. Dans le cas d'une saturation totale.....	97
a) La déformation de maillage et des éléments.....	97
b) Les déformations de cisaillement.....	97
c) Le de coefficient de sécurité.....	98
IV.6. Calcul par GEOSLOPE	98
IV.6.1. Dans le cas statique	99
IV.6.1.1. Les résultats des calculs par GEOSTUDIO dans le cas sec.....	99
IV.6.1.2. Les résultats des calculs par Géostudio dans le cas de saturation.....	99
IV.6.2. Dans le cas dynamique	100
IV.6.2.1. Les résultats des calculs par GEOSTUDIO dans le cas sec.....	101
IV.6.2.2. Les résultats des calculs par Géostudio dans le cas de saturation.....	102
IV.7. Les solutions proposées	103
IV.7.1. Dans le cas statique	103

IV.7.1.1.Rabattement de l'eau	103
a)Les résultats des déplacements horizontaux.....	104
b) Les déformations de cisaillement.....	104
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	105
IV.7.2. Dans le cas dynamique	105
IV.7.2.1.Rabattement de l'eau	105
a)Les résultats des déplacements horizontaux.....	106
b) Les déformations de cisaillement.....	106
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	107
IV.8.Mise en place d'un système de conformément par PLAXIS	107
IV.8.1. Dans le cas statique	107
IV.8.1.1.Renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe.....	107
a)Les résultats des déplacements horizontaux.....	108
b) Les déformations de cisaillement.....	108
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	110
IV.8.1.2.Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe	110
a)Les résultats des déplacements horizontaux.....	110
b) Les déformations de cisaillement.....	110
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	111
IV.8.1.3.Gabion plus rabattement de l'eau :.....	111
a)Les résultats des déplacements horizontaux.....	112

b) Les déformations de cisaillement.....	112
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	113
IV.8.2. Dans le cas dynamique	113
IV.8.2.1. Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de nappe.....	113
a) Les résultats des déplacements horizontaux.....	114
b) Les déformations de cisaillement.....	114
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	115
IV.8.2.2. Gabion plus rabattement de l'eau	115
a) Les résultats des déplacements horizontaux.....	116
b) Les déformations de cisaillement.....	116
c) La valeur de coefficient de sécurité FS.....	117
IV.9. Mise en place d'un système de conformement par GEOSLOP.....	117
IV.9.1. Dans cas statique	117
IV.9.1.1. Mise en place d'un mur en gabion	117
IV.9.2. Dans cas dynamique	118
IV.9.2.1. mise en place d'un mur en gabion avec la charge dynamique	118
IV.9.2.2. Mise en place d'un mur en gabion avec rabattement de l'eau	120
IV.10. CONCLUSION	122

Conclusions générales et recommandations

Conclusions générales et recommandations.....	124
---	-----

LISTES DES FIGURES :

Figure I.1: Un Éboulement.....	5
Figure I.2: Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs.....	6
Figure I.3: Phénomène de fauchage.....	6
Figure I.4: Renversement.....	7
Figure I.5: Type d'écroulement.....	8
Figure I.6 : de reptation.....	8
Figure I.7: le phénomène de fluage.....	9
Figure I.8: phénomène de tassement.....	9
Figure I.9: Phénomène de retrait de gonflement.....	10
Figure I.10: Phénomène de solifluxion.....	10
Figure I.11: Érosion littorale.....	11
Figure I.12 : Le mécanisme de l'affaissement et de l'effondrement.....	12
Figure I.13 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	12
Figure I.14: Glissement plan.....	13
Figure I.15: Glissement rotationnel.....	14
Figure I.16 : glissement quelconque.....	14
Figure I.17: Leglisement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France.....	18
Figure I.18: Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz	19
Figure II.1 : situation géographique de Constantine.....	21
Figure II.2 : localisation de la région d'étude.....	22
Figure II.3 : Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale.....	23
Figure. II.4 : Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale.....	25
Figure II.5 : la carte géologique de Constantine.....	26
Figure II.6 : Carte géomorphologie de la région de Constantine.....	29
Figure II.7 : principaux cours d'eau de la région d'étude.....	30

Figure II.8: Erosion et ravinement indiquant des écoulements vers le site.....	30
Figure II.9 : carte zonage sismique de l'Algérie.....	31
Figure II.10 : Les séismes majeurs de l'Algérie du Nord de la période 1365-2003(CRAAG, 1994 ; Modifiée).....	32
Figure II.11: déclenchement du glissement au pied du gradin suite à la saturation du sol.....	33
Figure II.12 : stagnation d'eau au ravin supérieur.....	34
Figure II.13 : infiltration à travers la surface de rupture et déclenchement du deuxième glissement.....	34
Figure II.14 : propagation du glissement au niveau supérieur.....	35
Figure II.15: propagation du glissement au niveau supérieur.....	35
Figure II.16 : apparition de nouveau signe d'instabilité au niveau supérieur.....	36
Figure II.17 : érosion des talus.....	36
Figure II.18 : colmatage des caniveaux.....	37
Figure II.19 : glissement locale côté Nord.....	37
Figure II.20 : plan d'implantation sur levé topographique.....	38
Figure II.21 : profile géotechnique.....	40
Figure II.22: Schéma d'un sondage pressiométrique.....	42
Figure II.23: Schéma l'installation du tube piézométrique.....	44
Figure II.24 : exemple d'une courbe granulométrique.....	46
Figure II.25: Dispositif de l'essai de cisaillement a la boite.....	51
Figure II.26 : l'abaque de Casagrande.....	54
Figure III.1 : État des contraintes le long de la courbe de rupture.....	57
Figure III.2 :L'abaque de Taylor	61
Figure III.3: Représentation des forces inter -tranches sur une tranche.....	64
Figure III .4 : Méthode de Jambu- la représentation des forces sur une tranche.....	64
Figure III.5: les fonctions typiques de $f(x)$	65
Figure III.6 : Illustration des forces appliquée dans la méthode des coins.....	66

Figure III.7: illustrations des forces appliquées.....	66
Figure III.8: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.....	67
Figure III.9: Cercle du pied.....	69
Figure III.10: Cercle du flanc de talus.....	69
Figure II.11: Cercle à mi- pente.....	69
Figure III.12: L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.....	70
Figure III.13: l'abaque pour $C = h \cdot f(\phi)$	70
Figure III.14: cercle du pied pour le talus doux.....	71
Figure III.15 : L'abaque représentatif.....	72
Figure III.16: localisation du centre de glissement.....	73
Figure III.17: localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.....	73
Figure III.18: discrétisation par tranche de la pente.....	74
Figure IV.1 : Organigramme du code Plaxis.....	84
Figure IV.2 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb.....	85
Figure IV.3 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.....	89
Figure IV.4 : La géométrie de modèle.....	89
Figure IV.5 : le maillage du modèle.....	90
Figure IV. 6 : les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.....	91
Figure IV.7 : la distribution des contraintes totale.	91
Figure IV.8: procédure de calculs.....	92
Figure IV.9 : Déformation de cisaillement	93
Figure IV.10 : valeur de coefficient de sécurité.....	93
Figure IV.11 : les mailles déformées	94
Figure IV.12 : déformation de cisaillement	94
Figure IV.13 : valeur de coefficient de sécurité.....	95
Figure IV.14: procédure de calculs avec la charge dynamique	95

Figure IV.15 : Déformation de cisaillement	96
Figure IV.16 : valeur de coefficient de sécurité.....	96
Figure IV.17 : les mailles déformées	97
Figure IV.18 : déformation de cisaillement.....	97
Figure IV.19 : valeur de coefficient de sécurité.....	98
Figure IV.20 : Le modèle géométrique adopté.....	98
Figure IV.21: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	100
Figure IV.22: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	100
Figure IV.23 : Le modèle géométrique adopté.....	101
Figure IV.24: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	101
Figure IV.25: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	102
Figure IV.26: rabattement de l'eau.....	103
Figure IV.27: les déplacements horizontaux.....	104
Figure IV.28: Les déformations de cisaillement.....	104
Figure IV.29 : valeur de coefficient de sécurité.....	105
Figure IV.30 : rabattement de l'eau.....	105
Figure IV.31: les déplacements horizontaux.....	106
Figure IV.32:Les déformations de cisaillement.....	106
Figure IV.33 : valeur de coefficient de sécurité.....	107
Figure IV.34: renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe.....	107
Figure IV.35: Les déplacements horizontaux.....	108
Figure IV.36: Les déformations de cisaillement.....	108
Figure IV.37: valeur de coefficient de sécurité.....	109
Figure IV.38: Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe.....	109
Figure IV.39: les déplacements horizontaux.....	110
Figure IV.40: Les déformations de cisaillement	110

Figure IV.41 : valeur de coefficient de sécurité.....	111
Figure IV.42: gabion plus rabattirent de l'eau	111
Figure IV.43: les déplacements horizontaux.....	112
Figure IV.44: Les déformations de cisaillement	112
Figure IV.45 : valeur de coefficient de sécurité.....	113
Figure IV.46: renforcement par les pieux.....	113
Figure IV.47: les déplacements horizontaux.....	114
Figure IV.48: Les déformations de cisaillement	114
Figure IV.49 : valeur de coefficient de sécurité.....	115
Figure IV.50 : Gabion plus rabattement de l'eau	115
Figure IV.51: les déplacements horizontaux	116
Figure IV.52: Les déformations de cisaillement	116
Figure IV.53 : valeur de coefficient de sécurité.....	117
Figure IV.54: la géométrie du model adopté.....	117
Figure IV.55: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	118
Figure IV.56: la géométrie du model adopté.....	119
Figure IV.57: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	119
Figure IV.58: la géométrie du model adopté.....	120
Figure IV.59: les positions des cercles de glissements les plus critiques.....	121

LISTE DES PHOTOS :

Photo I.1: Chutes de pierres et de blocs	4
Photo I.2: Les coulées boueuses.....	11
Photo II.1: le tamisage.....	45
Photo II.2: la sédimentométrie.....	45

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1. : Classification du glissement selon la profondeur de la surface de rupture.....	15
Tableau I.2 : classification de l'activité en fonction de la vitesse moyenne.....	15
Tableau II.1 : la classification sismique de la région de Constantine.....	31
Tableau II.2 : Lithologie des sondages carottés.....	39
Tableau II.3 : résultat d'essai SPT.....	41
Tableau II.4 : résultat d'essai pressiométrique.....	43
Tableau 5 : lectures piézométriques.....	45
Tableau II.6 : résultat de l'analyse granulométrique.....	47
Tableau II.7: classification du sol selon l'indice I_p	48
Tableau II.8 : État du sol en fonction de l'indice de consistance.....	48
Tableau II.9 : résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE.....	49
Tableau II.10 : résultats de la teneur en eau, degré de saturation et densité sèche.....	50
Tableau II.11 : caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement UU.....	51
Tableau II.12: caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement CD.....	52
Tableau II.13 : résultats d'analyses chimiques.....	52
Tableau III.1: F_s en fonction de grandeurs par rapport à une grandeur limite.....	58
Tableau III.2: Valeur de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage.....	58
Tableau 3: les résultats de calcul par la méthode de FELLINUS.....	75
Tableau 4: les résultats de calcul par la méthode de FELLINUS.....	76
Tableau III .5 : résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	77

Tableau III .6 : résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	78
Tableau III 7 : Valeur de FS en fonction de l'état de l'ouvrage.....	79
Tableau IV.1 : les propriétés des sols.....	90
Tableau IV.2: Les coefficients de sécurités.....	99
Tableau IV.3: Les coefficients de sécurités.....	100
Tableau IV.4: Les coefficients de sécurités.....	102
Tableau IV.5 : Les coefficients de sécurités.....	103
Tableau IV.6: les résultats de la modélisation de différents cas.....	103
Tableau IV.7 : Les coefficients de sécurités.....	118
Tableau IV.8 : Les coefficients de sécurités.....	120
Tableau IV.9 : Les coefficients de sécurités.....	121
Tableau IV.10 : les résultats de la modélisation de différents cas après confortement.....	122

Introduction générale

Introduction générale :

Depuis plus d'un siècle les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les mécaniciens des sols ont tenté par divers moyens, de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et, plus largement, les mouvements de terrain.

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années. La rupture se produit selon des formes vaguement circulaires ou bien elle ne présente au contraire aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Ce travail est basé sur l'étude de la stabilité des terrains (par différentes approches à savoir analytiques et numériques) de la zone PK 53+300 située **Bekira** wilaya de Constantine où la pente naturelle se trouve dans un état critique marqué par des dégradations observées et de proposées les méthodes et les moyens les plus adéquats de confortements.

Pour atteindre les objectifs visés, ce travail est divisé en quatre chapitres avec une introduction générale et une conclusion avec des recommandations.

Le premier chapitre présente des généralités sur les mouvements de terrain ; leurs types et les causes qui peuvent engendrer l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde en générale.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude géologique régionale et locale, présentation hydrogéologique et hydrologique afin de cerner l'eau et ses origines, une reconnaissance géotechnique détaillée du site in-situ et au laboratoire et l'analyse des résultats obtenus.

Dans le troisième chapitre, nous présentons les méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes avec quelques notions sur le coefficient de sécurité FS, munie d'une application numérique en utilisant les méthodes analytiques (méthode des tranches) selon plusieurs configurations à l'aide des deux fameuses méthodes classiques de Bishop et FILLINUS.

Introduction générale

Dans le quatrième chapitre on a introduira une approche nous permettant de donner un modèle de ce glissement en utilisant la méthode des éléments finis par le code PALXIS et l'application des méthodes analytiques on utilise le programme GEOSLOPE 2012.

Finalemnt, le mémoire est clôturé par une conclusion générale et des recommandations.

CHAPITRE I

Les Mouvements Des Terrains

I.1. Introduction :

Dans de ce chapitre on s'intéresse a définir en premier lieu les différents types de rupture liés aux mouvements de terrain selon la nature des terrains (roche et sole) comme les affaissements, les tassements, les écroulements les coulées boueuses, les glissements et les fauchagesEtc.). En second lieu les principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains en dernier lieu les glissements de terrain survenus dans le monde.

I.2. Définition des mouvements des terrains :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravite. Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de Pierre et de blocs, les éboulements et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent). [1]

I.3. Les types des mouvements de terrain :**I.3.1. Les mouvements des terrains affectant les roches :****I.3.1.1- Chutes de pierre et de blocs :**

Les chutes de Pierre et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc : $\emptyset > 50\text{cm}$). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. [2]

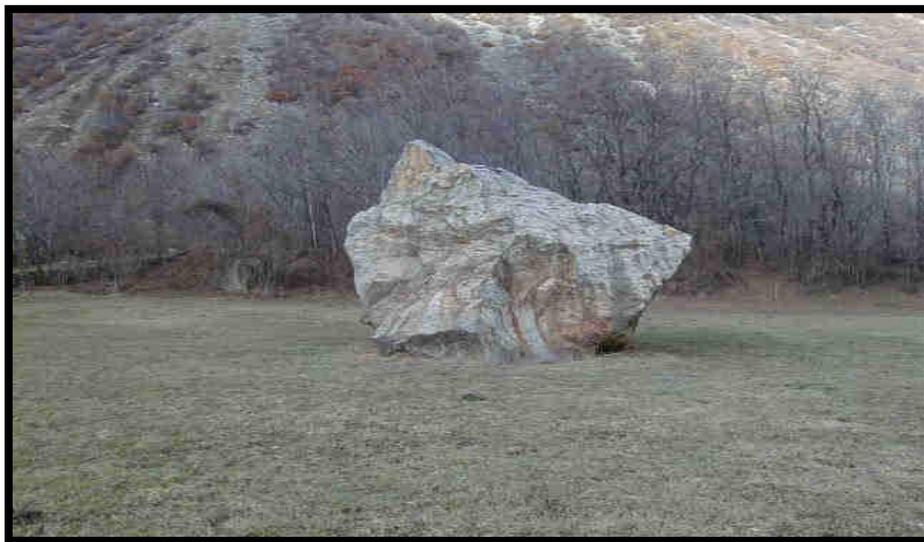


Photo I.1: Chutes de pierres et de blocs. [2]

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s. Dans la description des mouvements d'une pierre ou d'un bloc, il convient de distinguer entre les phases de rebond et de roulement. Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres. [2]

I.3.1.2- Éboulement :

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

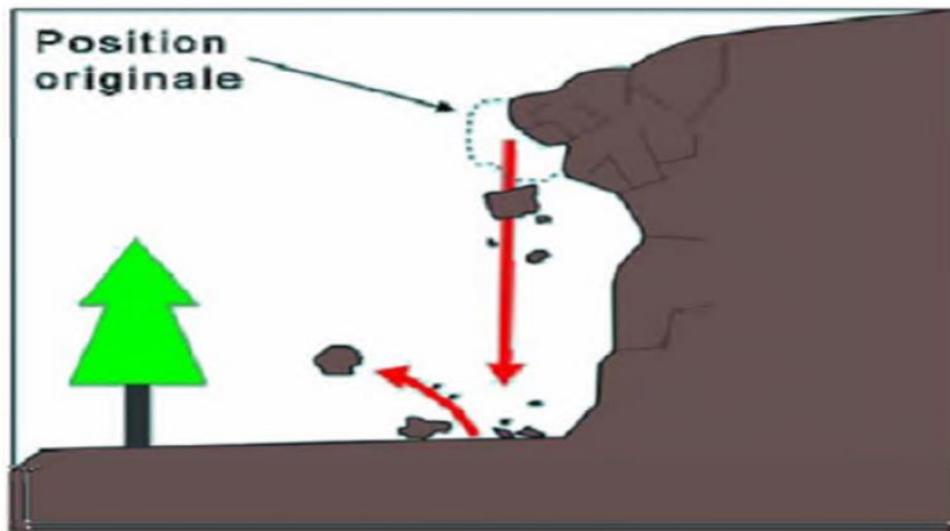


Figure I.1 : Un Éboulement. [3]

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité. Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. En comparaison avec le phénomène d'éroulement, les interactions entre les éléments de roche formant l'éboulement et l'énergie mise en œuvre sont relativement limitées. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s. [3]

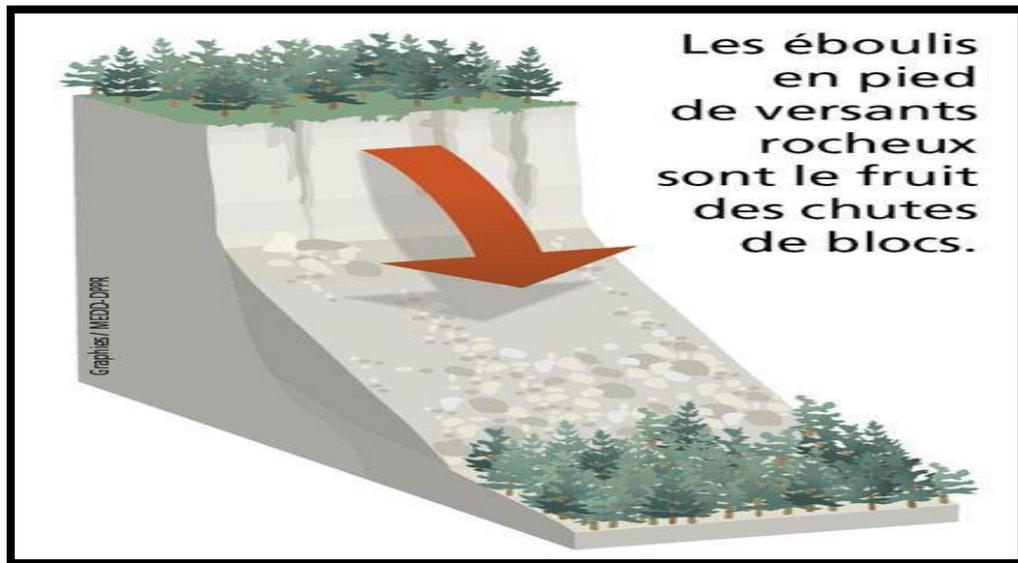


Figure I.2 : Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs[3]

I.3.1.3- Le fauchage :

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable. Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière.[4]



Figure I.3 : Phénomène de fauchage.[4]

I.3.1.4- Le renversement :

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacée. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut tomber vers le bas de la pente en raison d'affaiblissement supplémentaire de la roche. Cela dépendra du type et de la géométrie de la masse rocheuse. [5]

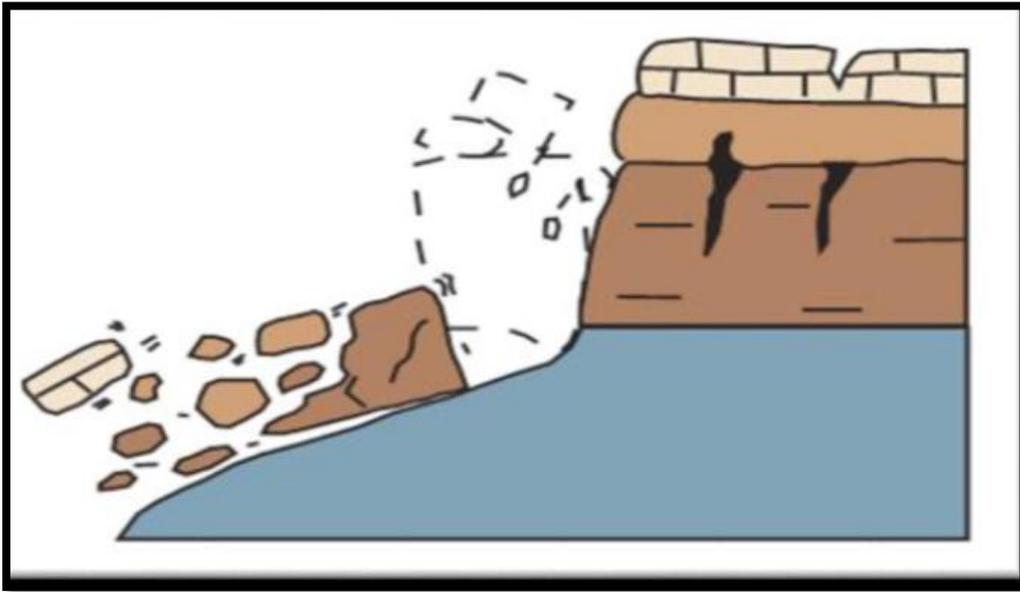


Figure I.4 : Renversement. [5]

I.3.1.5 - Les écroulements :

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40 m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable.

Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues; en cas de rupture

catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval. [6]



Figure I.5 : Type d'écroulement.[6]

I.3.2. Les mouvements des sols :

I.3.2.1- Reptation :

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbres, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles.[7]

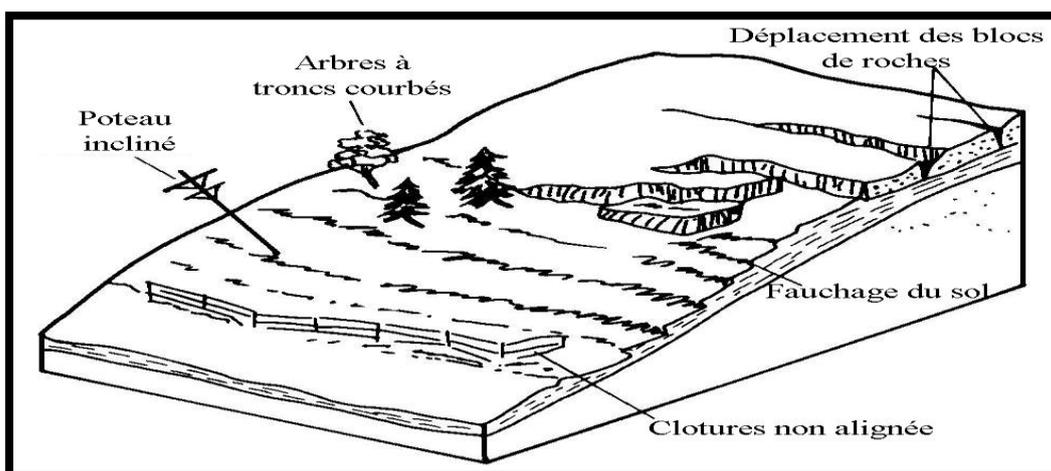


Figure I.6 : Reptation.[7]

I.3.2.2- Fluage :

Le fluage se produit généralement au sein de formations comme (marnes, argiles plastiques, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou

anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure I.7, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'éroulement de la falaise. [7]

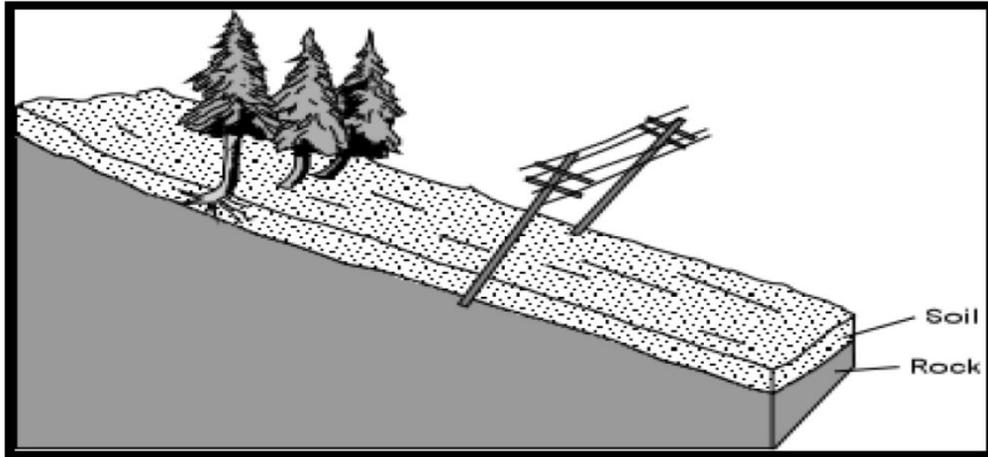


Figure I.7 : le phénomène de fluage.[2]

I.3.2.3- Les tassements :

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe). [8]

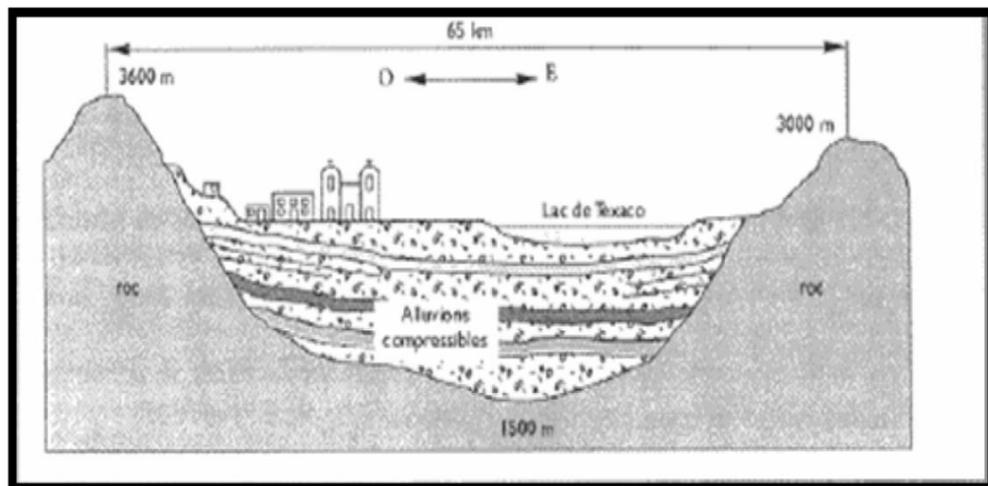


Figure I.8:phénomène de tassement.[8]

I.3.2.4- Le retrait-gonflement :

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse; ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992. [2]

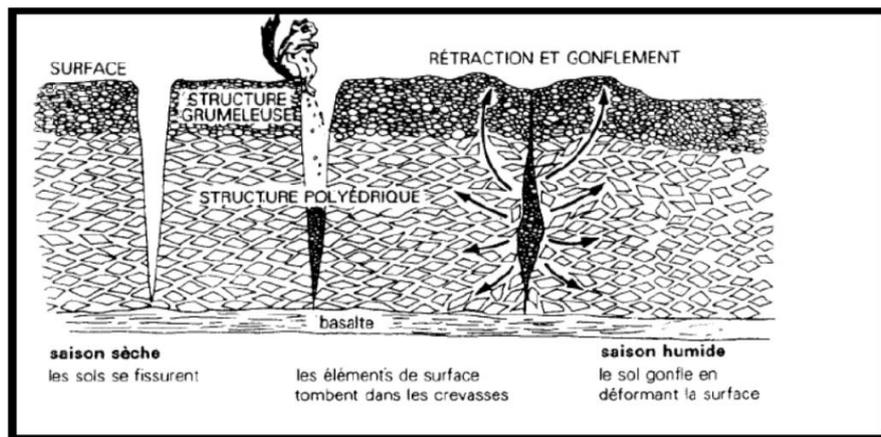


Figure I.9 : Phénomène de retrait de gonflement. [2]

I.3.2.5- Solifluxion :

Indépendamment du type de matériaux constituant le versant, un autre type de mouvement est attribué aux écoulements : il s'agit du phénomène de solifluxion. Il peut être dû à une alternance gel/dégel, au passage d'animaux et/ou à l'action des racines. C'est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles. La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. Cependant, elle n'affecte que de faibles épaisseurs.[13]

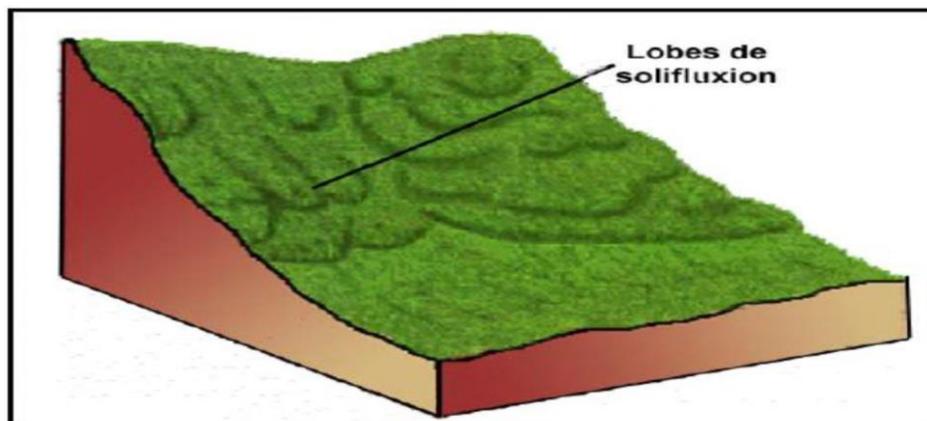


Figure I.10 : Phénomène de solifluxion [13]

I.3.2.6-Érosion littorale :

Ce phénomène naturel affecte aussi bien les côtes rocheuses par glissement et effondrement de falaise que les côtes sableuses soumises à l'érosion par les vagues et les courants marins. [2]

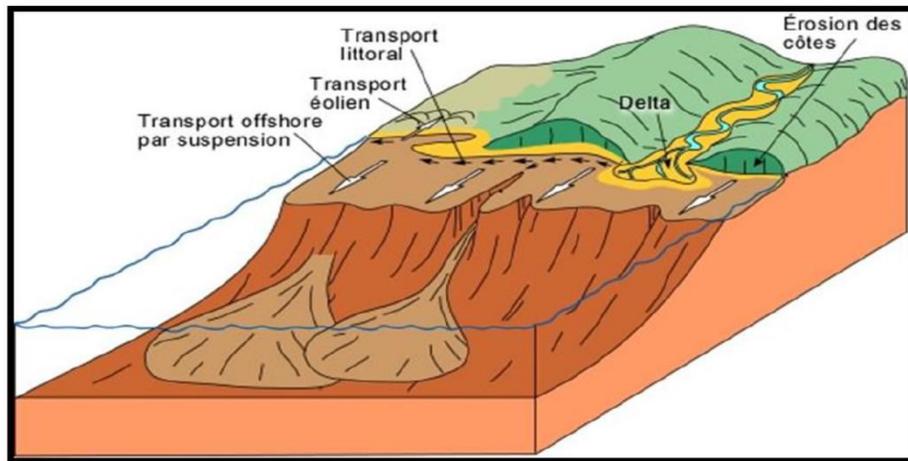


Figure I.11 : Érosion littorale. [2]

I.3.2.7- Les coulées boueuses :

Phénomènes caractérisés par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide. Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou à granulométrie très fine (Marnes, schiste argileux, flysch argileux...) fissurée ou saturée à plasticité moyenne. [2]



Photo I.2 : Les coulées boueuses. [2]

I.3.2.8 : Les affaissements et l'effondrement :

- Un affaissement est issu d'un fléchissement du sol situé au-dessus d'une cavité souterraine. [9]
- Un effondrement est issu d'une rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine. Cette rupture se propage vers la surface plus ou moins brutalement. [9]

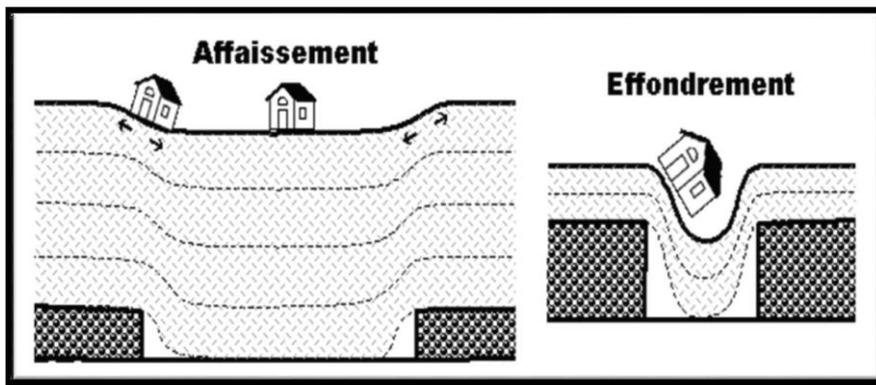


Figure I.12 : Le mécanisme de l'affaissement et de l'effondrement.[5]

I.3.2.9- Les glissements :

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles...). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.[10]

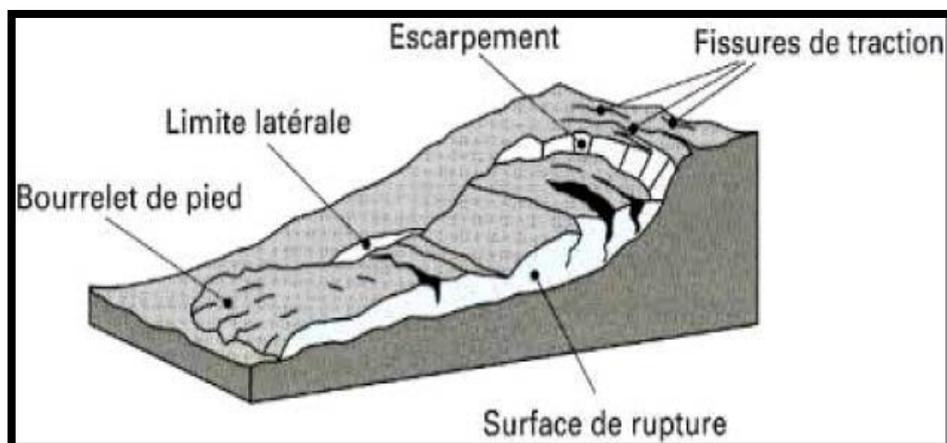


Figure I.13 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain. [10]

❖ Les types de glissement de terrain :

- Glissement plan ou (translatifs)
- Glissement rotationnel (Circulaire)
- Glissement quelquaque (complexes)[9]

I.3.2.9.1 : Glissement plan :

IL se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat (figure 14). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ». [10]

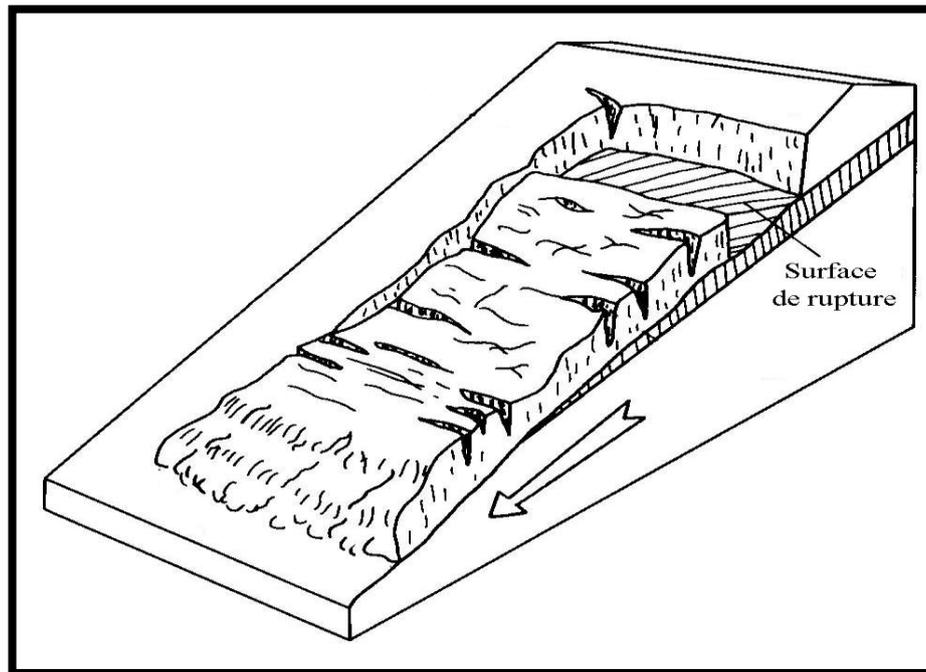


Figure I.14 : Glissement plan. [10]

I.3.2.9.2 : Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère (figure 4). La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de faille. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée. [10]

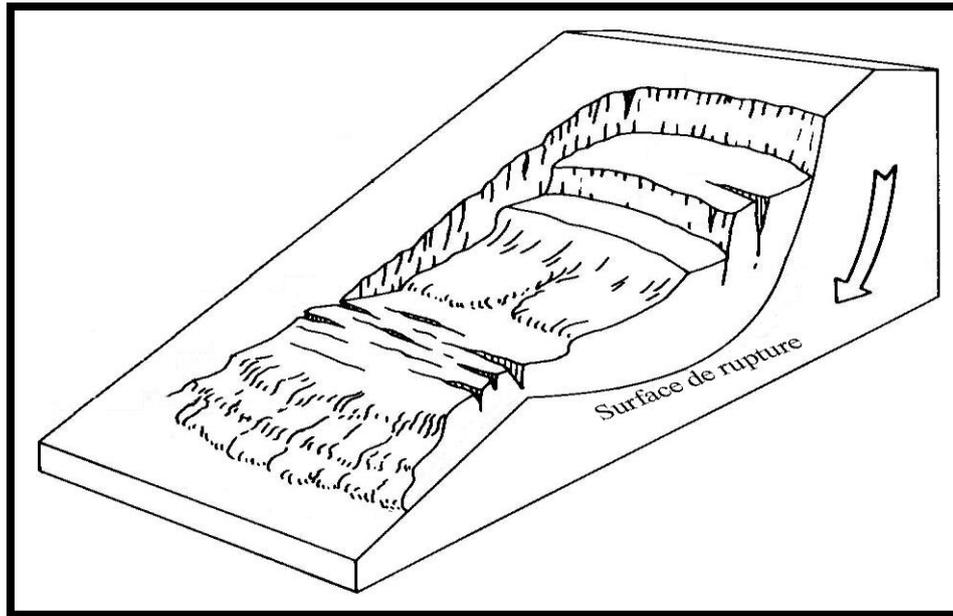


Figure I.15 : Glissement rotationnel.[10]

I.3.2.9.3 : Glissement quelconque :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.[11]

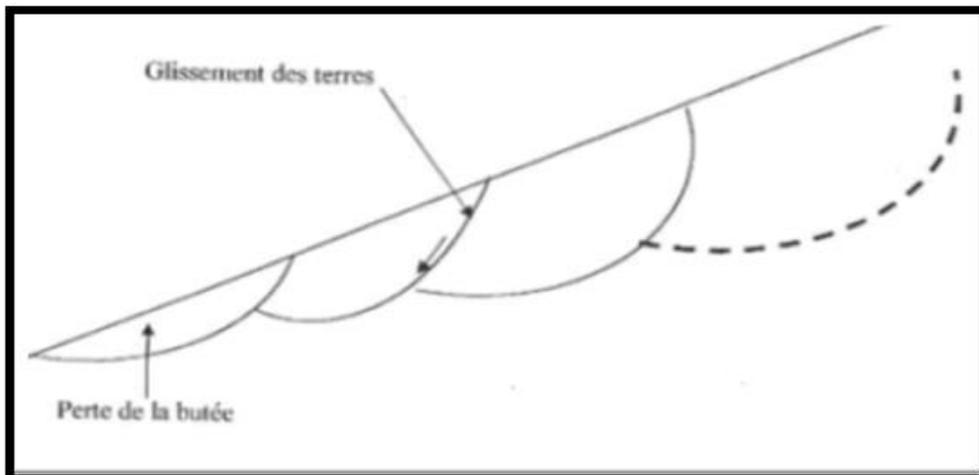


Figure I.16 : glissement quelconque.[11]

I.4. Classification du glissement de terrain :

Selon la profondeur estimée de la surface de glissement, et la vitesse, les glissements de terrain qui dépendent des propriétés des sols sont regroupés en :

➤ **Classification selon la profondeur de la surface de rupture :**

Tableau I.1. : Classification du glissement selon la profondeur de la surface de rupture.[12]

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

➤ **Classification de l'activité du glissement selon la vitesse moyenne :**

Tableau I.2 : classification de l'activité en fonction de la vitesse moyenne [12]

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

I.5. Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains :

De nombreux facteurs influent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leur déformation. Chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches.

L'analyse des processus de déformation dans les pentes naturelles doit tenir compte de l'influence des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en quatre groupes :

➤ **Géologiques**

- Lithologie des formations.
- Situation tectonique.
- Spécificités structurales et texturales des terrains.
- Propriétés mécaniques des terrains

➤ **Hydrogéologiques**

- Eaux superficielles qui traversent le terrain ou se situent à proximité.
- Eaux souterraines dans les terrains.

▪ Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques.

➤ **Géotechniques**

- Résistance des sols et des roches aux cisaillements.
- Cohésion des sols et des roches.
- Angle de frottement interne.

➤ **Géographiques et climatiques**

- Relief du site.
- Régime des précipitations.
- Régime des températures.
- Conditions spécifiques du gel-dégel.

➤ **Géométrie**

Les facteurs modifiant la géométrie du terrain, sont principalement décrits par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux de terrassement (déblaiement/remblaiement).

➤ **Activités humaines :**

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente :

- **Construction d'infrastructures ou bâtiments** : augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de la stabilité peut également être réduite si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).
- **Arrosage et irrigation** : modifie la teneur en eau du sol. [2]

I.6 : Glissements de terrain survenus dans le monde :

En 1943, France, par une pluie abondante, un énorme glissement de terrain provenant du lieu-dit Vallonet, emportant au passage de nombreuses maisons, a bloqué l'écoulement du Brevon, donnant ainsi naissance au lac en même temps qu'il engloutissait des habitations, dont les ruines sont visibles en s'approchant du lac.

- Le 4 mai 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la bourge de la rivière Saguenay .
- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.
- 15 décembre 1999, Venezuela : tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas avec un lourd bilan d'au moins 15.000morts.
- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du Pays faisant 1106morts.
- 6 septembre 2008 : Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans un bidon ville à l'est du Caire fait 69morts.
- 8 août 2010, au moins 96 personnes ont été tués et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine. [8]

a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France :

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé de puis 1970, par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650 mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure I.17).

L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an.

Spectaculaire et très connu dans la région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants. [8]



Figure I.17 : Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France. [8]

b) Glissement Au sud du Mexique :

Un glissement a provoqué la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons.

Le mardi 28-09-2010 dans le sud-est du Mexique. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipitées à l'aube sur la localité de Santa Maria.

Un pan de colline s'est effondré, sur une largeur de 200 mètres, a déclaré à la télévision le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz.



Figure I .18 : Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz [8]

I.6.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les principaux mouvements des terrains, qui sont classés dans deux grandes catégories et aussi étudié les différentes phases d'un glissement de terrain et les causes pouvant induire ou déclencher une instabilité.

Ces causes sont dues : soit à la géologie, la géomorphologie et l'hydrologie du site, qui sont des facteurs de prédisposition du site ou des facteurs passifs, ou à des actions variables et anthropiques (qui peuvent être un terrassement, une surcharge en tête du versant, une perte dans un réseau d'assainissement) et la présentation de quelques exemples dans le monde sur les phénomènes exposés et leurs influences et les dommages sur les structures et la vie humaine.

CHAPITRE II

Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

II.1.Introduction :

Les moyennes de reconnaissances, géologique géomorphologique, hydrogéologique, géotechnique et la sismicité permet de comprendre les conditions de terrain qui constituent des facteurs de prédisposition du site au problème de glissement. Ainsi, les paramètres ayant conduit à la rupture de l'équilibre initial du site pourront être définis. Les données présentées dans ce chapitre sont issues des travaux effectués sur la région d'étude ainsi que nos observations sur site.

II.2.Situation géographique de la région de Constantine :

La région de Constantine est située à l'Est de l'Algérie, elle appartient au Tell et elle est limitée par les coordonnées géographiques suivantes :

Latitude : 36°00' à 36°35'N ;

Longitude : 6°00' à 7°00'E.

Elle s'étend sur une superficie relativement importante, elle est bordée par :

- **Au Nord :** willaya de Skikda ;
- **À l'Est :** willaya de Guelma ;
- **À l'Ouest :** willaya de Mila ;
- **Au Sud :** willaya d'Oum el Bouaghi.[14]

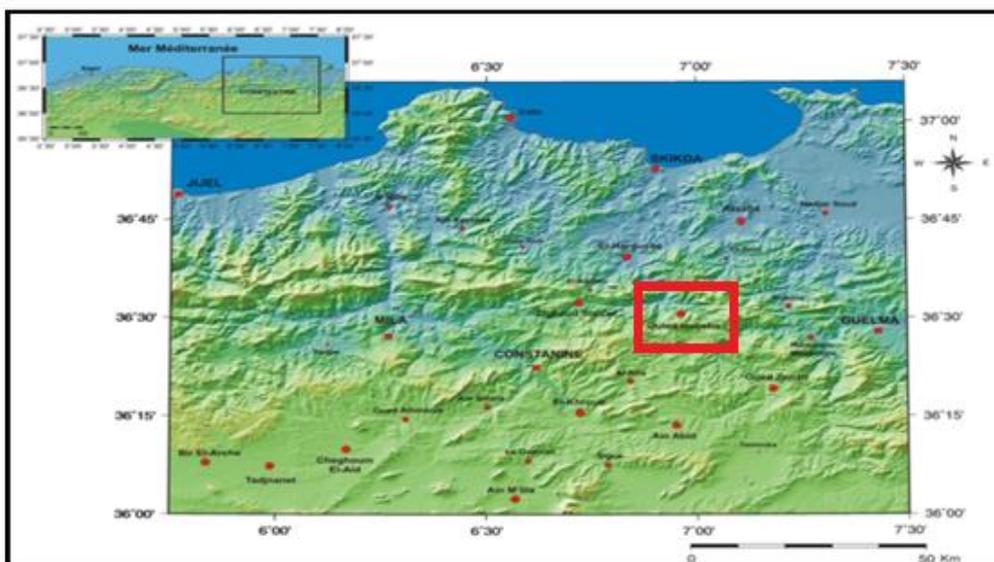


Figure II .1 : Situation géographique de Constantine.[14]

II.2.2. localisation du site d'étude (Bekira) :

Le site d'étude est localisé à l'Est de la willaya de Constantine dans la région de Bekira, celle –ci elle est limitée au Nord par Hamma Bouziane, à l'Est Djebel El Ouahche, à l'Ouest par Ibn Ziad, au Sud par Constantine ville.[17]



Figure II.2 : localisation de la région d'étude.[26]

II.3. Cadre géologique :

II .3.1.Géologie régionale :

Constantine fait partie de la zone plissée de l'Atlas tellien ce dernier appartient aux zone externe de la chaîne des maghrébines, qui résulte probablement de la convergence et la collision d'un élément de la marge Sud européenne avec la marge Nord-africaine.

Du Sud au Nord la chaîne des maghrébines constituées par les nappes et les structures qui sont issues de ces trois domaines paléogéographiques suivant :

- 1- Domaine interne ;
- 2- Domaine des flysch ;
- 3- Domaine externe.

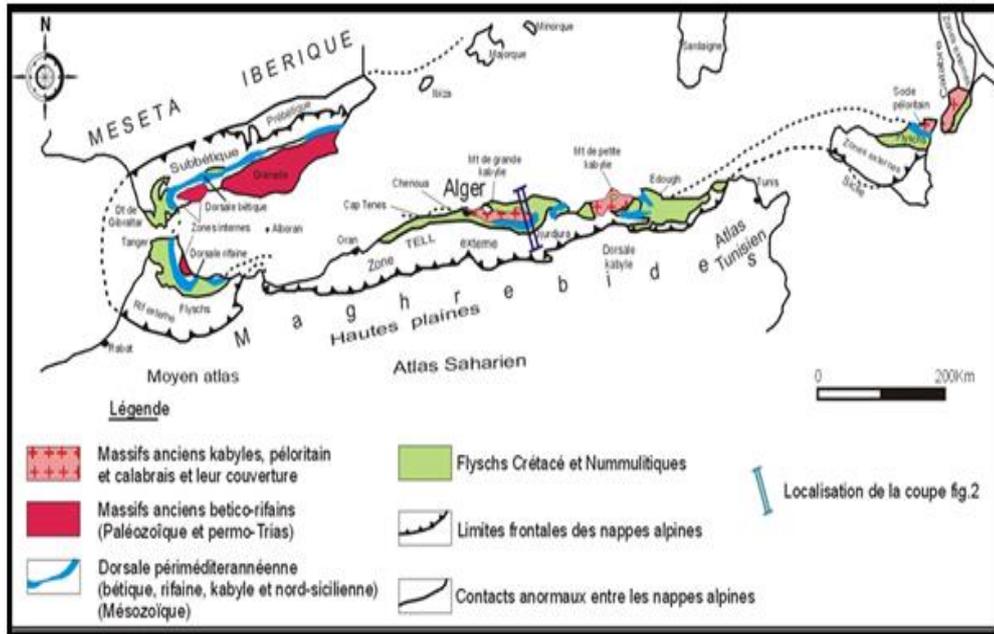


Figure II.3 : Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale.[14]

II.3.1.1. Domaine interne :

En Algérie, il s'agit du socle kabyle limité par la dorsale kabyle au Sud. Le socle kabyle regroupe l'affleurement d'un socle métamorphique caractérisé par des formations cambriennes (granulite, phyllade, gneiss) et une couverture sédimentaire du paléozoïque au tertiaire tandis que la dorsale kabyle représente une bande étroite de formations sédimentaires secondaires et tertiaires. [14]

II.3.1.1.1 Socle kabyle :

Il comprend trois ensembles lithologiques :

- Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissant, de marbre et d'amphibolites.
- Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant des schistes ou phyllades, des grés).
- La couverture sédimentaire paléozoïque du socle cristallin, peu ou pas métamorphique, dont les séries comprennent des termes de l'ordovicien, du silurien, du dévonien, ainsi du carbonifère inférieur. [14]

II.3.1.2 Domaine des flyschs :

La complexité structurale de la zone des flysch ainsi que la pauvreté de celle-ci en fossiles, ils ont été longtemps mal connus J.F.Raoult(1969) distingue :

1-Les flyschs mauritaniens ;

2-Les flyschs messaliens ;

3-La nappe numidienne.

II.3.1.2.1. les flyschs mauritaniens :

C'est une seule série qui contient de bas en haut :

- Des radiolarites rouges du Malm avec un flysch argilo – gréseux d'âge crétacé inférieur.
- Des calcaires conglomératiques ou micro conglomératiques à bandes silicifiées blanches d'âge Crétacé supérieur.
- Des formations conglomératiques et micro conglomératiques d'âge Yprésien.[14]

II.3.1.2.2.Les flyschs massyliens :

Flysch argilo-quartzitique d'âge Crétacé inférieur avec des Phtanites du Cénomaniens suivi par une alternance d'argiles et de micro-brèches du Crétacé supérieur (Raoult J.F. 1969). [14]

II.3.1.2.3. Le flysch numidien:

Flysch gréseux Oligo-aquitain, qui atteint le Burdigalien inférieur se dépose en discordance sur les premiers contacts tectoniques séparant les unités du domaine interne et la nappe du flysch mauritanien. [14]

II.3.1.3. Domaine externe :

Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain, on peut distinguer deux grands types de séries:

- 1- les séries telliennes ;**
- 2- les séries de l'avant pays ;**

II.3.1.3.1. Les séries telliennes :

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

Il s'agit de séries très épaisses à dominante marneuse d'âge jurassique à éocène lui-même subdivisé en trois grandes unités (J.M.Vila 1980) qui sont du nord vers le sud.

- A- Les unités ultras telliennes;
- B- Les unités telliennes sensu stricto ;
- c- Les unités péni-telliennes ;

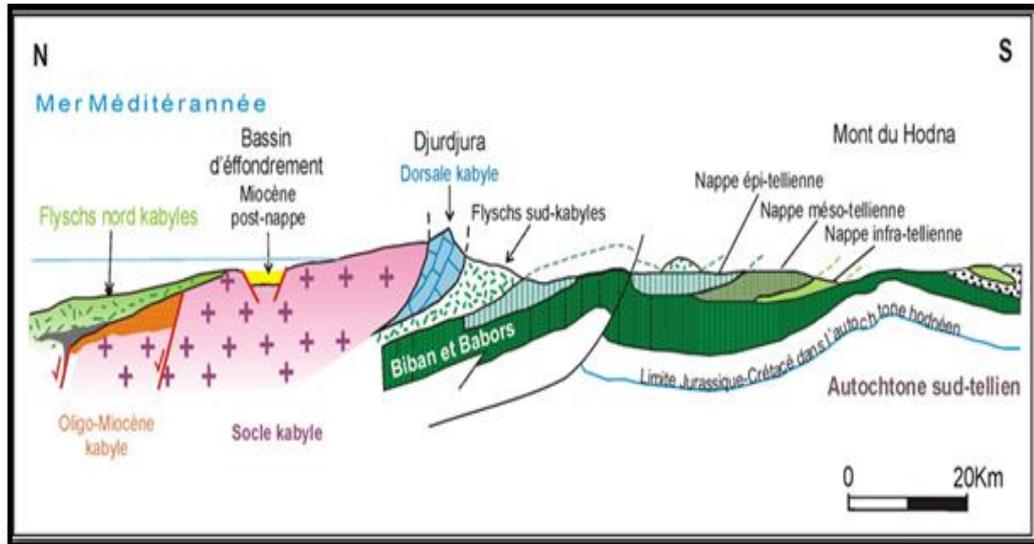


Figure. II.4 : Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale. [14]

II.3.2.Géologie locale :

La carte géologique de Constantine appuyée sur les sondages réalisés montre que la région de *Bekiraest* formée par les séries stratigraphiques néogènes et quaternaires. Elles sont représentées par :

- Des argiles et marnes Miopliocène correspondantes au faciès le plus répandu dans les bassins. Ces formations, de morphologie collinaire caractéristique, sont décomprimées et altérées en surface. Elles sont alors propices aux glissements des terrains.
- Des calcaires Miopliocène d'extension plus modeste que les argiles et marnes, ils sont résistants et stables même sur des pentes raides. Cette formation ne pose généralement pas de problème de stabilité. L'alternance (ou la succession) argile- calcaire que l'on retrouve souvent dans les séries néogènes, peut, par contre, constituer des zones instables. Les niveaux argileux, peu résistants, commandent alors le comportement global de la série.[14]



Figure II.5 : La carte géologique de Constantine. [17]

II.3.3. La stratigraphie :

Les études de la région de *Constantine* ont permis de distinguer plusieurs formations et ensemble litho structurale qui s'organisent comme suit :

II.3.3.1. Quaternaire :

Les formations quaternaires sont d'origine continentale et variée on distingue :

- **Les alluvions actuelles** : Elles forment le lit mineur des principaux cours d'eau Rummel et Boumerzoug et son représentée par de gravier et sables.
- **Les alluvions récentes** : limoneuse elles occupent la vallée du Rummel et se principal affluent.
- **Les terrasses alluviales** : Elles forment le lit majeur des principaux cours d'eau Rummel et Boumerzoug elles sont de structures emboîtées et se rapportent au Soltanien (caillouteuses parfois encroutée) au Rharbi en (peu surélevée) au Tenifi en (gravier et blocs très disséqués et probablement une quatrième qui représente l'Amirien (comme dans l'Oued Bou Merzoug). [14]

II.3.3.2. Miopliocène continentale :

Il couvre une grande surface respectivement à l'ouest et au nord de *Constantine* il est constitué d'un complexe conglomératique gréo-argileux et béchique, il peut renfermer aussi des niveaux gréseux grossiers des sables et des travertins sa puissance atteint 120 m en certains endroits. Les terrains mio pliocènes continentaux sont postérieurs à la mise en place des nappes de charriage et leur âge s'échelonne du miocène supérieur au pliocène.[14]

II.3.3.3.les nappes néritiques constantinoise :

Cet ensemble parautochtone, épais (250 à 300m) est constitué par des formations à dominante carbonatée il est représenté à la base par des blocs calcaires d'âge cénomaniens à turoniens et au sommet par des formations marno calcaires d'âge sénoniens, les couches sont subhorizontales et limitées par des accidents tectoniques au nord et au sud. Cette nappe forme le substratum (rocher de Constantine) de la couverture sédimentaire représentée par les séries précédentes.[14]

II.3.3.4.Trias :

Ils affleurent ponctuellement autour de Constantine sous forme de lambeaux très peu répandus il est représenté par des marnes bariolées à gypse des dolomies et des cargneules.

Les terrains du Trias d'un faciès particulier ce sont des dépôts de milieu saumâtre ils constituent généralement les semelles des nappes de charriage et peuvent se présenter en intrusion diasporique des grandes failles.[14]

II.3.4.Le dispositif structural constantinois :

Il résulte de la superposition de plusieurs phases tectoniques qui se sont succédé du Crétacé supérieur jusqu'au Pliocène et même jusqu'à l'actuel, avec des manières et d'intensités diverses :

II.3.4.1. La phase tectonique du Jurassique inférieur :

Cette phase s'est conjuguée par la distinction de la plateforme constantinoise dès la fin du lias en haut fond à sédimentation carbonatée. [14]

II.3.4.2.La phase tectonique du Jurassique supérieur :

Souligne la fin d'une période distensive et subsidente.[14]

II.3.4.3.La phase tectonique de l'Aptien :

Caractérisée par une tectonique de cisaillement sénestre avec répercussion dans la partie médiane de la plaque africaine, cette tectonique est le résultat du rapprochement

entre les plaques Africaine et Européenne. Cette phase a conduit à l'apparition de plusieurs lacunes dans les séries sédimentaires au niveau de l'Aptien et parfois l'Albien.[14]

II.3.4.4. La phase tectonique de l'Albien :

Caractérisé par une variation d'épaisseur observée dans les formations albiennes, résultat d'une instabilité antérieure à synchronie aux dépôts de l'Albien.[14]

II.3.4.5. La phase tectonique du Crétacé supérieur:

Durant cette phase le domaine constantinois a connu une instabilité quasi-permanente dans la plus importante correspondait au Cénomanién inférieur. Cette instabilité se trouve marqué par le changement radical de sédimentation qui de néritique devient pélagique d'où les marnes succèdent au calcaire de plateforme ; cette phase cénomaniénne a été suivie par un évènement au Santonien ou à la limite Santonien-Campanien et un autre au Maastrichtien qui correspondait à l'enfoncement des derniers massifs du Constantinois.[14]

II.3.4.6. La phase Atlasique:

L'absence de formations d'âge Eocène supérieur et Oligocène dans la région d'étude est interprétée (*J.M.VILA; & Leikine 1976*) par l'effet de la phase atlasique qui est très vraisemblablement responsable de l'émersion du domaine néritique septentrional et du développement d'une surface d'érosion sur laquelle viendront reposer ces nappes au Miocène moyen. Elle a aussi abouti à des plis (affectant la région des sellaoua et celle des lacs).[14]

II.3.4.7. La phase Alpine:

Elle est responsable des grands chevauchements, notamment les mouvements tangentiels qui ont engendré le recouvrement du domaine néritique par les différentes nappes de charriage, y compris la nappe numidienne au Burdigalien moyen à supérieur.[14]

II.3.4.8. La phase Astracienne:

Elle a abouti à la structuration en horst des massifs calcaires des bordures du bassin constantinois et à l'écaillage de la nappe numidienne.[14]

II.3.4.9. La phase du Miocène supérieur:

Cette phase a commencée au Tortonien, qui a provoqué des écaillages dans la région des Sellaoua et des chevauchements modérés de certains massifs néritiques. Par la suite, une érosion généralisée de la région du bassin de Constantine avec une

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

sédimentation plus au nord en méditerranée, ou plus au sud dans des cuvettes où le Messinien continental a pu être datée, cette phase tectonique est compressive dans toute l'Algérie nord-orientale (raccourcissement N-S).[14]

II.3.5. La géomorphologie :

La région de Constantine présente un relief contrasté où se côtoient, gorges profondes, plateaux et collines. Cette région s'étend des piémonts sud-telliens jusqu'aux bassins des hauts plateaux constantinois, incluant une dépression formée par de puissants dépôts lacustres mio-pliocènes et comportant quelques reliefs à matériel tellien quelque peu épars et allochtone. L'altitude moyenne varie entre 500 m et 800 m et dépassant des fois les 1400 m. Le réseau hydrographique comprend à l'amont deux cours d'eau principaux, qui ont leur confluent à Constantine. Il s'agit des *Oueds Rhumel et Boumerzoug*.[14]

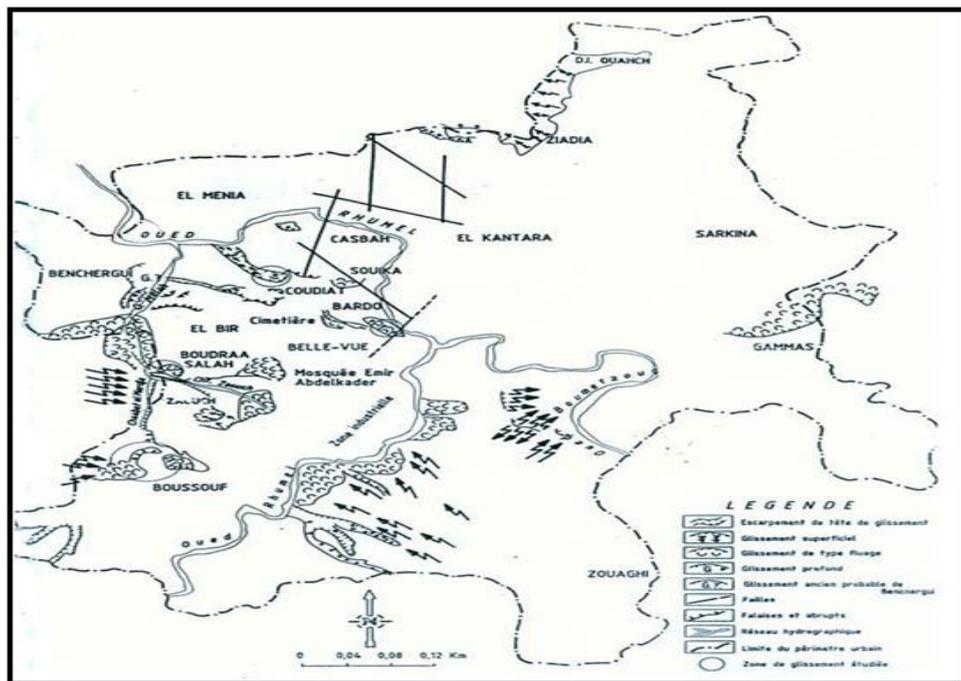


Figure II.6 : Carte géomorphologie de la région de Constantine.[14]

II.4.Hydrologie et hydrogéologie :

II.4.1.hydrologie régionale :

La région de **Constantine** est caractérisée par un réseau hydrographique relativement dense, dont la ville de Constantine elle-même est le point de confluence de deux principaux cours d'eau. *Oued Boumerzoug* (de direction N-S en amont puis devient NW-SE en aval) et *Oued Rhumel* (direction varie le long de son parcours) et qui traverse les gorges de Constantine.[14]

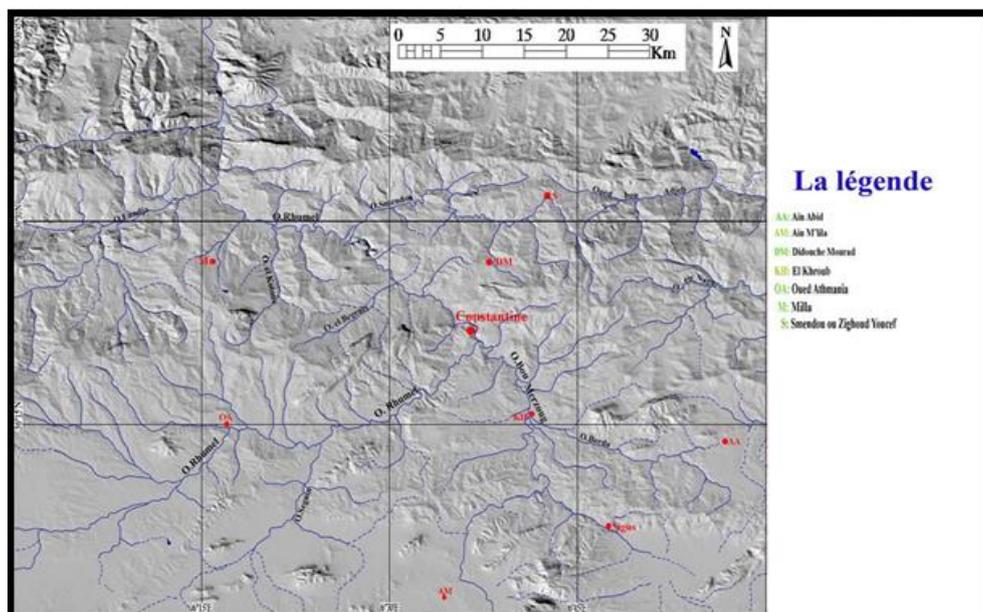


Figure .II.7 : principaux cours d'eau de la région d'étude.[14]

II.4.2.Hydrogéologie et hydrologie locale :

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations des secteurs d'étude dans les argiles miocènes, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés dans l'aire d'étude. Dans cette formation, leur frange est altérée et décomprimée est également susceptible de contenir des eaux pelliculaires, notamment en période humide. [14]



Figure II.8: Érosion et ravinement indiquant des écoulements vers le site.[14]

II.5. Sismicité de la région de Constantine :

D’après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l’établissement d’un **système de classification des zones sismiques détaillé, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante que sont :**

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.[15]

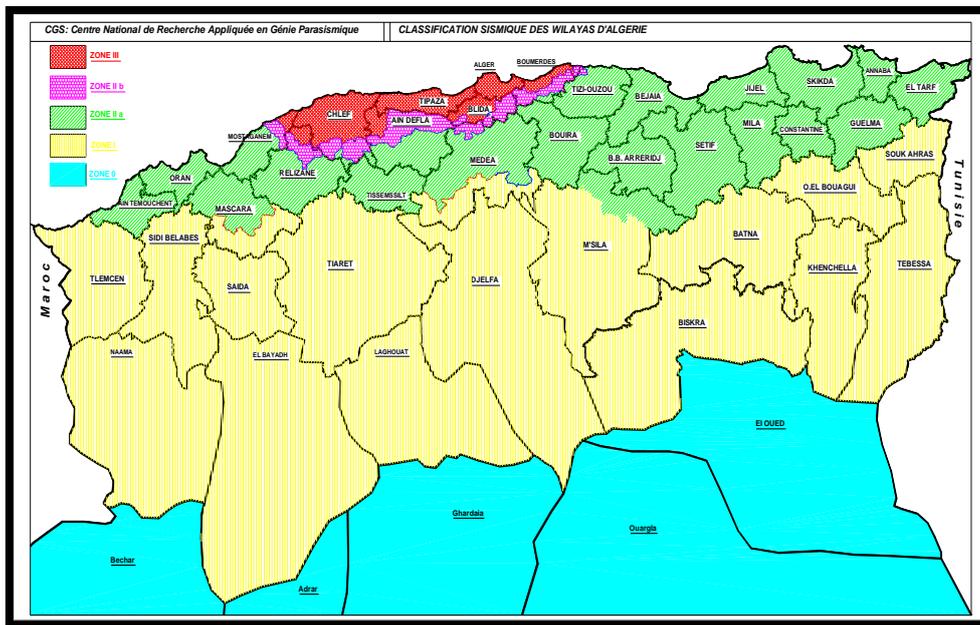


Figure II.9 : carte zonage sismique de l’Algérie.[16]

La wilaya de Constantine comporte un seul groupe classé en zone **IIa** (sismicité moyenne). Le plus important séisme enregistré dans cette région est celui de 27/10/1985 de magnitude **M_s= 6.0** localisé au nord du village *d’El-Khroub*.

Tableau II.1 : la classification sismique de la région de Constantine.

Willaya	Commune	Zone sismique	Coefficient d’accélération sismique «A»
Constantine	Toute les commines	Iia	0.2

II.5.1.Sismicite historique :

Plusieurs études ont montré que les zones sismiques actives de la Méditerranée occidentale sont généralement associées à une série d'accidents géologiques.

En Algérie, les zones sismiques sont localisées dans les chaînes littorales plissées, ainsi que dans le Tell et l'Atlas Saharien.

L'Atlas tellien est l'entité la plus remarquable du point de vue sismotectonique en relation avec une déformation récente. Les structures géologiques résultent d'un régime tectonique compressif de direction NW-SE avec un raccourcissement crustal (Meghraoui, 1988). Le mouvement de convergence inter-plaques est caractérisé par une direction NNW-SSE.

Le caractère hautement sismique du Tell est souligné par le fait que durant les deux dernières décennies qui ont suivi le séisme majeur d'El Asnam ($M = 7.3$), les chaînes côtières ont été secouées par l'occurrence d'une dizaine de séismes modérés ($M = 5.5$ à 5.9) à fort ($M = 6$ à 6.9). La majorité de ces séismes sont superficiels, avec des foyers dépassant très rarement 15 km de profondeur.[16]

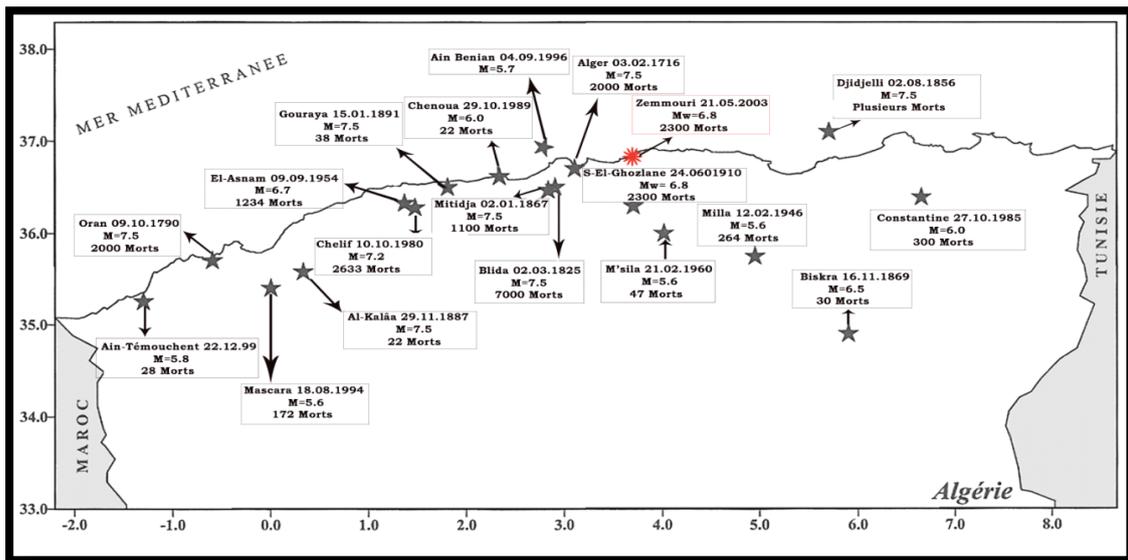


Figure II.10 : Les séismes majeurs de l'Algérie du Nord de la période 1365-2003(CRAAG, 1994 ; Modifiée).[16]

II.6. Evolutions glissements :

II.6. 1.Côté Sud :

L'historique montre que le glissement s'est déclenché du bas vers le haut par la perte des caractéristiques géo-mécanique suite à la saturation de la couche superficielle

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

constituée d'argilite sensible à l'eau. Le détachement de la matrice inférieure du talus qui assure l'équilibre de l'ensemble provoque la propagation du glissement aux talus supérieurs.

Le glissement en question est classé comme coulée boueuse qui affecte la croute du talus formée d'argile saturée sur une profondeur maximale de 7 m.

La source de saturation est bien l'infiltration des eaux non drainées provenant des caniveaux colmatés, ainsi le ravin supérieur non aménagé qui déverse sur les talus inférieurs.

Les schémas suivants illustrent la chronologie de propagation du glissement du bas vers le haut, ainsi que la cause principale de son déclenchement.

- **Déclenchement du glissement :** Le sol saturé perd ces caractéristiques mécaniques et ne supporte pas la charge des poussées de terres. La matrice avec le déséquilibre produit cherche un nouvel état d'équilibre.

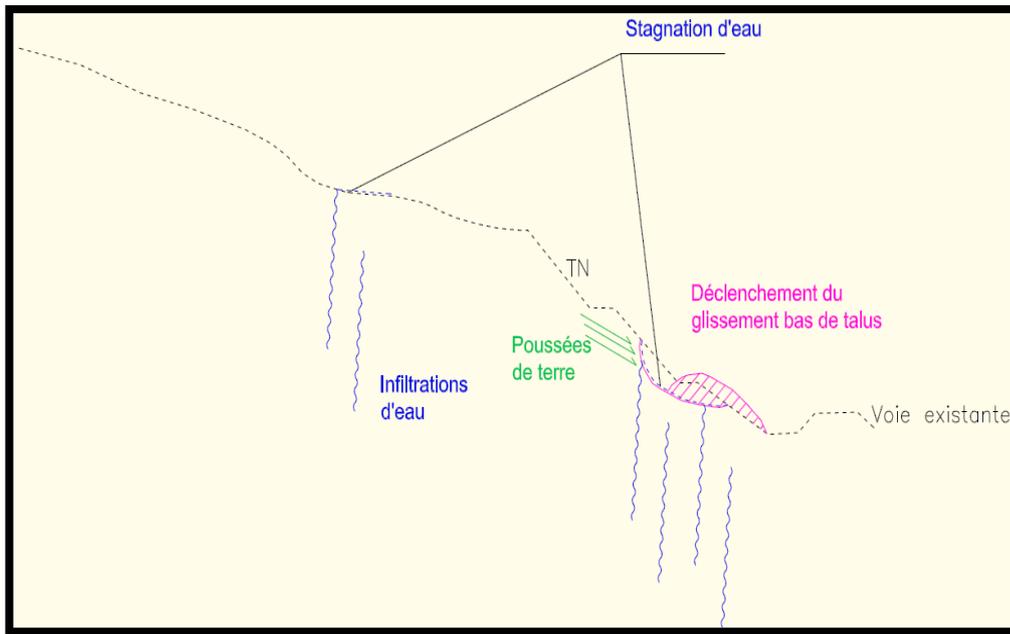


Figure II.11: déclenchement du glissement au pied du gradin suite à la saturation du sol



Figure II.12 : Stagnation d'eau au ravin supérieur

- **Propagation du glissement :** L'eau s'infiltré à travers la surface de rupture le sol devenu de plus en plus saturé, un déséquilibre se produit, les poussées de terres retransmettent au niveau supérieur.

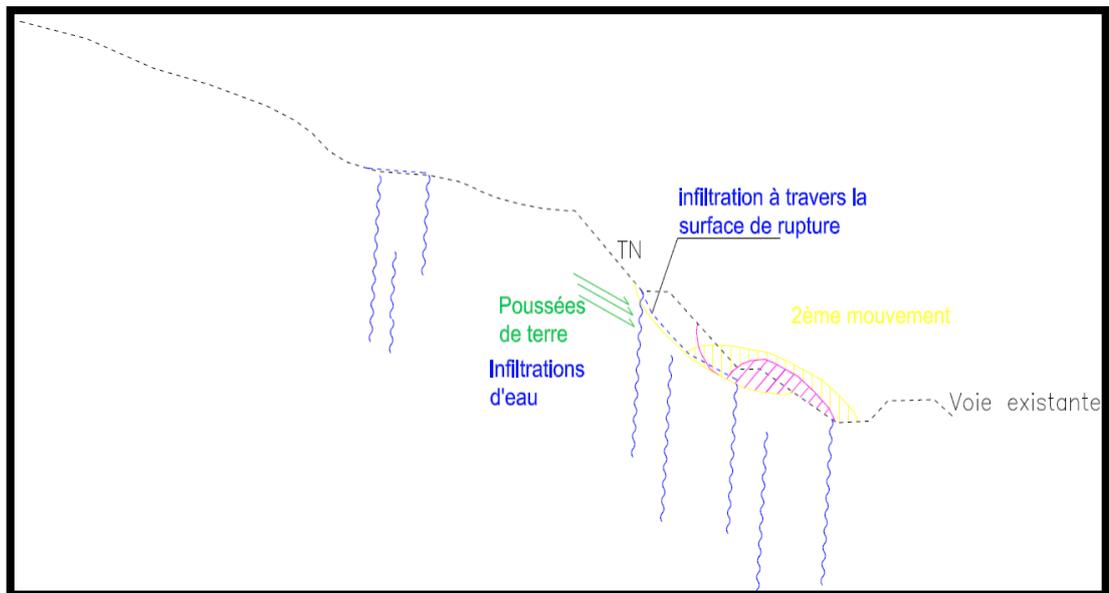


Figure II.13 : Infiltration à travers la surface de rupture et déclenchement du deuxième glissement

Le même mécanisme se répète aux niveaux supérieurs et continuera jusqu'à la stabilisation globale de la matrice.

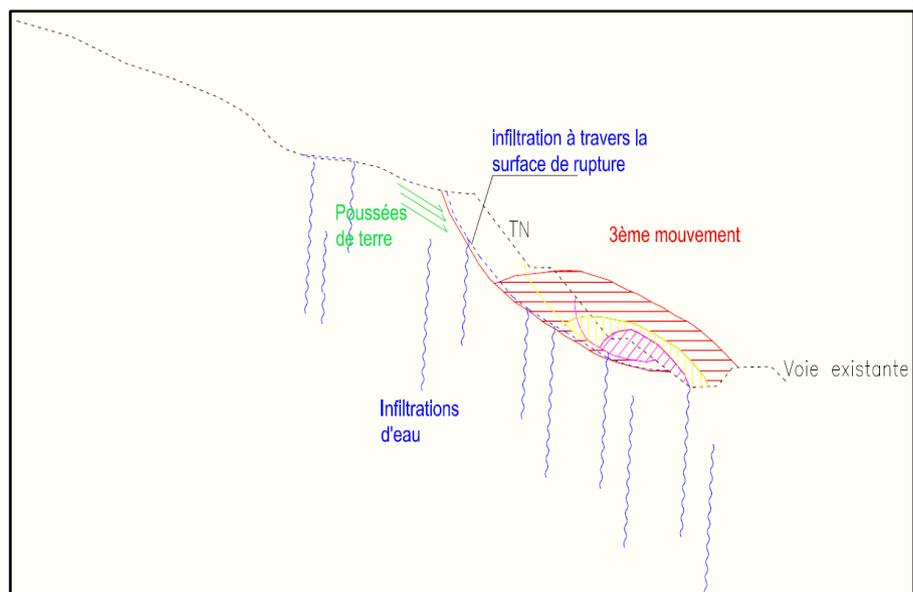


Figure II.14 :Propagation du glissement au niveau supérieur

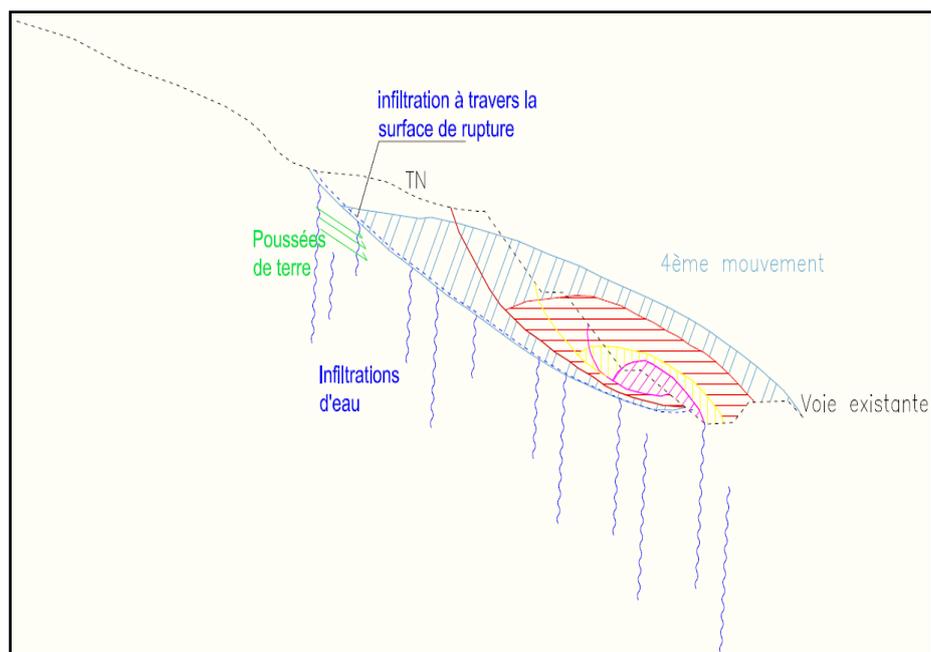


Figure II.15: propagation du glissement au niveau supérieur

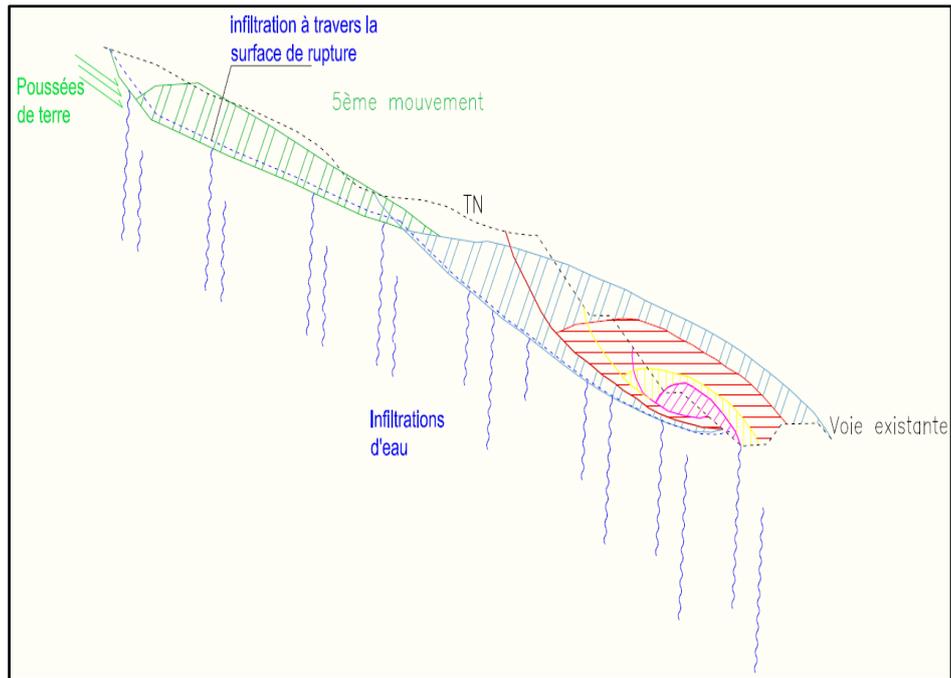


Figure II.16 : Apparition de nouveau signe d'instabilité au niveau supérieur

II.6. 2.Côté Nord

Des instabilités ont déclenchées localement sur ce côté où les causes sont les mêmes signalées sur le côté Sud, qui s'agit respectivement :

- De l'érosion et dégradation de croute de protection des talus (figure16)



Figure II.17 :Érosion des talus

- Colmatage des caniveaux et perturbation du système de drainage des eaux superficielles (figure 18)



Figure II.18 :Colmatage des caniveaux

- Infiltration et saturation de la couche superficielle constituée d'argilite grise
- Perte des caractéristiques mécanique et dislocation de la partie inférieure du talus sous charge de poussée (figure 19).



Figure II.19 :glissement locale côté Nord

- La figure ci-dessous représente d'un plan d'implantation sur levé topographique

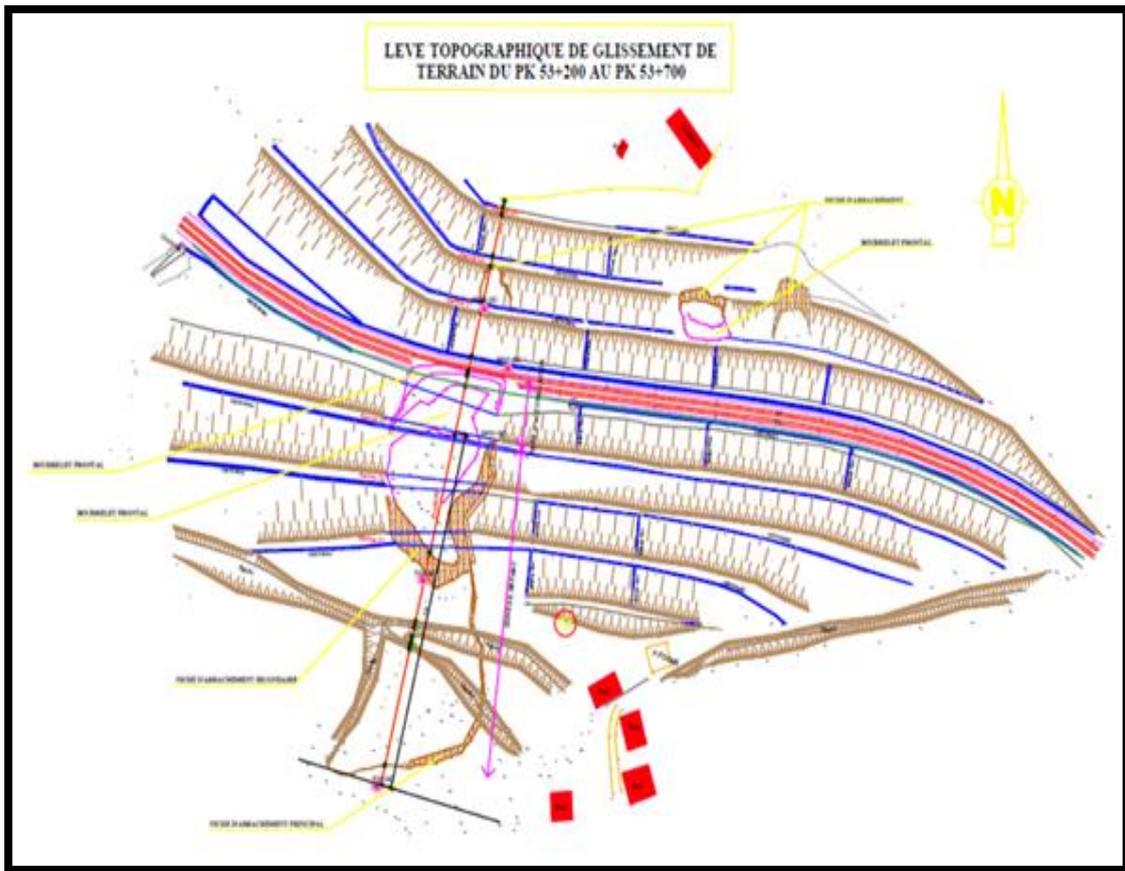


Figure II.20 :Plan d'implantation sur levé topographique [17]

II.7. Les reconnaissances géotechniques :[17]

Pour but de déterminer les caractéristiques géotechniques du site et la nature géologique, un programme d'investigation consiste à la réalisation des investigations in situ et au laboratoire :

II.7.1. L'investigation in situ :

- **Trois (03)** sondages carottés « SC » avec essai SPT chaque 3.0m, avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés ;
- **Deux (02)** sondages pressiométriques avec essai chaque 2.0m ;
- **Pose de tris (03)** Piézomètre à l'endroit du sondage ;
- **Six (06)** essais de pénétrations dynamiques.

II.7.1.1. Sondages carottés :[17]

Les sondages carottés ont été réalisés (Plan d'implantation en annexe) dans le but de:

- Dévoiler la nature du sol en profondeur.
- Effectuer des essais de laboratoire sur les échantillons prélevés.
- La lithologie des sondages carottés effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Lithologie des sondages carottés.

Localisation	Sondage N°	Profondeur (m)	Nature
Côté Sud	F01	0.00 – 8.50	Remblai
		8.50 – 25.00	Argilite compact grisâtre
	F02	0.00 – 2.00	Remblai
		2.00 – 10.00	Argilite grisâtre
		10.00 – 15.00	Argilite compact grisâtre
Côté Nord	F03	0.00 – 3.00	Remblai
		3.00 – 20.00	Argilite grisâtre avec passage des blocs de grès (3.00-3.10) ;(6.30-6.70) et (12.30-13.00).
Côté Sud	SP01	0.00 – 2.00	Remblai
		2.00 – 10.00	Argilite grisâtre
		10.00 – 20.00	Argilite grisâtre dure
Côté Nord	SP02	0.00 – 3.00	Remblai
		3.00 – 20.00	Argilite grisâtre avec passages des blocs de grès (3.00 – 3.10 ; 6.30 – 6.70 ; 12.30 – 13.00)

- L'examen et l'analyse des différentes coupes de sondage nous a permis de définir trois (03) unités lithologiques à savoir :

Unité I :Remblai

Unité II :Argilite grisâtre

Unité III :Argilite compact

- Les corrélations entre les sondages carottés et pressiométriques nous a permis de tracer la coupe géotechnique.

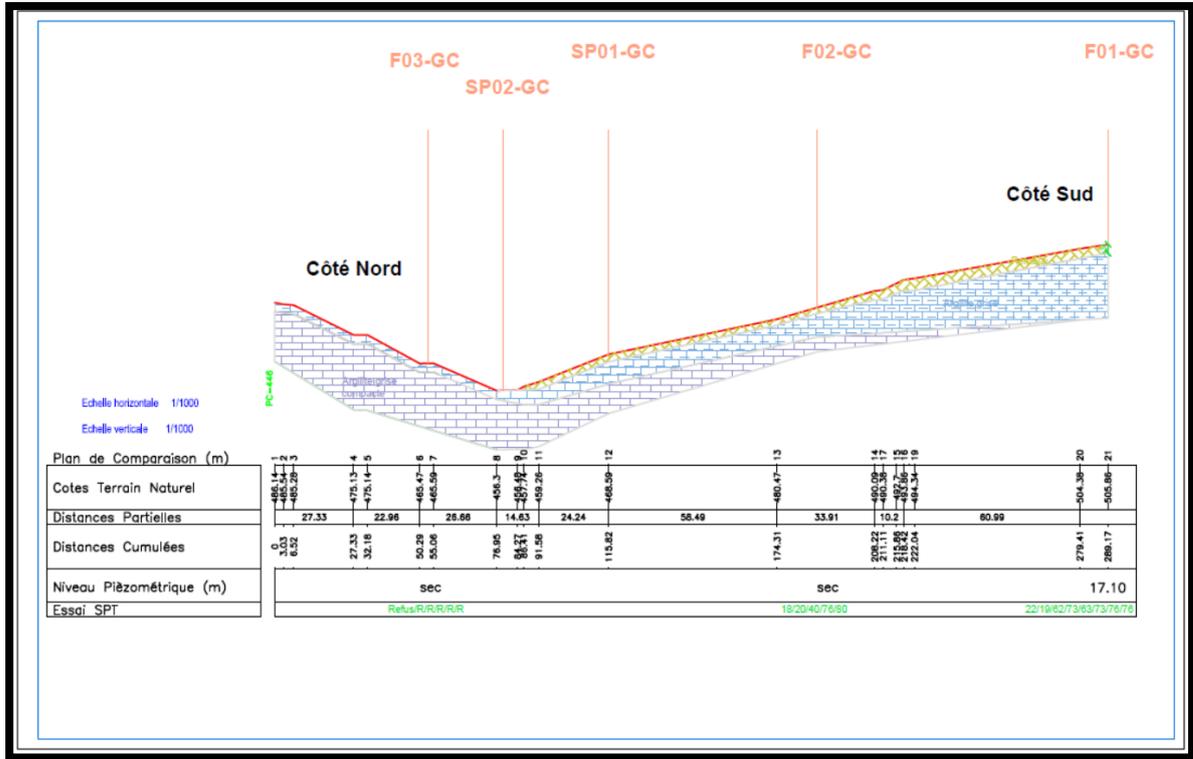


Figure II.21 : profile géotechnique

II.7.1.2. Essai de pénétration standard (SPT) :[17]

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas **20 mm**, il consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable. En fonction de la profondeur, on donne le nombre de coups de mouton **N** nécessaire pour enfoncer le carottier de **30 cm**. Ce nombre **N** caractérise la résistance à la pénétration.

L'essai permet donc, d'estimer le taux de travail admissible du sol et d'évaluer le risque de liquéfaction des sables en présence des trois facteurs favorisant le phénomène de liquéfaction à savoir : Des sables lâches à moyennement denses, présence d'une nappe phréatique, sollicitations dynamiques.

Les sondages carottés sont accouplés par des essais SPT chaque 3.00 m et sont données dans le tableau suivant :

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

Tableau II.3 : résultat d'essai SPT.

Localisation	N° Sonda ge	Profondeur (m)	N1	N2	N3	N	Classification
Côté Sud	F01	3.00 – 3.45	15	11	11	22	Moyennement compact
		6.00 – 6.45	10	08	11	19	Moyennement compact
		9.00 – 9.45	17	29	33	62	Très compact
		12.00 – 12.45	24	34	39	73	Très compact
		15.00 – 15.45	22	28	35	63	Très compact
		18.00 – 18.45	27	34	39	73	Très compact
		21.00 – 21.45	25	35	41	76	Très compact
		24.00 – 24.45	26	37	39	76	Très compact
	F02	3.00 – 3.45	06	08	10	18	Moyennement compact
		6.00 – 6.45	08	08	12	20	Moyennement compact
		9.00 – 9.45	12	17	23	40	Compact
		12.00 – 12.45	23	33	43	76	Très compact
		15.00 – 15.45	27	38	42	80	Très compact
	Côté Nord	F03	3.00 – 3.45	34	R	/	Refus
6.00 – 6.45			30	40	R	Refus	Très compact
9.00 – 9.45			50	R	/	Refus	Très compact
12.00 – 12.45			50	R	/	Refus	Très compact
15.00 – 15.45			50	R	/	Refus	Très compact

$$N = \frac{hs}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{N_i}\right)} ; \text{(Moyenne harmonique, RPA 99 versions 2003)} \dots \dots \dots \text{(II .1)}$$

$N_i < 100$, nombre de coup moyens non corrigés, enregistrés à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

hs: Épaisseur totale des couches de sols granulaires (**sables et/ou gravier**).

II.7.1.3. Essais de pénétration dynamique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe.

On compte de façon plus au moins continue en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaire à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus au moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule calquée sur celle dite des Hollandais :

$$R_p = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m')} \dots\dots\dots (II .2)$$

Avec :

m : poids du mouton.

m' : poids total du train de tiges.

h : hauteur de chute.

S : section de la pointe.

e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant.

Les essais de pénétrations dynamiques réalisés sur le site (06 essais), montrent que le terrain est qualitativement homogène. Les pénétrographes décèlent une couche de sol caractérisée par des résistances dynamiques de pointe moyenne et augmentent progressivement avec la profondeur pour atteindre le refus entre 4.00m et 9.00m. [19]

II.7.1.4. Essais pressiométriques

➤ *Principe de l'essai*

L'essai pressiométrique est un essai in-situ, il consiste à descendre dans un forage soigneusement calibré une sonde cylindrique gonflable et à mesurer les variations de volume du sol au contact de la sonde en fonction de la pression appliquée, les essais sont réalisés pour passe de 1m. [19]

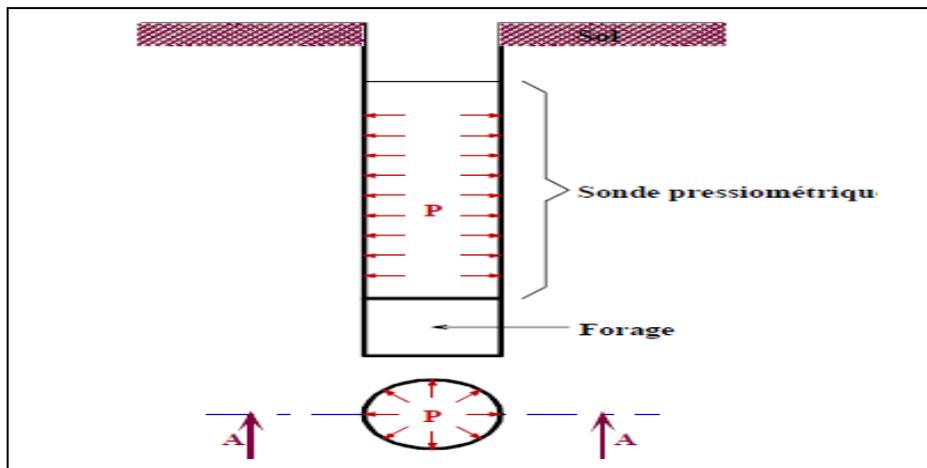


Figure II.22: Schéma d'un sondage pressiométrique. [19]

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;

Pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique ;

La pression limite « Pl » qui définit la résistance du sol à la rupture. [17]

➤ Caractéristiques pressiométriques et interprétation des résultats [17]

Les valeurs du module pressiométrique « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » sont reportées sur les tableaux suivants :

Tableau II.4 : résultat d'essai pressiométrique

SP	E (bar)	PI (bar)	E/PI (bar)	$\frac{\overline{E_p}}{\overline{Pl}}$	Etat de consolidation	$\overline{E_p}$ (bars)	\overline{Pl} (bars)	Catégorie selon RPOA
SP 01	15,47 - 865,6	6,01 - 31,98	2,57 - 27,07	8,07	Normalement consolidé	77,76	13,82	S ₃
SP 02	102,42 - 1233,2	11,31 - 42,26	9,06 - 29,33	13,47	Normalement consolidé	293,60	24,70	S ₃

Les valeurs de la pression limite (PL) enregistrées systématiquement chaque un mètre et demi, varient entre 8.07 et 13.47bars, le rapport (E/PI) dénote un sol altéré et remanié à normalement consolidé.

➤ Classification du site :

Selon la classification de RPA 99/2003, et en tenant compte de la nature géologique de sol rencontré, et les valeurs moyennes de la pression limite « Pl » et le module pressiométrique «E», le site est classé en catégorie S3 (sol meuble).

II.7.1.5. Niveaux piézométrique : [19]

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants.

Le principe est de réaliser un sondage carotté à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur.

Les parois de contact entre le tube et le sol foré sont colmatées par un matériau drainant (sable).

En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver.

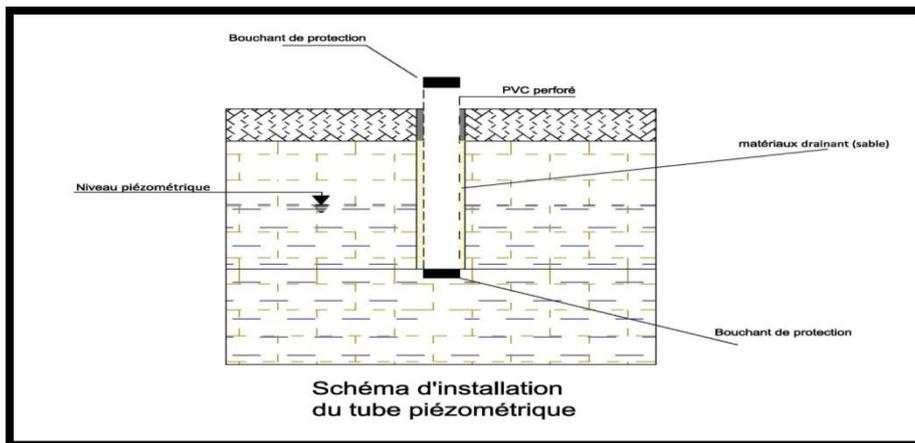


Figure.23: Schéma l'installation du tube piézométrique [19]

Les niveaux d'eau relevée par les piézomètres placés au niveau des sondages carottés sont donnés comme suit :

Tableau 5 : lectures piézométrique [17]

Date	F01 (m)	F02 (m)	F03 (m)
01/08/2019	15.30	/	/
03/08/2019	18.10	8.15	/
05/08/2019	19.50	9.20	15.00
07/08/2019	/	11.15	15.30
11/08/2019	/	/	17.10

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

NB: Le niveau d'eau constaté à l'endroit du SC01 (tube presque rempli d'eau) ; c'est une stagnation d'eau résultante des venues d'eaux d'infiltrations provenant des hauteurs du talus (Défaillance du réseau d'assainissement (Eaux usées, Eaux pluviales)).

II.7.2. Identification au laboratoire :

II.7.2.1. Essais physiques :

II.7.2.1.1. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 mm,
- Par sédimentation pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau.
- La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.



Photo II.1: le tamisage [18]



Photo II.2: la sédimentométrie [18]

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la courbe granulométrique. Elle représente pour chaque dimension « % » de particule, le poids (ou masse) « % » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques.[18]

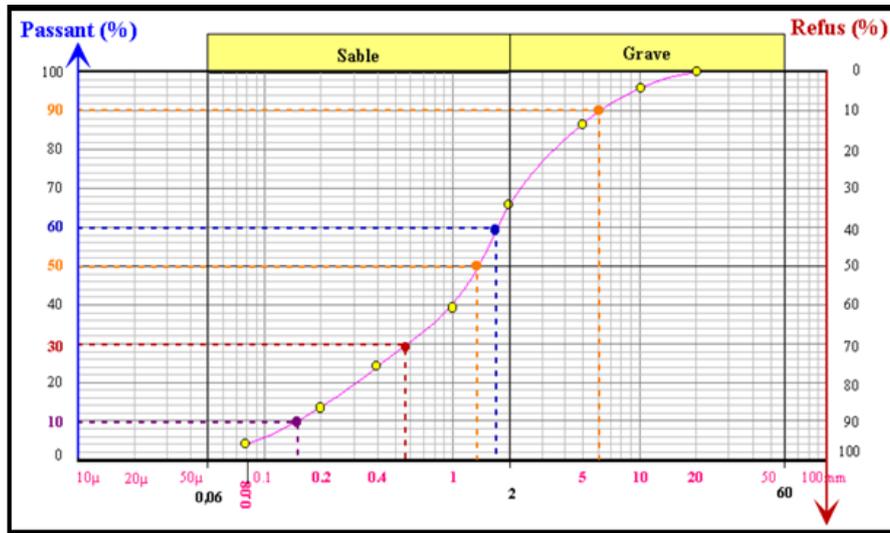


Figure II.24 : exemple d'une courbe granulométrique.[1]

➤ **Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique :**

La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; cette uniformité est exprimée par le Coefficient d'uniformité ou coefficient d'hazan « C_u » défini par le rapport :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \dots \dots \dots (II.3)$$

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

- si $C_u < 2$ la granulométrie est uniforme (ou serrée),
- si $C_u > 2$ la granulométrie est étalée (ou variée).

On définit également le coefficient de courbure :

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}} \dots \dots \dots (II.4)[18]$$

L'analyse granulométrique d'échantillons testés est montrée par le tableau suivant :

Tableau II.6 : résultat de l'analyse granulométrique.[17]

Sondage N°	Profondeur (m)	<80 μ (%)	Observation
F01	8.20 – 8.50	58	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	9.50 – 10.00	51	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	10.30 – 10.55	61	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	14.00 – 14.55	72	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
F02	1.40 – 1.60	52	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	4.00 – 4.50	53	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	6.00 – 7.00	49	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
F03	1.50 – 2.00	63	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	8.00 – 8.60	48	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse
	15.60 – 16.00	34	Granulométries étalées constituées d'argile sableuse graveleuse

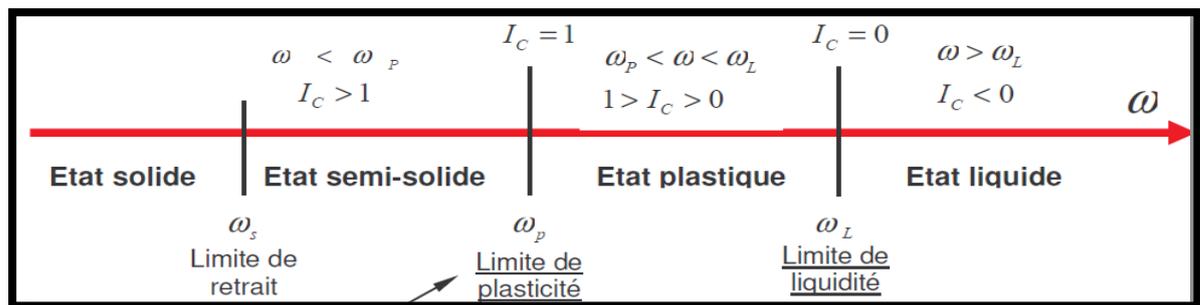
II.6.2.1.2. Les limites d'Atterberg :[18]

Limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) teneur en eau pondérale correspondant à des états particuliers d'un sol.

W_L – Limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

W_P – Limite de plasticité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.



I_P – Indice de plasticité : différence entre les limites de liquidité et de plasticité ; cet indice définit l'étendue du domaine plastique :

$$I_P = W_L - W_P \dots \dots \dots (II.5)$$

Tableau II.7: classification du sol selon l'indice I_p .

Indice de plasticité I_p	Etat-du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

I_c- Indice de consistance : rapporte défini par la formule suivante :

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \dots \dots \dots (II.6)$$

Tableau II.8 : État du sol en fonction de l'indice de consistance.

Indice de consistance I_c	État -du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 1$	Liquide

Les couples de valeurs limites de liquidité-Indice de plasticité, et la classification des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE sont donnés dans le tableau suivant :

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

Tableau II.9 : résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE :[17]

Sondage N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Observation
F01	8.20 – 8.50	43	21	22	Argile peu plastique
	9.50 – 10.00	41	20	21	Argile peu plastique
	10.30 – 10.55	45	22	23	Argile peu plastique
	14.00 – 14.45	48	23	25	Argile peu plastique
F02	1.40 – 1.60	40	20	20	Argile peu plastique
	4.00 – 4.50	41	20	21	Argile peu plastique
	6.00 – 7.00	38	18	20	Argile peu plastique
F03	1.50 – 2.00	48	23	25	Argile peu plastique
	8.00 – 8.60	37	19	18	Argile peu plastique
	15.60 – 16.00	26	14	12	Argile peu plastique

II.7.2.1.3. Densité sèche et Teneur en eau :[17]

➤ **La masse volumique du sol naturel :**

La masse globale des trois phases du sol par unité de volume du sol (t/m^3).

$$\rho = \frac{M}{V} \dots \dots \dots (II.7)$$

➤ **La masse volumique sèche :**

La masse des particules du sol (**phase solide seule**) par unité de volume de sol (t/m^3).

$$\rho = \frac{M_s}{V} \dots \dots \dots (II.8)$$

➤ **La teneur en eau :**

C'est le rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage (**Mw**) sur la masse des grains solides (**Ms**) exprimée pourcentage :

$$\frac{M_w}{M_s} 100 \dots \dots \dots (II.9)$$

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

➤ Degré de saturation :

Le degré de saturation (**Sr**) indique la quantité d'eau que contient le sol. Ils s'agit de volume occupé par l'eau au volume totale des vides.

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} * 100\% \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

Les valeurs de la teneur en eau, densité sèche et degré de saturation sont données par le tableau suivant :

Tableau II.10 : résultats de la teneur en eau, degré de saturation et densité sèche.[17]

Sondage	Profondeur (m)	W (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Sr (%)	Observation
F01	8.20 – 8.50	18.78	2.02	1.70	86.06	Dense, légèrement humide
	9.50 – 10.00	22.88	1.96	1.59	88.37	Dense, légèrement humide
	10.30 – 10.55	14.29	1.89	2.16	89.81	Dense, légèrement humide
F02	1.40 – 1.60	16.86	2.08	1.78	87.94	Dense, légèrement humide
	4.00 – 4.50	11.16	2.21	1.99	84.28	Dense, légèrement humide
	6.00 – 7.00	21.56	2.06	1.69	97.24	Dense, légèrement humide
F03	1.50 – 2.00	14.48	1.99	1.47	70.73	Dense, légèrement humide
	8.00 – 8.60	7.48	2.24	2.09	69.00	Dense, légèrement humide
	15.60 – 16.00	7.48	2.24	2.09	69.00	Dense, légèrement humide

II.7.2.2. Essais mécaniques :

II.7.2.2.1. Essais de cisaillement rectiligne :

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s'oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite à la rupture, d'un sol.[3]



Figure.25: Dispositif de l'essai de cisaillement a la boite.[3]

- Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne non consolidé non drainé UU sont :

Tableau II.11 : caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement UU.[17]

Sondage	Profondeur (m)	Φ (°)	C (bars)
F01	8.20 – 8.50	11	0.32
	14.00 – 14.55	11	0.31
F02	1.40 – 1.60	16	0.22
	6.00 – 7.00	15	0.22
	10.50 – 11.00	Nature du sol ne permet pas de faire l'essai (roche)	
F03	1.50 – 2.00	16	0.22

- Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne consolidé drainé CD sont :

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

Tableau II.12: caractéristiques intrinsèques du sol testé par l'essai de cisaillement CD.[17]

Sondage	Profondeur (m)	Φ (°)	C (bars)
F01	9.50 – 10.00	12	0.33
F02	4.00 – 4.50	15	0.33
F03	8.00 – 8.60	14	0.29

II.7.2.3. Analyses chimiques : [17]

Les échantillons prélevés des sondages carottés ont subi des analyses chimiques afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis des sulfates la teneur en matières organique, en carbonates et en chlorure dont les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : résultats d'analyses chimiques.

SC	Profondeur (m)	Résultats exprimés en % de Poids			Observation
		Sulfates SO ₄ --	Carbonates CaCo ₃	Chlorures Cl - « Solubles dans l'eau »	
F01	10.30 – 10.55	Traces	5.40	0.28	Agressivité nulle selon NFP 18-011
F02	4.00 – 4.50	Traces	2.40	0.31	
F03	15.60 – 16.00	Traces	1.80	0.28	

II .8. Classification des sols :

II.8.1.classification L.C.P.C : [20]

Généralement, la classification du laboratoire des ponts et des chaussées se base sur l'analyse granulométrique pour les sols grenus et les caractéristiques de plasticités pour les fractions fines, ainsi des essais très simples (couleur, odeur, effet de l'eau.....).

CHAPITRE II : Etude géologique hydrogéologique et géotechnique de la région

II.8.1.a. les sols grenus : [20]

Le tableau ci-dessus montre la classification des sols grenus qui se fait par la granulométrie et les limites d'ATTERBERG :

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques	
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Gb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée	
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		GL	GA	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse
				Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Sb	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué	
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		SL	SA	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux
				Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % ⇒ on utilise un double symbole
 - pour les graves : Gb-GL Gb-GA Gm-GL Gm-GA
 - pour les sables : Sb-SL Sb-SA Sm-SL Sm-SA

CLASSIFICATION L.P.C. DES SOLS GRENUS

II.8.1.b. sols fins [21]

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg, elle précisée dans le diagramme de plasticité « diagramme de Casagrande » selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité, et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- les limons très plastiques **Lt**
- les limons peu plastiques **Lp**
- les argiles très plastiques **At.**
- les argiles peu plastiques **AP**

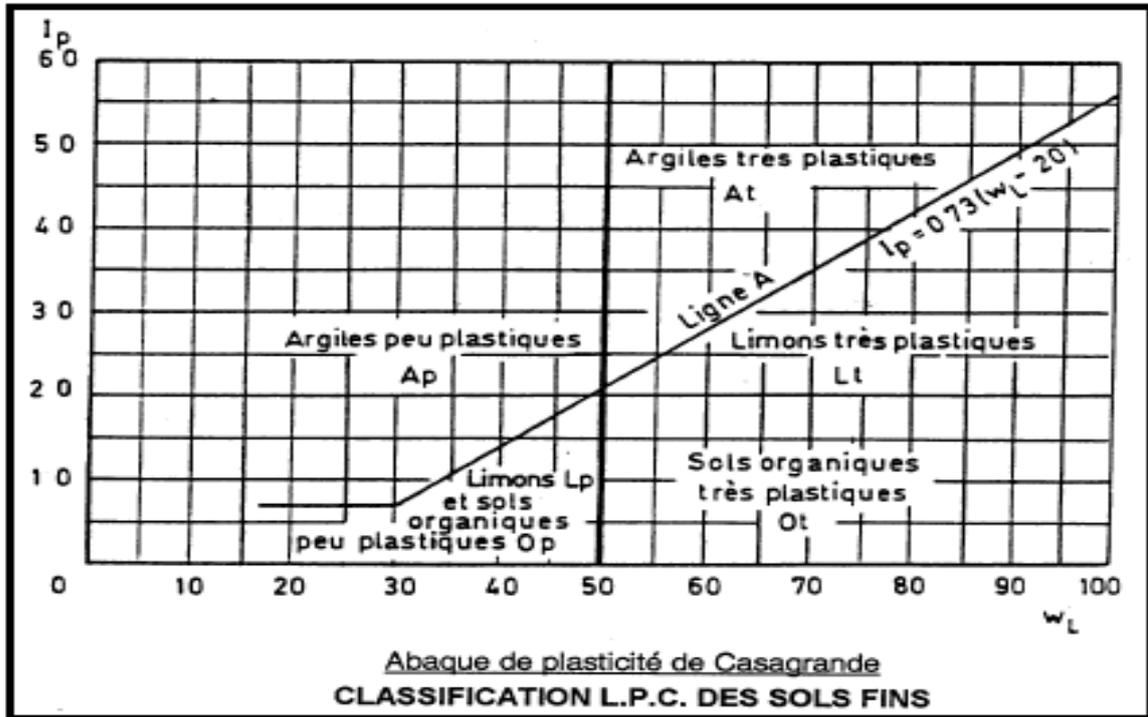


Figure II.26: l'abaque de Casagrande.[21]

- Les essais déterminant les caractéristiques physiques de sol ont donné les résultats suivants :
 - Les analyses granulométriques donnent un pourcentage de **51, 58,61, et 72%** pour le premier sondage (SC 01) et un pourcentage de **49, 52, et 53%** pour le deuxième sondage (SC 02) et un pourcentage **34,48, et 63%** pour le troisième sondage(SC03) ; d'éléments de diamètre inférieur à **80 µm**.
 - le pourcentage des fractions fines est dominant, ce qui permet de classer le sol dans la catégorie des **sols fins**.
 - Selon la norme **XP 94 – 011**, le sol est classé dans la catégorie des **argiles peu plastiques**.

II.8.2. Classification selon RPA (règles parasismiques algérienne) 1999

/version 2003 :

II.8.2.a. Par essais in situ :

- D'après les résultats obtenus à partir de l'essai pressiométrique, le site est classé dans la catégorie « S3 » (site meuble).

II.9 : Conclusion :

L'examen de la carte géologique de la wilaya de Constantine montre que la région est constituée par deux formations :

- Des argiles et marnes Miopliocène au faciès le plus répandu dans les bassins ;
- Des calcaires Miopliocène d'extension plus modeste que les argiles et les marnes.

La région est caractérisée par un réseau hydrographique relativement dense, dont la ville de Constantine elle-même est le point de confluence de deux principaux cours d'eau *Oued Boumerzoug* et *Oued Rhumel* et qui traverse les gorges de Constantine.

La sismicité élevée de la région Constantine est située dans zone IIa (sismicité moyenne).

Finalement, la classification des terrains par LCP et RPA nous a permis de classer les couches de surface dans la catégorie des limons et des argiles plastiques à très plastique c'est-à-dire des sols meubles d'où il y a risque d'instabilité.

CHAPITRE III

Méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes

III.1. Introduction :

Ce chapitre traite les méthodes de calcul de la stabilité des terrains (les méthodes classiques ou bien les méthodes de calcul à l'équilibre limite) : méthode globale, méthode de Taylor , méthode suédoise (FELLINUS et BISHOP) qui permettent la définition et la détermination du coefficient de sécurité qui nous justifier la stabilité des terrains,

III.2. Notion de coefficient de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sols, supposée monolithique délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du massif ;
- Réaction du sol en place le long de la surface de rupture ;
- Pression interstitielle ;
- Chargement extérieur éventuel.

Le facteur de sécurité local est défini comme le rapport de la résistance de cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Si : $f > 1$, il n'ya pas rupture ;

Si : $f < 1$, il ya rupture locale.

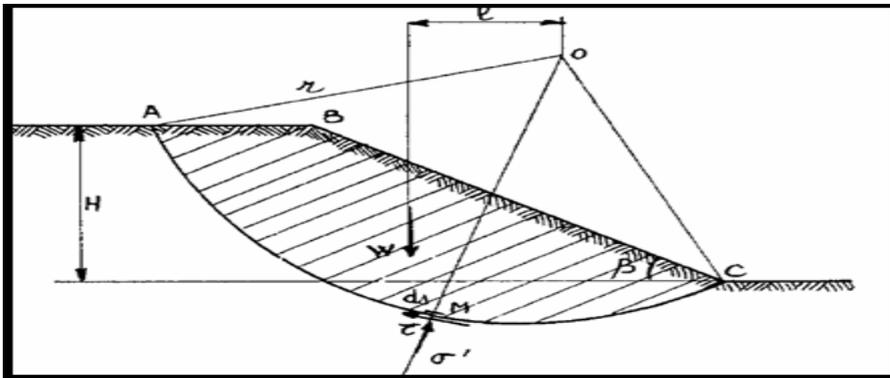


Figure III.1 : État des contraintes le long de la courbe de rupture.[12]

Le facteur de sécurité pourrait être calculé pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre, ce dernier peut être un rapport de forces, de moment de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme indique le tableau ci-dessous :

Tableau III.1: Fs en fonction de grandeurs par rapport à une grandeur limite.

[12]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = F \text{ résistantes} / F \text{ motrices}$
Rapport des moments	$F_s = M \text{ résistant} / M \text{ moteur}$
Rapport des grandeurs	Par ex : H / H_{\max}

III.2.2. Choix de valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de la stabilité :

Le facteur de sécurité minimal **FS** adopté est assez rarement inférieur à **1.5**. Il peut quelquefois être égal à **2**, voire à **2.5** pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l’incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d’erreur sur la valeur de la cohésion drainé **Cu**).

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de **FS** en fonction de l’importance de l’ouvrage et des conditions particulières qui l’entoure :

Tableau III.2: Valeur de FS en fonction de l’état de l’ouvrage.[12]

Fs	Etat de l’ouvrage
< 1	Danger
1 – 1.25	Sécurité contestable
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les ouvrages

III.3. Études de la stabilité des pentes:

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties:

- Les méthodes analytiques.
- Les méthodes numériques.

III.3.1 Méthodes analytiques

III.3.1.1. Méthodes des tranches :

Cette étude consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

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

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

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en effort horizontal H_n et H_{n+1} et en effort vertical V_n et V_{n+1} .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle. [12]

III.3.1.1.1. La méthode de FELLINUS:

C'est au Suédois « **FELLINUS** » que l'on doit pour l'invention de cette méthode connue aussi par « **La méthode ordinaire** » (Ordinary method of slices) ou également « **La méthode Suédoise** ». Elle demeure la plus utilisée de cette catégorie, dans sa forme originale, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement. Elle est considérée comme la plus simple, parce qu'elle est la seule qui donne une équation linéaire du coefficient de sécurité et présente l'avantage de pouvoir être conduite sans moyens de calcul important et de prêter à la réalisation des abaques.

FELLINUS suppose en général que les forces entre tranches peuvent être négligées, parce qu'elles sont parallèles aux bases des tranches. Ce faisant, on ne respecte cependant pas le principe de **NEWTON** d'égalité de l'action et de la réaction, et suggère que la résultante des forces qui agissent sur chaque tranche est nulle dans la direction normale on peut voire dans la figure ci-dessous.

Les équations de translations donnent respectivement :

- Verticalement : $W - N \cos\alpha - S_m \sin\alpha = 0$
- Horizontalement : $S_m \cos\alpha - N \sin\alpha + K_w = 0$

Expression où les termes ($S_m \sin\alpha, S_m \cos\alpha$) présentent l'effet de l'eau à l'amont et à l'aval K_w l'effet des séismes, ces termes seront négligés par la suite pour des raisons de simplifications des calculs, ce qui donne l'expression de la méthode de FELLINUS simplifiée.

Avec les suggestions de FELLINUS, l'évaluation de la contrainte normale pour tous les points le long de la ligne de glissement, sont devenues possibles et on a :

$$N_i = W_i \cos\alpha_i - U_i L_i$$

Connaissant la valeur de N et les paramètres ϕ, C du sol, devrait possible d'évaluer la force en chaque point d'élément du massif :

$$S_i = N_i \tan\phi + C \Delta L_i = (W_i \cos\alpha_i - U_i L_i) + \frac{cb}{\cos\alpha_i} \dots\dots\dots \text{III.4}$$

Par conséquent le moment autour le centre du cercle des forces résistantes à :

$$\sum_{i=0}^n S_i R = R \sum_{i=0}^n (W_i \cos\alpha_i - U_i L_i) + \frac{cb}{\cos\alpha_i} \dots\dots\dots \text{III.5}$$

De même le moment autour le centre du cercle des forces motrices à :

$$\sum_{i=0}^n W_i x_i = \sum_{i=0}^n W_i \sin\alpha_i R = R \sum_{i=0}^n W_i \sin\alpha_i \dots\dots\dots \text{III.6}$$

Comme on à mentionner auparavant, le coefficient de sécurité relatif au cercle de rupture choisit est défini comme le rapport entre les moments résistants et les moments moteurs par rapport à " O ", il vaut donc:

$$F = \frac{\sum_{i=0}^n c l_i + (W_i \cos\alpha_i - U_i L_i) \tan\phi}{\sum_{i=0}^n W_i \sin\alpha_i} \dots\dots\dots \text{III.7}$$

W Poids de chaque tranche.

$W_i = \gamma A_i / A_i$: Est la superficie de chaque tranche tel que.

$A_i = h_i b_i / h_i$: Hauteur de la tranche.

γ Densité du sol.

h La hauteur de la lame d'eau dans chaque tranche. i

α : Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal.

$$l_i = \frac{b}{\cos\alpha_i} \dots\dots\dots \text{III.8}$$

C : la cohésion du sol

ϕ L'angle de frottement Interne. [10]

III.3.1.1.2. 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 ci-après.

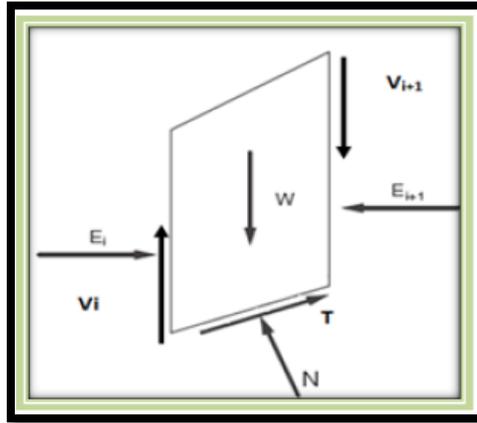


Figure III.2 : Représentation des forces inter-tranches sur une tranche [10]

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \dots \dots \dots \text{III.9}$$

D'où

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + C_i F_s \cdot b_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \alpha_i + N_i \cdot \tan \phi_i F_s \cdot \sin \alpha_i \dots \dots \dots \text{III.10}$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) + C_i \frac{b_i}{F_i} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \phi_i}{F_i}} \dots \dots \dots \text{III.11}$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$m \alpha = \cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \Phi_i) / F_s \dots \dots \dots \text{III.12}$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) + C_i \frac{b_i}{F_i} \alpha_i}{m \alpha} \dots \dots \dots \text{III.13}$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \dots \dots \dots \text{III.14}$$

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

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_{ibi}}{\cos \alpha_i} + tg \phi_i \left[\frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) + C_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m \alpha} \right] \right) \right] \dots \text{III.15}$$

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

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i + \left(\frac{tg \phi_i}{F_s} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_{ibi}}{F_s} = 0 \dots \text{III.16}$$

D'ou la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{tg \phi_i}{F} \cos \alpha_i} \dots \text{III.17}$$

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

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_{ibi}}{F} tg \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_{ibi}}{F} \dots \text{III.18}$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles $\Sigma (E_i - E_{i+1}) = 0$ et $\Sigma (V_i - V_{i+1}) = 0 \dots \text{III.19}$

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

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_{ibi}}{F} tg \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \phi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \phi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_{ibi}}{F} \dots \text{III.20.}[10]$$

a- La méthode de BISHOP simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposées être horizontales (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 ci-dessous on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha - W = 0 \dots \text{III.21}$$

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

$$T = \tau \cdot \Delta L \dots \text{III.22}$$

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

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta L + (N - u \Delta L) \tan \phi'] \dots \dots \dots \text{III.23}$$

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

$$N = W \frac{\left(\frac{1}{F}\right) (c' \Delta L \tan \phi) \sin \alpha}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F} \dots \dots \dots \text{III.24}$$

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

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta L} - u \dots \dots \dots \text{III.25}$$

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

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta L \cos \alpha + (W - u \Delta L \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F} \right]}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{III.26}$$

De l'équation; l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' b + (W - ub) \tan \phi'}{m_\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{III.27}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F} \right) \dots \dots \dots \text{III.28}[.10]$$

III.3.1.2. la méthode de Taylor :

Appliquons cette méthode pour un talus d'angle i avec l'horizontal, de hauteur **H**, de frottement ϕ , de cohésion **C** et de poids volumique γ , Taylor à calculer systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables et à exprimer par un facteur sans dimension : $T = \frac{C}{\gamma H}$

L'abaque de Taylor représenté par la (Figure III.5) pour les sols ayant une cohésion et frottement représente en abscisses la pente i du talus, en ordonnées le coefficient de Taylor: $T = \frac{C}{\gamma H}$ et des courbes de strict équilibre, graduées des courbes de strict équilibre, graduées en frottement ϕ . Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité F_e sur le frottement, ce qui donne frottement admissible ϕ_{ad} .

$$\tan \phi_{ad} = \frac{\tan \phi}{F \phi} \dots \dots \dots \text{III.29.[2]}$$

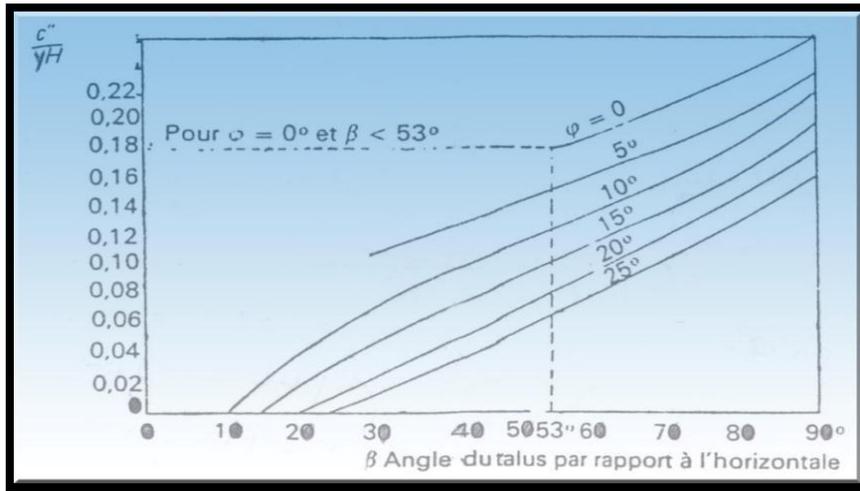


Figure III.3 :L'abaque de Taylor[2]

III.3.1.3 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.

III.3.1.3.1 Méthode de Jambu généralisé :

La méthode de *Jambu* généralisé (*Jambu*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 :

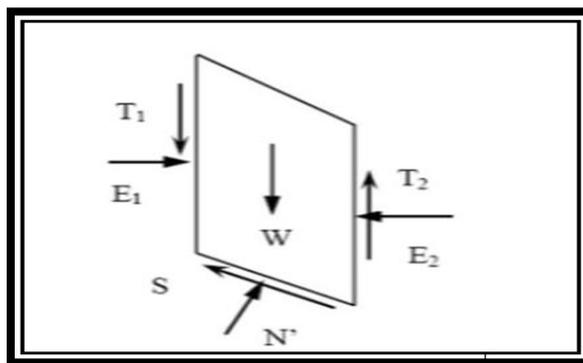


Figure III.4 : Méthode de *Jambu*- la représentation des forces sur une tranche.[14]

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum(C'L + (N - UL)\tan\phi)\sin\alpha}{\sum(W - \{T_2 - T_1\}\tan\alpha + \sum(E_2 - E_1))} \dots\dots\dots III.30$$

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

$$N = \frac{1}{m\alpha} \left\{ w - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (C'L - UL \tan\phi') \sin\alpha \right\} \dots\dots\dots \text{III.31.}[14]$$

III.3.1.3.2. Méthode de Morgenstern-Price 1965 :

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire : $T/E = \lambda f(x)$ N-1 hypothèses L peut varier entre 0 et 1. (Figure III.5) montre les fonctions typiques de $f(x)$.

Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0. Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour diverses valeurs de λ . La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de l.[14]

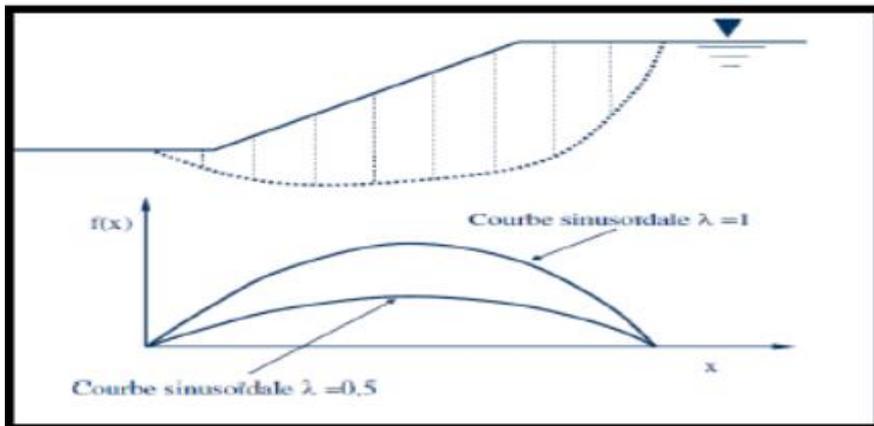


Figure III.5: les fonctions typiques de $f(x)$. [14]

III.3.1.4.méthode d'équilibre des forces :

III.3.1.4.1. La Méthode De Coin :

Il s'agit d'une méthode approximative. La masse sur le plan de rupture potentiel est séparée en une série de coins et l'équilibre de chaque coin est considéré. Équilibre des forces horizontales et verticales. On doit cependant faire une hypothèse sur l'inclinaison de la force entre les coins : $10^\circ < \mathbf{d} < 15^\circ - \mathbf{d} = 0^\circ$ conservateur.

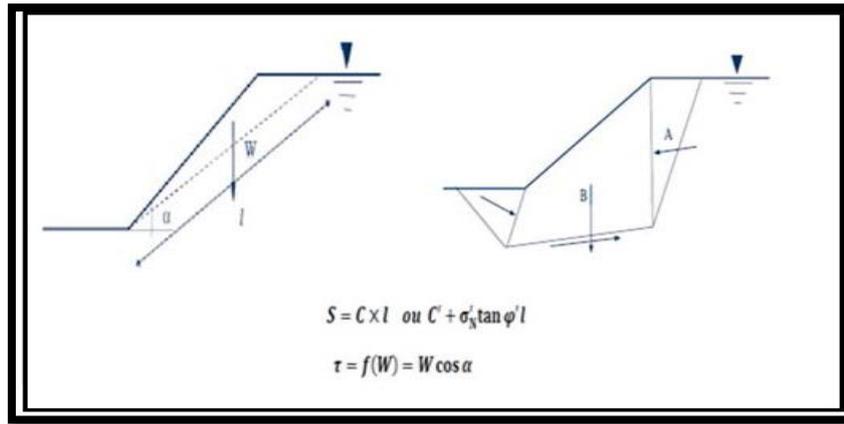


Figure III.6 : Illustration des forces appliquées dans la méthode des coins.[1]

- En **A** et **B**, on voit qu'en plus de la translation du bloc sous son propre poids, il y'aurait des efforts à chacune des extrémités.
- En **A** semblable à pousser sur un mur
- En **B** semblable à buté sur un mur
- On retrouve donc deux façons de traiter ce problème.
- D'abord, on fait l'équilibre des forces sur les blocs où on considère toutes les masses, incluant celles à l'extérieur.
- Problème : il faut maintenant considérer l'interaction des coins.
- On assume un facteur de sécurité de départ. Résolution par polygone des forces du coin 1 (on obtient **R12**). **R21** étant égal à **R12**, le polygone des forces du coin 2 doit fermer si équilibre.
- Si le polygone ne ferme pas, il faut assumer un autre **FS**. [1]

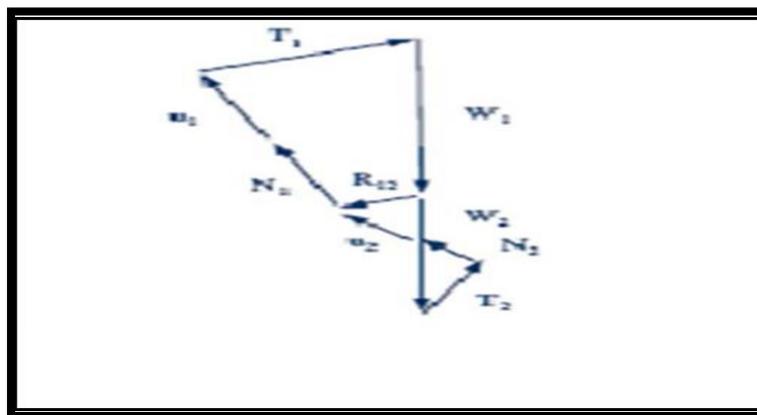


Figure III .7: illustrations des forces appliquées.[1]

III.3.1.4. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers[1970]

➤ Hypothèses :

- La méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- Contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure II.8).
- Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

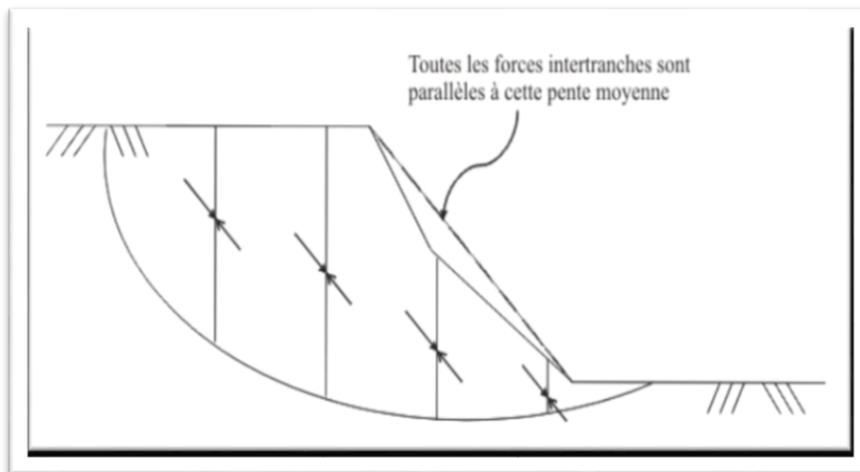


Figure III .8: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée [8]

III.3.2: Méthodes Numériques:

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

III.3.2.1: La méthode basée sur les éléments finis:

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des noeuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réels de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adapte parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal ... [8]

III.3.2.2. La méthode basée sur les différences finies:

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.[8]

III .4. Types de rupture (nature de glissement) :

Soit à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et ϕ , qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H . Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied b du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied.

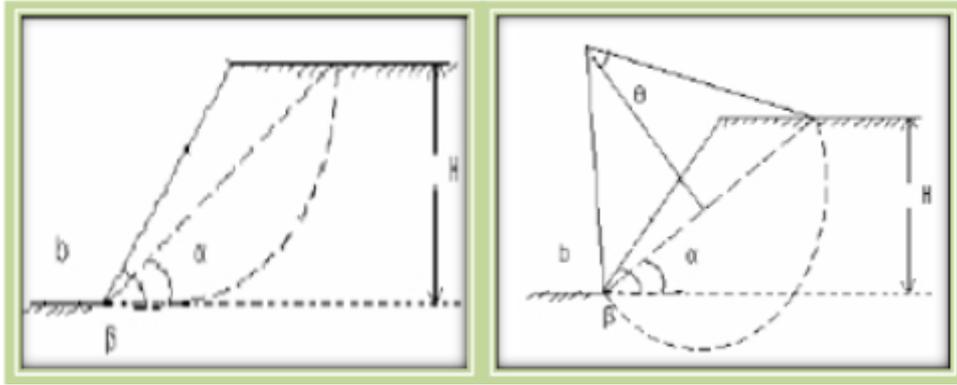


Figure III .9: Cercle du pied.[1]

Toutefois si la base résistante est située à peu de distance au-dessous de b, le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied.

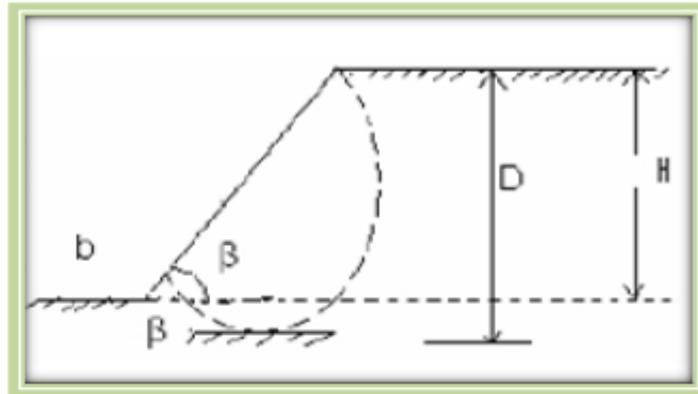


Figure III .10: Cercle du flanc de talus.[1]

Lorsqu'il se produit un glissement par la base le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point m du talus.

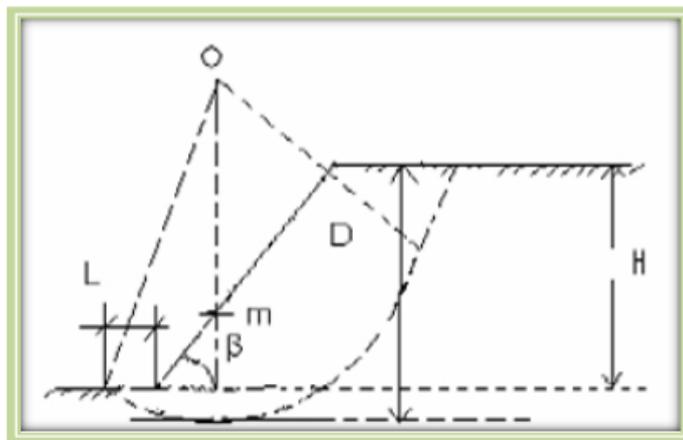


Figure III .11: Cercle à mi- pente. [1]

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres. Ces paramètres sont : β , H , θ , α , $D = n D H$ et $L = n L H$.

Pour la détermination des allures des ruptures, on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. Avant de parler de cet abaque, on doit définir quelques paramètres qui s'appellent paramètres réduits : φ , c telles que ces paramètres pour lesquels le talus sera sur le point de se rompre. Des abaques ont été conçus pour déterminer ces paramètres.[1]

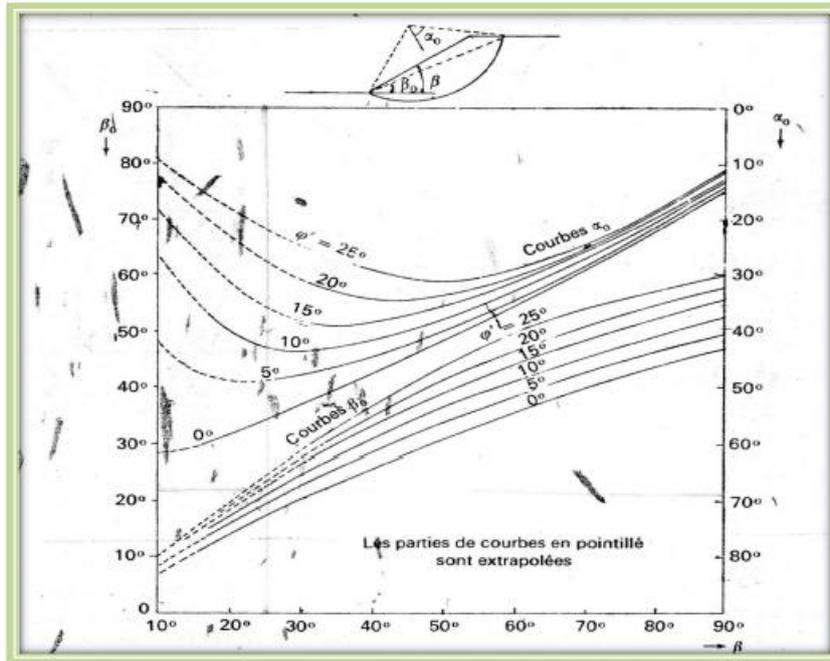


Figure III .12: L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.[1]

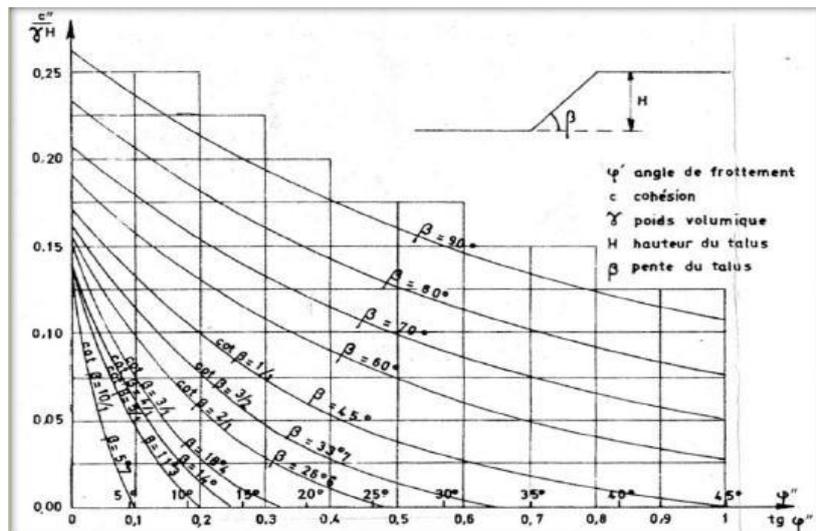


Figure III .13: l'abaque pour $C''/h=f((\varphi''))$ [1]

III.5. Détermination du type de glissement et le cercle critique : (pour c et φ)

Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique. Méthode pour s'assurer que nous avons le minimum. Localisation approximative du centre de cercle critique. Une bonne méthode pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contour de F_s . Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

- Tous les cercles passent par un même point.
- Tous les cercles tangents à une même élévation.
- Tous les cercles ont le même rayon.[1]

III.6. Guide pour la localisation du cercle critique :

- **Le cercle de rupture passe par le pied de la pente :**

Le cercle de glissement passe par le pied de la pente si la friction est grande par rapport à la cohésion, cercle élevé (cercle en pieds), si $\Phi = 0$ mais C_u augmente rapidement avec la profondeur. Si la valeur de la pente abrupte $b > 53^\circ$.[1]

III.7. Application pour le cas étudié :

D'après les résultats qu'on a obtenus (valeur de C et Φ), on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, d'où il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tel que α_0 et β_0 qui prend en considération la valeur de $\Phi \neq 0$; $C \neq 0$ et $\beta < 53^\circ$.

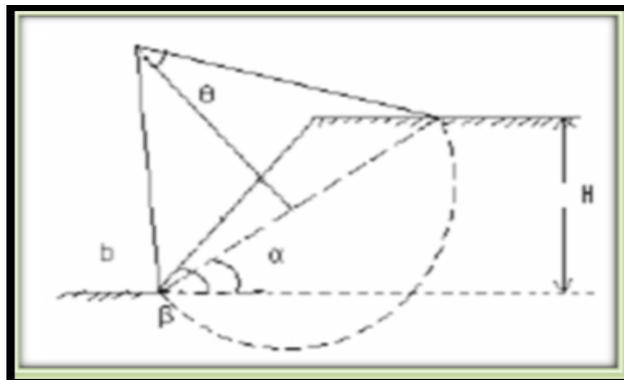


Figure III.14: cercle du pied pour le talus doux.[1]

On s'intéresse à étudier deux cas, premièrement calcul à long terme on utilisant les caractéristiques mécaniques d'un essai triaxial de type consolidé drainé CD et deuxièmement un calcul sous l'effet des vibrations on utilisant les caractéristiques mécaniques issues d'un essai de cisaillement à la boîte alternée CD.

Pour le calcul du coefficient de sécurité, on applique la méthode des tranches (FILLINUS et Bishop) pour deux cas sèche et saturée qui nous donne la possibilité de voir l'effet des conditions hydrogéologiques sur la stabilité de la pente avant le passage des véhicules de train .

III.7.1.Calcul à court terme ($\phi= 22^\circ$)

Premièrement, on détermine la forme géométrique de la zone susceptible à glisser avec le couple (β_0 et α_0) et tracer le cercle de glissement et déterminer le rayon R.

On utilisant l'abaque ci-dessous, qui représente β_0 et α_0 en fonction de l'angle de talus β et l'angle de frottement interne ϕ qui nous donne les valeurs suivantes : $\beta_0 = 30^\circ$ et $\alpha_0 = 30^\circ$.

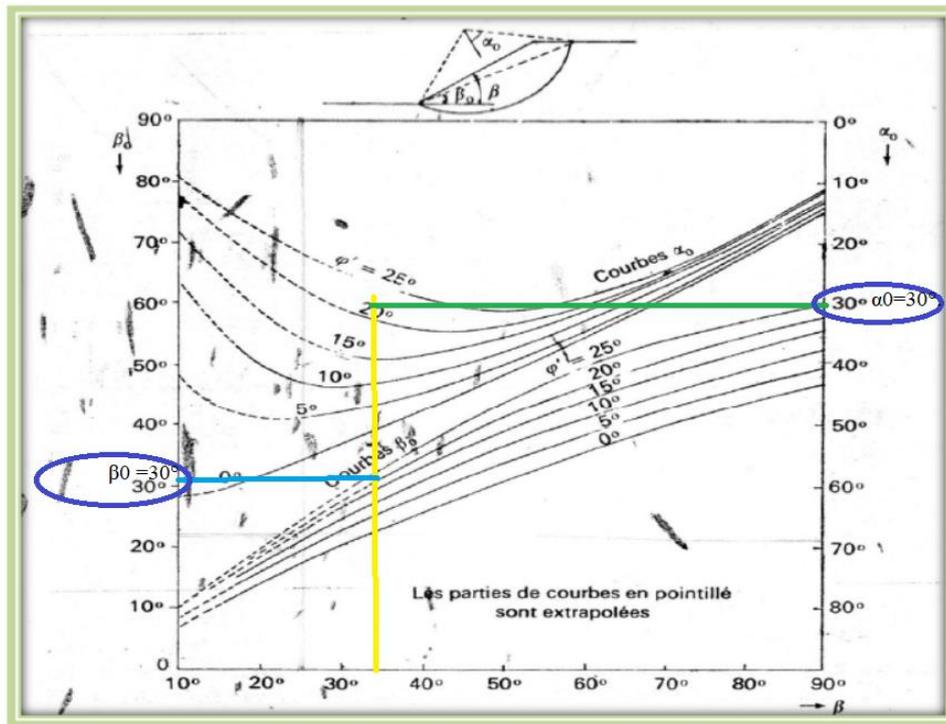


Figure III.15 : L'abaque représentatif.

➤ **La localisation du centre de glissement**

À cause de la variation topographique du terrain nous utilisons la pente moyenne qui est représentée dans la figure suivante :

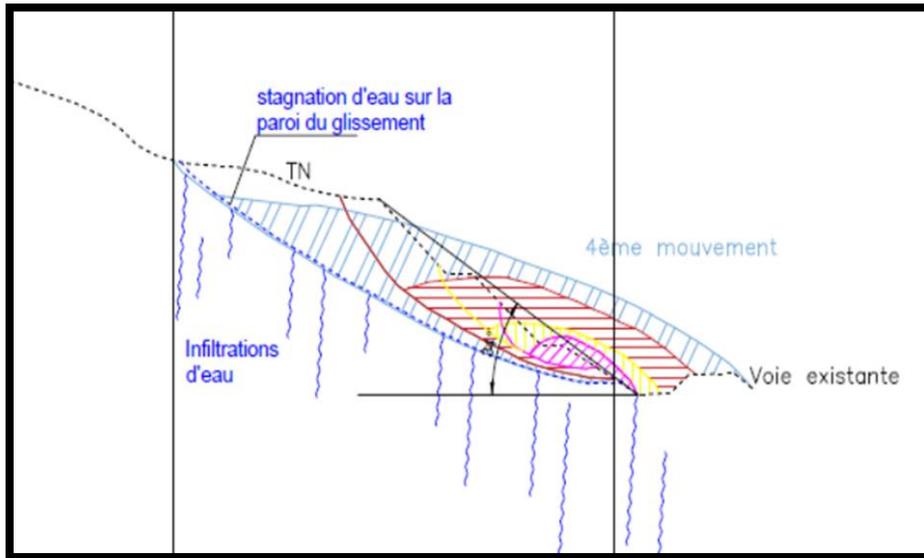


Figure III .16: localisation du centre de glissement

Il est du type de cercle de pied de talus parce qu'il recoupe le talus à son pied, avec un rayon $R = 66,37m$ et $\beta = 34^\circ$.

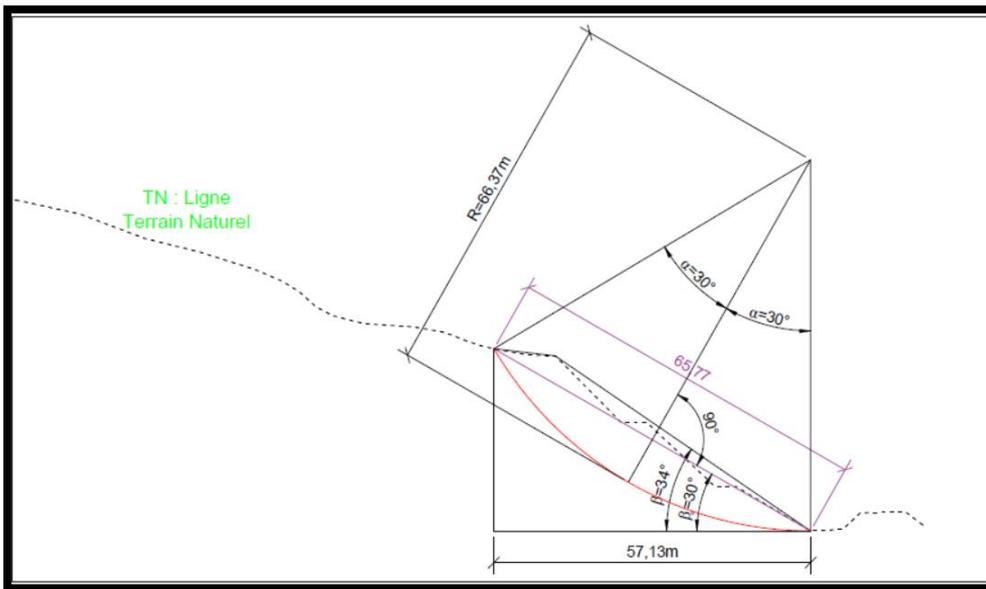


Figure III .17: localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux

➤ **Le Calcul du coefficient de sécurité :**

On utilise deux méthodes de calcul du coefficient de sécurité FELLINUS et Bishop qui sont détaillés ci-dessous :

Tableau 3: les résultats de calcul par la méthode de FELLINUS

N° tranche	Ai	Wi	ai°	Wicosai	WiSinai	tgφ(WiCosai) 1/Cosai	Cibi	Fs
1	16,803	2,856	56	1,597	2,368	1,332	0,750	1,179
2	46,295	7,870	49	5,163	5,940	3,670	0,750	
3	13,126	2,231	45	1,578	1,578	1,041	0,161	
4	66,045	11,228	41	8,474	7,366	5,236	0,750	
5	54,174	9,210	36	7,451	5,413	4,295	0,590	
6	68,581	11,659	31	9,993	6,005	5,437	0,750	
7	65,484	11,132	27	9,919	5,054	5,191	0,750	
8	59,732	10,154	22	9,415	3,804	4,735	0,750	
9	51,611	8,774	17	8,390	2,565	4,091	0,750	
10	41,316	7,024	13	6,844	1,580	3,275	0,750	
11	28,983	4,927	8	4,879	0,686	2,298	0,750	
12	15,918	2,706	9	2,673	0,423	1,262	1,070	
					42,782	41,861	8,570	

Dans ce cas Fs obtenue est calculée par la formule suivante :

$$Fs = \frac{1}{\sum W \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n W \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi + C \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \dots \dots \dots \text{III.32}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a : **FS=1,179**

B. Pour un sol saturé :

Le Fs est calculé pour chaque tranche d’où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4: les résultats de calcul par la méthode de FELLINUS

N° tranche	Ai	Wi	ai°	WiSinai	Cibi	U*b	(1/cosai)[cb+(WiCos2ai-ub)tgfi]	Fs
1	16,8 03	2,856	56	2,368	0,750	1,680	0,685	0,384
2	46,2 95	7,870	49	5,940	0,750	4,630	0,260	
3	13,1 26	2,231	45	1,578	0,161	1,312	0,098	
4	66,0 45	11,228	41	7,366	0,750	6,605	0,864	
5	54,1 74	9,210	36	5,413	0,590	5,419	1,079	
6	68,5 81	11,659	31	6,005	0,750	6,860	1,803	
7	65,4 84	11,132	27	5,054	0,750	6,550	2,039	
8	59,7 32	10,154	22	3,804	0,750	5,975	2,194	
9	51,6 11	8,774	17	2,565	0,750	5,160	2,181	
10	41,3 16	7,024	13	1,580	0,750	4,130	1,984	
11	28,9 83	4,927	8	0,686	0,750	2,900	1,667	
12	15,9 18	2,706	9	0,423	1,070	1,590	1,578	
				42,782			16,433	

Fs obtenu dans le cas saturé est calculé par cette formule :

$$F_s = \frac{\sum_{i=0}^n c_{li} + (w_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \varphi}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots \text{III.33}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale à : **Fs =0,384**

III.7.1.2. Calcul par la méthode de Bishop :

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite premièrement la détermination du $m\alpha$ pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l'abaque ou calculer par la formule suivante :

$M\alpha = \cos\alpha_i * (\frac{tg\phi + tg\alpha_i}{F})$; les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous. D'où F_s dans l'équation peut être calculé par la méthode de *Fellini* et ensuite on calcule $m\alpha$

A. Pour un sol sec :

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .5 : résultats de calcul par la méthode de *Bishop*

N° tranche	$\cos\alpha_i$	$M\alpha_i$	$tg\phi$	A_i	F	$W\sin\alpha_i$	$[\frac{C_b + W\tan\phi_i}{\cos\alpha_i + \frac{\sin\alpha_i \tan\phi_i}{F}}]$	F_s
1	0,559	0,8	0,4663	16,803	1,179	2,368	1,464	1,118
2	0,656	0,83	0,4663	46,295	1,179	5,940	4,630	
3	0,707	0,88	0,4663	13,126	1,179	1,578	1,217	
4	0,755	0,94	0,4663	66,045	1,179	7,366	5,902	
5	0,809	0,98	0,4663	54,174	1,179	5,413	4,689	
6	0,857	1	0,4663	68,581	1,179	6,005	5,832	
7	0,891	1	0,4663	65,484	1,179	5,054	5,549	
8	0,927	1	0,4663	59,732	1,179	3,804	5,101	
9	0,956	1	0,4663	51,611	1,179	2,565	4,516	
10	0,974	0,98	0,4663	41,316	1,179	1,580	3,785	
11	0,990	0,97	0,4663	28,983	1,179	0,686	2,915	
12	0,988	1,97	0,4663	15,918	1,179	0,423	2,221	
						42,782	47,823	

Fs obtenue est calculé par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum \left[\frac{c' + \Delta L \cos \alpha + W \operatorname{tg} \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F} \right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{III.34}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a : **FS=1,118**

B. Pour un sol saturé :

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III .6 : résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranche	cos αi	Mai	Tgφ	Ai	F	Ub	Wsinαi	$\frac{[c_b + (W - ub) \cdot \tan \phi_i]}{[c_b + (W - ub) \tan \phi_i] / [\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \tan \phi_i) / F)]}$	Fs
1	0,559	0,8	0,4663	16,803	0,384	1,680	2,368	0,829	0,43
2	0,656	0,83	0,4663	46,295	0,384	4,630	5,940	1,438	
3	0,707	0,88	0,4663	13,126	0,384	1,312	1,578	0,376	
4	0,755	0,94	0,4663	66,045	0,384	6,605	7,366	1,873	
5	0,809	0,98	0,4663	54,174	0,384	5,419	5,413	1,548	
6	0,857	1	0,4663	68,581	0,384	6,860	6,005	2,015	
7	0,891	1	0,4663	65,484	0,384	6,550	5,054	2,001	
8	0,927	1	0,4663	59,732	0,384	5,975	3,804	1,953	
9	0,956	1	0,4663	51,611	0,384	5,160	2,565	1,857	
10	0,974	0,98	0,4663	41,316	0,384	4,130	1,580	1,683	
11	0,990	0,97	0,4663	28,983	0,384	2,900	0,686	1,462	
12	0,988	1,97	0,4663	15,918	0,384	1,590	0,423	1,350	
							42,782	18,386	

Fs obtenue est calculé par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum \left[\frac{c' + \Delta L \cos \alpha + (w - u \Delta L \cos \alpha) \operatorname{tg} \phi'}{\cos \alpha + \left(\frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F} \right)} \right]}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots \text{III.35}$$

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale à : **FS= 0,43**

III.8. Interprétation des résultats :

Lors des calculs à court terme par la méthode de FILLINUS a l'état sec on a trouvé que $F_s = 1.179$ et c'est-à-dire la sécurité de la pente est contestable par contre pour le second cas de saturation totale on a trouvé que $F_s = 0,384$ (Danger) où on remarque que le coefficient de sécurité décroît rapidement à l'état de saturation d'où on peut conclure que la pente est instable.

L'application de la méthode de BISHOP dans le cas d'un sol sec nous a donner un $F_s = 1,118$ c'est-à-dire que la stabilité est contestable , en suite dans le cas d'une saturation $F_s = 0,430$ est devenue très dangereux on peut tirer les mêmes observations citées précédemment est que le coefficient de sécurité décroît rapidement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 dans l'état de saturation c'est-à-dire que l'état de la pente est instable et nécessite la mise en place des systèmes de renforcement.

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles. Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau 7 : Valeur de FS en fonction de l'état de l'ouvrage

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture Serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les ouvrages

III.9.CONCLUSION

Actuellement il existe plusieurs méthodes de calcul des glissements des terrains, tel que la méthode d'équilibre limite des forces et des moments ; la méthode de coin, TAYLOR, JAMBU, FELLINUS et BISHOP.

On a utilisé la méthode des tranches par les deux expressions de FELLINUS et BISHOP et pour pouvoir appliquer ces deux méthodes, il faut connaître d'abord le type de rupture qui dépend de l'angle du talus β , la cohésion c et l'angle de frottement interne du sol φ ; ensuite on trace les deux angles délimitant le cercle de glissement α et β_0 qui correspond à ce type de rupture;

Après l'application de la méthode des tranches FILLINUS et BISHOP pour un calcul à court terme on peut conclure que pour les conditions secs on a trouvées presque les mêmes résultats (sécurité contestable) et pour les conditions de saturation on a remarqué que les résultats décroît rapidement est que la pente étudiée est très instable et cette instabilité est liée au caractéristiques mécaniques (sols meuble), géométriques (l'inclinaison ; la hauteur et la longueur) et aux conditions hydrauliques ; donc la pente se trouve dans état très défavorable à la circulation des trains.

Finalement, on peut conclure que la pente est instable qui se trouve dans état très défavorable à la circulation des trains d'où il est important de recommander la mise en place d'un moyen de stabilisations ou de renforcement tels que :

- La mise en place des dispositifs de drainage :
 - Collecte et canalisation des eaux de surface ; tranchées drainantes ; Drains subhorizontaux
- La mise en place des ouvrages de soutènement tels que :
 - Renforcement par inclusions : Clous, micro pieux, pieux et barrettes
- Les murs de soutènement :
 - Remblai de pied : substitution partielle (murs poids en gabion ou en béton)
- Les travaux de Terrassement :
 - Reprofilage Allègement en tête et purge : risbermes, adoucissement de la pente.

CHAPITRE IV

Modélisation numérique du glissement de terrain

IV. 1- Introduction:

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque type de sol présenté sur l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs compliqués à cause du nombre des variables calculées.

IV.2 Introduction au programme PLAXIS:

Le développement du code PLAXIS 2D V 8.2 a commencé en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale été de développé un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS était développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique.

Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS était développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PL AXIS est présenté dans l'organigramme (voir la figure la IV.1) donne une brève description de ce programme.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre Sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

- **PLAXIS-Input:** le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modification des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.
- **PLAXIS-Calculations:** le processing programme ou le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output:** ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
- **PLAXIS-Curves:** le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement - déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont étaient validées par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions on était faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Code.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiées dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer.

On plus les performances du PLAXIS à étaient aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z-Soil. [12]

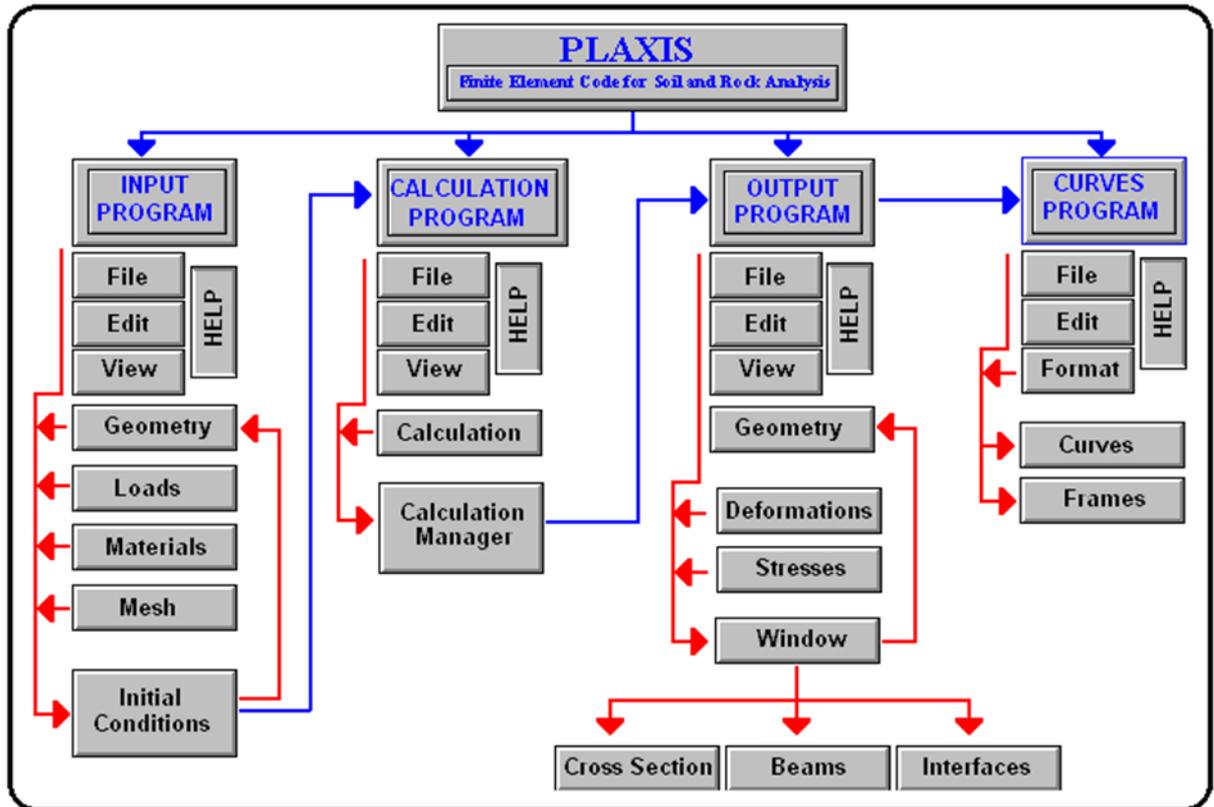


Figure IV.1 : Organigramme du code Plaxis. [12]

IV. 3.1 - Le modèle élastique linéaire (EL):

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple est la plus simple relation contrainte-déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols. [12]

IV.3.2. - Le modèle de Mohr –Coulomb (MCM) :

Le modèle de Mohr -Coulomb, ou modèle élasto-plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion, c , sont représentatifs de la plasticité du sol, ψ est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plans de Mohr, la droite intrinsèque est représenté par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c.$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.[12]

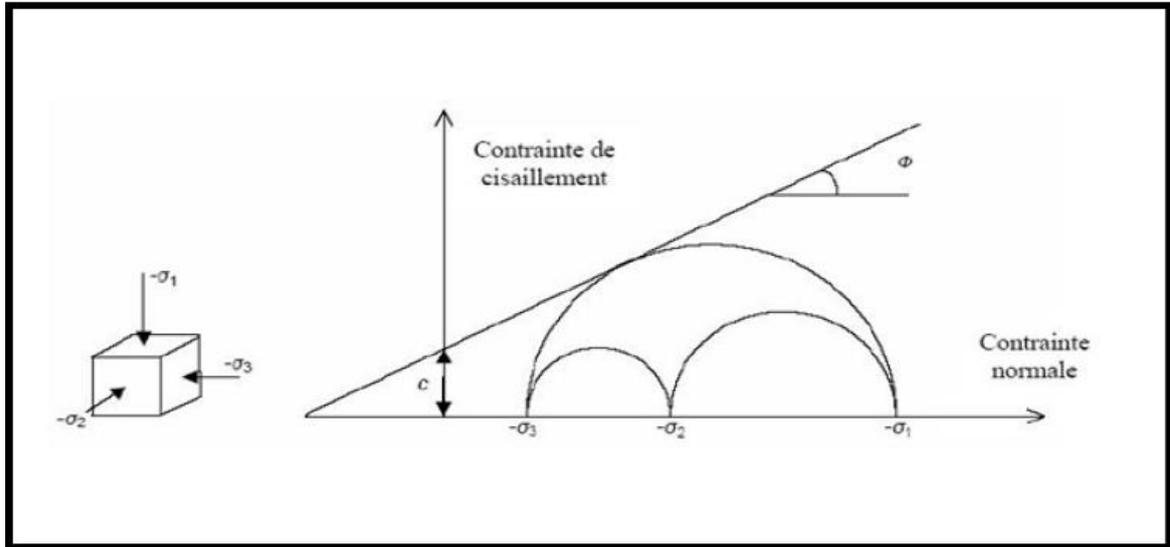


Figure IV.2: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb.[12]

IV.3.3 - Modèle de durcissement par écouissage isotropique 'Hardening-Soil model' (HSM) :

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou '**Hardening -soil model**' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr -Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement ϕ , la cohésion C , et l'angle de dilatance ψ . La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement oedométrique, E_{oed} . Par rapport au modèle de Mohr -Coulomb, le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmente avec la pression.[12]

a) Paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont les suivantes:

C : cohésion (effective) ; [kN/m²]

Φ : angle de frottement interne effectif ; [°]

Ψ : angle de dilatance. [°]

✓ Paramètres de rigidité:

$E50^{ref}$: module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique ; [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,

- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme.

$0,5 < m < 1,0$. [-].[12]

IV.3.4 - Modèle des sols doux ou ‘Soft –Soil -Creep model’ (SSCM) :

Le modèle *SSCM*, est convenable pour tous les sols, mais ne prend pas en considération l’effet de la viscosité, c'est-à-dire le fluage et la relaxation des contraintes. En réalité, tous les sols exhibent un certain fluage et une compression initiale est souvent suivie par une certaine quantité de compression secondaire. Cette compression est plus dominante dans les sols doux, les argiles normalement consolidées, les vases et les tourbes.

Quelques caractéristiques de base du SSC modèle sont : rigidité dépendante des contraintes, distinction entre la compression de chargement et déchargement – rechargement, compression secondaire dépendante du temps, contrainte de préconsolidation, rupture selon le critère de Mohr – Coulomb.[12]

IV. 4. Généralités sur Géostudio 2012:

Geostudio est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d’un barrage et d’autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

SEEP/W: Permet de calculer les infiltrations des eaux.

SIGMA/W: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes – déformations.

QUAKE/W: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme.

TEMP/W: Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol.

SLOPE/W: c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans **SLOPE** sont la méthode de FELLINIUS, de Morgenstern–price, de Jumbo et celle de Bishop simplifié, et enfin la méthode des éléments finis" qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W ".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.[13].

IV. 4.1.Le fonctionnement du logiciel :

1. Define :

Cette étape est très importante, car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur.

Set

- la délimitation de la surface du travail
- La définition de l'échelle
- La définition des réseaux

- La détermination du zoom
- La fixation d'axes
 - ✚ **KeyIn**
- La spécification des méthodes d'analyses
- La spécification des options d'analyse
- La définition des propriétés du sol
 - ✚ **Draw**
- Le dessin des points
- Le dessin des lignes
- La détermination de ligne piézométrique
- Le dessin du rayon de la surface de rupture
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture
 - ✚ **Sketch**
- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol
- Rajout d'un titre d'identification du problème
 - ✚ **Modify**: cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.
 - ✚ **Tools** : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.
 - ✚ **Saving** : dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier. Eclaircir les ténèbres d'identification

2. Solve :

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité F_s .

3. Contour :

C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique; et afficher ces résultats .[13]

File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

Figure IV.3 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.[13]

IV.5 Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS :

IV.5.1 - Définition des données :

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle (déformation plane) d'un glissement de terrain ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Deux cas possibles peuvent être étudiés terrain naturel (statique et dynamique).

IV.5.2. La géométrie du modèle est les conditions limites:

Dans ce modèle l'état de contrainte et de déformation choisi est plane, la géométrie du modèle caractérisée par une hauteur de 105 m et 213 m de largeur. Les épaisseurs des couches sont représentées dans la figure ci-dessous :

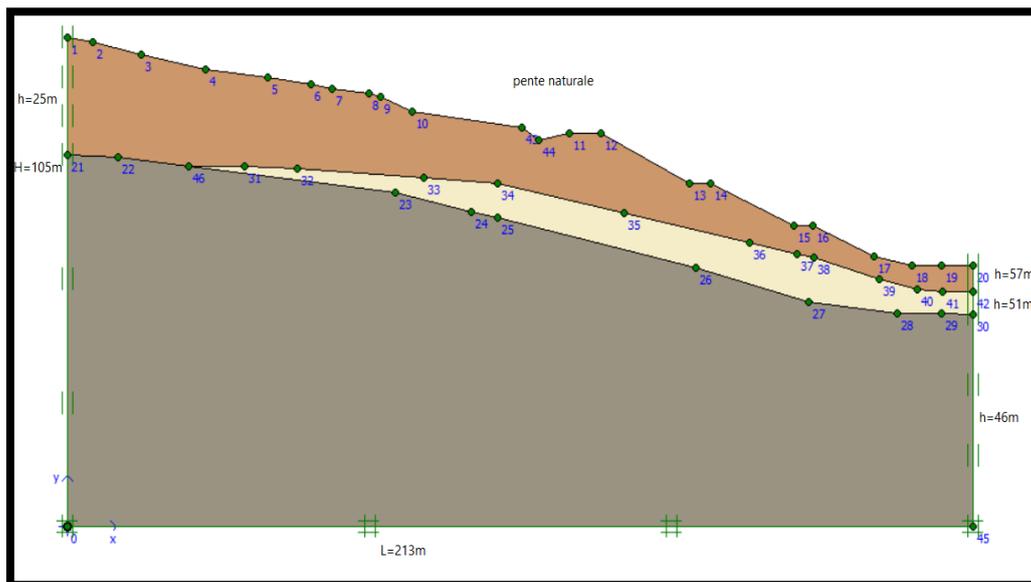


Figure IV.4: La géométrie de modèle.

On choisit les conditions aux limites par défaut, c'est-à-dire les déplacements horizontaux sont bloqués dans les côtés du système et les déplacements verticaux sont libérés, tandis les déplacements de la base sont entièrement bloqués.

IV.5.3. Les caractéristiques des matériaux :

Le terrain est constitué par trois formations de sol composant la géologie du site :

- Une couche de Remblai en surface de 25m d'épaisseur ;
- Une couche d'argilite de 6m d'épaisseur ;
- Une couche d'Argilite compacte de 80m ;
- Les propriétés des couches de sol sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : les propriétés des sols

Matériau	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	K_x [m/s]	K_y [m/s]	Nu	E [kN/m ²]	C [kN/m ²]	Φ [°]
Remblai	Non drainé	20	22	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$	0.35	1268	5	30
Argilite	Non drainé	17	18	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	0.35	3411	15	22
Argilite compacte	Non drainé	21	23	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	0.35	123300	20	30

IV.5.4. Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de (209) éléments et le nombre des nœuds est de (1771 nœuds, on utilise un maillage global (global Coarseness)).

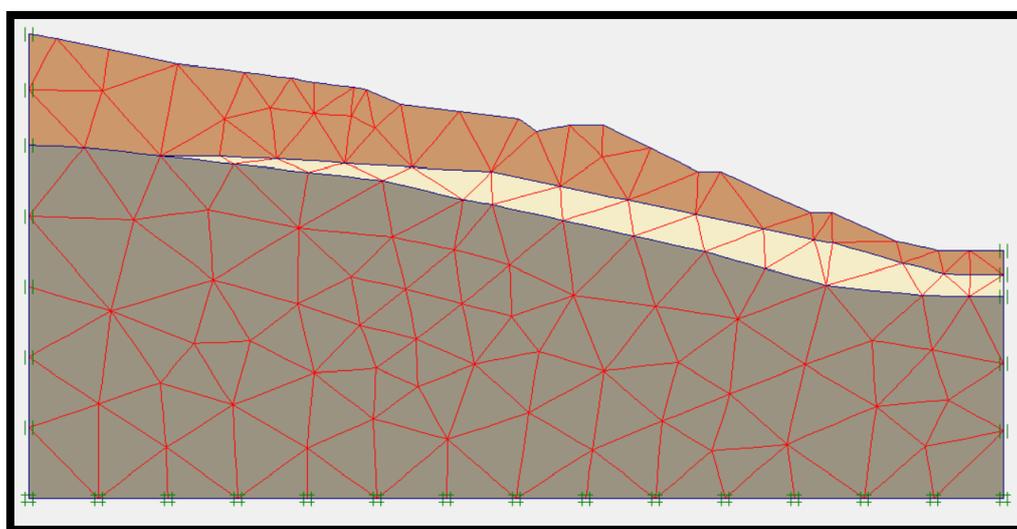


Figure IV.5: le maillage du modèle.

IV.5.5 .Les conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a. Conditions hydrauliques :

Le niveau de la nappe dans les cas secs est tracé à la base du modèle, et pour les cas saturés il se trouve à la surface.

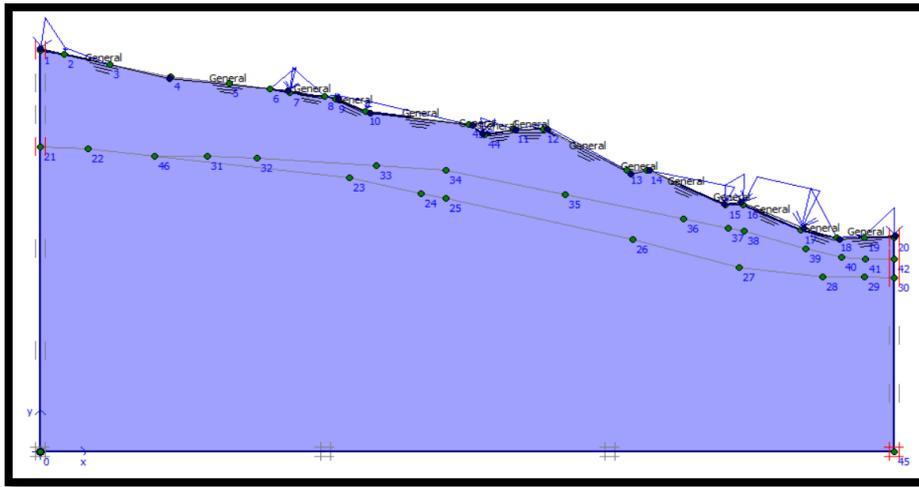


Figure IV. 6 : les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.

b.contraintes initiales :

Pour la génération des contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 . La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. Le poids du sol sera gardé à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

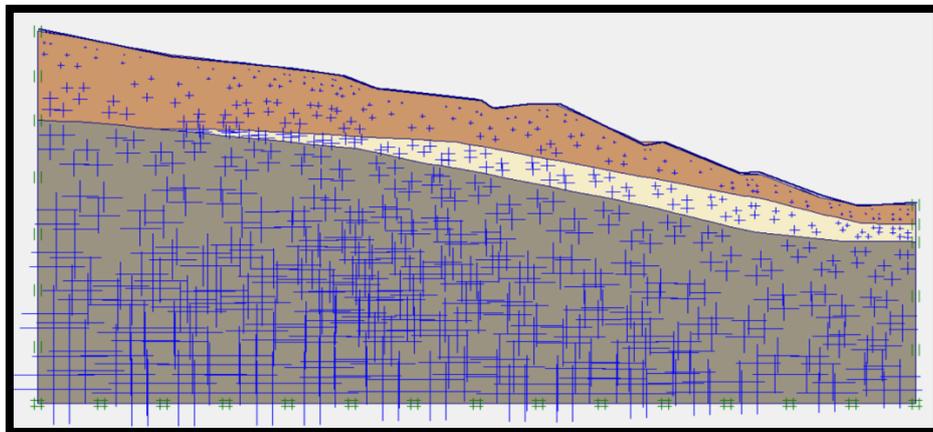


Figure IV.7 : la distribution des contraintes totale. $(-2,18 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}^2)$

IV.5.6.Procédure de calcul :

Le calcul est défini par trois phases pour quatre cas différents à savoir (terrain vierge, terrassement, en cas de séisme et par la mise en place de confortement).

Phase 0 initiation des contraintes (procédure $K0$) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

- **Phase 1** : calcul de glissement (c/Φ réduction) (terrain vierge sans structure)

Les procédures de calculs sont présentées dans la figure suivante :

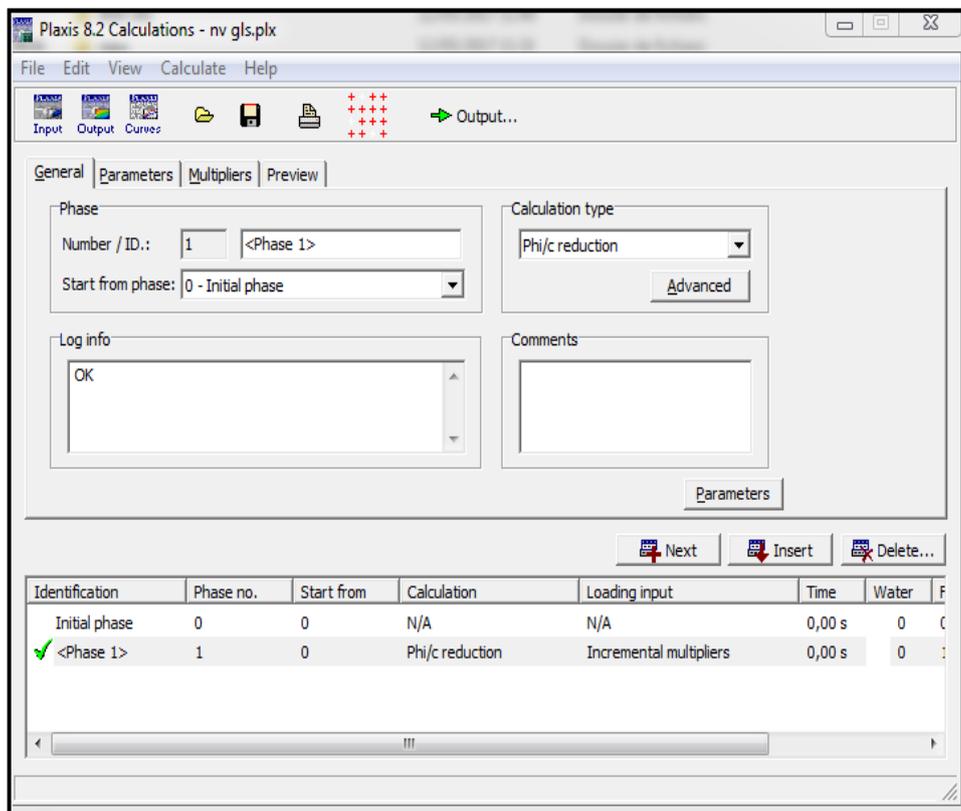


Figure IV.8: procédure de calculs.

IV.5.7.Les résultats de la modélisation :

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité

Nous allons donner les résultats de la dernière phase de chaque cas étudié

IV.5.7.1. Dans le cas statique :

IV.5.6.1.1. Dans le cas d'un sol sec :

a) Les déformations de cisaillement :

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied du talus qui est de même type trouver par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profond.

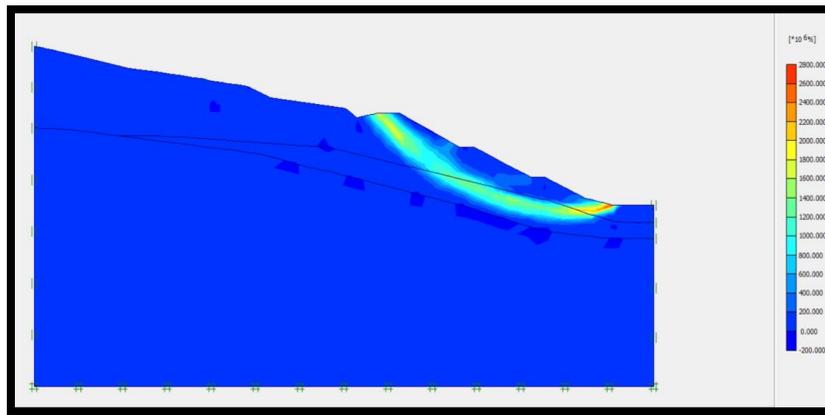


Figure IV.9 : Déformation de cisaillement

b) Le de coefficient de sécurité :

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans les conditions où le sol est sec indique en premier temps que le talus est stable par rapport à un coefficient de sécurité 1,5. Cette valeur est proche à celle trouvée par les calculs classiques, la figure suivante afficher la valeur de coefficient de sécurité.

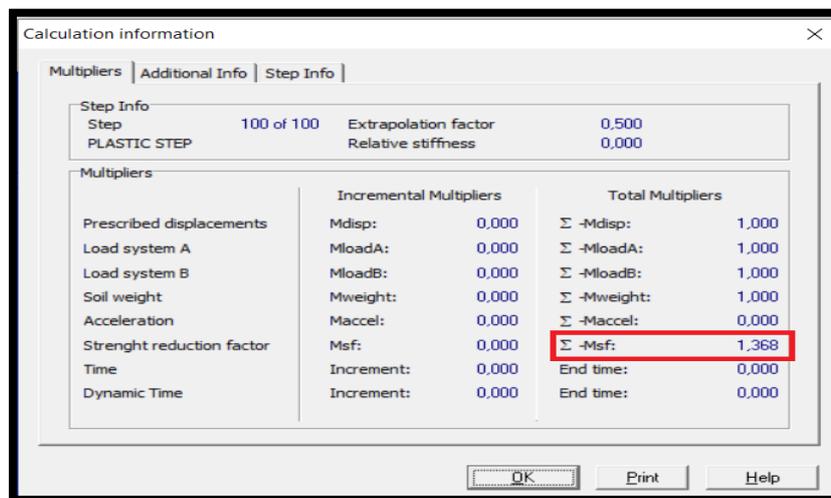


Figure IV.10 : valeur de coefficient de sécurité (terrain à l'état sec)

IV.5.6.1.2. Dans le cas d'une saturation totale :**a) La déformation de maillage et des éléments :**

La prise en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la monte qui sature la pente dans la partie amont influe considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

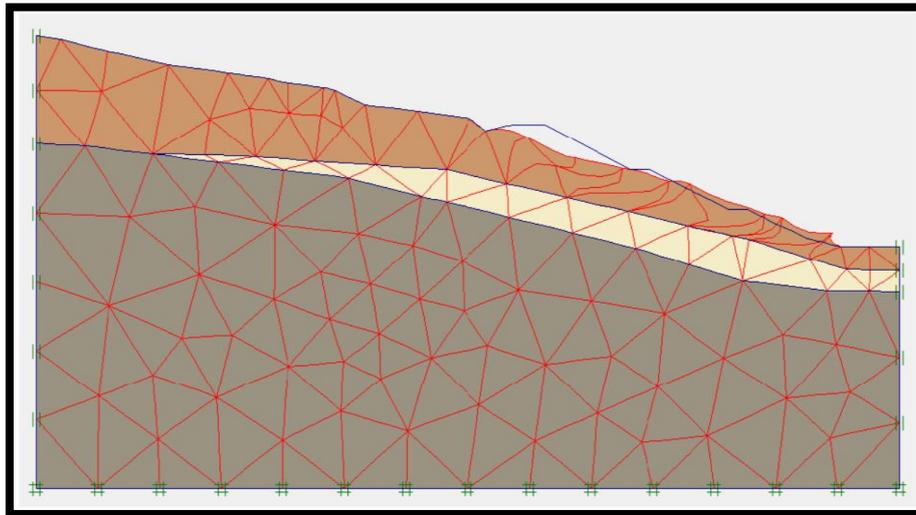


Figure IV.11 : les mailles déformées

b) Les déformations de cisaillement :

les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profond.

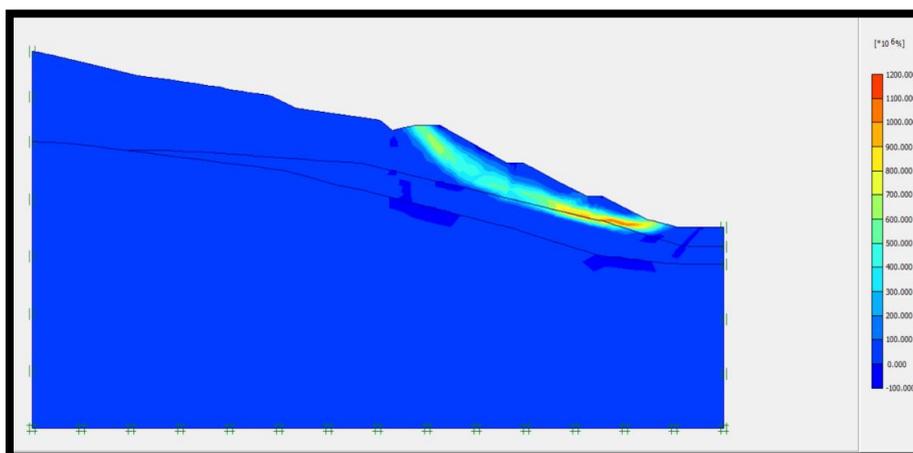


Figure IV.12 : déformation de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

La valeur du coefficient de sécurité trouvé décroît rapidement est indiqué premièrement que la pente est très instable dans les conditions de saturation, cette valeur et presque celle trouvée par les calculs classiques $F_s = 0.683$, la valeur de F_s est affichée dans la figure ci-dessous :

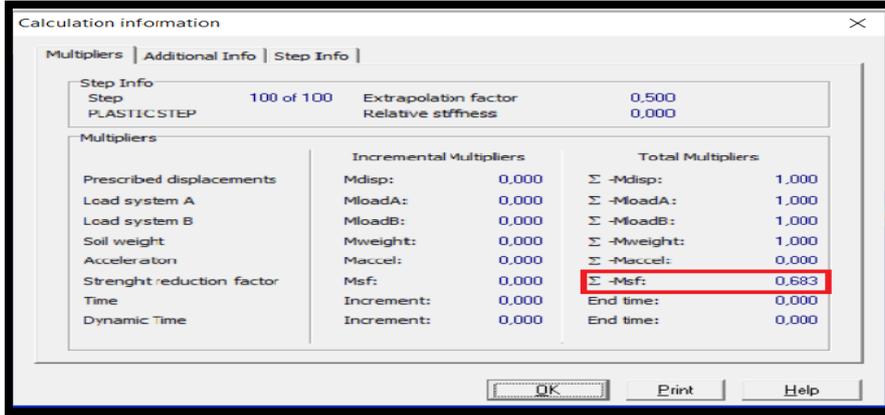


Figure IV.13 : valeur de coefficient de sécurité

IV.5.6.2. Dans le cas dynamique :

➤ Procédure de calcul avec la charge dynamique :

Phase 1 : Activation les charge dynamique

Phase 2 : Des activations les charges dynamiques

Phase 3 : calcul de glissement (c/Φ réduction)

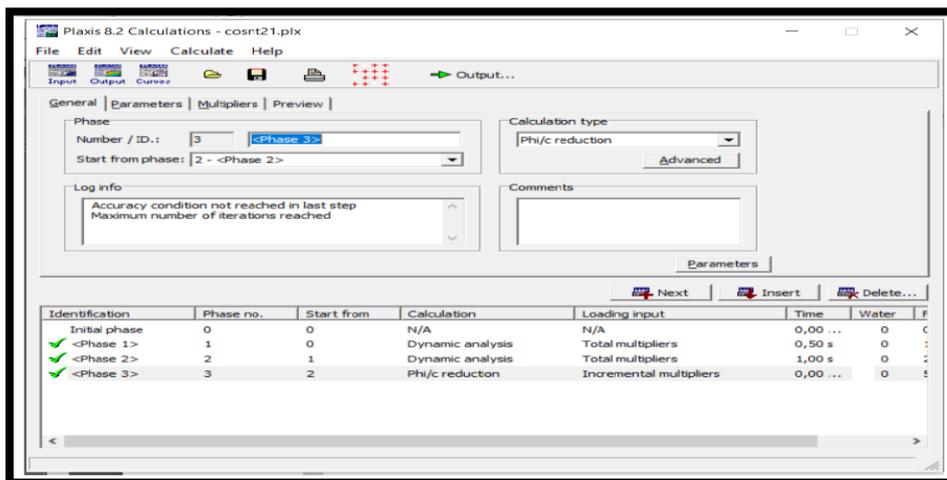


Figure IV.14: procédure de calculs avec la charge dynamique

IV.5.6.2.1. Dans le cas d'un sol sec :

a) Les déformations de cisaillement :

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied du talus qui est de même type trouver par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profond.

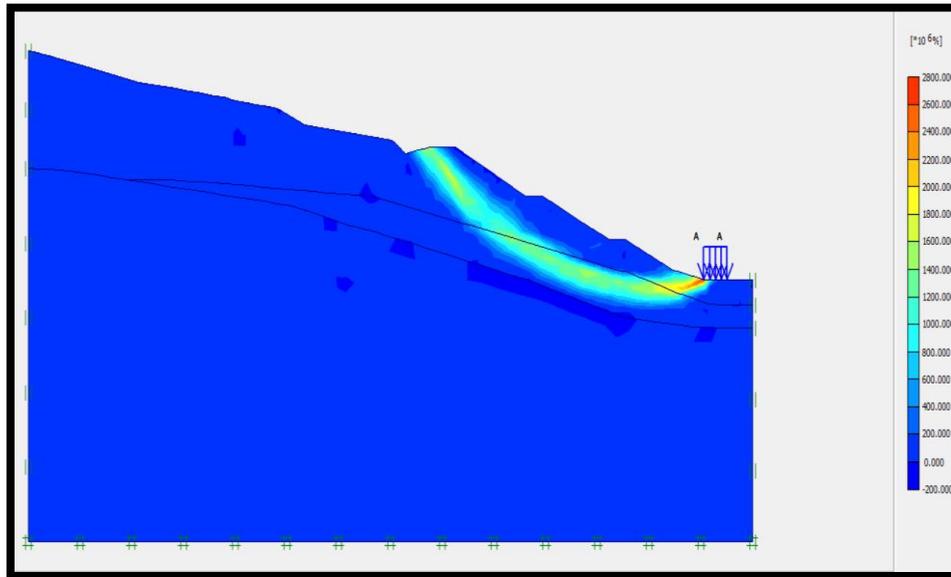


Figure IV.15 : Déformation de cisaillement

b) La valeur de coefficient de sécurité FS :

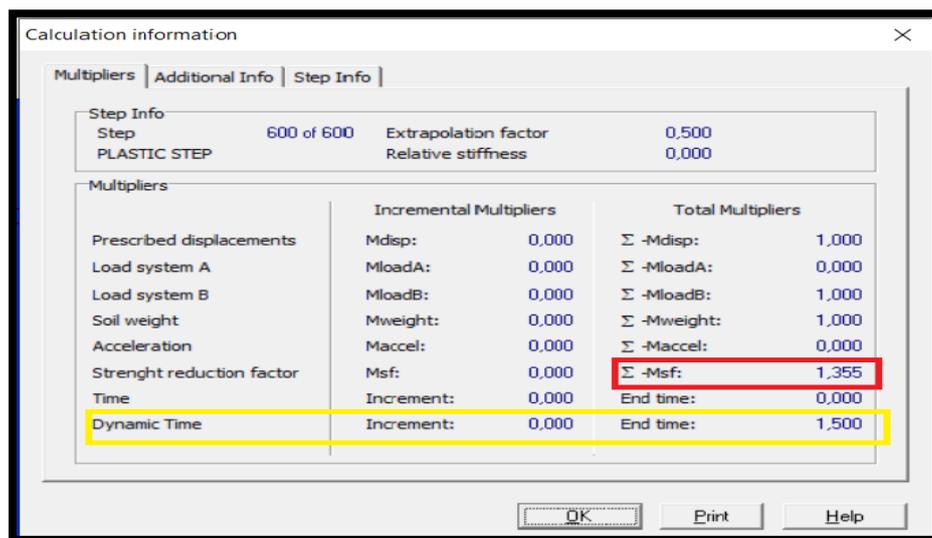


Figure IV.16 : valeur de coefficient de sécurit

IV.5.6.2.2. Dans le cas d'une saturation totale :

a) La déformation de maillage et des éléments :

La pris en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la monte qui sature la pente dans la partie amont, avec la charge du terrain ; influe considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

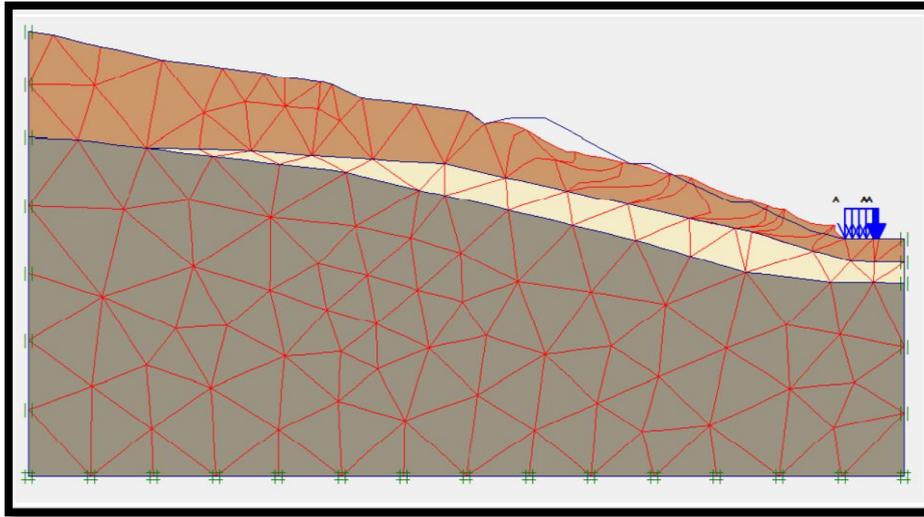


Figure IV.17 : les mailles déformées

b) Les déformations de cisaillement :

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds.

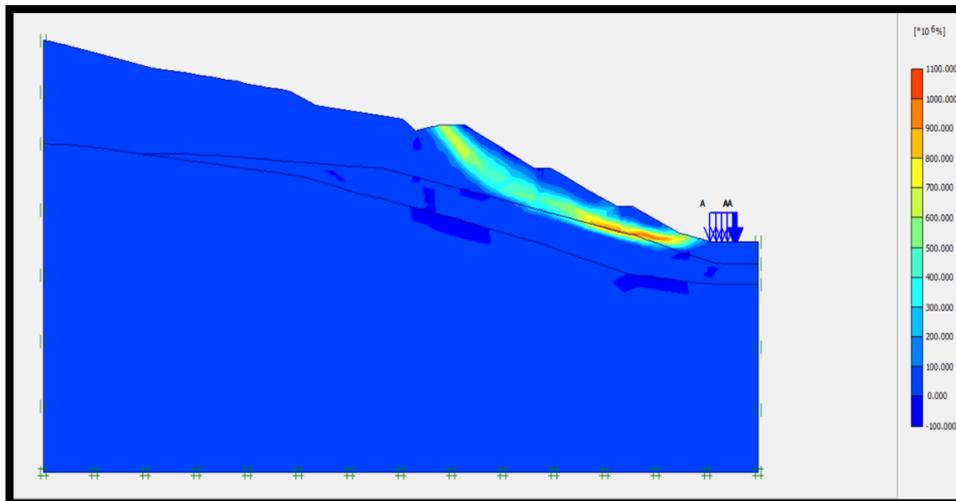


Figure IV.18 : déformation de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

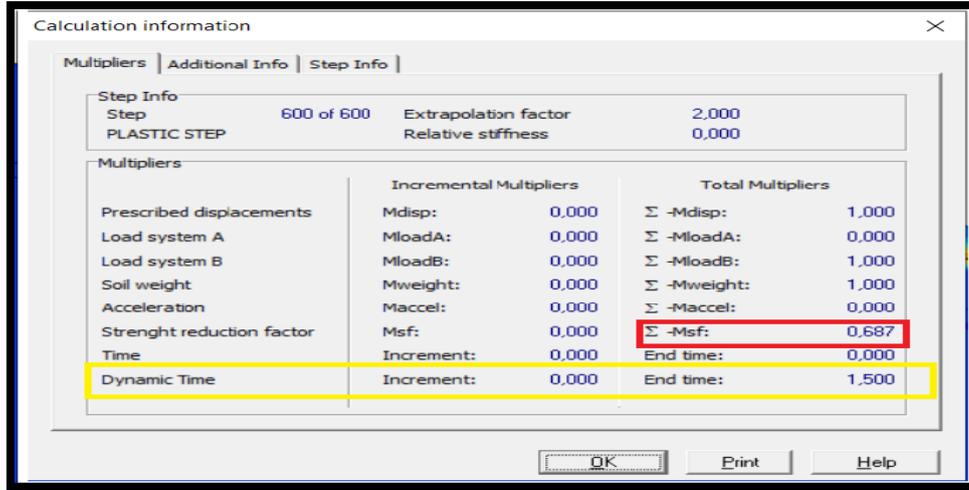


Figure IV.19 : valeur de coefficient de sécurité

IV.6. Calcul par GEOSLOPE :

Le calcul s'effectue par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellinius, Bishop, Jambu,.....etc). La position de cercle de glissement est choisie automatiquement (AUTO LOCATE).le modèle géométrique ainsi que la position des cercles de glissement et les résultats de calcul de chaque variante sont présentés dans les figures ci-après :

La figure présente le modèle géométrique de la pente :

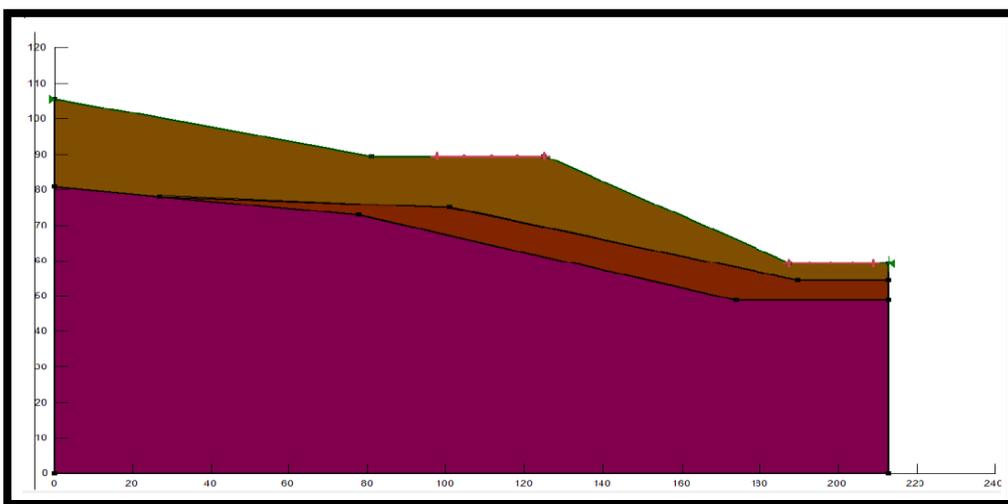


Figure IV.20: Le modèle géométrique adopté.

IV.6.1. Dans le cas statique :

IV.6.1.1. Les résultats des calculs par GEOSTUDIO dans le cas sec:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu , etc) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

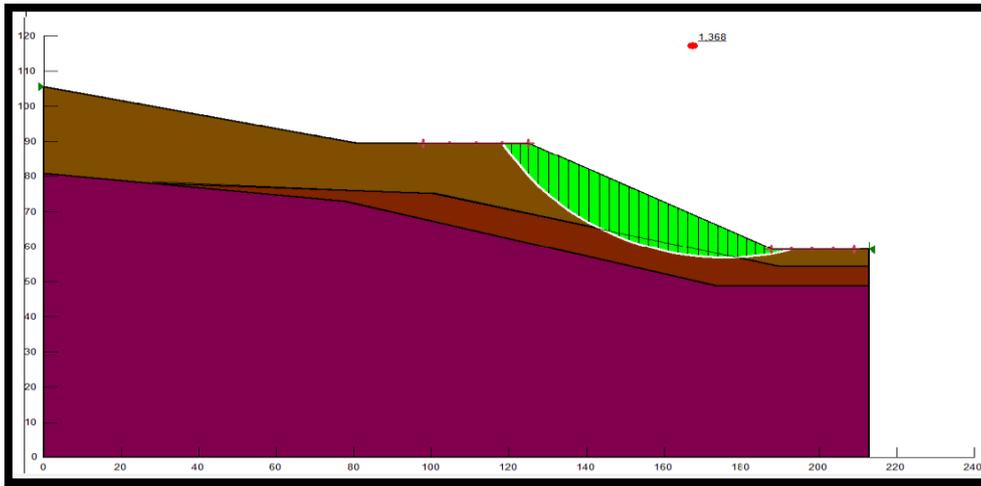


Figure IV.21: les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
83	1,368	175,69	123,65	66,734	Critique (analyse)
88	1,379	177,73	125,51	69,437	
78	1,381	173,62	121,78	64,006	
58	1,406	171,53	126,01	70,18	
93	1,410	179,85	127,38	72,225	
63	1,414	173,67	127,89	72,988	
108	1,414	179,99	121,28	63,432	
102	1,417	198,86	162,48	103,74	
113	1,417	181,89	123,12	66	
53	1,421	169,34	124,12	67,333	
109	1,438	171,62	102,54	48,333	
68	1,439	175,87	129,78	75,86	

IV.6.1.2. Les résultats des calculs par Géostudio dans le cas de saturation:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué en présence des conditions hydrauliques en surface avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu, etc.) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

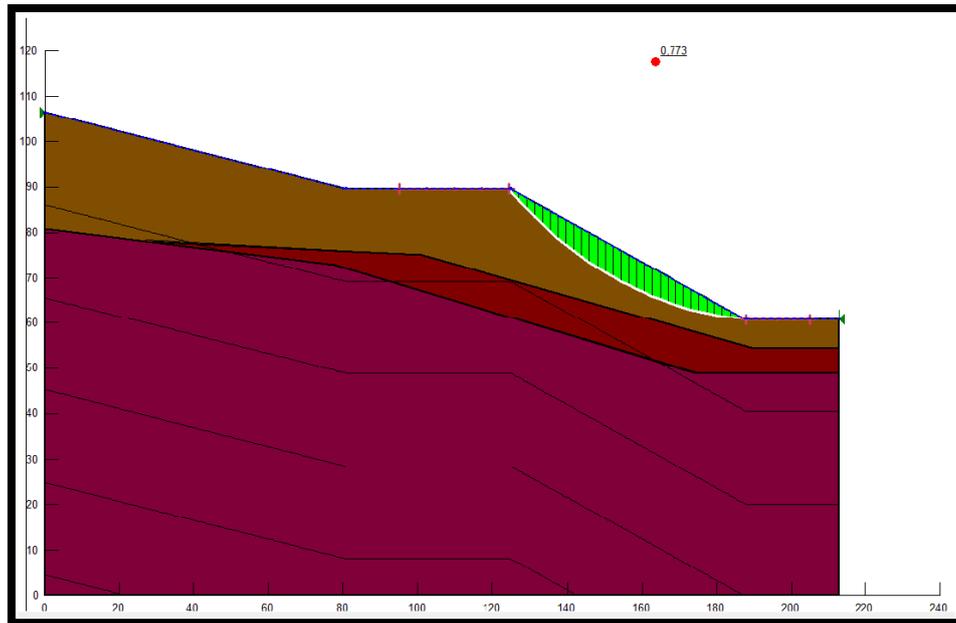


Figure IV.22: les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Le coefficient de sécurités

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
102	0,773	195,44	161,82	101,25	Critique (analyse)
87	0,791	192,75	174,27	113,53	
83	0,791	173,11	123,34	65,371	
82	0,793	191,36	170,9	110,1	
88	0,794	174,8	124,84	67,598	
77	0,794	189,96	167,31	106,06	
78	0,798	171,42	121,83	63,154	
93	0,806	176,54	126,36	69,874	
58	0,815	168,68	125,93	69,233	
63	0,815	170,45	127,45	71,54	
92	0,816	194,21	177,67	117,05	
68	0,824	172,26	128,98	73,884	

IV.6.2. Dans le cas dynamique :

La figure présente le modèle géométrique de la pente avec la charge dynamique :

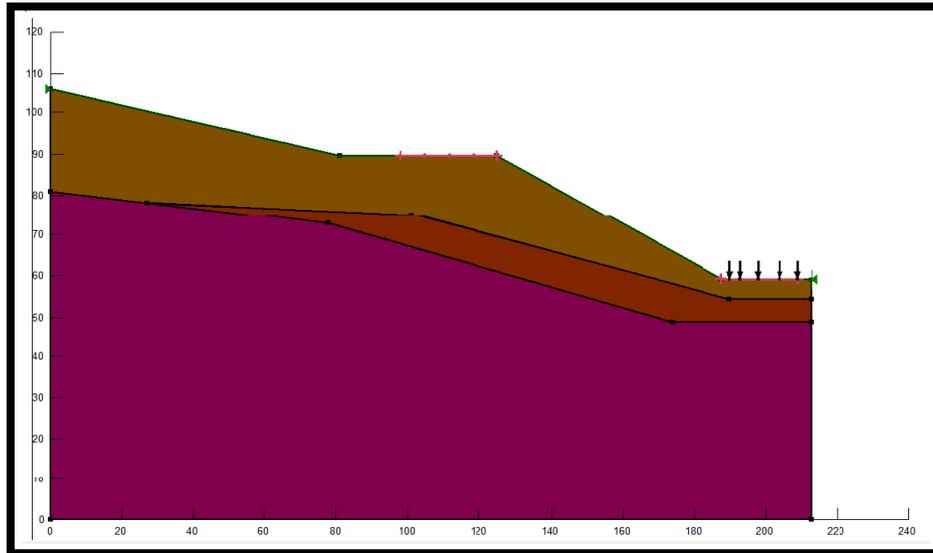


Figure IV.23:Le modèle géométrique adoptée.

IV.6.2.1.Les résultats des calculs par GEOSTUDIO dans le cas sec:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu , etc) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

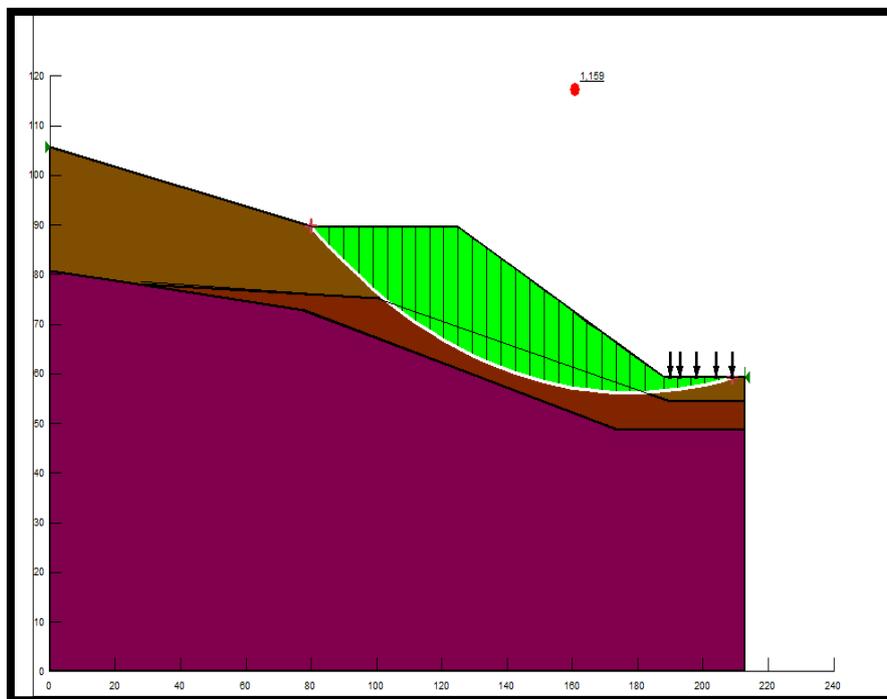


Figure IV.24: les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Le coefficient de sécurités

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
2	1,159	178,02	215,83	159,66	Critique (analyse)
3	1,675	160,83	143,34	96,953	
4	2,126	153,46	112,28	76,826	
5	2,755	148,94	93,219	69,025	
1	E998	337,72	889,11	839,83	Erreur 998 : La surface de glissement entre ou sort au-delà des li...

IV.6.2.2. Les résultats des calculs par Géostudio dans le cas de saturation:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué en présence des conditions hydrauliques en surface avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu, etc.) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

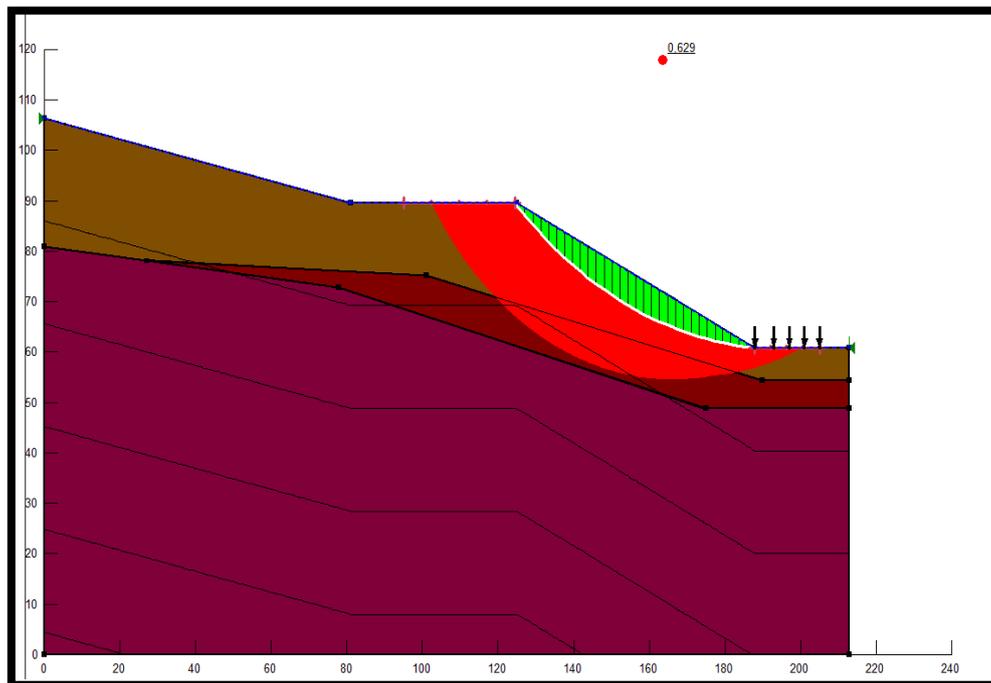


Figure IV.25: les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les coefficients de sécurités

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
102	0,629	195,44	161,82	101,25	Critique (analyse)
87	0,643	192,75	174,27	113,53	
82	0,645	191,36	170,9	110,1	
77	0,648	189,98	167,51	106,68	
78	0,666	171,42	121,83	63,154	
83	0,673	173,11	123,34	65,371	
53	0,682	166,9	124,41	66,924	
58	0,686	168,68	125,93	69,233	
88	0,688	174,8	124,84	67,598	
63	0,697	170,45	127,45	71,54	
52	0,698	184,88	173,29	112,47	
92	0,705	194,21	177,67	117,05	

Tableau IV.6: les résultats de la modélisation de différents cas

PLAXIS				GEOSLOP			
Statique		Dynamique		Statique		Dynamique	
Sec	Saturé	Sec	saturé	Sec	Saturé	Sec	Saturé
1,368	0,683	1,355	0,687	1,368	0,773	1,159	0,629

IV.7. Les solutions proposées :

IV.7.1. Dans le cas statique :

IV.7.1.1. Rabattement de l'eau :

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un rabattement de la nappe

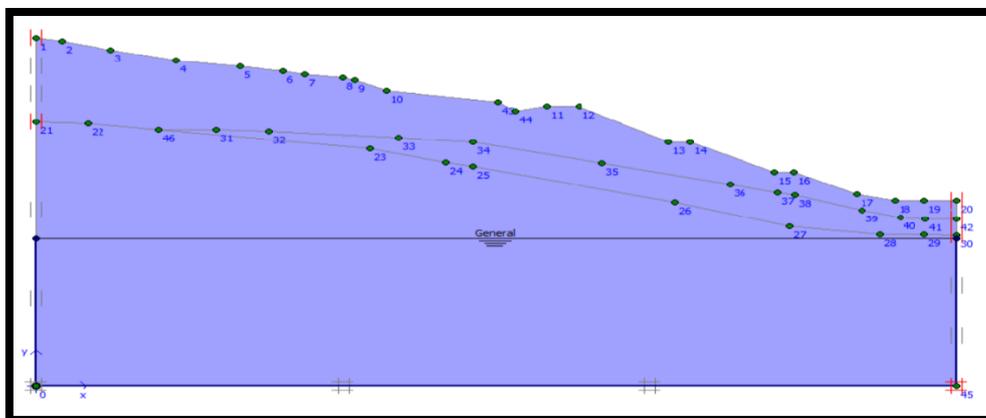


Figure IV.26: rabattement de l'eau

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

Le rabattement de la nappe a modifié considérablement les lignes de glissements qui sont peu profondes et qui rendent la pente plus stable; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

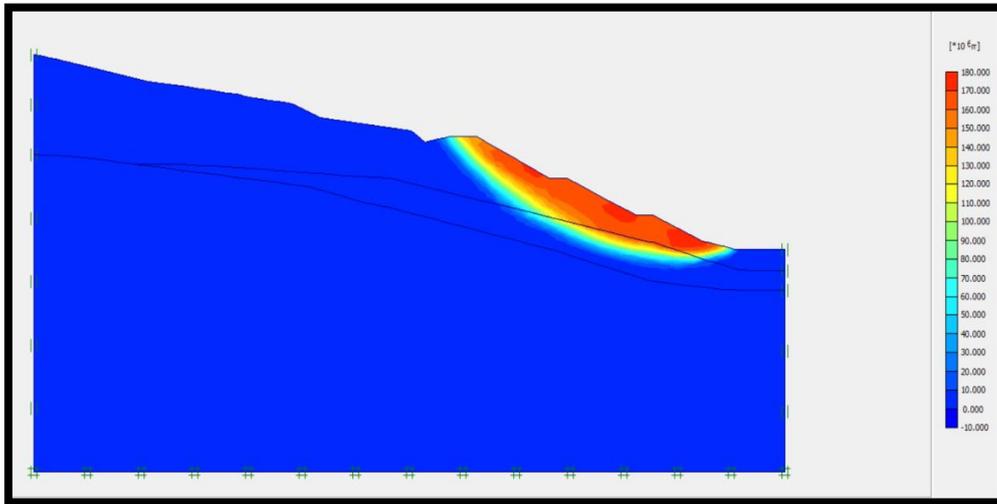


Figure IV.27: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après rabattement de la nappe.

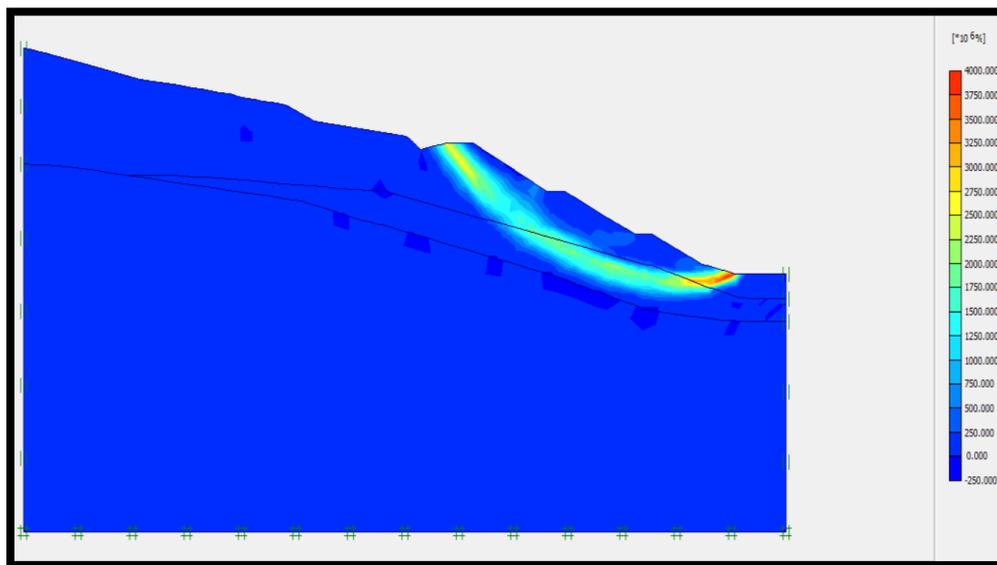


Figure IV.28: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

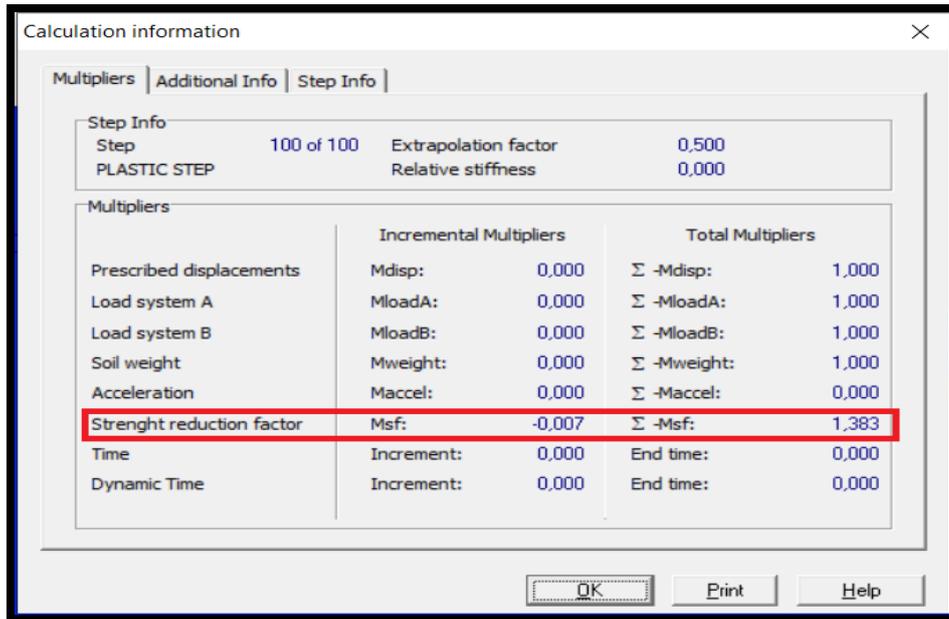


Figure IV.29 : valeur de coefficient de securit

IV.7.2. Dans le cas dynamique :

IV.7.2.1.Rabattement de l'eau :

Dans ce cas, nous proposons le rabattement de la nappe sous le pied de la pente comme suit :

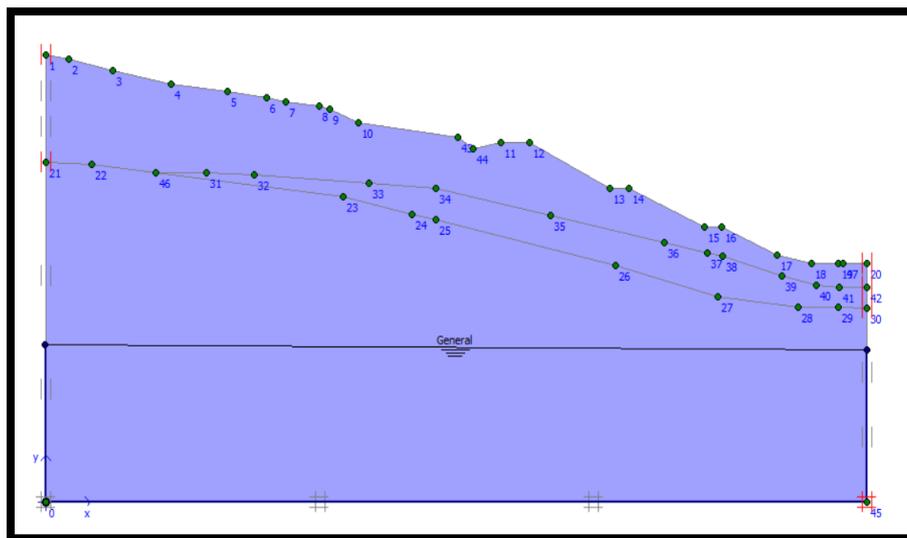


Figure IV.30 : rabattement de l'eau

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

Le rabattement de la nappe a modifié considérablement les lignes de glissements qui sont peu profondes et qui rendent la pente plus stable; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

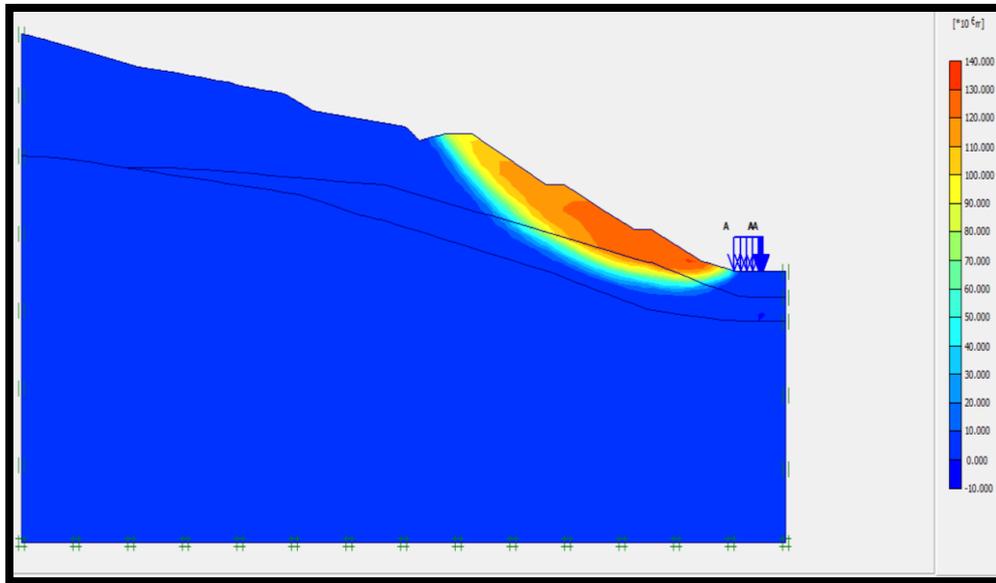


Figure IV.31: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après rabattement de la nappe.

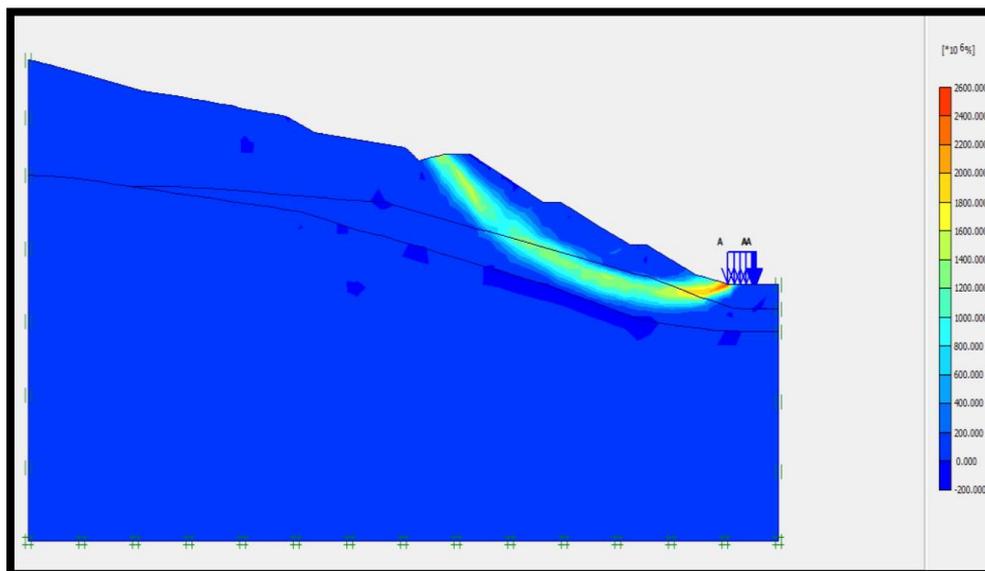


Figure IV.32: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info		Step	600 of 600
PLASTIC STEP		Extrapolation factor	0.500
		Relative stiffness	0.000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp: 1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA: 0.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB: 1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight: 1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel: 0.000
Strength reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf: 1.356
Time	Increment:	0.000	End time: 0.000
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time: 1.500

Figure IV.33 : valeur de coefficient de sécurité

IV.8. Mise en place d'un système de confortement par PLAXIS :

IV.8.1. Dans le cas statique :

IV.8.1.1. Renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe:

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

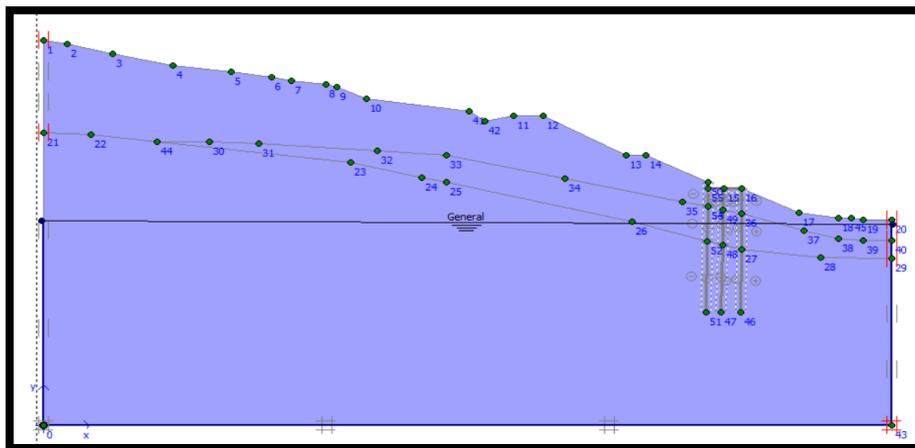


Figure IV.34: renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

La mise en place des pieux à améliorer la stabilité, mais en remarquons que pour cette solution les lignes de glissement passe le pied de la pente sont devenues plus profondes ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

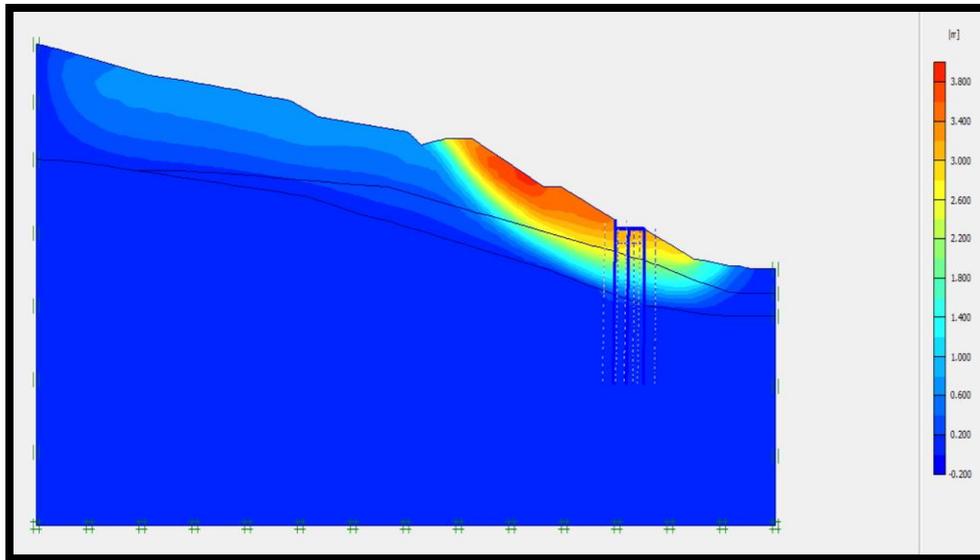


Figure IV.35: Les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après renforcement avec une série des pieux en bas plus rabattement de la nappe.

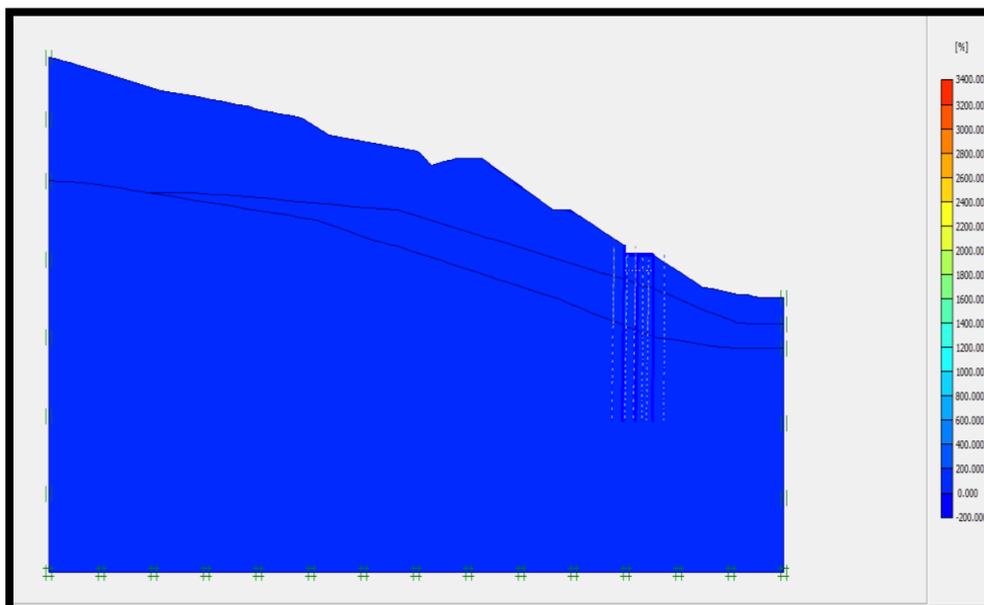


Figure IV.36: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

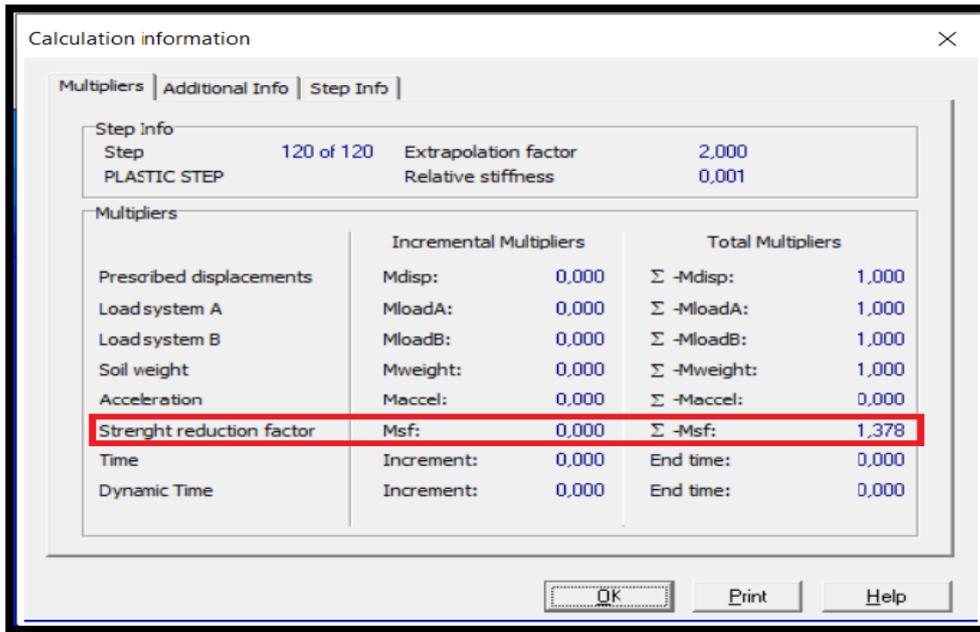


Figure IV.37: valeur de coefficient de sécurité

IV.8.1.2.Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe :

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

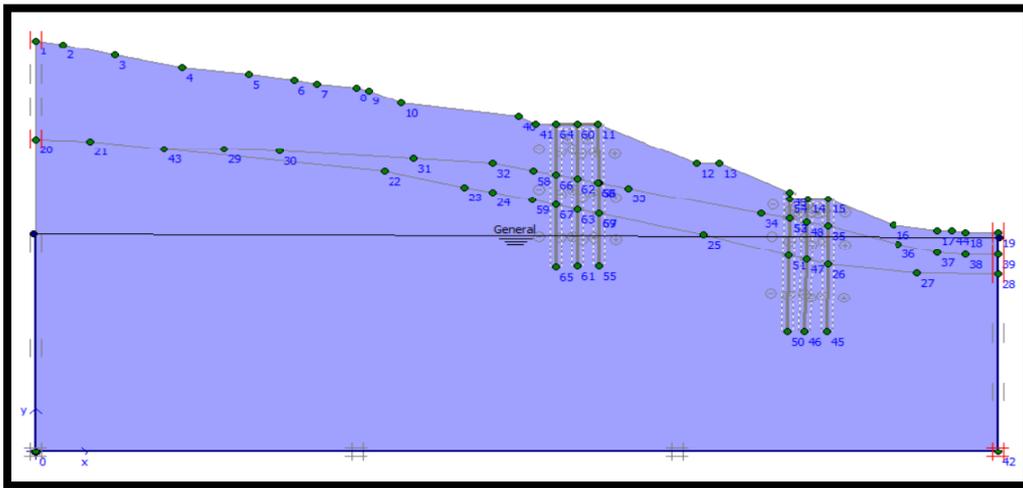


Figure IV.38:Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe

a)Les résultats des déplacements horizontaux :

La mise en place des pieux à améliorer la stabilité, pour cette solution les lignes de glissement passe le pied de la pente sont devenues plus profondes ; les résultats de la déformée sont illustrés dans la figure suivante :

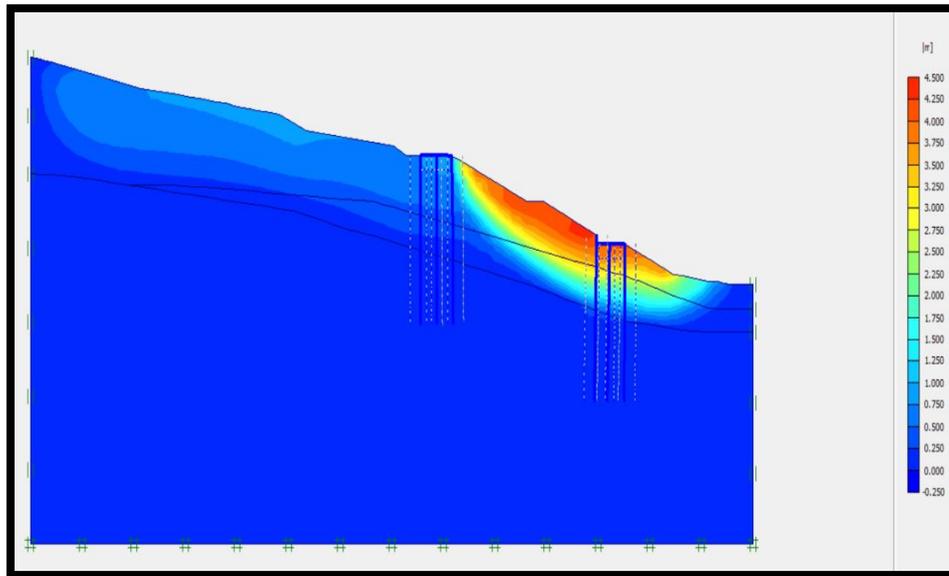


Figure IV.39: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après renforcement avec deux séries des pieux plus rabattement de la nappe.

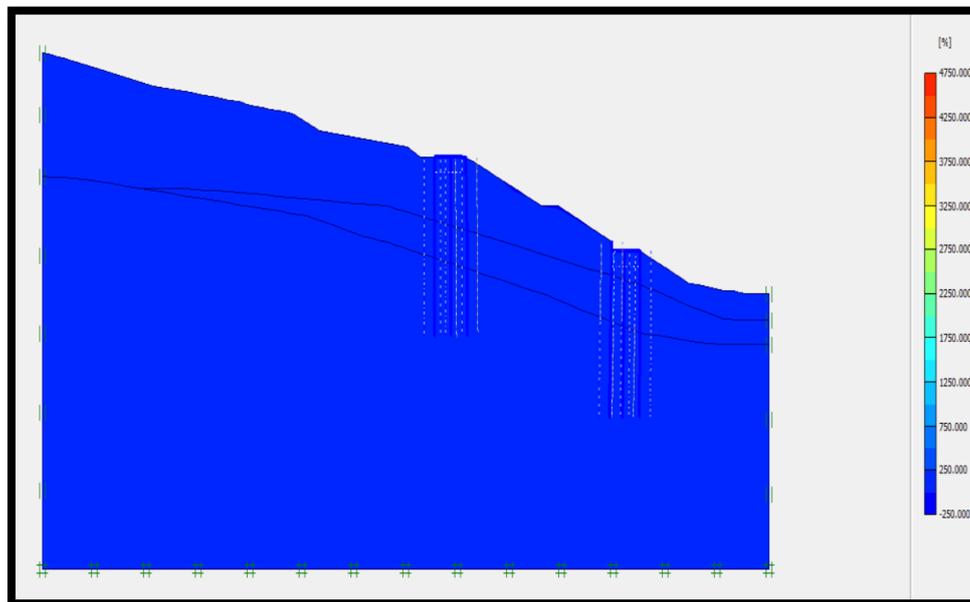


Figure IV.40: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

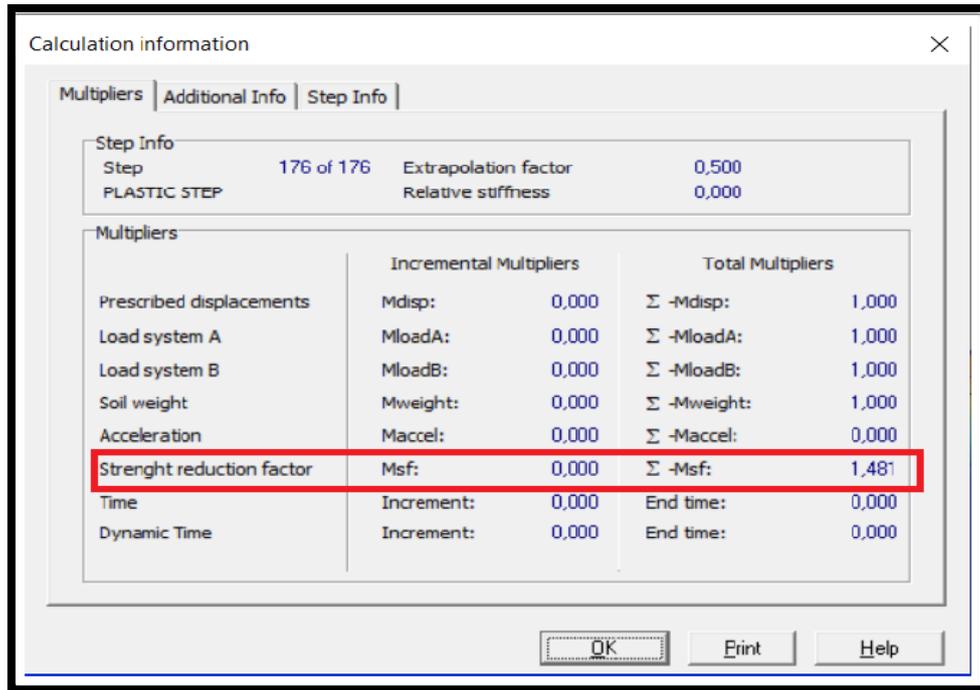


Figure IV.41 : valeur de coefficient de sécurit

IV.8.1.3.Gabion plus rabattement de l'eau :

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un mur en gabion en plus le rabattement de la nappe

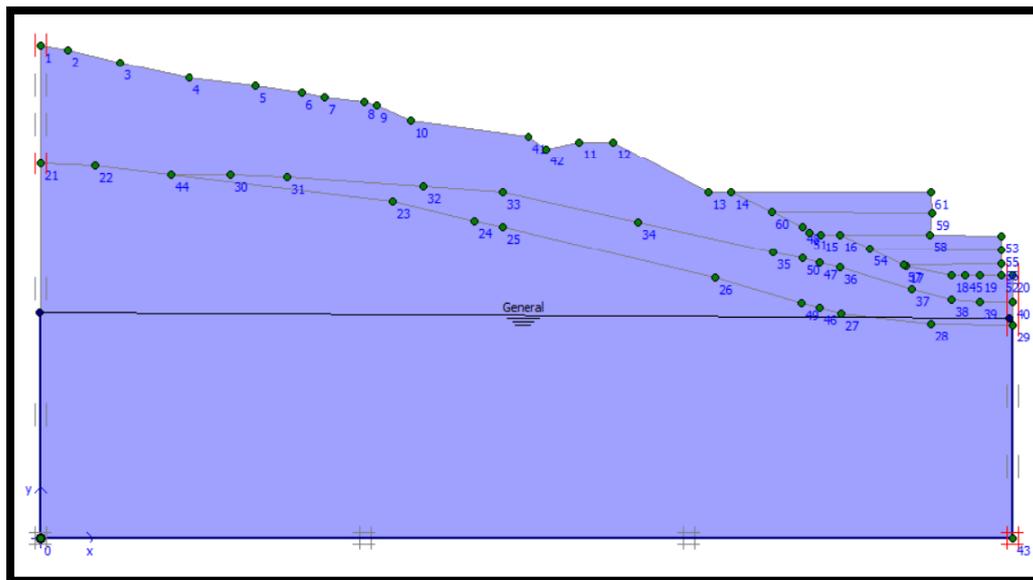


Figure IV.42: gabion plus rabattirent de l'eau

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

La mise en place des gabions à modifier considérablement les lignes de glissements qui sont peu profonde et qui jouent le rôle d'une butte et qui rendent la pente plus stable sans oublier le rabattement de la nappe ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

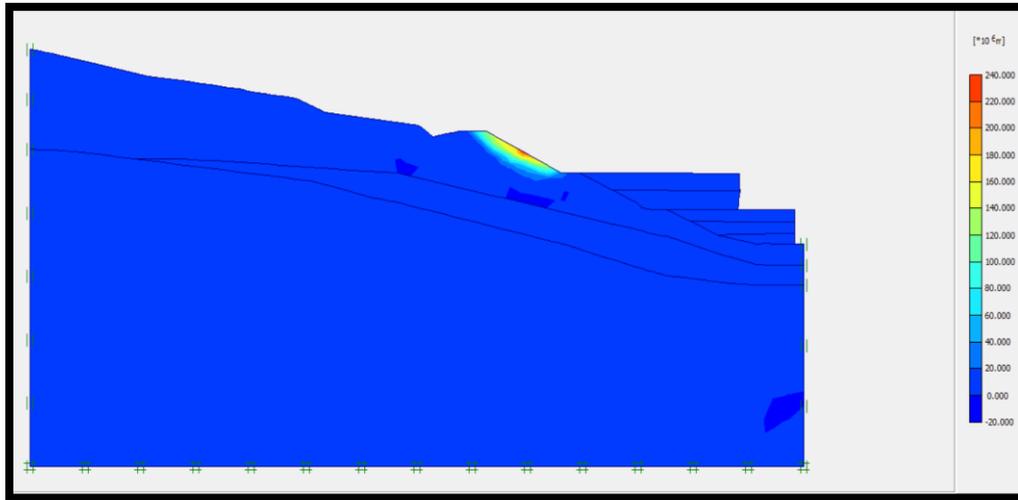


Figure IV.43: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après renforcement avec d'un mur en gabion plus le rabattement de la nappe.

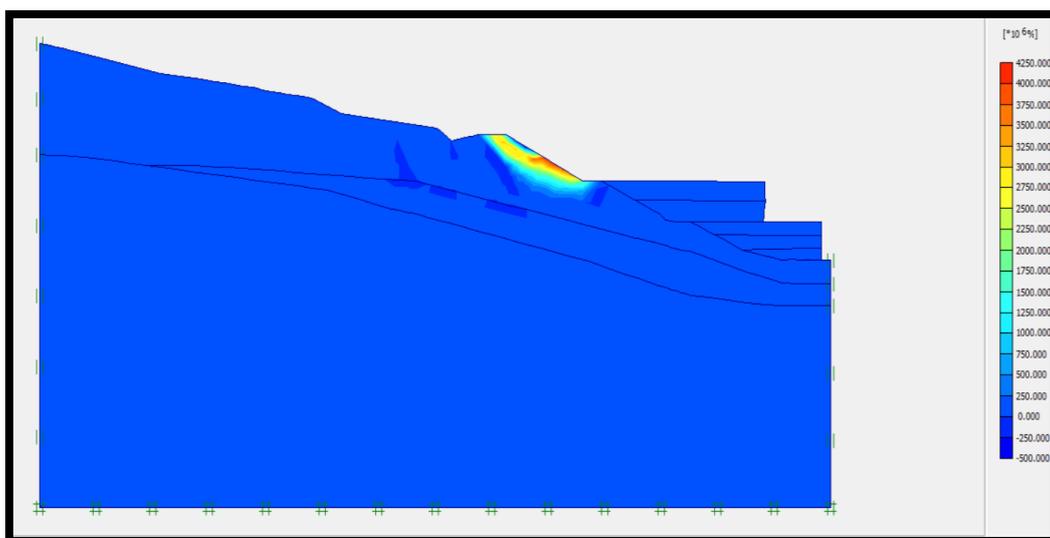


Figure IV.44: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

Calculation information			
Step Info		Multipliers	
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,002	Σ -Msf: 1,452
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.45 : valeur de coefficient de sécurit

IV.8.2. Dans le cas dynamique :

IV.8.2.1. Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de nappe :

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

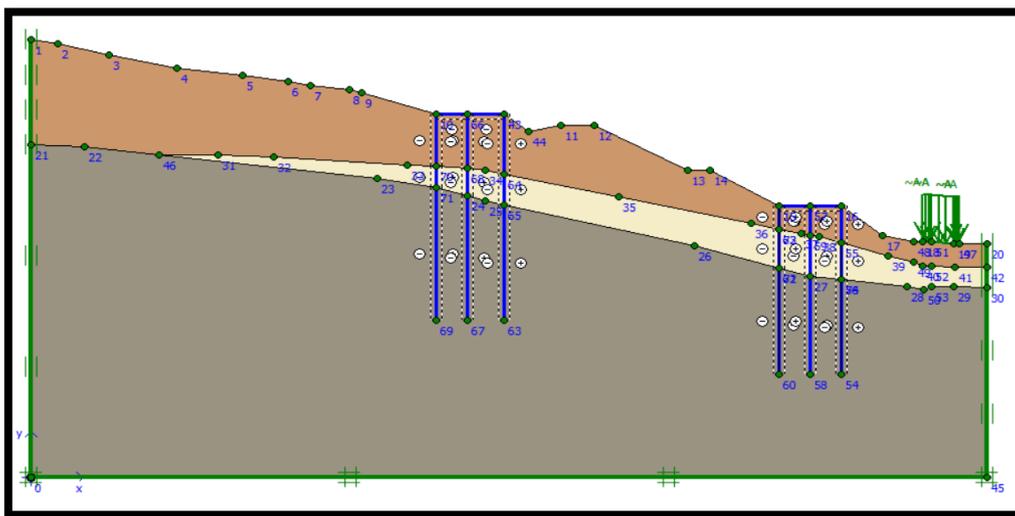


Figure IV.46: renforcement par les pieux

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

La mise en place des pieux à améliorer la stabilité, pour cette solution les lignes de glissement passe le pied de la pente sont devenues plus profondes ; les résultats de la déformée sont illustrés dans la figure suivante :

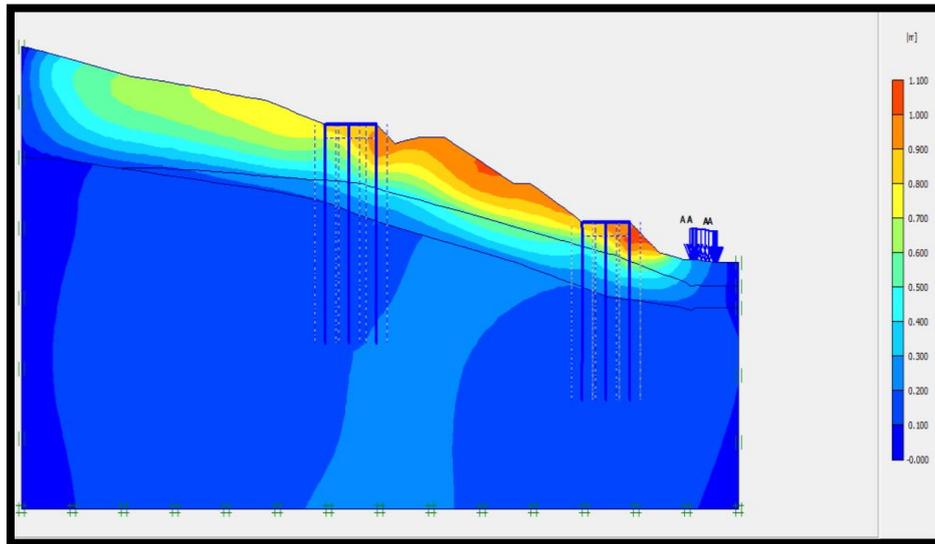


Figure IV.47: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisailment :

La figure suivante présente une déformation de cisailment après renforcement avec deux séries de pieux plus rabattement de la nappe.

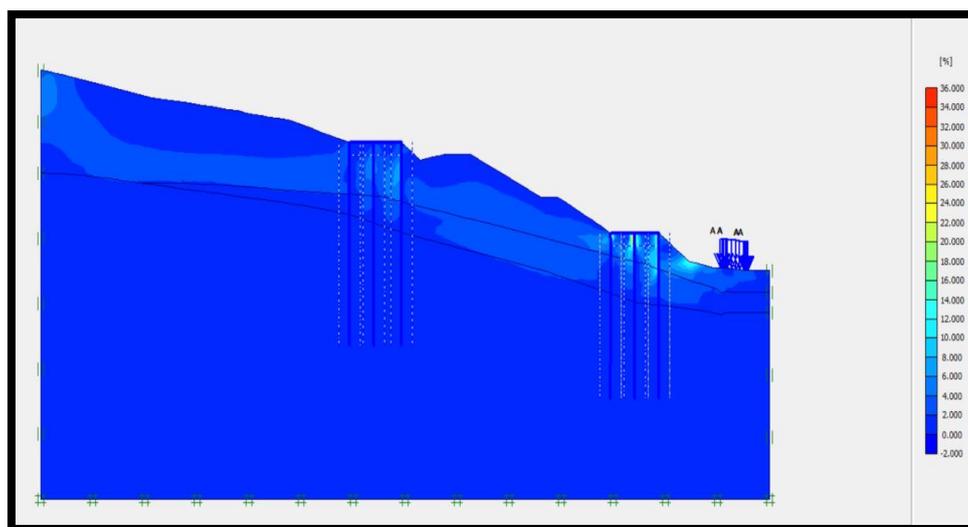


Figure IV.48: Les déformations de cisailment

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

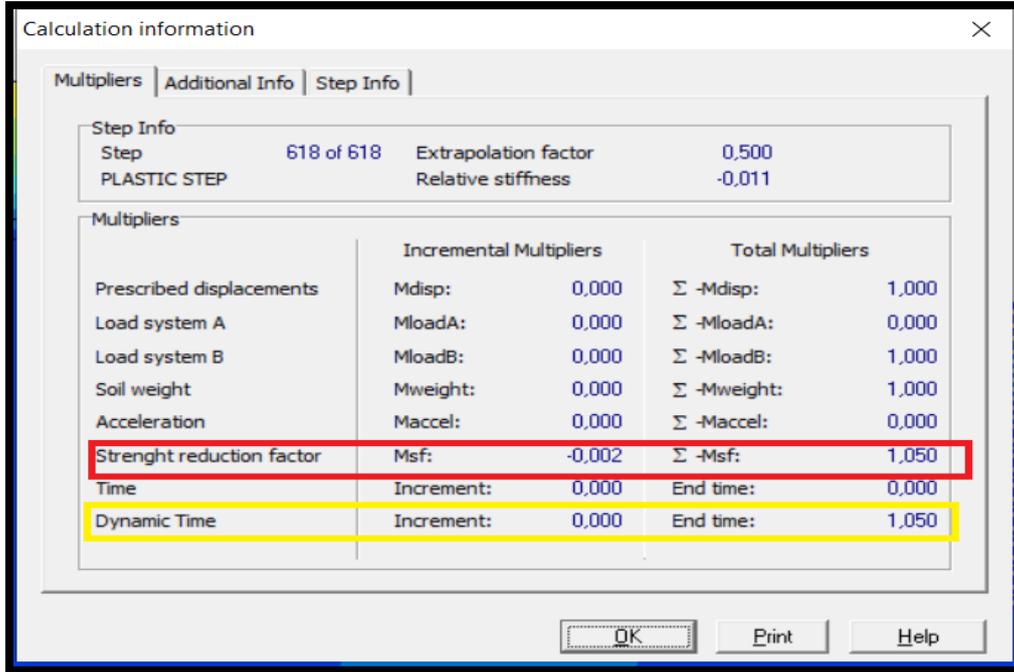


Figure IV.49 : valeur de coefficient de sécurité

IV.8.2.2. Gabion plus rabattement de l'eau :

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un mur en gabion en plus le rabattement de la nappe.

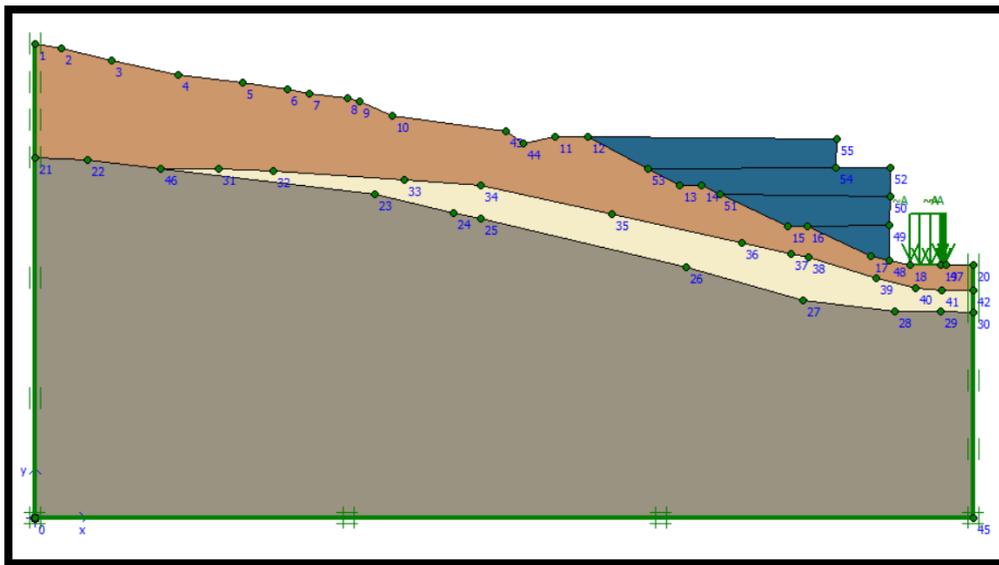


Figure IV.50 : Gabion plus rabattement de l'eau

a) Les résultats des déplacements horizontaux :

La mise en place des gabions à modifier considérablement les lignes de glissements qui sont peu profonde et qui joue le rôle d'une butte et qui rendent la pente plus stable sans oublier le rabattement de la nappe ; les résultats de la déformée est illustré dans la figure suivante :

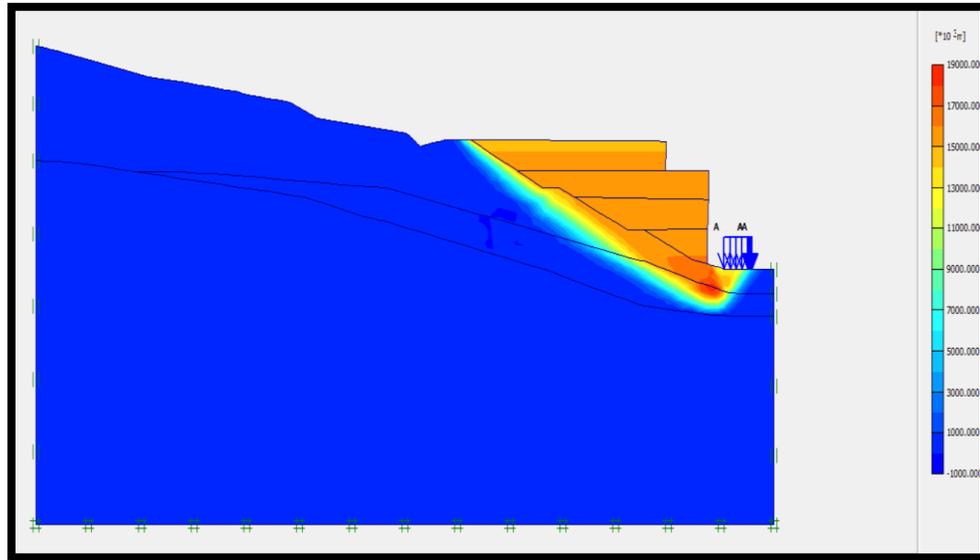


Figure IV.51: les déplacements horizontaux

b) Les déformations de cisaillement :

La figure suivante présente une déformation de cisaillement après renforcement avec d'un mur en gabion plus le rabattement de la nappe.

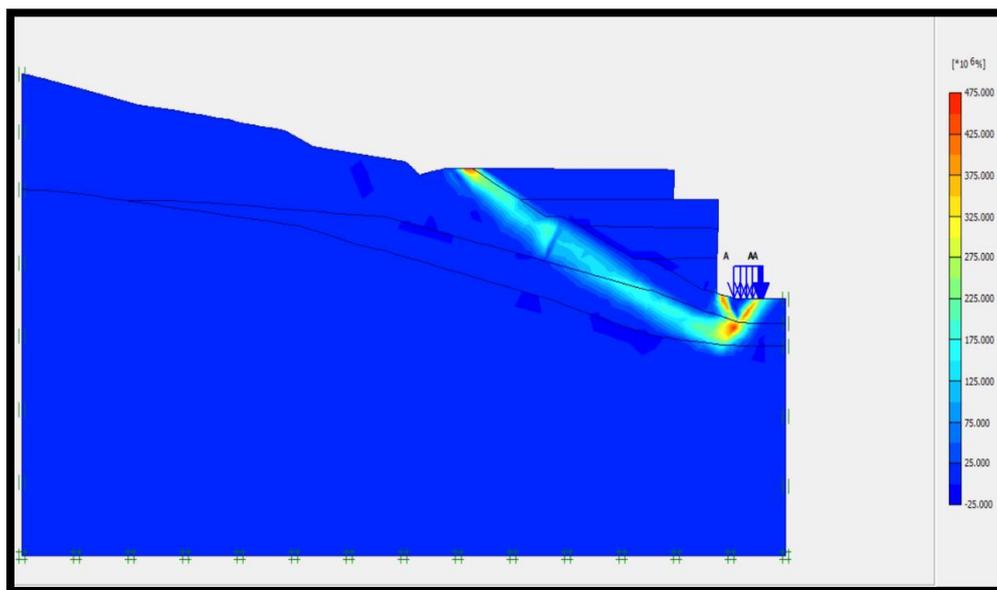


Figure IV.52: Les déformations de cisaillement

c) La valeur de coefficient de sécurité FS :

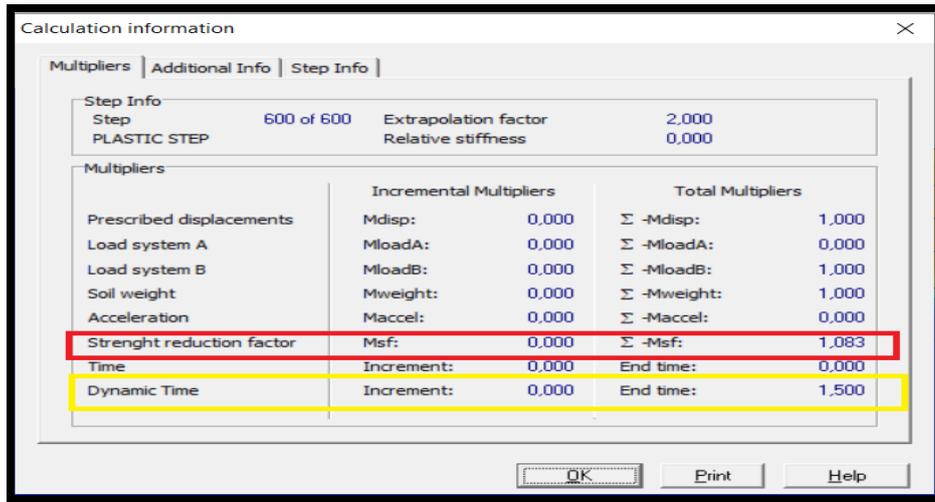


Figure IV.53 : valeur de coefficient de sécurité

IV.9.Mise en place d'un système de conformement par GEOSLOP:

IV.9.1.Dans cas statique :

IV.9.1.1. Mise en place d'un mur en gabion :

Dans ce cas on propose la mise en place d'un mur en gabion. En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des meilleurs résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur du coefficient de sécurité jusqu'à 1.301.

Les résultats sont illustrés dans les figures suivantes :

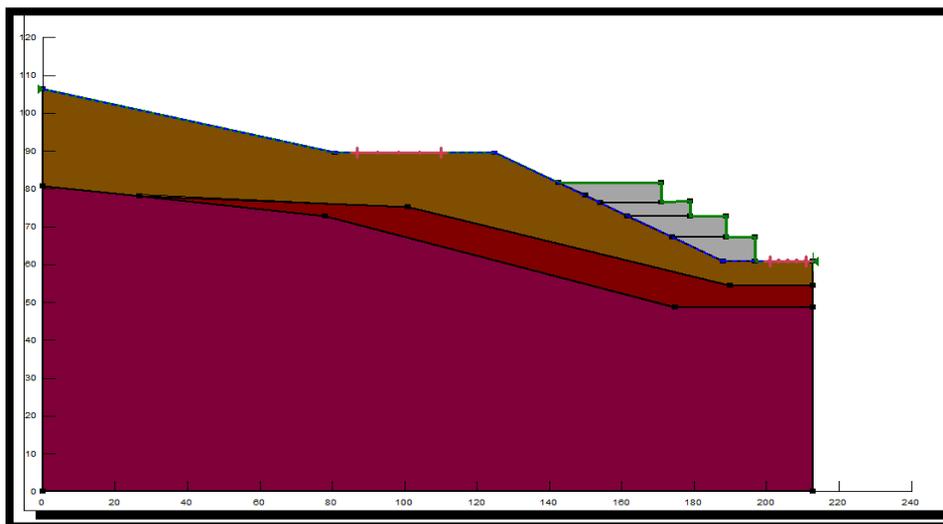


Figure IV.54: la géométrie du modèle adopté

Les résultats des calculs par GEOSLOP avec d'un mur en gabion :

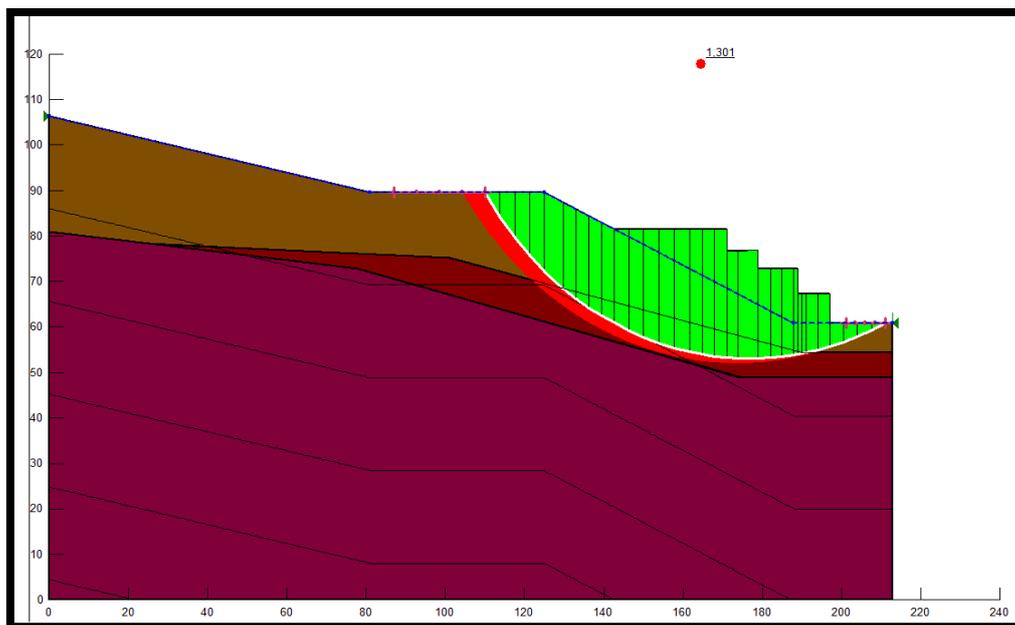


Figure IV.55: les positions des cercles de glissements les plus critiques

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Les coefficients de sécurités

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
123	1,301	176,86	132,58	79,488	Critique (analyse)
98	1,315	173,67	134,66	82,761	
118	1,327	175,78	131,7	78,099	
93	1,348	172,57	133,77	81,355	
113	1,360	174,71	130,81	76,719	
88	1,378	171,48	132,88	79,956	
108	1,397	173,64	129,93	75,347	
83	1,417	170,39	132	78,565	
103	1,439	172,59	129,05	73,984	
78	1,461	169,32	131,11	77,181	
22	1,490	180,39	210,34	152,64	
47	1,496	183,64	205,64	147,4	

IV.9.2. Dans cas dynamique :

IV.9.2.1. mise en place d'un mur en gabion avec la charge dynamique :

Dans ce cas on propose la mise en place d'un mur en gabion. En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne de bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur du coefficient de sécurité jusqu'à 0,99.

Les résultats sont illustrés dans les figures suivantes :

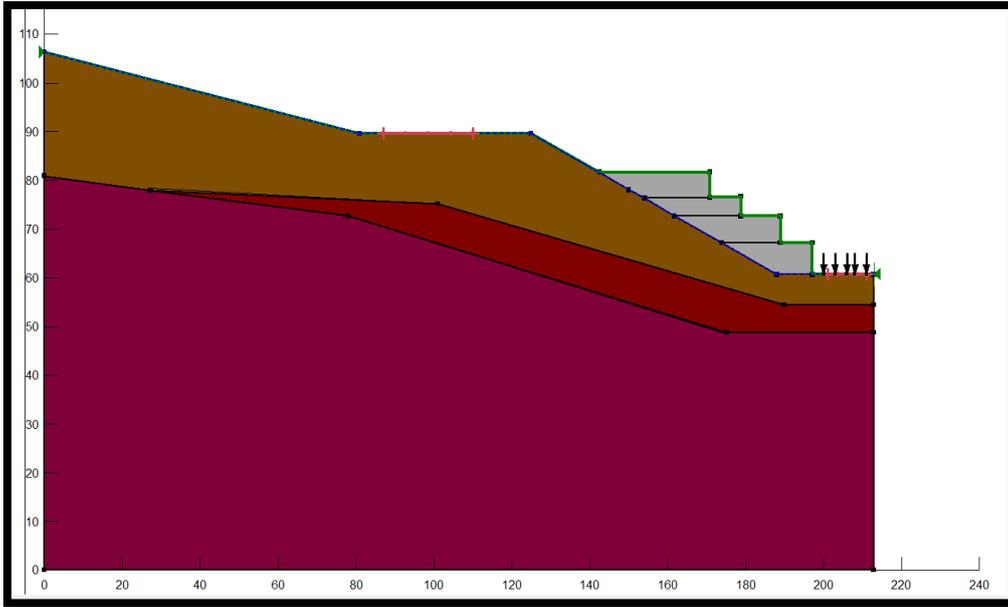


Figure IV.56: la géométrie du modèle adopté

Les résultats des calculs par GEOSLOP d'un mur en gabion plus la charge dynamique :

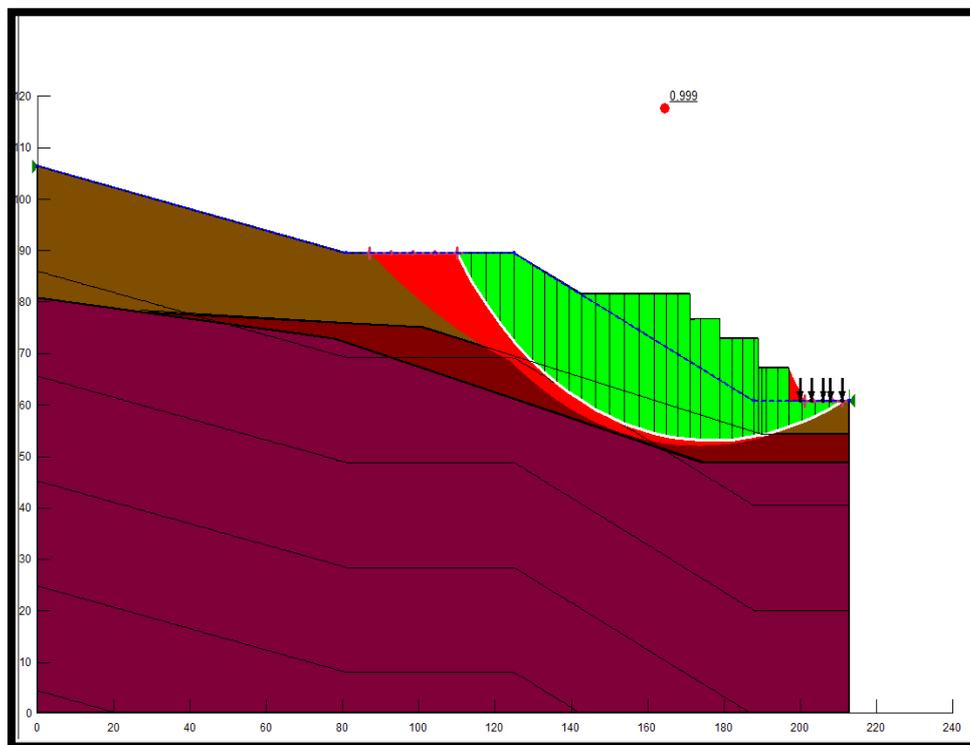


Figure IV.57: les positions des cercles de glissements les plus critiques

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
123	0,999	176,86	132,58	79,488	Critique (analyse)
98	1,000	173,67	134,66	82,761	
118	1,007	175,78	131,7	78,099	
93	1,013	172,57	133,77	81,355	
113	1,029	174,71	130,81	76,719	
88	1,034	171,48	132,88	79,956	
108	1,053	173,64	129,93	75,347	
83	1,059	170,39	132	78,565	
22	1,060	180,39	210,34	152,64	
17	1,063	179,31	208,32	150,39	
12	1,074	178,25	206,31	148,15	
47	1,078	183,64	205,64	147,4	

IV.9.2.2. Mise en place d'un mur en gabion avec rabattement de l'eau :

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un mur en gabion en plus le rabattement de la nappe

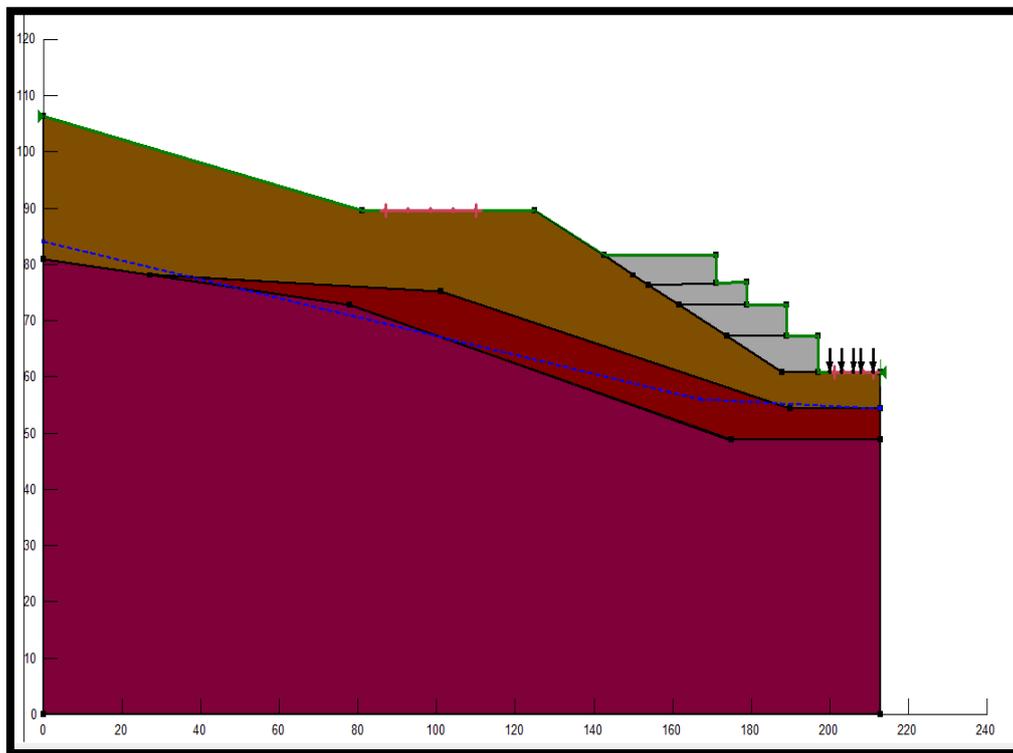


Figure IV.58: la géométrie du modèle adopté

Les résultats des calculs par GEOSLOP d'un mur en gabion en plus le rabattement de la nappe ,plus la charge dynamique :

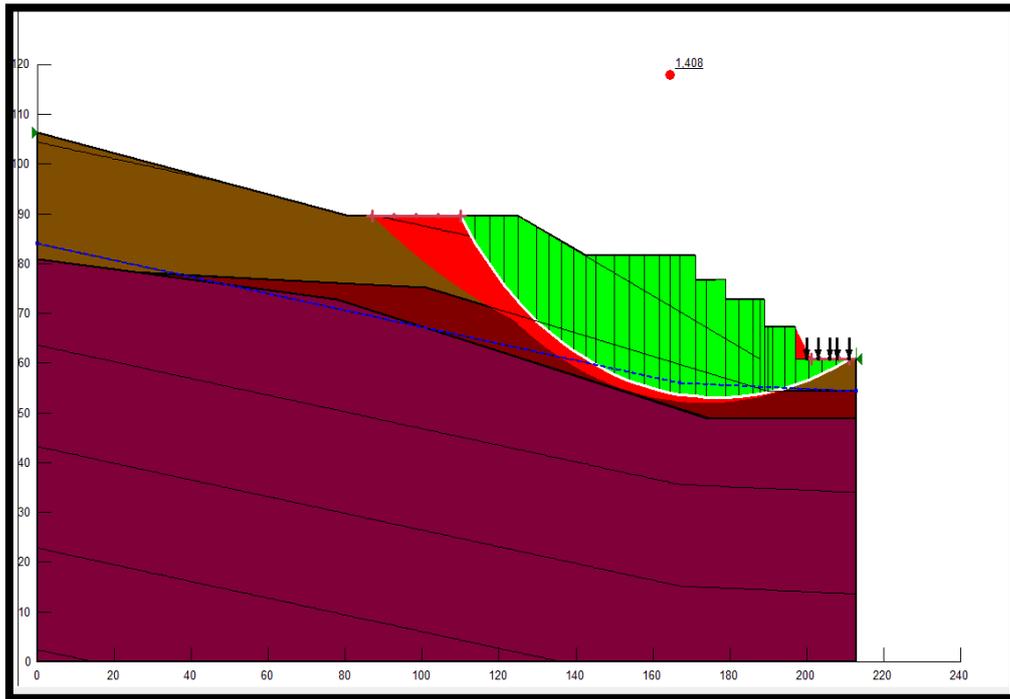


Figure IV.59: les positions des cercles de glissements les plus critiques

Les résultats des coefficients de sécurité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Les coefficients de sécurités

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
123	1,408	176,86	132,58	79,488	Critique (analyse)
98	1,415	173,67	134,66	82,761	
118	1,419	175,78	131,7	78,099	
93	1,434	172,57	133,77	81,355	
113	1,445	174,71	130,81	76,719	
88	1,459	171,48	132,88	79,956	
108	1,474	173,64	129,93	75,347	
83	1,490	170,39	132	78,565	
22	1,507	180,39	210,34	152,64	
103	1,507	172,59	129,05	73,984	
17	1,510	179,31	208,32	150,39	
47	1,519	183,64	205,64	147,4	

Tableau IV.10 : les résultats de la modélisation de différents cas après confortement

	Le type de confortement	FS	
		Statique	Dynamique
PLAXIS 2D V8.2	Renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe	1,378	/
	Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe	1,481	1,050
	Gabion plus rabattement de l'eau	1,452	1,083
GEOSLOP 2012	Mise en place d'un mur en gabion	1,301	0,99
	Mise en place d'un mur en gabion avec rabattement de l'eau	/	1,408

IV.10.CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D V 8 .2 on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique, qui montre l'efficacité du modèle proposé pour l'étude des glissements de terrain.

On a utilisé premièrement le code de calcul PLAXIS 2D V 8 .2 ; dans le cas à court terme :

Dans le premier cas statique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.368$), par contre les résultats à l'état de saturation le terrain est instable ($F_s=0.683$) ; pour le deuxième cas dynamique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.355$), par contre les résultats à l'état saturation le terrain est instable ($F_s=0.687$).

Pour le deuxième modèle, on a utilisé le code de calcul Géostudio 2012 ; dans le cas à court terme :

Dans le premier cas statique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.368$), par contre les résultats à l'état de saturation le terrain est instable ($F_s=0.773$) ; pour le deuxième cas dynamique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.159$), par contre les résultats à l'état saturation le terrain est instable ($F_s=0.629$) ; cette variation ou le décroissement de F_s

résulte de la présence d'eau qui influe considérablement sur la plasticité des particules d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.

La mise en place des moyennes de conformément à savoir des inclusions rigides (des pieux) et des gabions plus rabattement a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu supérieure 1,5.

La mise en place d'un renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe ou le coefficient de sécurité est devenue égale 1,481 d'un cas statique et par contre d'un cas dynamique ou la meilleure méthode d'amélioration et la mise en place d'un mur en gabion avec rabattement de l'eau ou le coefficient de sécurité est devenu égale 1,408 , grâce à la simplicité et la rapidité de mise en œuvre et qui donne des très satisfaisantes résultats à court terme.

Finalement, nous pouvons conclure que la mise en place d'un renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe a stabilisé le terrain et la meilleure méthode par rapport aux autres est cette méthode protège les zones instables lors du passage du train et augmente la sécurité des passagers.

Conclusions générales et recommandations

Conclusions générales et recommandations

Afin de mieux positionner le contexte de notre travail, nous avons commencé par réaliser une synthèse des différents modes d'instabilités des pentes ainsi que des différentes méthodes classiques et courantes utilisées pour analyser ces instabilités qui jouent un rôle primordial pour le choix de la méthode la plus adéquate à la zone d'étude.

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

À la lumière des données géologiques, il ressort que le terrain de pk 53+300 située Bekira à la Wilaya de Constantine est constitué par deux formations des argiles et marnes Miopliocène qui sont les faciès le plus répandu dans les bassins et des calcaires Miopliocène d'extension plus modeste que les argiles et les marnes.

D'après les résultats obtenus à partir des essais in situ et au laboratoire, le site est classé dans la catégorie "S3" (site meuble) ; et d'après la sismicité élevée de la région Bekira wilaya de Constantine a été située dans les zones **IIa** selon le RPA 99/version 2003 ; le site a été classé dans la catégorie "S3" (site meuble) ; donc la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles et la présence d'eau et le degré de sismicité élevé il y a un risque d'instabilité d'où il est nécessaire de procéder à une étude de la stabilité.

Pour pouvoir appliquer la méthode des tranches, il faut connaître d'abord le type de rupture qui dépend de l'angle du talus β et l'angle de frottement interne du sol φ ; ensuite on trace les deux angles délimitant le cercle de glissement α_0 et β_0 qui correspond à ce type de rupture; l'étape qui suit nécessite la subdivision du modèle obtenu en tranches facilitant la schématisation des moments et des forces appliqués

Conclusions générales et recommandations

sur chaque une, la somme de ces derniers selon les formules précitées permet de calculer FS.

On a calculé le coefficient de sécurité pour les deux méthodes Fellenius et Bishop d'où les résultats obtenus se résument comme suit :

Lors des calculs à court terme par la méthode de FILLINUS à l'état sec on a trouvé que $F_s = 1.179$ et c'est-à-dire la sécurité de la pente est contestable par contre pour le second cas de saturation totale on a trouvé que $F_s = 0.384$ (Danger) où on remarque que le coefficient de sécurité décroît rapidement à l'état de saturation d'où on peut conclure que la pente est instable.

L'application de la méthode de BISHOP dans le cas d'un sol sec nous a donné un $F_s = 1.118$ c'est-à-dire que la stabilité est contestable, en suite dans le cas d'une saturation $F_s = 0.430$ est devenue très dangereux on peut tirer les mêmes observations cités précédemment est que le coefficient de sécurité décroît rapidement est on remarque qu'il est inférieur à 1.5 dans l'état de saturation c'est-à-dire que l'état de la pente est instable et nécessite la mise en place des systèmes de renforcement

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D V 8 .2 et Géostudio on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique, qui montre l'efficacité du modèle proposé pour l'étude des glissements de terrain.

On a utilisé principalement le code de calcul PLAXIS 2D V 8 .2 ; le cas à court terme :

Premièrement cas statique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.368$), par contre les résultats à l'état saturation le terrain est instable ($F_s=0.683$) ; Pour le deuxième cas dynamique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.355$), par contre les résultats à l'état saturation montre que le terrain est instable ($F_s=0.687$).

Pour le deuxième cas on a utilisé le code de calcul Géostudio 2012 ; dans le cas à court terme :

Premièrement pour le cas statique à l'état sec le terrain est stable ($F_s=1.368$), par contre les résultats à l'état saturation le terrain est instable ($F_s=0.773$) ; Pour le

Conclusions générales et recommandations

deuxième cas dynamique à l'état sec le terrain et stable ($F_s=1.159$), par contre les résultats à l'état saturation le terrain et instable ($F_s=0.629$) ; cette variation ou le décroissement de F_s résulte de la présence d'eau et les vibrations induites par le passage des trains qui influe considérablement sur la plasticité des particules d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.

Alors la mise en place des moyennes de conformément par le code de calcul PLAXIS 2D V 8.2 :

❖ Premier cas statique :

- Renforcement par une série de pieux en bas avec rabattement de la nappe qui a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 1,378$
- Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe qui a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 1,481$
- Mise en place d'un mur en gabion qui a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 1,452$

❖ Deuxième cas dynamique :

- Renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe qui a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 1,050$
- Mise en place d'un mur en gabion qui a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 1,083$.

La mise en place des moyennes de conformément par Géostudio 2012 :

❖ Première cas statique :

- Mise en place d'un mur en gabion a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est augmenté devenu $F_s= 1,301$.

❖ Deuxième cas dynamique :

- Mise en place d'un mur en gabion a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s= 0,99$
- Mise en place d'un mur en gabion avec rabattement de l'eau a conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu $F_s=1,408$.

Conclusions générales et recommandations

Finalelement ; la meilleure méthode d'amélioration et la mise en place ou bien le renforcement par deux séries de pieux avec rabattement de la nappe ou le coefficient de sécurité est devenu égale 1,481.

Référence bibliographique

[1] : **BOUGUERRA Abdenacer** : '' Analyse de la stabilité et choix des procédés de confortement '' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université de Khemis-Miliana ; Page (5,52-53,62-65) ; 2013-2014; Algérie.

[2] : **CHERBOUL Fatima** : ''Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain '' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa ; Page (4-5,7-9,14-15) 2015-2016; Algérie.

[3] : **KHELIL Nassim et SENAD Bilal** : Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements Mezghitane (JIJEL) '' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université Abderrahmane Mira de Bejaia ; Page (10-11,63) 2014 Algérie.

[4] : **Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques** : ''Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risque majeurs au Maroc'' ; page (13-14);2008 ; Maroc

[5] : **ELHAIMER Oumar et BELMOULAI Karim** : ''Investigation et analyse géotechnique de la stabilité d'un talus sur la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest ''Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa; Page (15-16)2018-2019; Algérie.

[6] : **Diabi Djefal Imane** : ''stabilité des pentes et méthode de confortement '' ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique et environnement ; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; Page (4) ; 2010-2011 Algérie.

[7] : **KAABECHE Tahar et MEBRAK Abderraouf** : ''Contribution à l'étude des risques naturels (sismiques et mouvements de terrain)'' ; mémoire d'ingénieur d'état en géologie; université Ferhat Abbas – Sétif ; Page (12-13) ; 2009 - 2010 ; Algérie.

[8] : **TAHAR KOUADRI Amine et BELHAMRA Said** : ''Analyse de la stabilité d'un talus autoroutier "cas PK 7+380-7+880 Khemis Miliana et Hanacha''Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; ; Université de Larbi Tebessi – Tébessa ;Page (7 ;19-21) ;2018-2019; Alger

[9] : **Dr. Sadok FEIA** : ''Formation sur l'étude de stabilité de glissement des terrains'' ; Université Mohamed Khider Biskra ; **2019**

[10] : **BENSAOUCHA Isaak et ROUAHNA Adel** : ''Détermination des paramètres géotechnique pour calculer le coefficient de sécurité ''Mémoire de fin d'études licence Académique en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa) 5-13)2017-2018; Algérie.

[11] : **SMAHI Abdelghani et ZEGHAR Zoubir** :''Etude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia'' Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Abderrahmane Mira de Bejaia ; Page (5) ; 2014-2015 ; Algérie.

[12] : **OULDGACEM Bilal et BOUAKLACHE Hamza** : ''Contribution à l'analyse de la stabilité d'une pente dans un barrage Cas : barrage Oued DJEDRRA SoukAhras'' Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université Abderrahmane Mira de Bejaia ; Page (7,55-57)2017-2018; Algérie.

[13] : **KABOU Yanour MERAD Larbi** : ''Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua ouzemour (Bejaia) '' Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Abderrahmane Mira de Bejaia Page (5 ,82-83) ; 2013 ; Algérie.

[14] : **MAIZI Hadjer et ZENANI Yamina** : '' Analyse de la stabilité des terrains et mise en place d'un système de confortement CAS BEKIRA WILAYA DE CONSTANTINE '' Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; ; Université de Larbi Tebessi –Tébessa ;Page (26 ;28-30 ;30-35 ;60) ;2016-2017; Alger

[15] : **Règlement Parasismique Algérien** : ''Classification des wilayas de l'Algérie après le séisme 21 mai 2003'' (version 2003) ; Algérie.

[16] : **MOKHTAR Karim et SEBBAH Yacine** : ''Analyse de la stabilité des versants de la ville nouvelle de Sidi Abdellah (Alger) '' Mémoire de fin d'études d'ingénieur d'état en géologie; Université Houari Boumediene de Alger Page (36-37) ; 2007/2008 ; Algérie.

[17] : **Société nationale des transports ferroviaires région ferroviaire de Constantine** : Rapport géotechnique d' zone instable du pk 53+300 de la ligne Skikda – Constantine ;(2019) ; Algérie.

[18] : **J.M Tchouani avrile** : " propriétés des sols" ; cour mécanique de sol ; institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement ; Décembre 2004 ; page (24) ; France.

[19] : **LHCC. Oued Samar** : "Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la Wilaya d'Oran. " ;(17/02/2019) ; Algérie.

[20] : **Jaques Léau** : " géotechnique cours 1" année anniversaire 2005-2006 ; institut national des sciences appliquées de Toulouse département de science et technologie pour l'ingénieur ; page (18) ;(19) ; France.

[21] : **Jean-Pierre Magnan** : "Description, identification et classification des sols"; Directeur technique au Laboratoire central des ponts et chaussées ; page (15) ; France.

[22] : **Gilles SEVE**: " Stabilité des Glissements des terrains" ; Laboratoire central des Ponts et Chaussées (IST) C 254;février 1998; France.

[23] : **Jean-Louis DURVILLE** : " Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble" ; Techniques de l'Ingénieur, traité Construction; Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) C 254;France ;

[24] : **Jean COSTET et Guy SANGLERAT** : " Cour pratique de mécanique des sols calcul des ouvrages tome 2 " ; Offset Abun 8000 ; 1997; France.

[25] : **V. MERRIEN – Soukatchouff** : "élément de géotechnique" ; école des mines de Nancy ; 2003 – 2004 , France.

[26] : <https://earth.app.google.com/>

Annexe

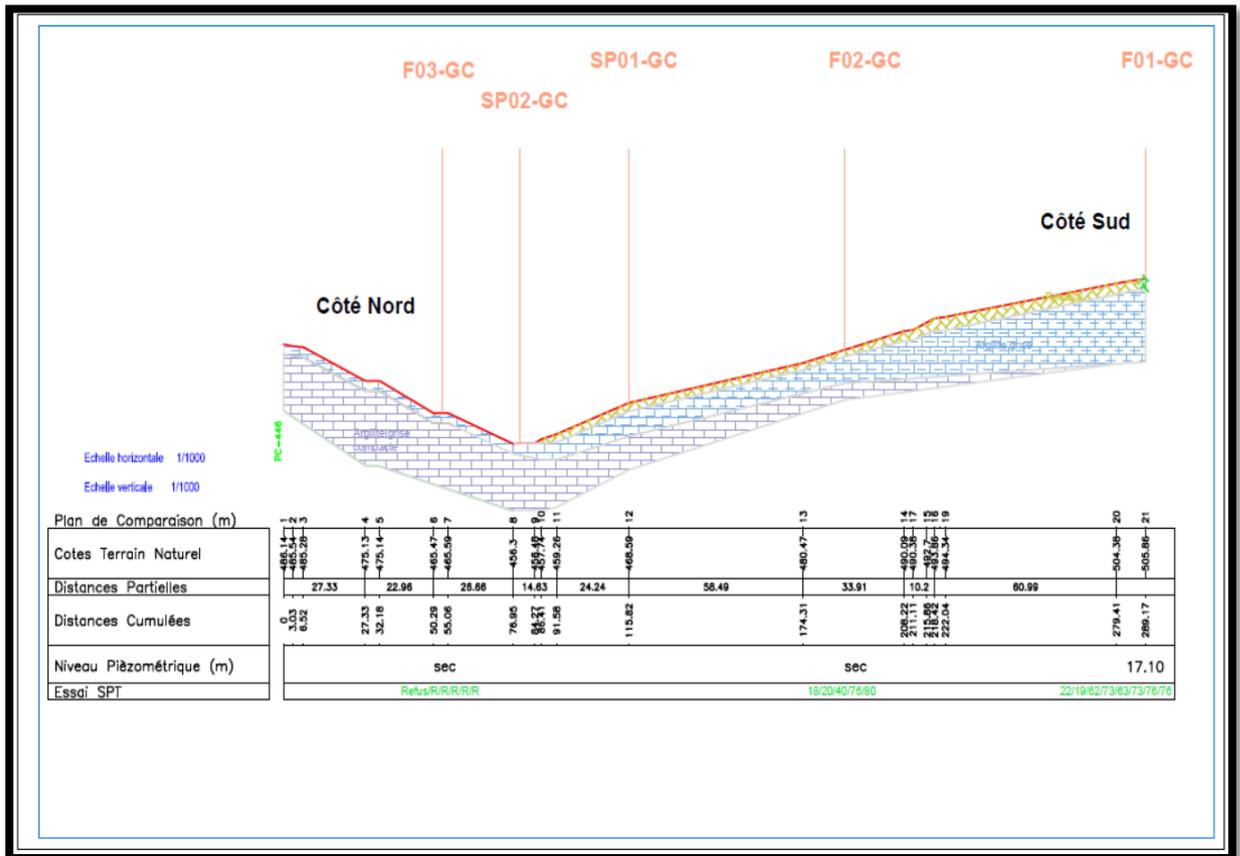


Figure.01 : profile géotechnique

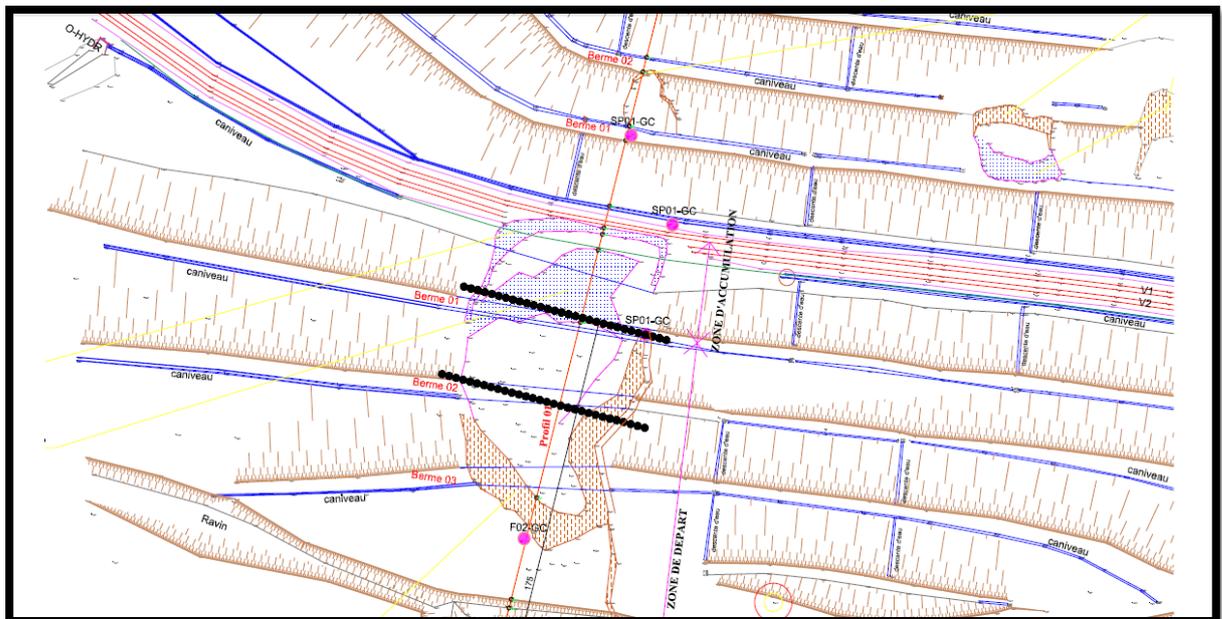


Figure.02 : plan de la disposition des pieux

Annexe

Tableau 01 : description lithologique des sondages :

Localisation	Sondage N°	Profondeur (m)	Nature
Côté Sud	F01	0.00 – 8.50	Remblai
		8.50 – 25.00	Argilite compact grisâtre
	F02	0.00 – 2.00	Remblai
		2.00 – 10.00	Argilite grisâtre
		10.00 – 15.00	Argilite compact grisâtre
Côté Nord	F03	0.00 – 3.00	Remblai
		3.00 – 20.00	Argilite grisâtre avec passage des blocs de grès (3.00-3.10) ; (6.30-6.70) et (12.30-13.00).
Côté Sud	SP01	0.00 – 2.00	Remblai
		2.00 – 10.00	Argilite grisâtre
		10.00 – 20.00	Argilite grisâtre dure
Côté Nord	SP02	0.00 – 3.00	Remblai
		3.00 – 20.00	Argilite grisâtre avec passages des blocs de grès (3.00 – 3.10 ; 6.30 – 6.70 ; 12.30 – 13.00)



Figure 03 : vue d'ensemble du glissement côté Sud



Figure.04: érosion des talus



Figure.05 : glissement locale côté Nord





Annexe

