

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention
du Diplôme de Master Académique
Option : géotechnique

Thème

**Modélisation d'un glissement de terrain
et méthodes de confortement**

Présenté par :

- ❖ ***LABRECHE LWIZA***
- ❖ ***MEGOUAS RATIBA***

Encadré par :

- ❖ ***M^{me} : ARABET LEILA***

Devant le jury composé de :

- ❖ **Président :BOUDJRADA**
- ❖ **Examineur :GOUDJIL**

2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères. Très répandu à la Wilaya de Jijel ce phénomène peut engendrer beaucoup de dommage sur la partie de la commune de Selma Benziada, Situé au nord de l'Algérie, à 38 km à l'est de Jijel.

Ce travail a pour objectif de réaliser une étude géotechnique du phénomène. À cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur les glissements des terrains en suite une analyse de la stabilité par les méthodes classiques et une analyse numérique de la pente avec deux codes de calcul, PLAXIS .3D 2013 et GEOSLOPE 2012 dans le but de déterminer le coefficient de sécurité dans différentes situations avec différents types de confortement.

Mots clés : Glissement, méthode des éléments finis, méthode d'équilibre limite, coefficient de sécurité, PLAXIS 3D 2013, GEOSLOPE 2012

Abstract :

Landslides are very dangerous phenomena that depend on several parameters and widespread in the Wilaya of Jijel this phenomenon can cause a lot of damage on the part of Selma Benziada located in the north of Algeria, 38 km est of Jijel..

This work aims to achieve a geotechnical study of the phenomenon. To that end, we began our study with generalities about landslides in following a stability analysis by conventional methods and numerical analysis of the slope with two computer codes, PLAXIS 3D 2013 and collection GEOSLOPE 2012 to determine the safety factor in different situations with different types of reinforcement..

Key words: Safety factor, Landslides, element finite method, method of limit equilibrium, PLAXIS 3D 2013, GEOSLOPE 2012.

المخلص:

انزلاق التربة ظاهرة خطيرة متعلقة بعدة معايير و عوامل خارجية أو داخلية. هذه الظاهرة موجودة بكثرة في ولاية جيجل خاصة منطقة سلمى بن زيادة التي تقع شرق الولاية على بعد 38 كلم. يمكن لهذه الظاهرة إحداث خسائر جد معتبرة.

هدف هذا العمل إجراء دراسة تقنية معمقة حول هذه الظاهرة . ومن اجل بلوغ هذا الهدف قمنا ببحث حول تعريف و أسباب هذه الظاهرة , بعد ذلك قمنا بتحليل استقرار النموذج بطرق تحليلية وحسابية بالاعتماد على البرنامجين بلاكسيس ذو ثلاث أبعاد 2013 و جيوسلوب ذو البعدين 2012 وذلك بهدف الحصول على معامل الأمان حسب مختلف الطرق المستعملة و الحد من الانزلاق .

الكلمات الرئيسية: انزلاق التربة, معامل الأمان , طريقة العناصر المنتهية , طريقة التوازن المحدودة , بلاكسيس ذو ثلاث أبعاد 2013 , جيوسلوب ذو البعدين 2012.

Remerciement

Le plus grand Merci tout d'abord revient à « Dieu » qui, lui seul, nous a guidé dans le bon sens durant notre vie et qui nous a donné le courage, la volonté, et la force pour élaborer ce travail.

Mes remerciements les plus distingués sont adressés à mon encadreur M^{me} ARABAT LEILA,

Pour ces précieux conseils, sa patience et son encouragement tout au long de ce travail, du choix du sujet, aux corrections ultimes.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres du jury pour m'avoir honoré en acceptant de juger ce travail.

Je tiens à remercier aussi tous nos enseignants de la géotechnique qui ont assuré ma formation.

Je remercie toute ma famille frères et sœurs et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

Et enfin tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

DEDICACES

JE dédie ce précieux travail

*A mes chers PARENTS qui m'ont donné le
courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse*

Que Dieu les protège

A mes chers frères : Zizou, Mohammed, Sami

A mes chères sœurs : Faiza, Nahla, Marwa

*A mes chères amies : Amel, Anissa, Meryem, Wasima, Sarah,
Nora, Nada, Thiziri, Imene et Mounia*

A toutes mes très chères amies

A ma Binôme Ratiba et sa famille

Une dédicace spéciale a mon encadreur : M^{me} ARABET Leila

Tous les enseignants et étudiants de l'université de Jijel

A mes collègues de mon parcours universitaire

A Tous ceux qui me sont chères

LWIZA

DEDICACES

JE dédie ce précieux travail

*A mes **chères PARENTS** qui m'ont donné le
courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que
je réussisse*

Que Dieu les protège

*A mes **chers frères** : Riad, Houcine, Saad, Marwan*

A mes beaux-frères : Rachid, Hamid, Salim

*A mes **chères sœurs** : Chafika, Ilham, Souad*

*A mes **chers amis** : Aida, Nawel, Faiza, Nadia, Zahia, Yekoub, Salah*

A tous mes très chers amis

*A ma Binôme **LWIZA** et sa famille*

*Une dédicace tout spéciale a mon encadreur : M^{me} **ARABET** Leila*

Tous les enseignants et étudiants de l'université de Jijel

*Mes collègues de genie civil de la promotion 2019 particulièrement à la classe
de : Géotechnique.*

A Tous ceux qui me sont chères

Ratiba

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

Introduction général.....1

Chapitre I : Les mouvements de terrain

I.1. Introduction.....2

I.2. Classification des mouvements de terrain.....2

 1) Les mouvements lents et continus.....2

 2) Les mouvements rapides et discontinus.....2

I.2.1. Les mouvements lents et continus.....3

 a. Les affaissements.....3

 b. Les tassements.....3

 c. Le fluage des terrains.....4

 d. Les solifluxions..... 4

 e. Les glissements de terrain.....5

 f. Les phénomènes de retrait et de gonflement.....5

 g. Le fauchage.....5

I.2.2. Les mouvements rapides et discontinus.....6

 h. Les effondrements.....6

 i. Les chutes de pierres ou de blocs et les éboulements.....7

 j. Les coulées boueuses..... 7

I.3. Le processus du glissement de terrain..... 8

I.3.1. Les éléments morphologiques d'un glissement..... 8

I.3.2.Type de surface de glissement..... 9

I.3.3. La classification du glissement de terrain.....10

I.3.3.1 Selon la morphologie de la surface de glissement.....10

 a. Glissement plan10

 b. Glissement circulaire ou rotationnel.....10

 c. Glissement quelconque.....11

 1.3.3.2. Selon la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.....11

 a. Glissement superficiel.....11

Sommaire

b. Glissement profond.....	11
I. 4. Principales causes des glissements de terrain.....	12
I. 4. 1. Les facteurs conditionnant.....	12
I. 4.1.1. La lithologie.....	12
I. 4.1.2. La structure.....	12
I. 4.1.3. Relief.....	12
I. 4.1.4. Pente.....	13
I. 4. 1.5. La présence des fractions fines.....	13
I. 4. 1.6. Végétation.....	13
I. 4. 1.7. La proximité du réseau de drainage.....	13
I. 4. 1.8. L'activité tectonique récente à actuelle.....	13
I. 4. 2. Les facteurs déclenchant.....	13
I. 4. 2.1. L'eau, déclencheurs et accélératrice de glissement.....	14
I. 4. 2.2. Les précipitations.....	14
I. 4. 2.3. Les causes mécaniques.....	14
a.Les vibrations.....	14
b.Les surcharges.....	14
c. Les secousses sismiques.....	14
I.5. Méthodes de calcul de stabilité des pentes.....	15
I.5.1.Elément de base de calcul.....	15
I.5.2. Définition du coefficient de sécurité.....	15
I.5.3. Méthodes d'équilibres limites.....	16
I.5.3.1 introduction.....	16
I.5.3. 2.Méthode de Fellenius (Fellenius 1927).....	18
I.5.3. 3. Méthode de Bishop (Bishop,1954)	19
a. Méthode de Bishop détaillée.....	19
b. Méthode de Bishop simplifiée.....	20
I.5.3. 4 Méthode de Janbu (1965).....	20
a. Méthode de Janbu généralisée.....	20
b. Méthode de Janbu simplifiée.....	21
I.5.3. 5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)	22
I.5.3. 6.Méthode de Spenser (1967)	22
I.5.4.La comparaison entre les méthodes.....	23

Sommaire

I.6. Méthodes de phi-ci réduction	23
I.7. Conclusion.....	24

Chapitre II : Les méthodes de confortement

II.1. Introduction.....	25
II.2. Système de parades.....	25
II.2.1. Approche douce.....	26
II.2.1.1. Les terrassements.....	26
a. Allègement(déchargement) en tête.....	27
b. Remblai (chargement) en pied.....	27
c. Purge.....	27
d. Reprofilage (retalutage).....	28
e. Substitution totale ou partielle.....	28
II.2.1.2. Le drainage.....	29
a. Tranchées drainantes.....	29
b. Drains subhorizontaux.....	29
c. Drains verticaux, puits et galeries drainantes.....	30
II.2.1.3. La végétalisation	31
II.2.2. Approche dure.....	31
II.2.2.1. Introduction.....	31
II.2.2.2. Soutènement.....	32
a. Définition.....	32
b. Les murs de soutènements.....	32
c. Les rideaux de palplanches.....	33
d. La terre armée.....	34
e. Murs en gabions (mur poids)	34
II.2.2.4 : Renforcement.....	35
a. Tirants d'ancrage.....	35
b. Le clouage.....	36
c. Renforcement par géotextile.....	36
d. Renforcement par géo-composite.....	37
e. Renforcement par géogrille.....	37
II.2.2.5 : Durcissement.....	38

Sommaire

II.3. Conclusion.....	38
-----------------------	----

Chapitre III : Reconnaissance de site

III.1.Introduction.....	39
III.2.Contexte géologique général.....	39
III.3.Contexte géomorphologique.....	39
III.4.Contexte hydrogéologique des sites.....	40
III.5.La sismicité.....	40
III.6.Contexte Climatique.....	41
III. 6. 1. Aperçu général sur le climat.....	41
III. 6. 2.Précipitations.....	41
III. 6. 3. Les températures.....	42
III. 7. Causes probables du glissement.....	43
III. 8. Reconnaissance de site.....	43
III. 8.1. Situation géographique.....	43
III. 8. 2. Géologie du site.....	44
III. 8. 3. La reconnaissance géotechnique.....	45
1- In situ	45
1-1- Sondage carotté	45
1-2- Installation piézométrique	47
1-3- Pénétromètre dynamique Lourd (PDL)	47
2- Essai en laboratoire	47
1- 1- Normes des essais	48
❖ Essais physiques d'identification et de classification	48
❖ Analyses chimiques	48
❖ Essais mécaniques	48
2 - 2- Commentaires sur les résultats	50
a.Essais physiques	50
b.Analyse chimique	51
3-.Modèle géotechnique retenu.....	51
III.9. Conclusion	51

Sommaire

Chapitre IV:Modélisation numérique

IV.1. Introduction	52
IV.2. Méthode d'équilibre limite avec « GEO-SLOPE 2012 »	52
IV.2.1. Description générale du logiciel GEO-SLOPE	52
IV.2.2. Le programme SLOPE/W.....	53
IV.2.3. Déroulement de logiciel	53
IV.2.4. Modélisation numérique du modèle initial par Geo-Slope.....	53
IV.2.5. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Geo-slope.....	55
IV.3. Méthode des éléments finis par « PLAXIS 3D 2013 »	58
IV.3.1. Description générale du logiciel PLAXIS 3D	58
IV.3.2. Déroulement de la modélisation numérique	59
IV.3.3. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Plaxis 3D	62
IV.4. Méthodes de confortement et de stabilisation de talus étudié	64
IV.4.1 Introduction	64
IV.4.2. Méthodes de confortement et de stabilisation par Geo-Slope.....	65
IV.4.2.1. 1 ^{ère} Solution : stabilisation avec reprofilage.....	65
IV.4.2.2. 2 ^{ème} solution : stabilisation avec reprofilage et gabionnage.....	66
IV.4.2.3. 3 ^{ème} solution : stabilisation par géotextile.....	67
IV.4.2.4. 4 ^{ème} solution :stabilisation par deux sections de géotextile.....	68
IV.4.2.5.5 ^{ème} solution : stabilisation par bande d'armature métallique.....	69
IV.4.3. Méthodes de confortement et de stabilisation par Plaxis3D.....	70
IV.4.3.1.1 ^{ère} Solution : stabilisation avec reprofilage.....	70
IV.4.3.2.2 ^{ème} solution : stabilisation avec reprofilage et gabionnage.....	73
IV.4.3.3.3 ^{ème} solution : stabilisation par géotextile.....	75
IV.4.3.4.4 ^{ème} Solution : stabilisation par deux sections de géotextile.....	78
IV.4.3.5.5 ^{ème} solution : stabilisation par bande d'armature métallique.....	80
IV.4.4. Comparaison entre la méthode deséléments finis et la méthodes d'équilibre limite.....	83
IV.4.5. Devis quantitatif estimatif entre les différentes solutions utilisée....	84
IV.5. Conclusion	85
Conclusion générale.....	87

Liste des annexes

Référence

Liste des figures

Chapitre I : Les mouvements de terrain

Figure.I.1 :Aspect d'affaissement.....	3
Figure.I.2 : Tassement de sol à Saskatoon Canada.....	3
Figure.I.3 : Aspect de fluage.....	4
Figure.I.4 : Les solifluxions.....	4
Figure.I.5 : Le mécanisme de retrait et de gonflement.....	5
Figure.I.6 : Le mécanisme de fauchage.....	6
Figure.I.7 : Aspect de d'effondrement.....	6
Figure.I.8 : Aspect d'éboulements.....	7
Figure.I.9 : Aspect des coulées boueuses.....	7
Figure.I.10 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	8
Figure.I.11 : Types de surfaces des glissements.....	9
Figure.I.12 : Glissement plan.....	10
Figure.I.13 : Glissement circulaire.....	10
Figure.I.14 :Glissement superficiel (Mallettes 2013)	11
Figure.I.15 : Glissement profond (Californie 1995)	11
Figure.I.16 : Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.....	17
Figure.I.17 : Démonstration des forces agissant sur une tranche.....	17
Figure.I.18 : Forces agissant sur la tranche.....	19
Figure.I.19 : Hypothèse de Bishop.....	19
Figure.I.20 : Hypothèse de Janbu généralisée.....	21
Figure.I.21 :Hypothèse de Janbu simplifiée.....	21
Figure.I.22 :Hypothèse de Morgenstern et Price.....	22
Figure.I.23 :Forces agissent sur une tranche.....	22

Chapitre II : Les méthodes de confortement

Figure II.1 :Système de parades.....	26
Figure II.2 : Système de parade par approche douce.....	26
FigureII.3 :Déchargement en tête.....	27
Figure II.4 : Reprofilage.....	21

Liste des figures

Figure II.5: substitution partielle et éperons drainants.....	28
Figure II.6 : Tranchées drainants.....	29
Figure II.7 : Draine subhorizontaux.....	30
Figure II. 8. : Galerie drainante.....	30
Figure II.9: L’implantation des plantes dans un talus.....	31
Figure II.10: Système de parade par approche dure.....	31
Figure II.11: Mur en béton armé préfabriqué.....	32
Figure II.12: Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d’étude technique des routes et autoroutes (SETRA)).....	32
Figure II.13 : Mur de soutènement.....	33
Figure II.14: Paroi de palplanche.....	33
Figure II.15 : Les terres armées.....	34
Figure II. 16 : Réalisation d’un mur en gabion.....	35
Figure II.17 : Schéma de confortation par tirants d’ancrages.....	35
Figure II.18: Un versant stabilisé par clouage.....	36
Figure II.19: Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.....	36
Figure II.20: Exemple de structure du géo-composite de drainage.....	37
Figure II.21 : Exemple de géogrille biaxiale.....	37

Chapitre III : Reconnaissance de site

Figure.III.1: Carte de zonage sismique de l’Algerie.....	40
Figure.III.2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (d’après A.N.R.H.1996).....	42
Figure.III.3 : Répartition des températures moyennes mensuelles.....	43
Figure.III.4 : Localisation approximative de site du glissement (extrait de Google Earth).....	44
Figure.III.5 : Extrait de la carte géologique de Tamescuida échelle 1/50 000.....	45
Figure.III.6 : Schéma d’implantation des sondages carottés.....	46
Figure.III.7 : Le rapport de forage	47
Figure.III.8 : Les sondages carotté.....	50
Figure.III.9 : Modèle géotechnique – Glissement Au Pk17+70.....	51

Liste des figures

Chapitre IV: Modélisation numérique

Figure.IV.1 : Fonctionnement du logiciel géo-slope.....	53
Figure.IV.2 : model initiale modélisé PK17 700.....	54
Figure.IV.3 : Cercle critique obtenue selon Junbu.....	55
Figure.IV.4 : Cercle critique obtenue selon Bishop.....	55
Figure.IV.5 : Cercle critique obtenue selon Morgenstern-Price.....	56
Figure.IV.6 : Cercle critique obtenue selon Spencer.....	56
Figure.IV.7 : Cercle critique obtenue selon Ordinaire.....	57
Figure.IV.8 : Cercle critique obtenue selon Janbu généralisée.....	57
Figure.IV.9 :Le modèle géométrique par Plaxis 3D.....	59
Figure.IV.10 : Le maillage du modèle étudié.....	60
Figure.IV.11 :Les étapes de calcul numérique par Plaxis 3D.....	62
Figure.IV.12 :Le cercle de glissement PK17 700 par Plaxis 3D.....	62
Figure.IV.13 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob}	63
Figure.IV.14 :Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	63
Figure.IV.15 :Coefficient de sécurité $F_s=1,017$	64
Figure.IV.16 :Reprofilage	65
Figure.IV.17 :Reprofilage + gabionnage.....	66
Figure.IV.18 : Renforcement avec géotextile.....	67
Figure.IV.19 :Renforcement avec deux section de geotextile.....	68
Figure.IV.20 :Renforcement avec bande darmature.....	69
Figure.IV.21 : Model reprofilage	70
Figure.IV.22 : Le Cercle de glissement.....	71
Figure.IV.23 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob}	71
Figure.IV.24 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	72
Figure.IV.25 : Coefficient de sécurité $F_s=1,240$	72
Figure.IV.26 : Model reprofilage + gabionnage.....	73
Figure.IV.27 :Le cecle de glissement.....	73
Figure.IV.28 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob}	74
Figure.IV.29 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	74
Figure.IV.30 : Coefficient de sécurité $F_s=1.358$	75

Liste des figures

Figure.IV.31 : renforcement par géotextile.....	75
Figure.IV.32 : le cercle de glissement.....	76
Figure.IV.33 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob}	76
Figure.IV.34 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	77
Figure.IV.35 : Coefficient de sécurité $F_s=1.068$	77
Figure.IV.36 :Renforcement par deux sections de géotextile.....	78
Figure.IV.37 : Cercle de glissement.....	78
Figure.IV.38 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mo}	79
Figure.IV.39 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	79
Figure.IV.40 :coefficient de sécurité $F_s=1,370$	80
Figure.IV.41 : Renforcement par bande d'armature métallique.....	80
Figure.IV.42 : Le cercle de glissement.....	81
Figure.IV.43 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob}	81
Figure.IV.44 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}	82
Figure.IV.45 : Coefficient de sécurité $F_s=1.155$	82

Liste des tableaux

Chapitre I : Les mouvements de terrain

Tableau.I.1 :La classification de glissement de terrain.....	12
Tableau.I.2 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité LAMBE 1973.....	15
Tableau.I.3 :Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	16
Tableau.I.4 :Considération d'équilibre de force et des moments selon les différentes méthodes.....	23
Tableau.I.5 : Considération des efforts inter-tranches verticaux et horizontaux selon les différentes méthodes.....	23

Chapitre III : Reconnaissance de site

Tableaux.III.1 : Moyennes mensuelles des précipitations des séries récentes (station de Texenna, 1996-2006).....	41
Tableaux.III.2 : Données des Températures moyennes mensuelles (Station Aéroport F.Abbès de Taher, période 1996/2006).....	42
Tableau.III.3 : Lithologie du site de glissement Pk 17+700.....	46
Tableau.III.4 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire.....	49

Chapitre IV : Modélisation numérique

Tableau.IV.1 :Les caractéristiques géotechniques.....	54
Tableau.IV.2. : Les résultats obtenus dans les différentes méthodes étudiées.....	58
Tableau.IV.3 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrain.....	61
Tableau.IV.4 : Valeurs des coefficients de sécurité.....	66
Tableau.IV.5 : Résultats de 2 ^{ème} solution.....	67
Tableau.IV.6 : Résultats obtenus après géotextile.....	68
Tableau.IV.7 : Résultats obtenus après deux sections de géotextile.....	69
Tableau.IV.8 : Résultats obtenus après bande d'armature.....	70
Tableau.IV.9: Tableau recapitulative.....	83
Tableau.IV.10 : Devis quantitatifs estimatifs des solutions.....	84
Tableau.IV.11 : Récapitulation globale des résultats de calcul.....	85

Liste des notations

F_s : Coefficient de sécurité.

τ : La résistance au cisaillement.

C : La cohésion.

Φ (°) : L'angle de frottement interne.

E: Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

R_p : La résistance de pointe (en bars).

T : Forces de cisaillement.

R_n ; Le point d'application des réactions.

V_n, V_{n+1}, H_n et H_{n+1} ; Forces inter-tranches (verticaux et horizontaux).

α : L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

b : La largeur de la tranche.

h : La hauteur de la tranche.

Z_w : Hauteur d'eau.

U_b: Pression interstitielle.

W_n : Teneur en eau naturel.

γ_w : Poids volumiques d'eau.

γ_h : Le poids volumique humide.

γ_a : Le poids volumique sèche.

W : Poids propre.

d : La densité.

SR : Degré de saturation.

VBS : Valeur de bleu sols la quantité de bleu de méthylène absorbée .

CaCO₃ : Carbonate de calcium.

Introduction général

Introduction générale

Les glissements de terrain constituent un souci majeur des mécaniciens des sols dans le monde entier à cause des préjudices qu'ils causent aux vies humaines et aux biens des personnes.

En Algérie, ce phénomène prend de plus en plus de l'ampleur surtout à l'est Algérien, en effet la ville de JIJEL est l'un des endroits affecté par ce problème depuis plusieurs années.

Le présent travail traite un cas de glissement réel ; Le site est situé dans la commune de Salma Ben Ziada, à Jijel. Il est localisé au point de départ du CW 137A au PK 17+700.

Pour bien présenter les informations sur la stabilité des talus et éclairé les axes de notre travail, le mémoire a été articuler suivant ces axes :

-Chapitre I : Ce premier chapitre rappellera les éléments théoriques ainsi que la définition d'un glissement de terrain, la classification et les différents types et causes de mouvements connus, ainsi les différentes méthodes de calculs de la stabilité d'un glissement.

- Chapitre II: Le deuxième chapitre décrira les différents types et méthodes de confortement de talus préconisés pour stabiliser la masse de sol en cours de mouvement.

-Chapitre III: En troisième lieu nous avons entamés notre cas d'étude en donnant sa situation, sa localisation, un aperçu sur la géologie régionale et locale, ses caractéristiques hydrologiques, climatiques, mécanique et physique...

- Chapitre IV : On traite ce cas de glissement par simulation numérique, en estimant l'impacte du renforcement sur sa stabilisation utilisant le code de calcul Géoslope et Plaxis 3d avec des couts estimatifs.

-Conclusion générales : Une conclusion général sur notre étude.

Chapitre I

Les mouvements de terrain

I.1. Introduction :

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.). Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de glissement.

Il existe divers critères choisis, intervenants dans les mouvements de terrain. Leur classification est souvent motivée par la spécialité des auteurs (critère géologique, critères d'âge du glissement, critères géomorphologique, critères mécaniques, ainsi que la vitesse de mouvement). Le comité international de géologie de l'ingénieur classe les mouvements de terrain en quatre classes : glissement, écroulements, fluages et coulées boueuses.

I.2. Classification des mouvements de terrain :

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années.

Dans la classification on se basant sur des critères tels que :

- la géologie et la géomorphologie ;
- le type de matériau et le type de mouvement en rapport avec la structure géologique ;
- les caractéristiques géotechniques et les vitesses de déplacement.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements :

1) Les mouvements lents et continus :

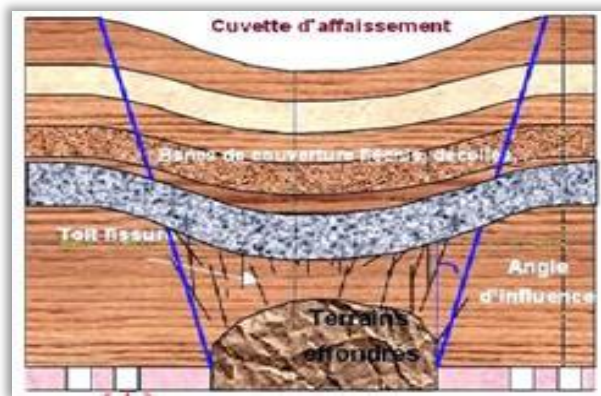
Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.

2) Les mouvements rapides et discontinus :

Les mouvements rapides peuvent être divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.[4]

I.2.1. Les mouvements lents et continus :**a. Les affaissements :**

L'affaissement est un mouvement progressif qui correspond à un tassement souple des terrains subjacents en gardant leur continuité et faisant suite à l'effondrement de travaux miniers. Il est lié à la présence de zones exploitées de grandes profondeurs (de plus de 50 mètres à plusieurs centaines de mètres). [1]



a : Schéma d'affaissement (source : DREAL NPdC)



b :Rawdon Canada 2017

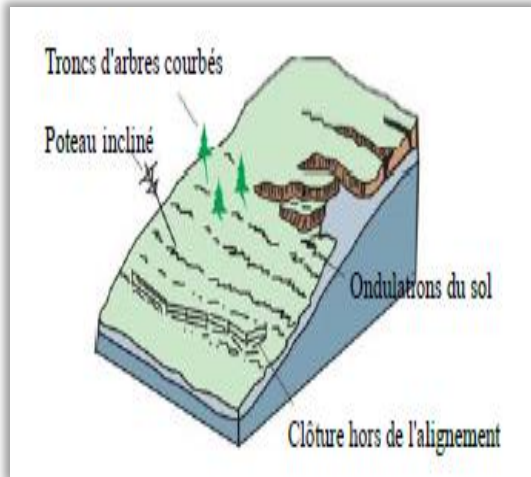
Figure I.1 : Aspect d'affaissement.**b. Les tassements :**

Les tassements sont des Diminutions de volume de certains sols, sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Le déclenchement du phénomène est souvent dû à un mouvement rapide du sol.

**Figure I.2 :** Tassement de sol à Saskatoon Canada.

c. Le fluage des terrains :

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.



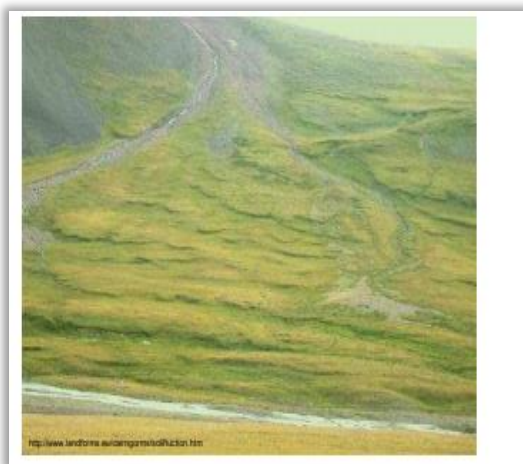
a : Le mécanisme de fluage



b : Fluage (RN 11, Cherchell, Algérie).

Figure I.3 :Aspect de fluage.**d. Les solifluxions :**

C'est un cas particulier de fluage, c'est un phénomène superficiel provoqué par les variations de volumes au cours des saisons. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation dans le sol et inclinaison des arbres.[7]

**Figure I.4 :**Les solifluxions.

e. Les glissements de terrain :

Le glissement est un mouvement d'une pente descendante de sol ou le massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de déformation en cisaillement intense.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan ;
- Glissement rotationnels (Circulaire) ;
- Glissement rotationnels (complexes).

f. Les phénomènes de retrait et de gonflement :

Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des retraits (périodes sèches).

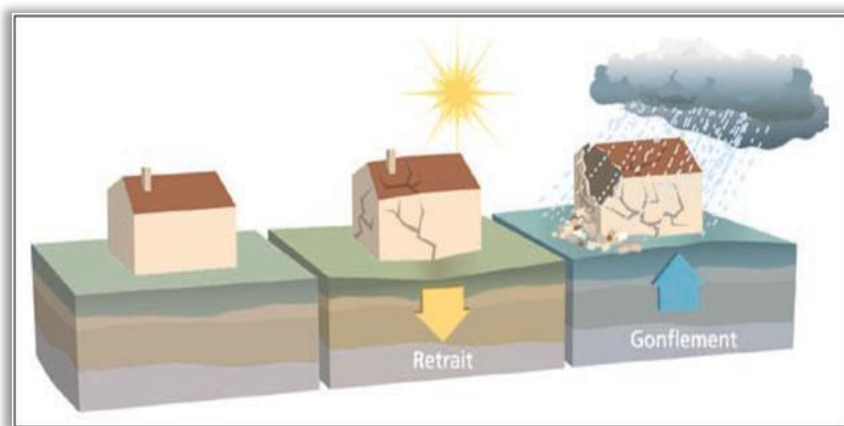


Figure I.5 : Le mécanisme de retrait et de gonflement.

g. Le fauchage :

Il se produit par basculement vers l'aval des têtes des couches rocheuses en place, inclinées ou même sub-verticales, sous l'effet de la gravité avec une épaisseur de roche de quelques mètres à quelques dizaines de mètres à partir de la surface du versant. [8]

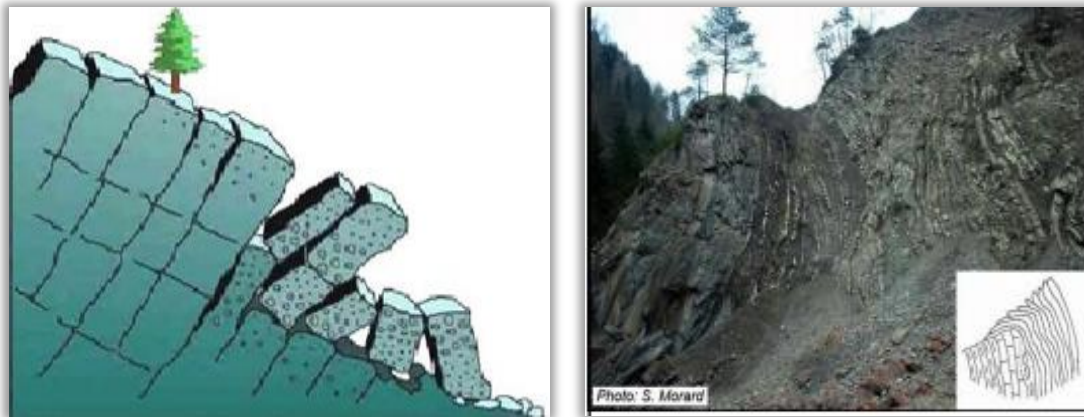
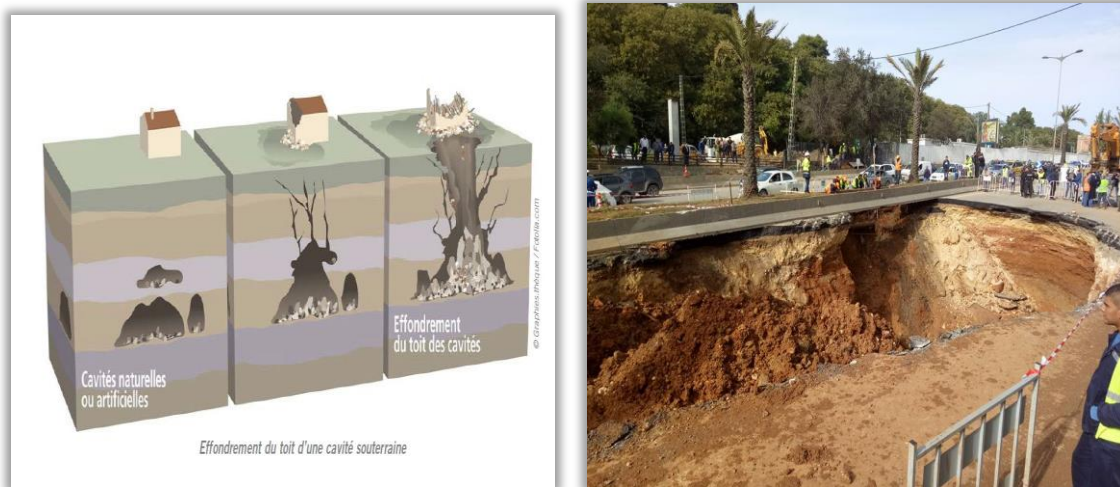


Figure I.6 :Le mécanisme de fauchage.

I .2.2. Les mouvements rapides et discontinus :

h. Les effondrements :

L’effondrement est le mouvement de terrain plus ou moins brutal qui est lié à la présence de zones exploitées à faible profondeur. Il donne lieu à un cratère parfois large de plusieurs mètres (à moins de 50 mètres de profondeur).



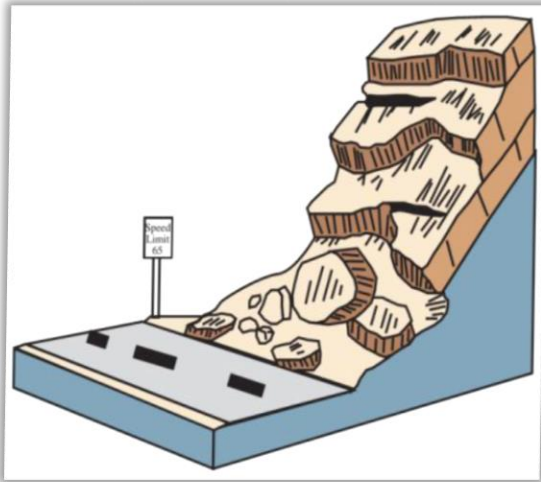
a : Le mécanisme d’effondrement.

b : Effondrement de l’autoroute Ben-Aknoun- Zéralda.

FigureI.7 :Aspect de d’effondrement.

i. Les chutes de pierres ou de blocs et les éboulements :

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux rigides et fracturés.



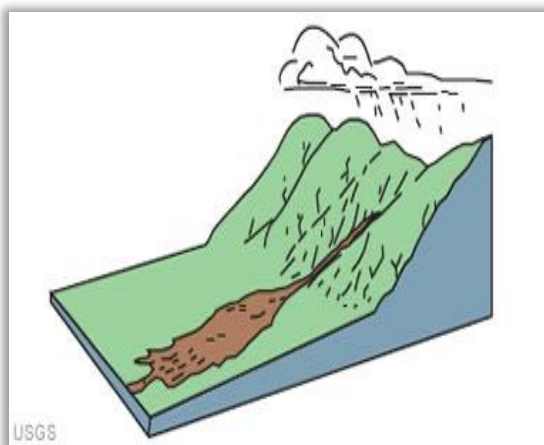
a : Le mécanisme (source USGS).

b : Eboulements d'Aokas (2015).

Figure I.8 : Aspect d'éboulements.

j. Les coulées boueuses :

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. [8]



a : Le mécanisme des coulées boueuses .

b : Rivière (Machiche St-Boniface). Québec, 1996.

Figure I.9 : Aspect des coulées boueuses.

I.3. Le processus du glissement de terrain :

I.3.1. Les éléments morphologiques d'un glissement :

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure suivante :

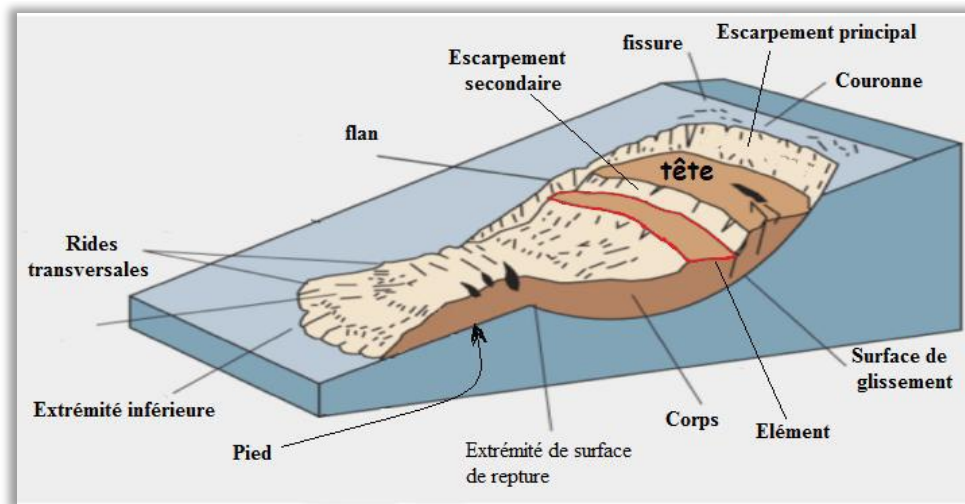


Figure I.10: Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.

- Escarpement principal :** Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface duglissement.
- Escarpement secondaire :** Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- Pied :** Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- Surface de glissement (Ou de rupture) :** C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- Fissures et crevasse :** rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
- Couronne :** zone située au dessus de l'escarpement principal souvent peu affecte parle désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en tractiondes terrains dans ces zones.
- Tête :** c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- h. **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- i. **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- j. **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- k. **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- l. **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture. [10]

I.3.2. Type de surface de glissement :

Il existe trois types de surface de glissement :

- Cercle de pied : la surface de glissement passe par le pied (a) ;
- Cercle de pente : la surface de glissement intercepte la pente au dessus de pieds (b) ;
- Cercle de mi-pente : le centre de rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente (c). [10]

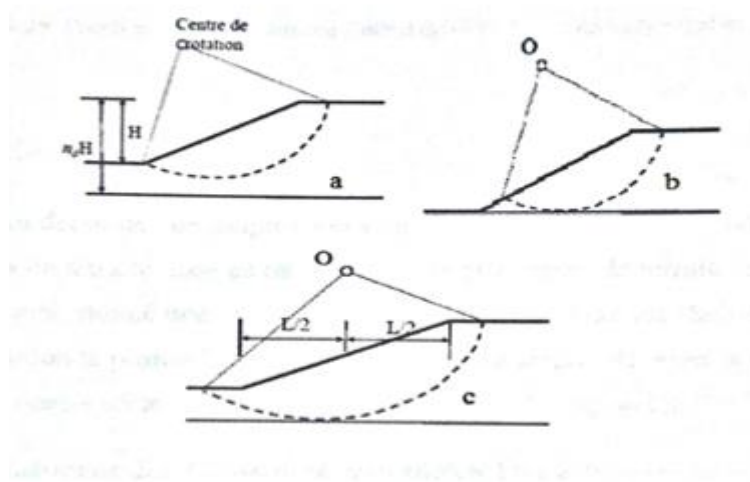


Figure I.11 : Types de surfaces des glissements.

I.3.3. La classification du glissement de terrain :

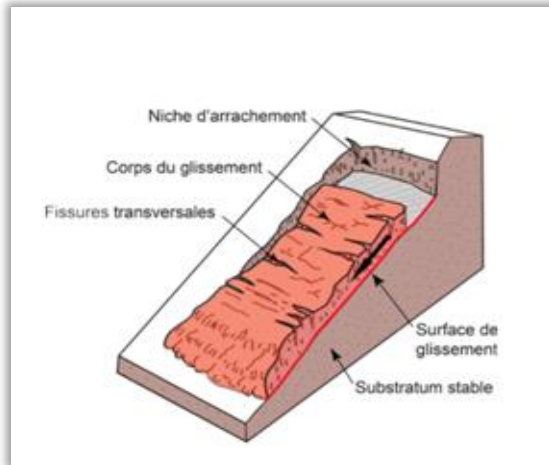
Les glissements de terrain peuvent être classés Selon :

- la morphologie de la surface de glissement.
- la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement

1.3.3.1 Selon la morphologie de la surface de glissement :

a. Glissement plan :

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.



a: Mécanisme d'un glissement plan.



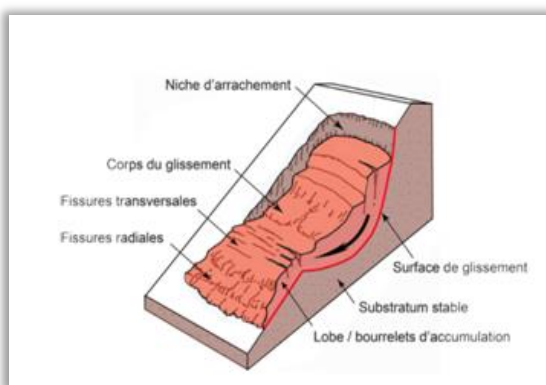
b: Glissement de Sant'Antonio Morignone Italie 2010.

Figure I.12 : Glissement plan.

b. Glissement circulaire ou rotationnel :

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



a: mécanisme d'un glissement circulaire



b : glissement à Smueia de Badia Italie 1998.

Figure I.13 : Glissement circulaire.

c. Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. [5]

1.3.3.2. Selon la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement :**a. Glissement superficiel :**

Dus à des pics de pression interstitielles ils peuvent également être modifiés indirectement par les changements climatiques.



Figure I.14 : Glissement superficiel (Mallettes 2013).

b. Glissement profond :

Les glissements profonds se rapportent à des phénomènes d'instabilité de plus grande ampleur, qui peut affecter l'ensemble d'un versant. [13]



Figure I.15: Glissement profond (Californie 1995).

Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain. [6]

a. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol).

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-3m
Très profond	>30m

b. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme).

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

I. 4. Principales causes des glissements de terrain :

I. 4. 1. Les facteurs conditionnant :

Les facteurs conditionnant sont liés au massif à sa structure et à ses caractéristiques lithologiques. Ils affectent le versant sur une période de temps très longue, ces versants sont susceptibles d'aboutir à une rupture.

I. 4.1.1. La lithologie :

Représente un facteur conditionnant majeur dans la stabilité des versants aussi bien par, la nature des matériaux (qualité géotechnique des roches) que par la structure (direction et pendage des couches, plans de schistosité, ..)

I. 4.1.2. La structure :

Le pendage, la présence de joints de stratification, de plis, de schistosité constituent des zones de faiblesse dans un massif.

I. 4.1.3. Relief :

Par sa composante altimétrique représente aussi l'un des facteurs les plus déterminants dans la genèse des glissements de terrains. Ainsi, plus l'altitude augmente, plus le risque d'occurrence de mouvement de terrain est présent.

I. 4.1.4. Pente :

Est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité. Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

I. 4.1.5. La présence des fractions fines :

Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer, pour ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

I. 4. 1.6. Végétation :

La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol, néanmoins lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices.

I. 4. 1.7. La proximité du réseau de drainage :

Est généralement liée au phénomène d'érosion. Ce phénomène se développe généralement dans les portions des cours d'eau où la vitesse d'écoulement est suffisamment puissante.

I. 4. 1.8. L'activité tectonique récente à actuelle :

Peut conditionner ou déclencher un mouvement de masse au niveau de la zone de broyage des failles (cisaillements et/ou décrochements) formée de matériaux fragilisés.

I. 4. 2. Les facteurs déclenchant :

Par définition le déclenchement est lié à un stimulus externe (pluie intense, tremblement de terre, éruption volcanique, ou érosion rapide) à l'origine d'une réponse presque immédiate du versant par augmentation rapide des contraintes ou par réduction de la résistance du matériau.

I. 4. 2.1. L'eau, déclencheuse et accélératrice de glissement :

Lorsque l'eau s'infiltré dans le sol, elle prend la place qu'occupait l'air dans les interstices. L'eau étant plus lourde que l'air, le terrain peut se retrouver surchargée, ce qui joue en faveur de la gravité au détriment de la force de cohésion.

I. 4. 2.2. Les précipitations :

Les précipitations tiennent un rôle direct dans le déclenchement des mouvements de masse. En effet, la pluviométrie agit directement sur le déclenchement des mouvements de masse en diminuant la résistance au cisaillement; ce qui a pour conséquence directe le déplacement de la masse sous son propre poids.

I. 4. 2.3. Les causes mécaniques :**a. Les vibrations :**

Dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

b. Les surcharges :

Le déclenchement peut intervenir en jouant directement sur la force motrice par effet de surcharge gravitaire. Cette surcharge résulte d'un stockage naturel de matériaux sur le versant instable.

c. Les secousses sismiques

Les déstabilisations dues aux séismes peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs et d'importantes dégradations des infrastructures à cause de la thixotropie des sols (le passage de l'état solide à l'état liquide)

Cette déstabilisation peut aussi avoir des effets à plus long terme par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

I.5. Méthodes de calcul de stabilité des pentes :

Le calcul de stabilité des pentes est basé sur la détermination du coefficient de sécurité ainsi que la surface de rupture correspondant à cette valeur. Plusieurs méthodes ont été proposées, on présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements.

I.5.1 .Elément de base de calcul :

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître :

- La géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités ;
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ;
- La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus ;
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements). [1]

I.5.2 .Définition du coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Ce facteur peut être écrit par différentes façons montrées au tableau ci-dessous

Tableau I.2 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité LAMBE 1973. [10]

Définition	Formule F_s	commentaires
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$	Méthodes à la rupture
Rapport de forces	$F_s = \text{Effort}_{\text{résistant}} / \text{Effort}_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
Rapport de moments	$F_s = \text{Moment}_{\text{résistant}} / \text{Moment}_{\text{moteur}}$	Rotation
Rapport de grandeurs	par exemple : $H_{\text{critique}} / H_{\text{réelle max}}$	Sur une grandeur.

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

Tableau I.3 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite;
- Les méthodes des éléments finis;

I.5.3. Méthodes d'équilibres limites :

I.5.3.1 introduction :

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

Les méthodes se différencient essentiellement par le choix de la surface de rupture, la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface, la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre. [3]

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale dans laquelle on considère de façon globale :[1]

- La méthode globale : suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par α, φ, c et u quand en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif considéré comme solide indéformable est en équilibre limite et en assimilant la ligne de glissement à un arc de cercle de centre O. [3]

On doit ces méthodes, en particulier, à Coulomb, Boussinesq, Poncelet, Rankine, Taylor et Rendulic. Le professeur Kérisel a développé une méthode globale, qui utilise le cercle, en y introduisant la poussée d'écoulement d'une nappe phréatique et établi des tables pour la plupart des cas types possibles. [9].

- la méthode des tranches : est une méthode proposée par Fellenius, Bishop et Janbu et perfectionnées, en particulier, par Morgenstern et Price. Elles consistent à définir une surface de glissement circulaire, à diviser le volume ainsi déterminé en tranches à faces verticales et à établir les conditions d'équilibre de chaque tranche. [9]

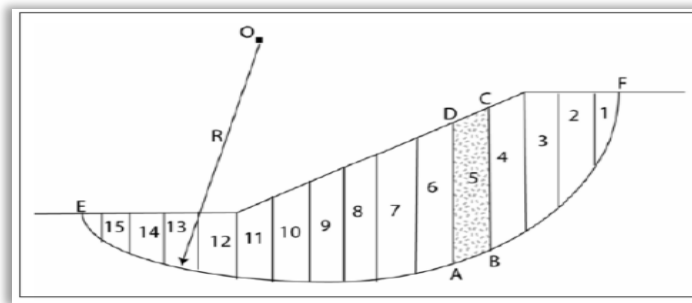


Figure I.16: Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.

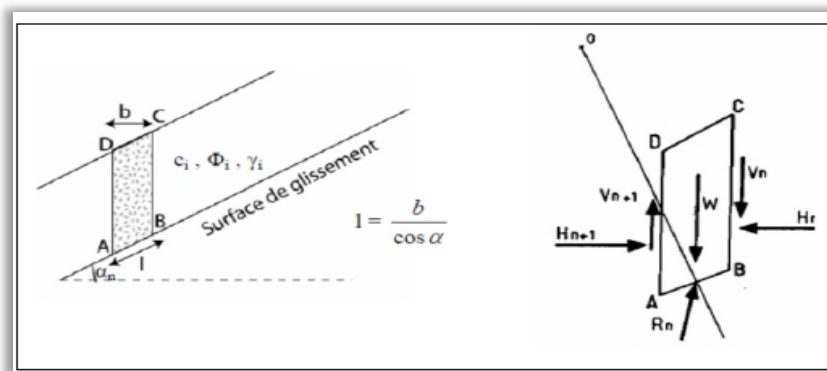


Figure I.17: Démonstration des forces agissant sur une tranche. [3]

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

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

La stabilité d'arc AB revient à déterminer le cercle de rupture de centre O et de rayon R donnant la valeur min de F_s vis-à-vis des glissements.

$$F_s = \frac{\sum \text{moment résistant}}{\sum \text{Le moment moteur}} \quad (1)$$

- Le moment moteur : due au poids W ; qui tend à provoqué le glissement.
- Le moment résistant : la réaction suppose globalement au glissement de la tranche à savoir les moments des forces R_n, H_n, H_{n+1}, V_n et V_{n+1} . [9]

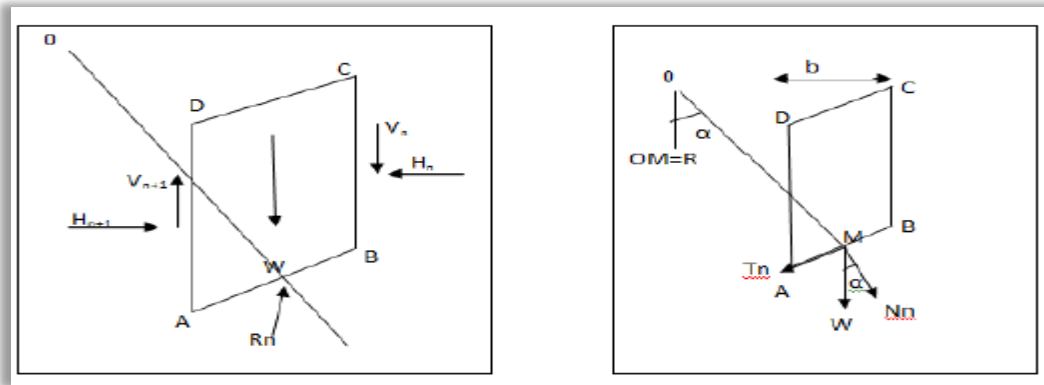
I.5.3. 2.Méthode de Fellenius (Fellenius, 1927) :

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Cette méthode suppose que :

- la surface de glissement est circulaire.
- le point d'application des réactions R_n est au milieu de la tranche AB.
- Toutes les forces inter-tranches V_n, V_{n+1}, H_n et H_{n+1} sont négligées.

Il ne retient pas compte les poussés interstitielles (sous estime F_s).



a. Décomposition complète

b. Hypothèse de Fellenius.

Figure I.18 : Forces agissant sur la tranche. [9]

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est exprimée comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_1)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad (2)$$

I.5.3. 3. Méthode de Bishop (Bishop 1954) :

a. Méthode de Bishop détaillée:

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité FS en tenant compte de ces sollicitations.

Cette méthode suppose que :

- la surface de glissement est circulaire
- le point d'application des réactions R_n est au milieu de la tranche AB.
- Toutes les forces intertranches V_n, V_{n+1}, H_n et H_{n+1} interviennent dans les efforts appliqués sur AB (Figure I.19) et influencent la réaction R_n. [13]

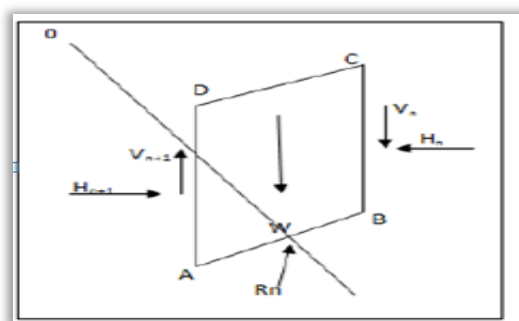


Figure I.19 : Hypothèse de Bishop.

La formule générale de F_s de Bishop : [13]

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha_n} \sum_{i=1}^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - U_b] \tan \varphi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}} \quad (3)$$

Avec: $U_b = Z_w \cdot \gamma_w$.

D'où : U_b : Pression interstitielle.

Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumiques d'eau.

b. Méthode de Bishop simplifiée :

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation (3) devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha_n} \sum_{i=1}^n \frac{(W - U_b) \tan \varphi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}} \quad (4)$$

Note :

- Le F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité est obtenu par la méthode de Fellenius.
- La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants. [13]

I.5.3. 4. Méthode de Janbu (1965):

a. Méthode de Janbu généralisée :

La méthode généralisée de Janbu 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 avec les forces inter-tranches à la fois.

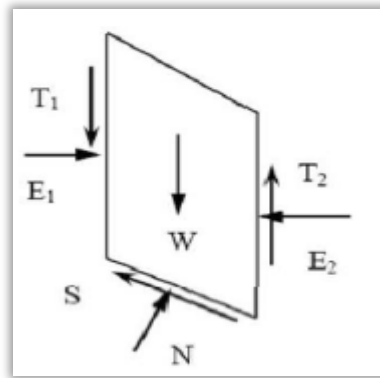


Figure I.20 : Hypothèse de Janbu généralisée.

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (c_l + (N - ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n (W - (V_n - V_{n+1}) \tan \alpha) + \sum_{i=1}^n (H_n - H_{n+1})} \quad (5)$$

Avec $\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$

b. Méthode de Janbu simplifiée :

L'hypothèse :

- Une méthode basée sur une surface de cisaillement (non circulaire)
- F_s est déterminé par l'équilibre des forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). [6]

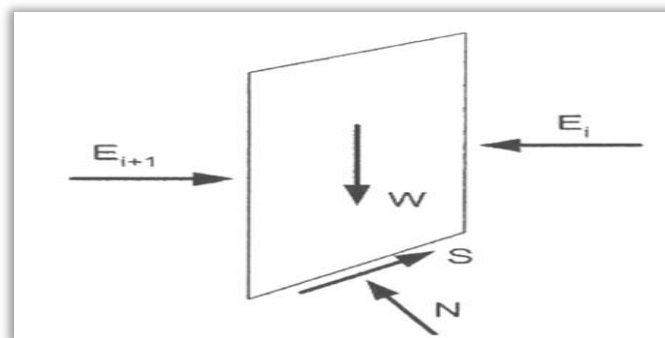


Figure I.21: Hypothèse de Janbu simplifiée

Avec : E_i et E_{i+1} : Forces normales horizontales inter-tranche.

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n c_l + (N - Ul) \tan \phi \cdot \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n W \tan \alpha + \sum_{i=1}^n \Delta E} \quad (5)$$

Avec $\sum \Delta = E_I + E_{I+1}$

I.5.3. 5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé.
- la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode est précise, elle est applicable à toutes les géométries et types de sol. [6]

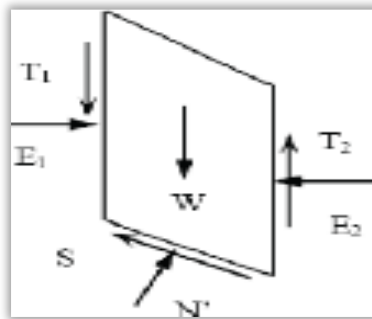


Figure I.22: Hypothèse de Morgenstern et Price.

I.5.3. 6. Méthode de Spenser (1967):

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normal. [5]

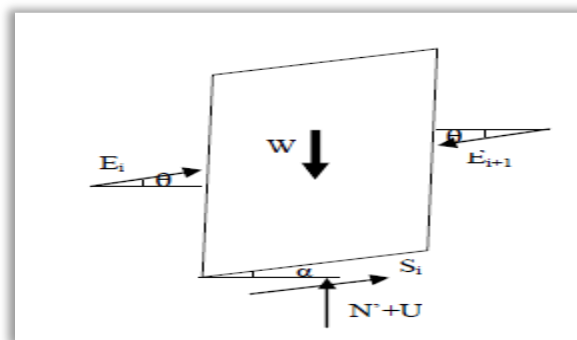


Figure I.23 : Forces agissent sur une tranche.

I.5.4. Comparaison entre les méthodes :

Les tableaux suivants résument les différents principes des différentes méthodes:

Tableau I.4 : Considération d'équilibre de force et des moments selon les différentes méthodes

Méthode	Equilibre des moments	Equilibre des forces
Fellenius (ordinaire)	Oui	Non
Bishop	Oui	Non
Janbu	Oui	Oui
Morgenstern-Price	Oui	Oui
Spincer	Oui	Oui

Tableau I.5 : Considération des efforts inter-tranches verticaux et horizontaux selon les différentes méthodes

Méthode	efforts inter-tranches verticaux	efforts inter-tranches horizontaux
Fellenius (ordinaire)	Non	Non
Bishop	Oui	Non
Janbu	Oui	Non
Morgenstern-price	Oui	Oui
Spincer	Non	Oui

I.6. Méthode de phi-ci réduction :

Les valeurs des facteurs partiels sont définies dans l'Eurocode 7 et il est suggéré par exemple de réduire la cohésion effective C' et la tangente de l'angle de frottement interne $\tan\phi'$ du même facteur 1,25 et la cohésion non drainée C_u d'un facteur 1,4. D'autres facteurs partiels sont appliqués aux charges et aux méthodes.

Les valeurs des facteurs partiels sont liées aux méthodes de calcul et à l'expérience accumulée dans le passé sous forme de facteurs de sécurité globaux, mais aussi à la philosophie de l'analyse de la sécurité.

Dans le formalisme des Eurocodes, l'insécurité est liée aux incertitudes, c'est-à-dire à la méconnaissance des mécanismes et des valeurs des paramètres qui conditionnent le

comportement mécanique du sol, et des actions qui sont appliquées aux ouvrages et doivent être équilibrées par des résistances.

Dans l'analyse classique des géotechniciens pour les ouvrages géotechniques, on impose que les charges soient équilibrées par des résistances et que les résistances mobilisées soient inférieures aux résistances limites que peut offrir le sol avec une certaine marge (un coefficient de sécurité). Si les charges et les propriétés du sol ne sont pas connues exactement, on réalise des calculs « en fourchette » en utilisant les limites de variation de leurs valeurs. Cette approche suppose que l'on sache définir les actions et les résistances que l'on compare. Dans toutes les méthodes classiques de calcul géotechnique c'est le cas. Les difficultés apparaissent quand on veut gérer les problèmes de stabilité par des méthodes d'analyse numérique en éléments finis ou différences finies, où la résistance n'est qu'une propriété du sol en complément de la déformabilité. Une fois atteint l'état d'équilibre sous une charge, il faut réfléchir pour définir la réserve de résistance du massif de sol au-delà de cet état d'équilibre et juger si elle est suffisante.

Pour éviter de faire un bilan explicite des actions et des résistances dans le massif de sol, la pratique de chercher jusqu'où on peut réduire les résistances tout en conservant l'équilibre s'est répandue parmi les utilisateurs des calculs en éléments finis. Dans cette démarche, on évalue la sécurité en comparant les résistances réduites associées à la rupture aux résistances utilisées pour le calcul, qui sont les valeurs déduites des reconnaissances géotechniques. Cette procédure est programmée sous forme automatique dans les logiciels de calcul par éléments finis, comme Plaxis, sous le nom de « **réduction de c et phi** ».

I.7.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré des connaissances sur les glissements de terrains. On a abordé en premier lieu les différents types de glissements, ensuite les principales causes d'un glissement de terrain. Puis, on a traité la méthodologie et l'étude d'un glissement, et on a terminé par les méthodes de calcul de stabilité.

Chapitre II

Les méthodes de confortement

II. 1. Introduction :

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de Parade ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par (Élimination de la masse instable (Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage) Augmentation des efforts résistants (Confortement, etc.),

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des trois conditions suivantes :

- Coté résistante.
- Coté technologique.
- Coté économique.

II. 2. Système de parades :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

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

Dans cette étude, on propose une classification des systèmes parades, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches douce et dure (figure II. 1).[2]

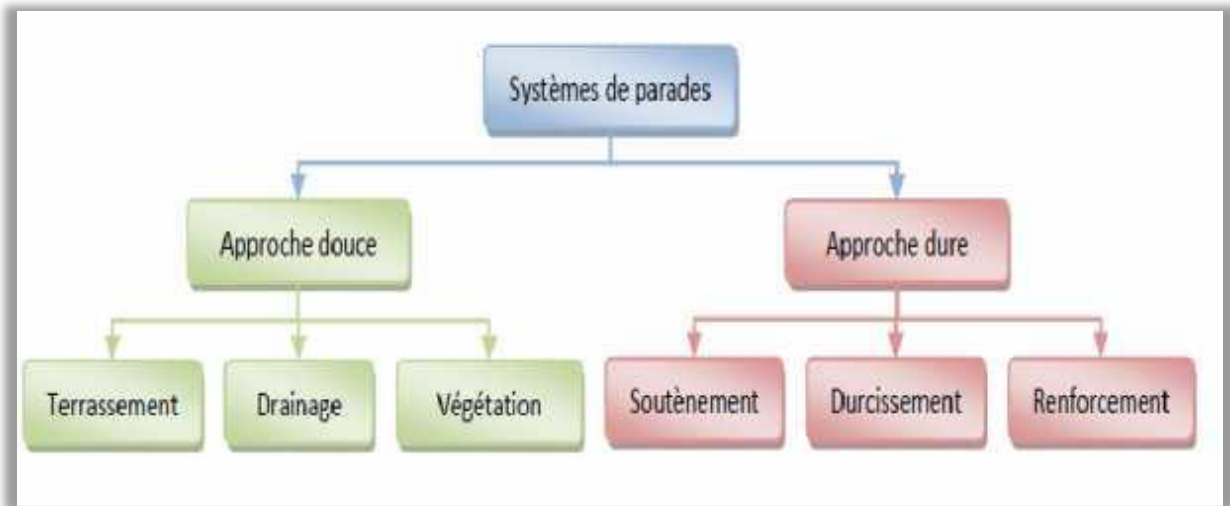


Figure II.1 : Système de parades.

II.2.1. Approche douce :

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaquent directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la (figure II.2).

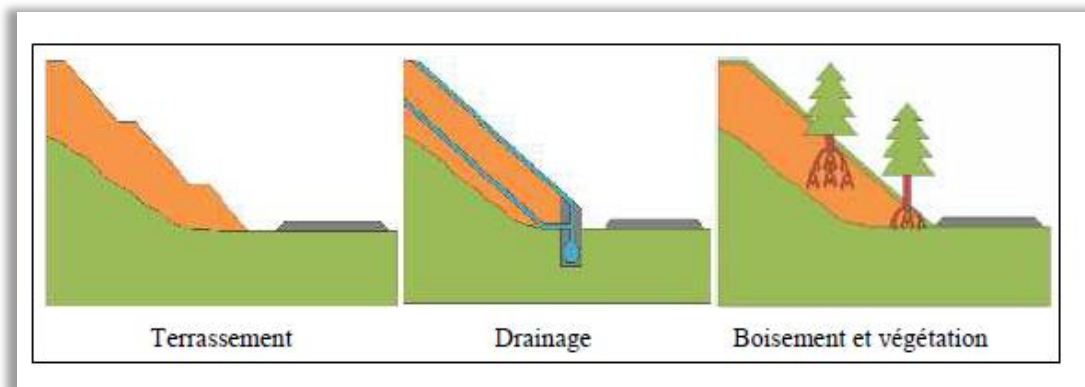


Figure II.2 : Système de parade par approche douce.

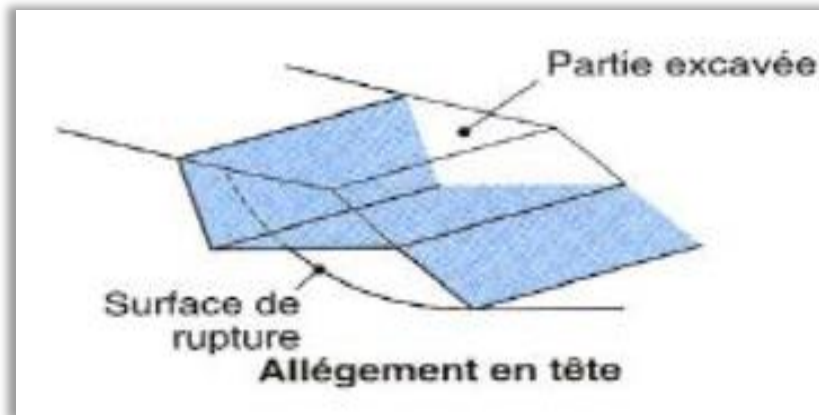
II.2.1.1. Les terrassements :

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

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête, remblai en pied) ;
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

a) Allégement(déchargement) en tête :

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



FigureII.3:Déchargement en tête.[2]

b) Remblai (chargement) en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au reversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

c) Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface soit stable.

d) Reprofilage(retalutage) :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête: il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

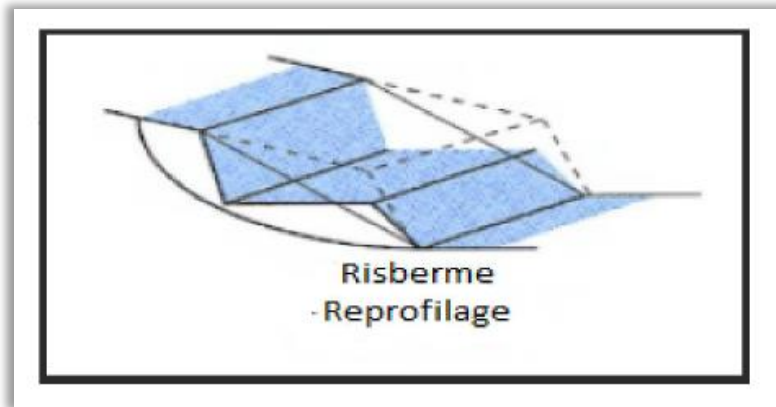


Figure II.4 : Reprofilage.

e) Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

Les substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de confortes discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [7]

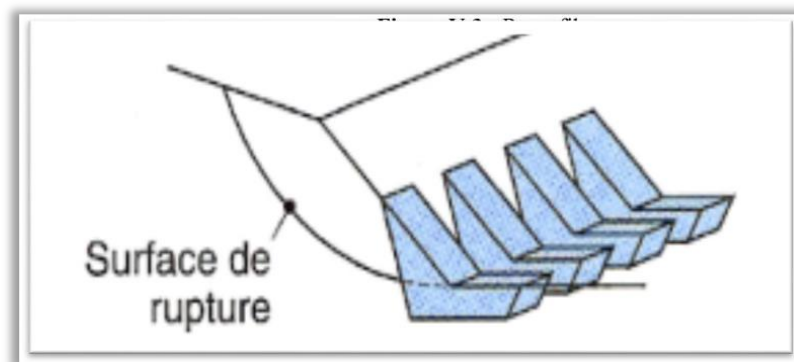


Figure II.5 : Substitution partielle et éperons drainants.

II.2.1.2. Le drainage :

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. dans cette technique on trouve les méthodes suivantes :

a. Tranchées drainantes :

Elles sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe phréatique (NNP). [6]

Le cas des tranchées drainantes entraîne la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. La profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre.

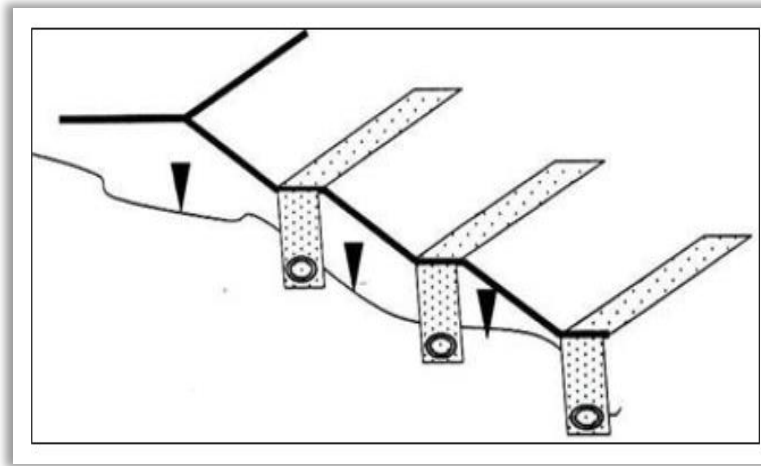
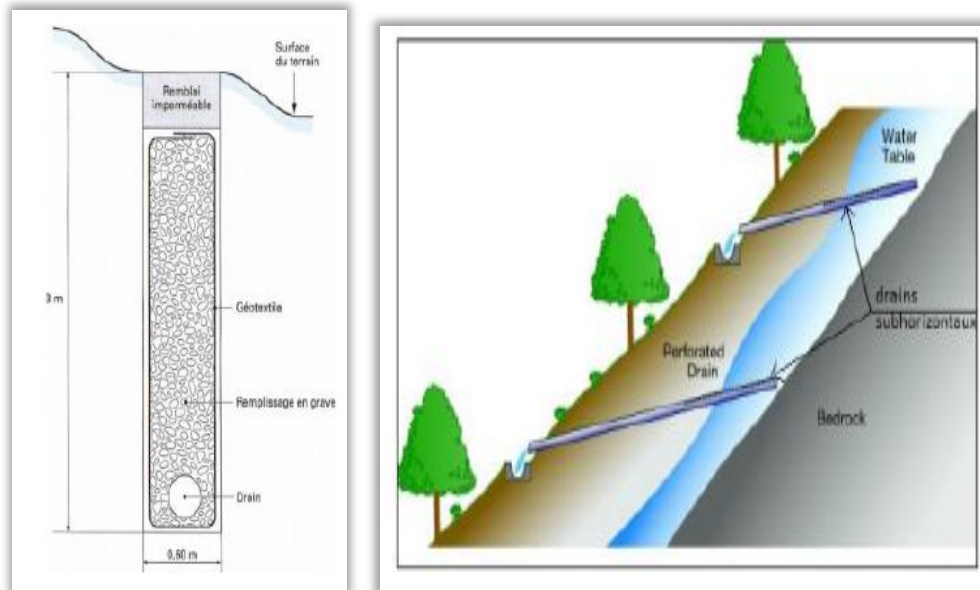


Figure II.6 : Tranchées drainantes. [12]

b. Drains subhorizontaux :

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

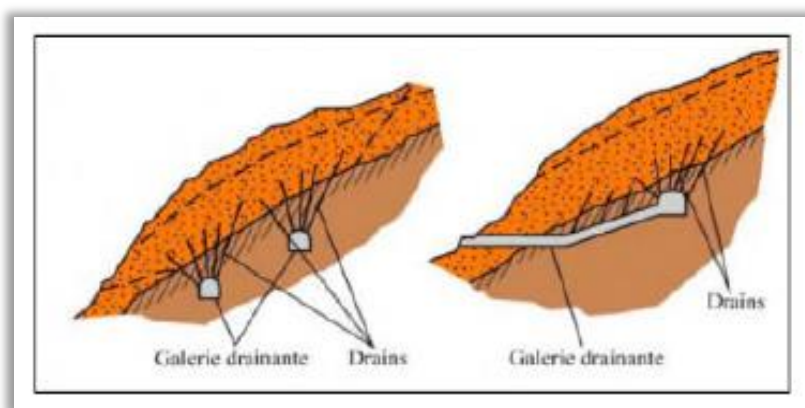
Dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelque fois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principal à partir du quel partent les faisceaux de drain. [6]



FigureII.7 : Draine subhorizontaux. [1]

c. Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). [1]



FigureII.8 :Galerie drainante. [1]

II.2.1.3. La végétalisation :

C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations ou d'arbres appropriées et à l'environnement. Cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. [2]



Figure II.9 : L'implantation des plantes dans un talus.

II.2.2. Approche dure :

II. 2.2.1. Introduction :

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant d'une manière directe, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la (figure II.10).

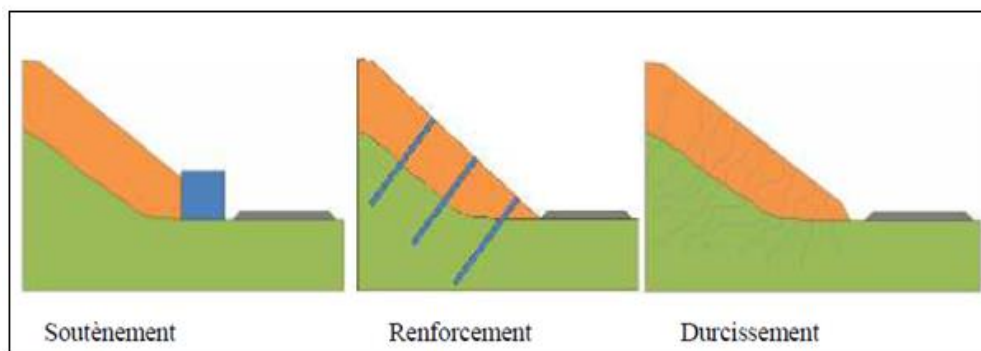


Figure II.10: Système de parade par approche dure.

II.2.2.2.Soutènement :**a) Définition :**

Dans cette catégorie, on retrouve deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages rigides : mur poids ou ancré(en béton armée),



FigureII.11: Mur en béton armé préfabriqué.

- Les ouvrages souples (gabions, remblais renforcés par armatures synthétiques ou métalliques (Nappes extensibles). [2]



FigureII.12: Parement préfabriqué devant le massif en géotextile.

b. Les murs de soutènements :

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instableutilisant leurs poids propres ou leurs rigidités (Figure II.11.).Il existe deux types d'ouvrages :

- **Les murs poids (rigide) :** Un mur est rigide si sa surface de contact avec le sol reste indéformable (reste plane après le chargement) ; A cette catégorie appartiennent les murs courants en béton armé (cantilever, contrefort, etc.).
- **Les murs souples :** On dit qu'un mur est flexible si sa surface de contact avec le sol est déformable (ex : paroi moulée, rideaux de palplanche, gabion, etc.). [6]

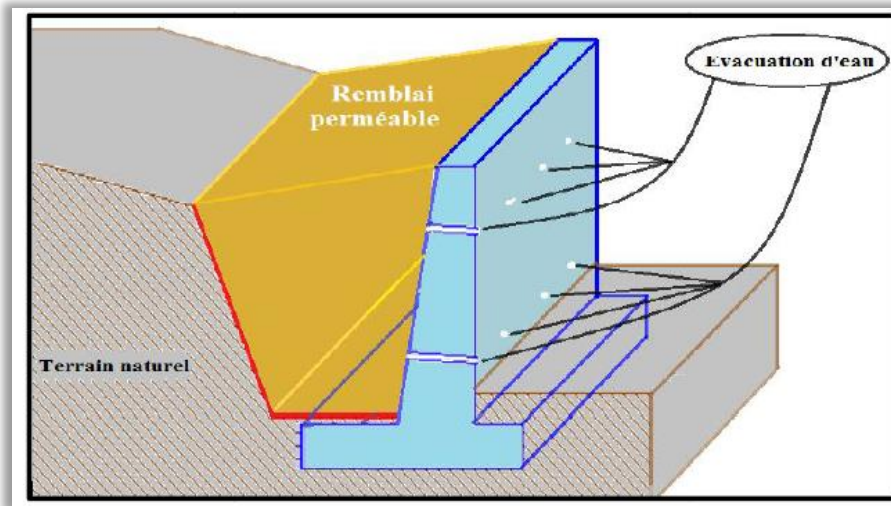


Figure II.13 : Mur de soutènement.

c. Les rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles, ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être renforcés par des tirants d'ancrages (Figure II.13). L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution.

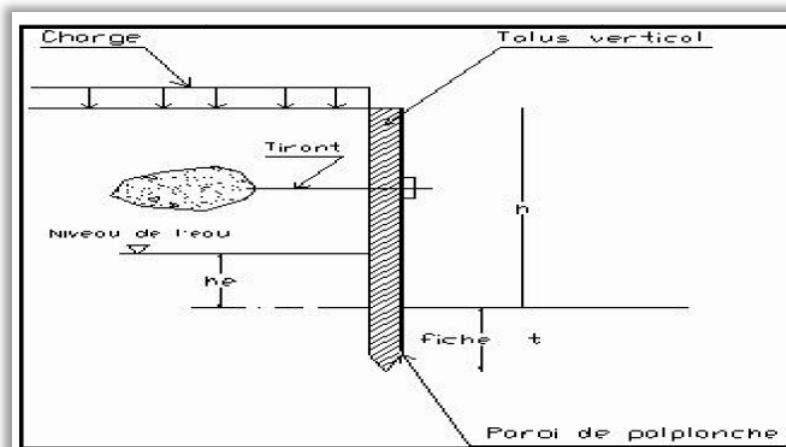
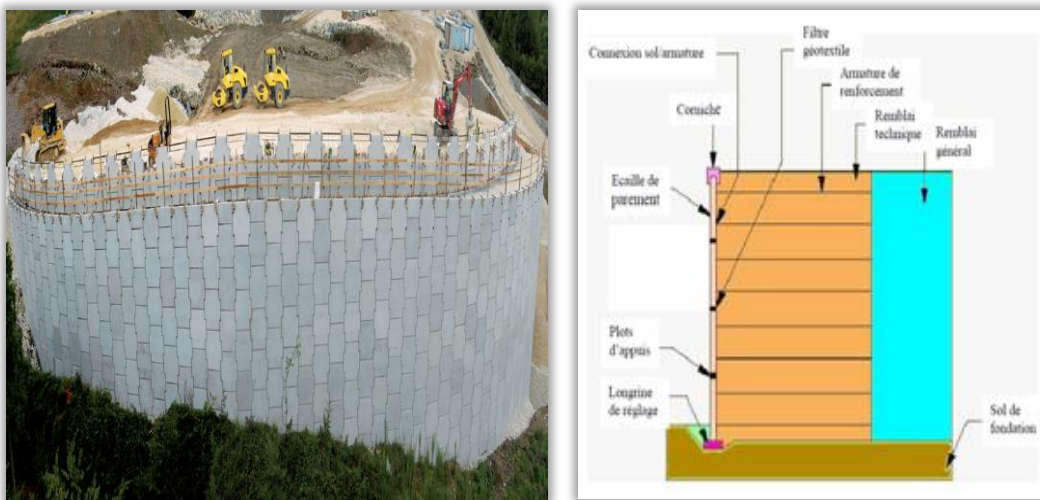


Figure II.14 : Paroi de palplanche.

d. La terre armée :

Les ouvrages en Terre Armée se composent d'un remblai granulaire sélectionné associé à des armatures résistantes en acier ou en géosynthétique et un système de parement modulaire généralement constitué de panneaux en béton préfabriqué, de treillis soudé ou de panneaux en acier semi-elliptiques.

Cette combinaison unique en son genre crée un ouvrage de soutènement durable, qui, outre son propre poids, est capable de supporter d'importantes charges statiques et dynamiques engendrées par toutes les sollicitations extérieures à l'ouvrage bloc en Terre Armée.[11



FigureII.15 : Les terres armées.

e. Murs en gabions (mur poids) :

Le mur GABIONS est un ouvrage formé de paniers en treillis remplis de pierres et empilés les uns sur les autres.

Les gabions doivent être placés par rangs horizontaux concurremment à l'érection du remblai et la mise en place du géotextile. Le couvercle doit être solidement attaché au reste du gabion avec le fil à ligature ou les anneaux tout au long des extrémités et des diaphragmes. Toutes les arêtes horizontales de deux gabions adjacents doivent être ligaturées ensemble.

Cette méthode est utilisable surtout dans les Soutènements d'ouvrages, de chaussées, stabilisation de talus : qui consiste à utiliser le poids des gabions pour contrer la poussée du terrain. [11]

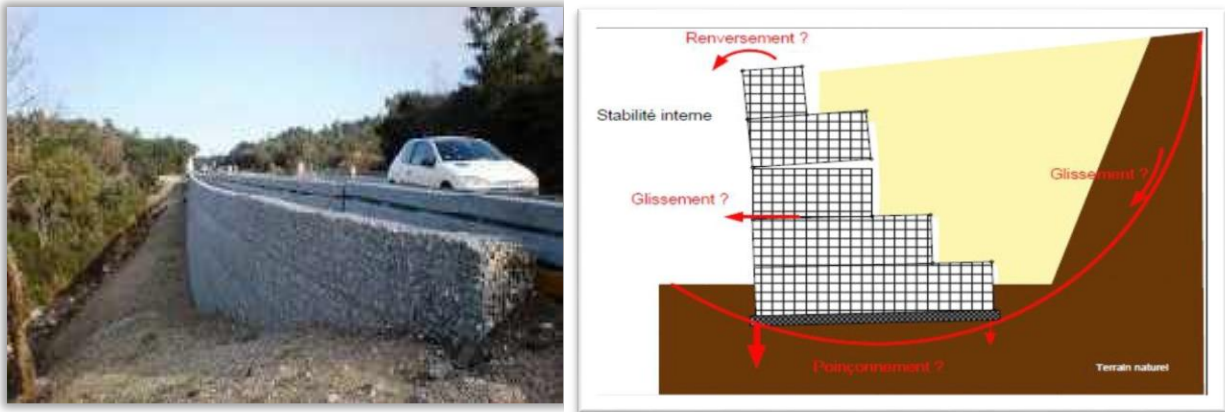


Figure II.16 : Réalisation d'un mur en gabion.

II.2.2.4. Renforcement :

a. Tirants d'ancrage :

Cette technique a pour but de réduire les forces actives du glissement et augmenter les contraintes normales à la surface de rupture, pour cela on utilise des câbles d'acier dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, puis on applique on tête un effort de traction. Ce dernier peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Généralement les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [7]

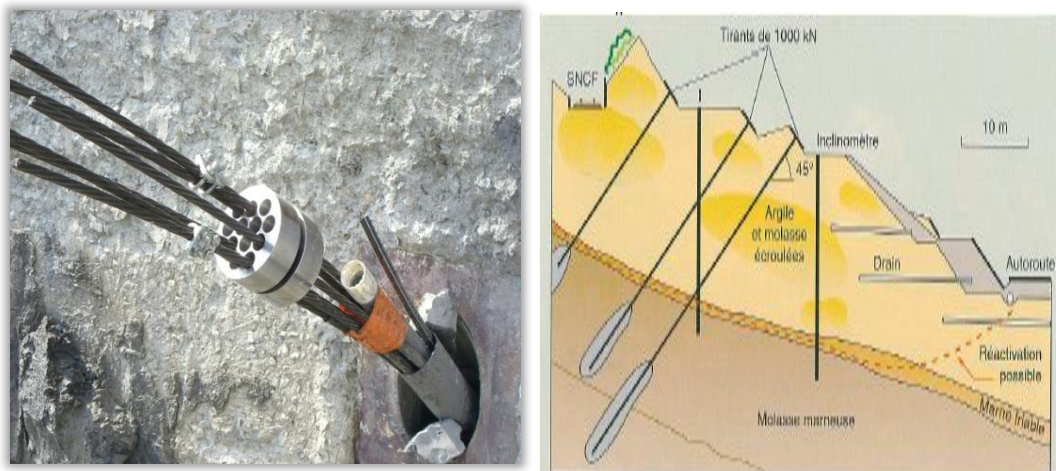


Figure II.17 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages.

b. Le clouage :

C'est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions rigides - en général métalliques - soit par forage et injection d'un coulis pour lier l'inclusion au terrain, soit par battage de barres métalliques.

Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou en cisaillement, suivant le type d'ouvrage.

La méthode de clouage ne peut être utilisée que pour la réalisation d'ouvrage en déblai.

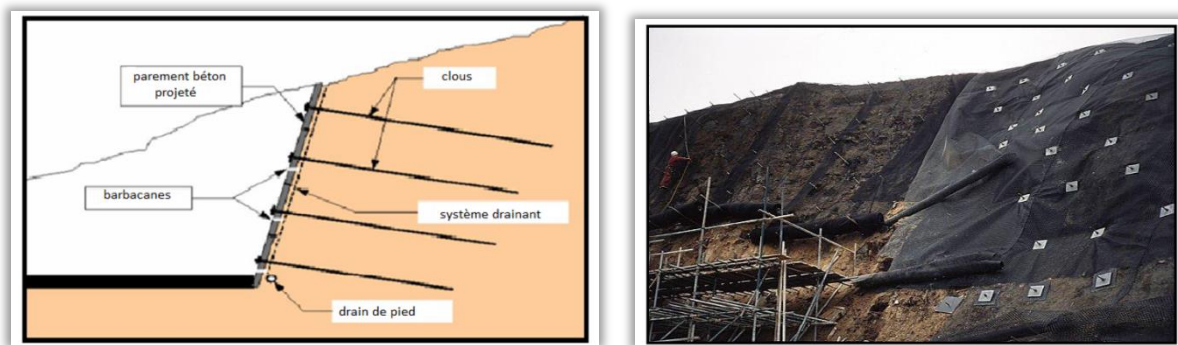


Figure.II.18 : Un versant stabilisé par clouage.

c. Renforcement par géotextile :

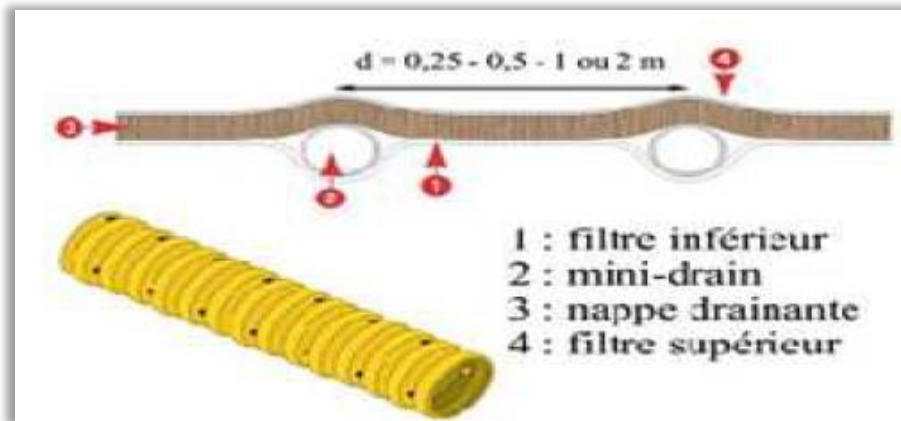
En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères. [12]



FigureII.19 : Chantier en cours de réalisation utilisant le technique géotextile.

d. Renforcement par géo-composite :

Un géo-composite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ceux d'un géo-synthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géo-grille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique.



FigureII.20:Exemple de structure du géo-composite de drainage.

e. Renforcement par géogrille :

Une géogrillebiaxiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogrille, crée un lien idéal entre le remblai et le sol support. En assurant une bonne interaction avec la couche portante et en renforçant celle-ci, la géogrille, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction.

En quelques années, l'emploi des géogrilles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre.[7]



FigureII.21 : Exemple de géogrillebi-axiale.

II.2.2.5. Durcissement :

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade. [7]

II.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons montré quelque technique de confortements qui sont très nombreuses, et qui doivent être les moins coûteuses et les plus disponibles dans le marché, faciles à réaliser et qu'elles soient adaptées aux conditions de site.

Chapitre III

Reconnaissance de site

III.1.Introduction :

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Le présent chapitre est basé sur les résultats des reconnaissances géotechniques effectuées sur terrain et des essais en laboratoire, durant lesquelles le laboratoire a réalisé des travaux sur terrain par l'exécution des sondages carottés, installation des piézomètres et des sondages pénétrométriques, suivi par le prélèvement d'échantillons intacts pour analyse au laboratoire.

III.2. Contexte géologique général :

La wilaya de Jijel se trouve dans la zone dite "les massifs métamorphiques kabyles" faisant partie des zones géologiques des montagnes plissées du littoral méditerranéen. Elle appartient au domaine de la basse Kabylie qui présente trois massifs anciens : Les Babors, le massif de Collo et le massif de l'Edough avec leurs couvertures plissées d'âge Mésozoïque et Cénozoïque. La majeure partie de la basse Kabylie est formée par des roches cristallophylliennes, avec une couverture sédimentaire formée de grès et de dépôts plus récents. L'ensemble est traversé par des filons éruptifs. Selon la carte géologique de TAMEZGUIDA (Djidjelli, feuille N°49 B4C24), au niveau de la zone couvrant le point de glissement Pk 17+700, on retrouve des formations géologiques de Barrémien & Flysch allobarrémien (CII-III).

III.3.Contexte géomorphologique :

Le tracé du CW137A évolue dans une zone topographiquement accidentée en longeant un versant montagneux (versant nord de la chaîne des Babors). Ce dernier est caractérisé par des pentes de talus en travers abrupts et de fortes déclivités dans le sens profil en long. La géologie du site est caractérisée par une stratification des couches et des pendages dans le sens de la pente. Cette configuration permet des circulations d'eau souterraine préférentiellement dans les joints de schistosité de l'amont vers l'aval de la chaussée du CW137A (sens de la plus grande pente).

III.4. Contexte hydrogéologique des sites :

L'eau souterraine a été mise en évidence en période sèche à des profondeurs différentes pour chaque point de glissement. Une légère fluctuation du niveau de la nappe a été observée pendant la courte période de suivi du niveau piézométrique. Ce niveau pourrait évoluer en périodes hivernales à des niveaux supérieurs. Ces éléments laissent penser qu'il s'agit des eaux qui circulent dans les niveaux plus perméables au toit des formations peu perméables. La conjugaison de ces éléments (géomorphologie, déclivité, nature des sols, etc.) permet de caractériser les sites comme étant vulnérables aux instabilités et aux mouvements de terrains. Cependant, compte tenu du contexte topographique, des indices de ravinement prononcés observés sur les sites ; des écoulements de surface importants doivent se produire lors des épisodes pluvieux et/ou pendant les saisons humides.

III.5. La sismicité :

D'après le document RPA99 (version 2003) relatif au classement des sites selon leur sismicité, le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité :

- **Zone 0:** sismicité négligeable.
- **Zone I:** sismicité faible.
- **Zone II:** sismicité moyenne.
- **Zone III:** sismicité élevée.

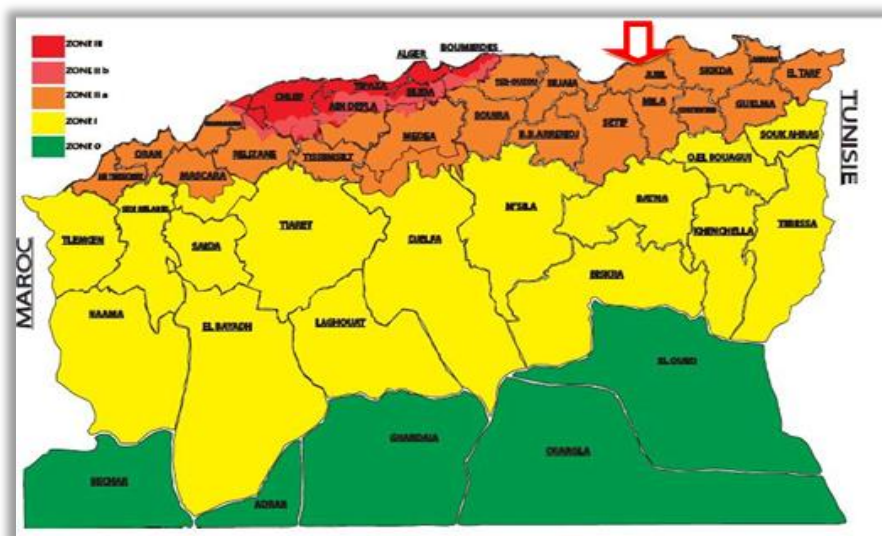


Figure III. 1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Fernández, J., *carte de zonage sismique de l'Algérie*. 2009.

La région de Jijel ainsi que les zones environnantes sont classées comme zones à sismicité moyenne (sismicité zone II).

III. 6. Contexte Climatique :

III. 6. 1. Aperçu général sur le climat :

Le climat de l'Algérie est caractérisé par la variation de la répartition des précipitations et des températures. Cette variation est due à l'influence de la mer méditerranéenne ainsi qu'à la morphologie générale du pays. La région de Jijel fait partie de littoral Est algérien, elle est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et humide en hiver, chaud et sec en été.

III. 6. 2. Précipitations :

La région de Selma Benziada est considérée parmi les régions qui reçoivent les précipitations les plus importantes en Algérie.

Tableau III.1. Moyennes mensuelles des précipitations des séries récentes (station de Selma Benziada 1996-2006).

Station de Selma Benziada [1996-2006]												
Précipitations (mm)	MOIS											
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Mensuelle	60,9	65,3	177,5	223,2	154,2	117,7	84,9	108,9	74	18,8	1,4	9,2
Annuelle	1096											

D'après les données de tableau on remarque que :

- ✓ **Décembre** est le mois le plus pluvieux : **223.2 mm**.
- ✓ **Juillet** est le mois le moins pluvieux : **9.2 mm**.

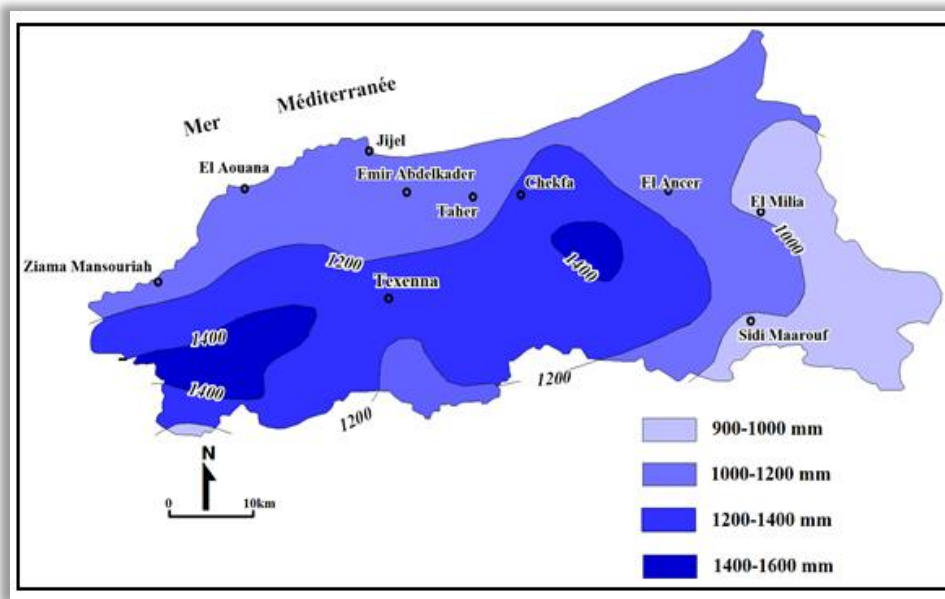


Figure III. 2 : Carte pluviométrique de la wilaya de Jijel, (d’après A.N.R.H.1996)

III. 6. 3. Les températures :

Le tableau (III.2) représente les températures moyennes mensuelles de la station de l’aéroport F.Abbès, durant la période (1996/2006).

Tableau III.2 : Données des Températures moyennes mensuelles
(Station Aéroport F.Abbès de Taher, période 1996/2006).

Station	Températures en (C°) [1996-2006]												Moyenne
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
Aéroport Ferhat Abbès	23,3	20,5	15,2	12,5	11,6	11,3	13,6	15,3	18,6	21,7	24,9	25,4	17,8 C°
	19,66			11,8			15,86			23,7			

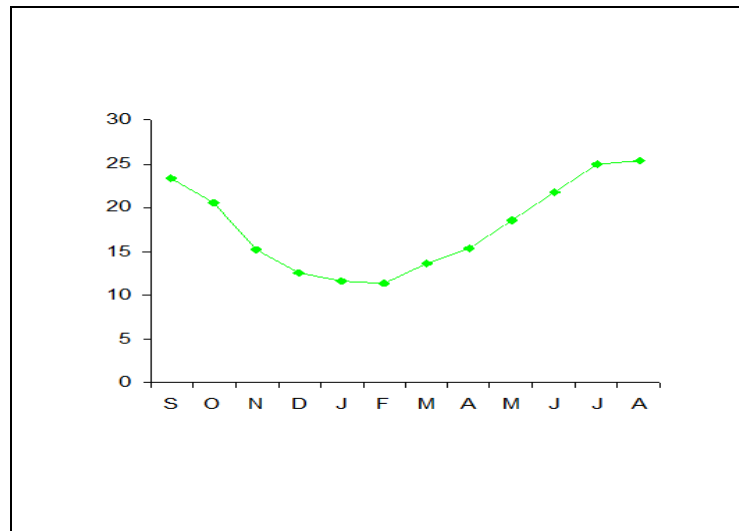


Figure III.3 : Répartition des températures moyennes mensuelles
(Station aéroport F. Abbès de Taher, période 1996/2006)

III. 7. Causes probables du glissement :

La combinaison de plusieurs facteurs est à l'origine du déclenchement de ces mouvements de terrain tel que :

- **La nature lithologique du site:** La lithologie du site est représentée par des argiles (Schistes).
- **La pente topographique:** La pente moyenne du talus varie jusqu'à 70°.
- **Causes d'origine naturelle:** La forte pluviométrie et les ruissellements, la couverture neigeuse, plus la présence d'une nappe phréatique superficielle.
- **Causes d'origine anthropiques:** La tête du talus déjà instable, décharge en pied du talus supprimant une butée stabilisatrice.

III. 8. Reconnaissance du site :

III.8.1. Situation géographique :

Le site de glissement est situé dans la commune de Salma Ben Ziada, à Jijel. Il est localisé au point de départ du CW 137A au PK 17+700.

Les coordonnées UTM du site de glissement définies à partir de Google Earth sont les suivantes :

X : 737865.03 m NGA

Y : 4055871.81 m NGA



Figure III. 4 : Localisation approximative de site du glissement (extrait de Google Earth).

III. 8. 2. Géologie du site :

D'après la carte de **Tamescuïda** à 1/500 000 ; les formations géologiques affleurentes dans la zone d'étude peuvent être divisées en Trois catégories ;

1. Les formations quaternaire ; Représentées par des éboulis qui sont formés d'éléments grés et des marnes à silex provenant du démantèlement des flysch créacé. Ces éléments vont des débris très fins, parfois bien agglomérés et consolidés.
2. Les flyschs Albo-Aptien ; représentées par des alternances des argiles schisteuses et des grés quartzite.
3. Les flyschs Abto-barrémien ; représentées par des marnes et des silex.

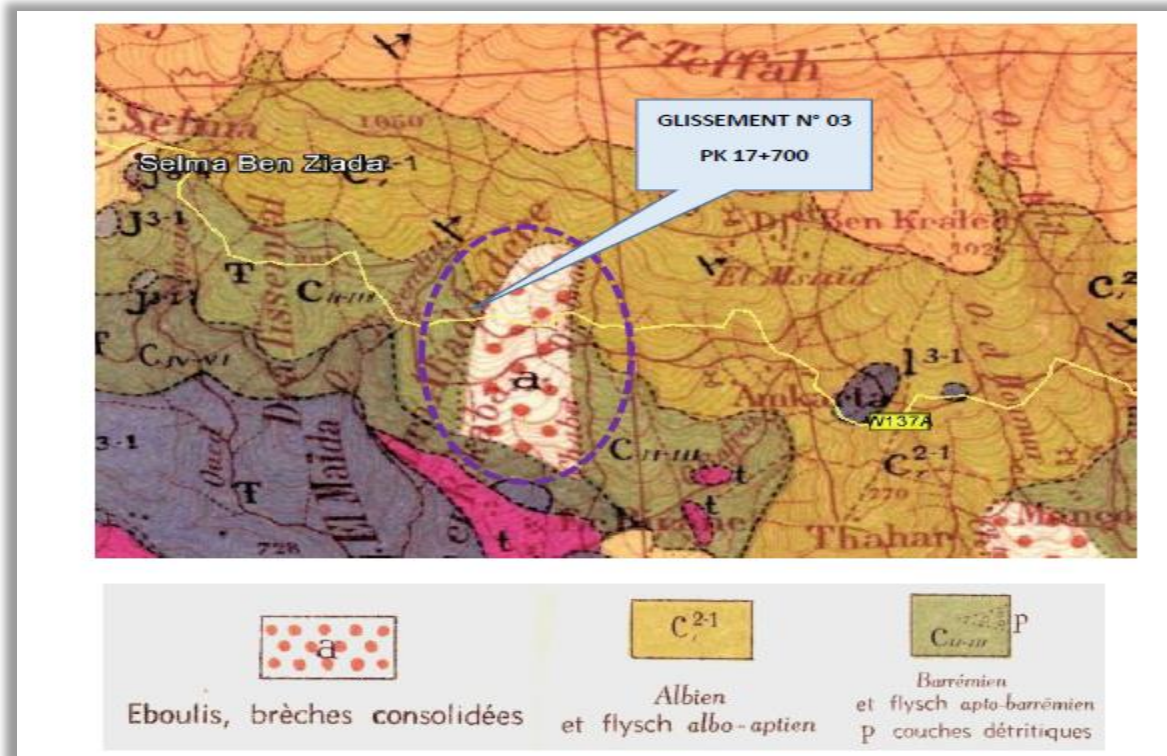


Figure III.5: Extrait de la carte géologique de Tamescuida échelle 1/50 000.

III. 8. 3. La reconnaissance géotechnique:

1- In situ :

1- 1- Sondage carotté:

La lithologie du site de glissement mise en évidence par les sondages carottés réalisés est donnée dans le tableau 8. (Voire annexe A)

Tableau III. 3 : Lithologie du site de glissement Pk 17+700.

SC01 Glissement PK17+700	
Profondeur (m)	Lithologie des sols
0-1.50	Marne plastique
1.50-12.50	Marne altérés et friables
12.50-25.0	Silex marneu

**Figure III.6** : Schéma d'implantation des sondages carottés.

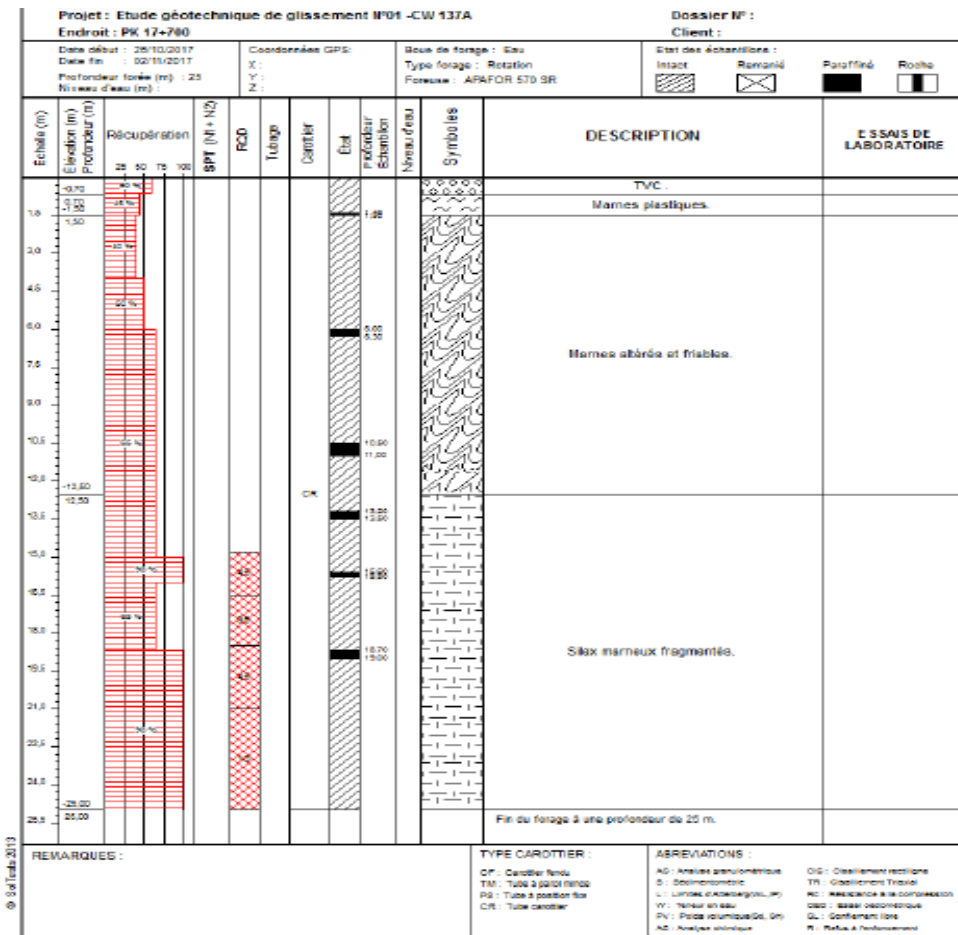


Figure III. 7: Le rapport de forage. (voir annexe A)

1- 2- Installation piézométrique :

Les levés piézométriques effectués dans la zone de projet, ont révélé des profondeurs de la nappe de (-5m) à (-13 m) de plus haut vers le plus bas de la surface.

1- 3- Pénétromètre dynamique Lourd (PDL) :

Les résultats sont présentés en annexe sous forme de diagrammes appelés pénétrogrammes donnant la résistance de pointe Rp (en bars) du sol en fonction de la profondeur en mètres.(Voire annexe A)

2- Essai en laboratoire :

Conformément au programme initial, il a été réalisé des essais de laboratoires, sur les échantillons intacts prélevés sur les sondages carottés ;

2- 1- Normes des essais :**❖ Essais physiques d'identification et de classification :**

- Teneur en eau naturelle (NF P 94 .050)
- Analyse granulométrique par tamisage à sec (NF P 94 .056)
- Analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P 94 .057)
- Valeur de bleu de Méthylène (NF P 933 -9)
- La masse volumique humide et sèche (NF P 94 .053)

❖ Analyses chimiques sommaires :

- Teneur en insolubles (NF P 94 .048)
- Teneur en carbonates CaCO_3 (NF P 94 .048)
- Teneur en gypses $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
- Teneur en sulfate SO_4^{2-} (NF P 99 .009).

❖ Essais mécaniques :

La nature des sols en place et les carottes extraites n'ont pas permis de prélever des échantillons intacts pour réaliser des essais de caractérisation des sols en place par des essais mécaniques (cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande CD, triaxial).

Les caractéristiques mécaniques des sols en place sont estimées à partir des données bibliographiques suivantes :

- Résistance au cisaillement / Auteur: Jean-Pierre MAGNAN /Date de publication :

10 février 1991

- Le Document Technique Réglementaire (DTR- BC 2.331) /ministère d'équipement et du logement d'octobre 1991.

Les résultats des essais en laboratoire réalisés sur les échantillons prélevés des sondages carottés sont synthétisés dans le tableau :

Tableau III. 4: Synthèse des résultats des essais en laboratoire.

Profondeur (m)	Granulométrie			Analyse chimique%			
	2-20 mm	0.08-2 mm	80µm	Carbonates CaCO ₃	M.O	Sulfates SO ₄ ⁻	insolubles
0-0.6	56.3	20.69	23.01	13.52	3.33	0.507	95.35
0.6-1.5	6.5	26.77	66.73	/	/	/	/
1.5-12.5	22.02	30.25	47.21	/	/	/	/
12.5-25	71.22	23.78	5.00	/	/	/	/

propriétés	Profondeur (m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	Wn %	Sr %	vbs	Cohésion C (Kpa)	Angle de frottement (Φ°)
Marne plastique	0-1.5	20	22	18.66	125.24	1.33	15	28
Marne altérés et friables	1.5-12.5	20	22	17.41	102.96	0.83	20	30
Silex marneu	12.5-25	23	23	15.02	88.80	1.16	25	30
Remblai technique	-	18	25	14.68	91.59	0.66	0	35



Figure III. 8:Sondage carotté. (Voir annexe A)

2 - 2- Commentaires sur les résultats :

a. Essais physique :

▪ Teneur en eau naturel:

Les valeurs obtenues de teneur en eau caractérisent un sol légèrement humide ($0 < W_n < 20$).

▪ Densité :

D'après les résultats, le sol est dense et quasi-saturé à saturé ($\gamma_d > 18$) ($75 > SR > 100$).

▪ Analyses granulométriques :

La granulométrie des sols en question est caractérisée par une fraction fine faible à importante, dont les passants à 0,08 mm représentent plus de 05 à 66.73%, il s'agit de sols fins à grenues.

▪ Argilosité :

Selon les valeurs de Blue méthylène ($0.2 \leq VBS \leq 1.5$), et par classification du GTR le sol testé est classé comme étant un sol sablo-limoneux.

b. Analyse chimique:

- Les teneurs en carbonate signifient que le sol est constitué de sol marneuses ou argiles marneuses ($10 < \text{CaCo}_3 < 30$).
- La Matière organique % MO < 3 , signifie que le sol est très faiblement organique.
- le sol est faiblement agressif ($0.24 < \% \text{SO}_4 < 0.6$).

3- Modèle géotechnique retenu :

Les caractéristiques géotechniques des sols en place et du remblai technique appliquées au profil géométrique critique du glissement, sont défini dans la figure suivante :

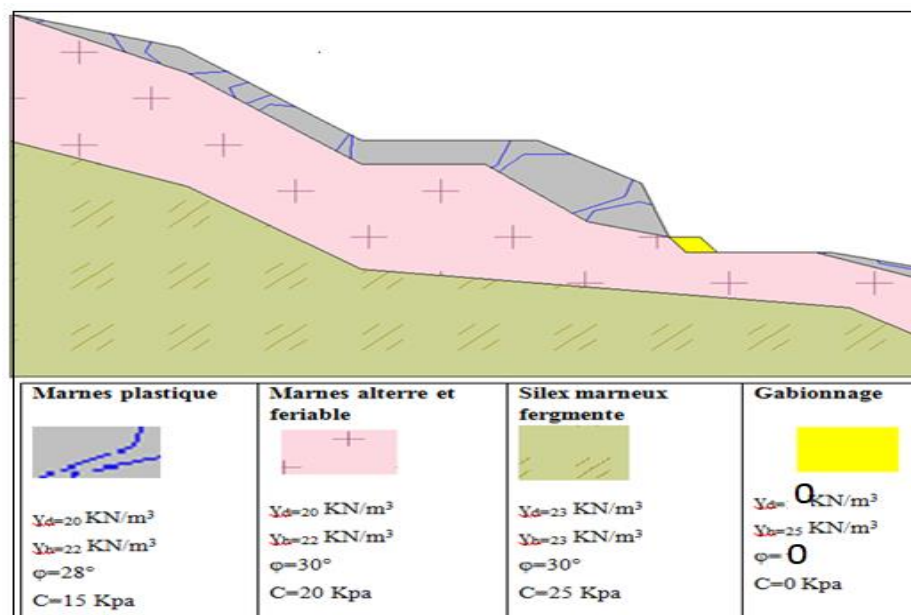


Figure III. 9 : Modèle géotechnique – Glissement Au Pk 17+70

III.9. Conclusion :

Le présent chapitre est basé sur les résultats des reconnaissances géotechniques effectuées sur terrain et des essais en laboratoire, durant lesquelles le laboratoire a réalisé des travaux sur terrain par l'exécution des sondages carottés, installation des piézomètres et des sondages pénétrométriques, suivi par le prélèvement d'échantillons intacts pour analyse au laboratoire.

Chapitre IV

Modélisation numérique

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre qui représente la partie la plus importante de notre travail, avec l'analyse de la stabilité ; objet a pour but de déterminer le cercle de glissement le plus probable pour le tronçon étudié. Le calcul du coefficient de sécurité est basé sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches du terrain.

L'analyse a été effectuée avec l'utilisation de deux systèmes informatiques, qui sont **GEO-SLOPE 2012** (en se basant sur les méthodes de : Janbu, Ordinaire (Fellenius), Bishop, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu généralisée), et **PLAXIS 3D 2013** (en se basant sur la méthode de ϕ - C réduction).

IV.2. Méthode d'équilibre limite avec « GEO-SLOPE 2012 » :

IV.2.1. Description générale du logiciel GEO-SLOPE :

C'est un logiciel créé par la compagnie canadienne « MITRE SOFTWARE CORPORATION ». Le software GEO-SLOPE exécute l'analyse de la stabilité des talus naturelles à l'équilibre limite, des talus artificielles non renforcés, ou des talus en sol renforcé. Ce programme emploie la méthode ordinaire (Fellenius), BISHOP, JANBU et Morgenstern-prince dits méthodes des tranches. Il permet d'appliquer l'une ou l'autre méthode à des surfaces circulaires, composées, et non circulaires.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W** : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W** : permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W** : permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformation (par la méthode des éléments finis.)

- **TEMP/W** : permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis). et autres logiciels.

Ce qui nous intéresse dans notre étude est le programme SLOPE/W.

IV.2.2. Le programme SLOPE/W :

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du « Géo-Studio 2012 » et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes. L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité F_s .

IV.2.3. Déroulement de logiciel :

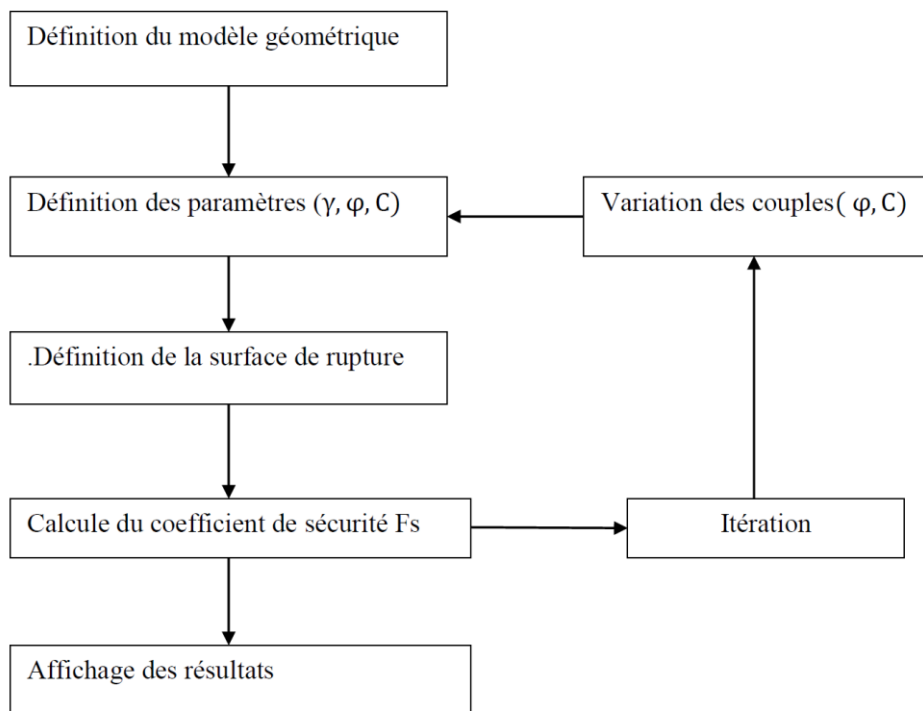


Figure IV.1 : Fonctionnement du logiciel géo-slope.

IV.2.4. Modélisation numérique du modèle initial par Géo-Slope :

L'analyse du problème est réalisée comme suit :

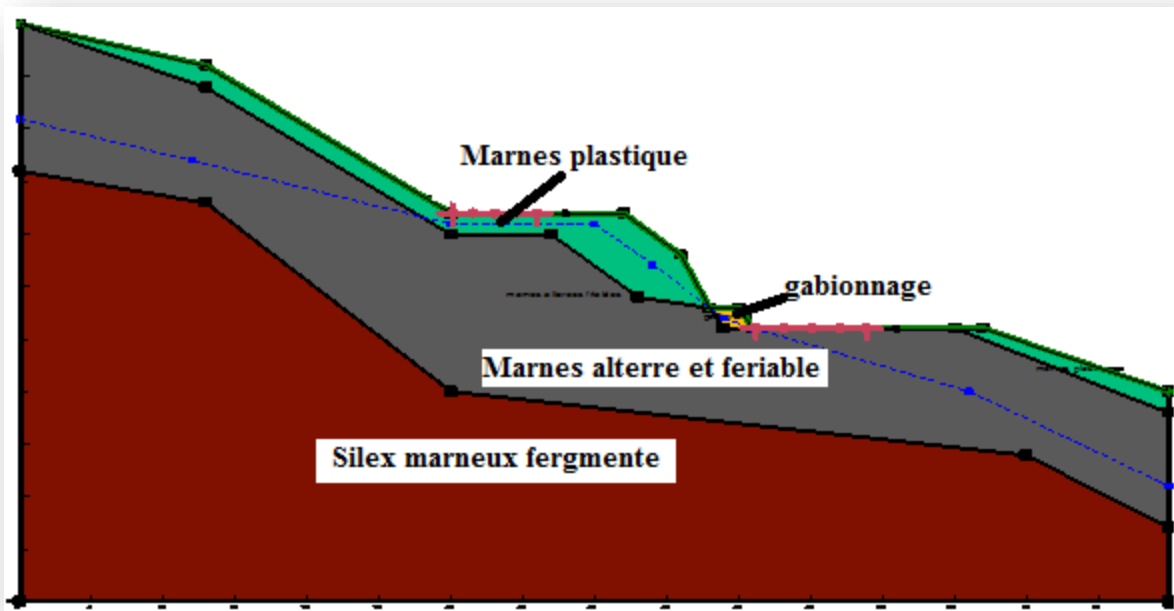


Figure IV.2: Model initial modélisé PK17+700.

Les propriétés de chaque couche de sol sont résumées dans le tableau suivant (tableau IV.1) :

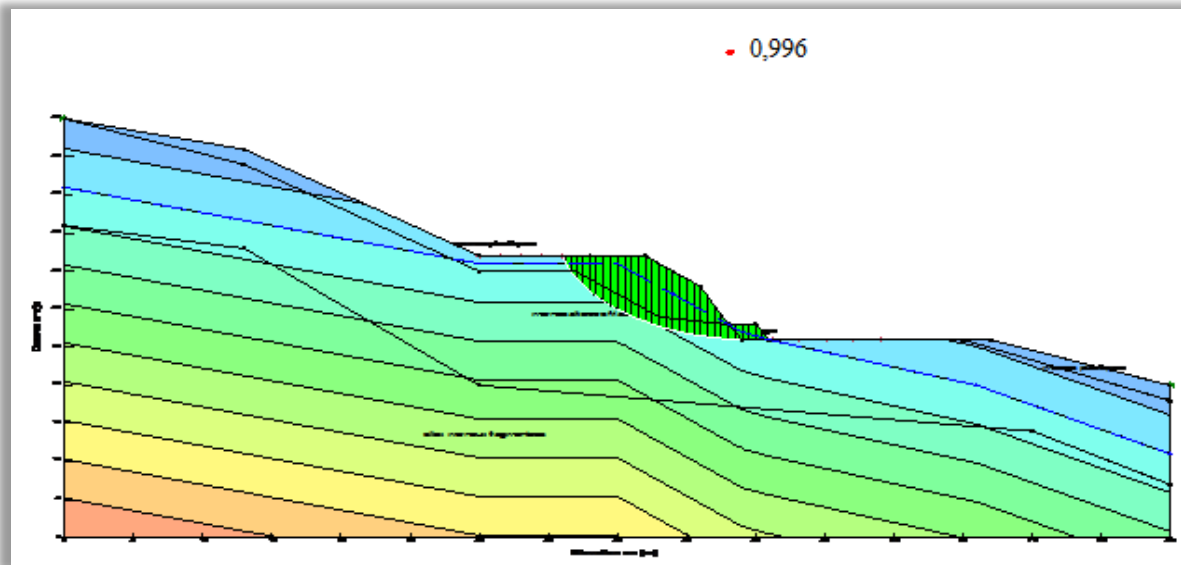
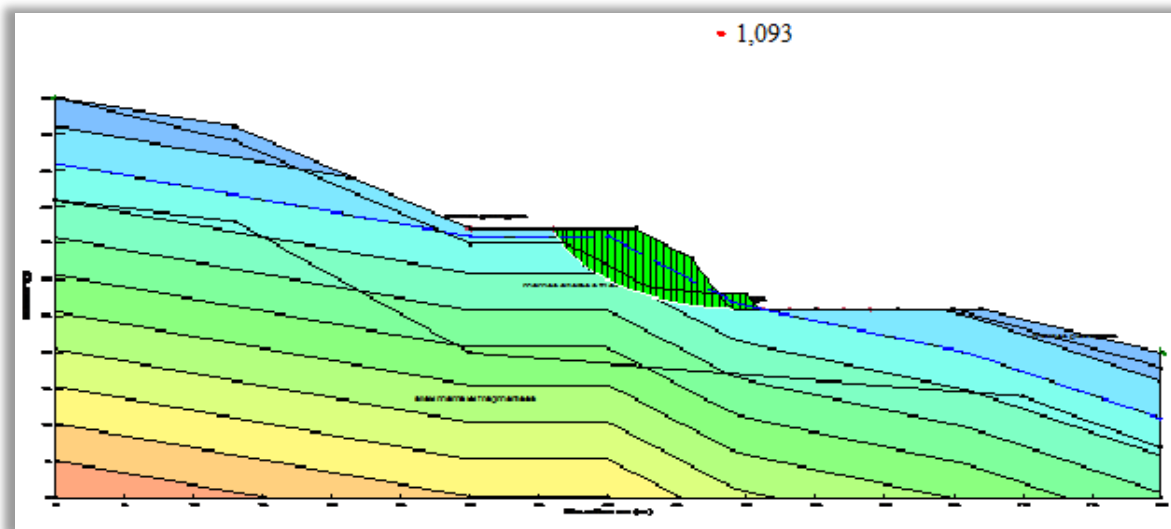
Tableau IV.1 : Les caractéristiques géotechniques.

Couche	Couleur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	C (KPa)	ϕ (°)
Marnes plastique	Vert	22	15	28
Marnes alterre et feriable	Gris	22	20	30
Gabionnage	Jaune	25	-	-
Silex marneux fergmente	Rouge foncé	23	25	30

Pour trouver le cercle de glissement probable avec Géo-Slope, on se basant sur la méthode « Entrée et sortie », dans cette méthode, il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une partie où se trouve le dernier point de d'arc du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente).

IV.2.5. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Géo-slope :

Le calcul de la stabilité par le logiciel Géo-Slope donne un très grand nombre de coefficient de sécurité, leurs valeurs minimales trouvées correspondant aux cercles critiques ont été données comme suit :

➤ Janbu :**FigureIV.3 :** Cercle critique obtenue selon Janbu.**➤ Bishop :****FigureIV.4 :** Cercle critique obtenue selon Bishop.

➤ Morgenstern-Price :

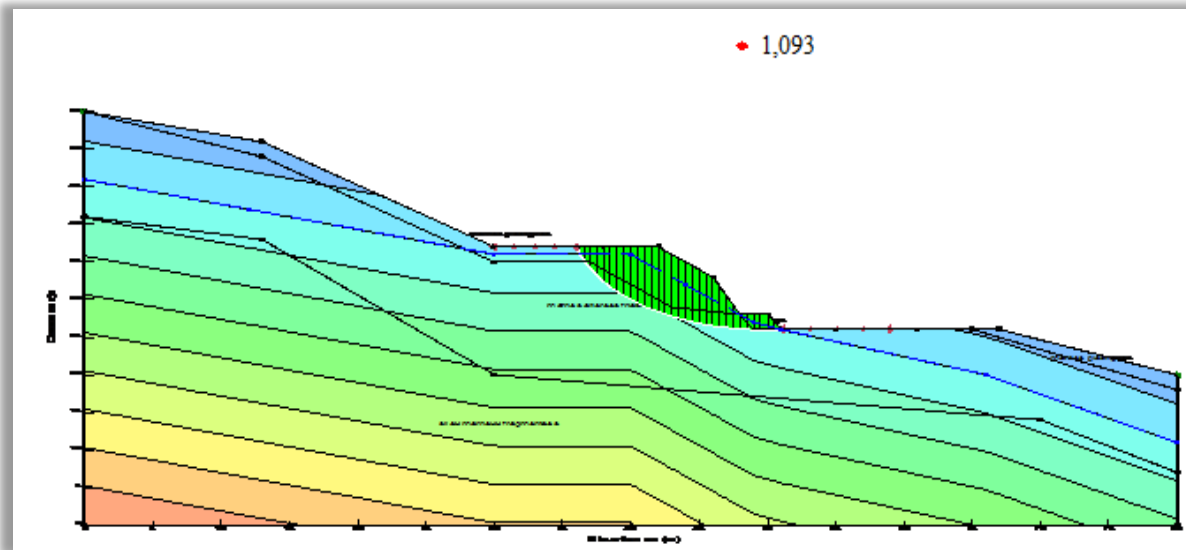


Figure IV.5 : Cercle critique obtenue selon Morgenstern-Price.

➤ Spencer :

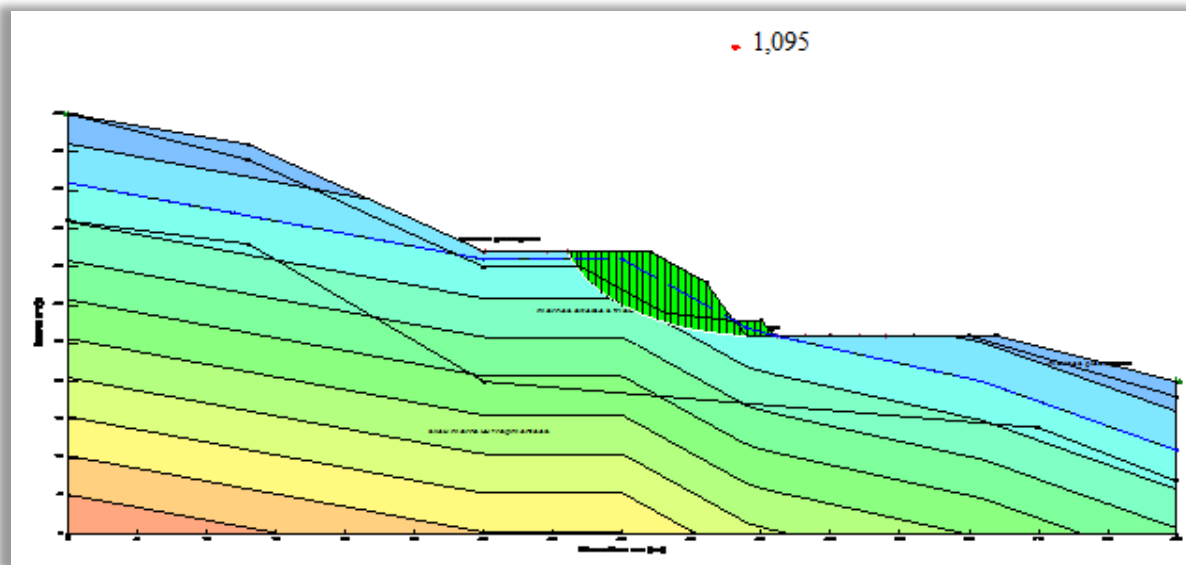


Figure IV.6 : Cercle critique obtenue selon Spencer.

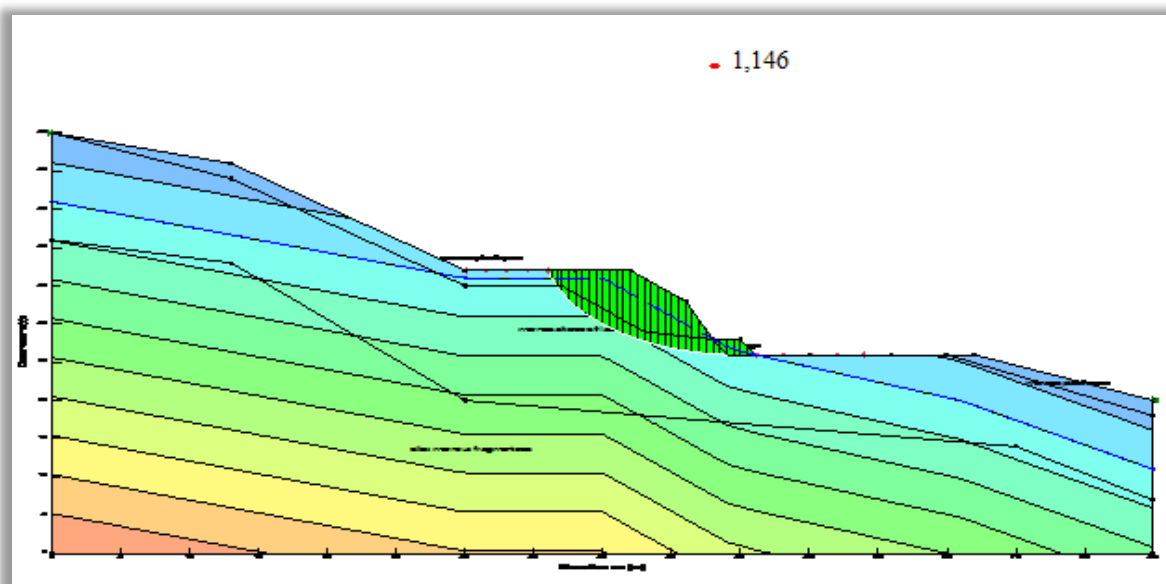
➤ Ordinaire :

Figure IV.7 : Cercle critique obtenue selon Ordinaire.

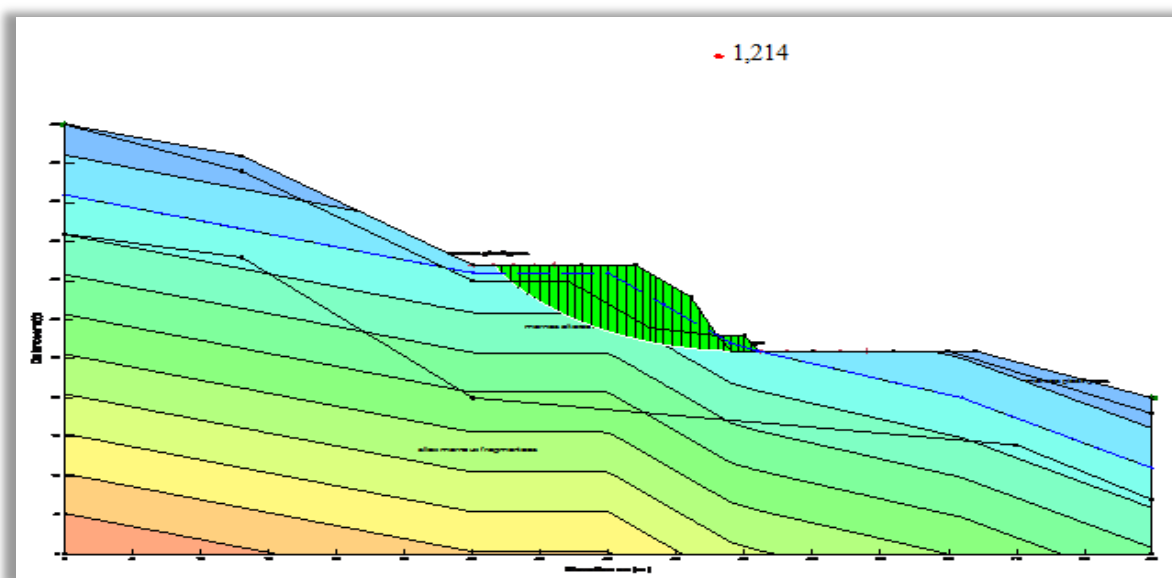
➤ Janbu Généralisée :

Figure IV.8 : Cercle critique obtenue selon Janbu généralisée.

Le tableau IV.2. résume les résultats obtenus pour chaque méthode étudiée :

Tableau IV.2: Les résultats obtenus dans les différentes méthodes étudiées.

Méthode de calcul	Janbu	Bishop	Morgenstern-price	Spencer	Ordinaire	Janbu généralisée
Fs	0,996	1,093	1,093	1,095	1,146	1,214

Les différentes méthodes utilisées donnent toutes des coefficients de sécurité inférieurs à 1.5 avec des valeurs proches mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode. Pour se mettre du côté de la sécurité on opte pour la valeur la plus critique c-à-d. 0,996.

IV.3. Méthode des éléments finis par « PLAXIS 3D 2013 » :

IV.3.1. Description générale du logiciel PLAXIS 3D :

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Plaxis 3D est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis tridimensionnel spécialement conçues pour l'analyse de la déformation et de la stabilité pour divers types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface d'utilisateur graphique pratique qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Les utilisateurs doivent être familiers avec l'environnement Windows et avoir de préférence une certaine expérience de Plaxis 2D.

Plaxis 3D se compose de deux sous-programmes :

- Le programme d'entrée « Plaxis input » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.
- Le programme de sortie « Plaxisoutput » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

IV.3.2. Déroulement de la modélisation numérique :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique (Figure IV.9) qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité.

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec PLAXIS sont la suivante :

- Le sol est supposé être milieu continu ;
- Les éléments de base du maillage 3D d'éléments finis sont les éléments tétraédriques à 10 nœuds ;
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB ;
- Le poids volumique de l'eau utilisée est de 10 KN/m³ ;
- Le régime hydraulique est statique ;

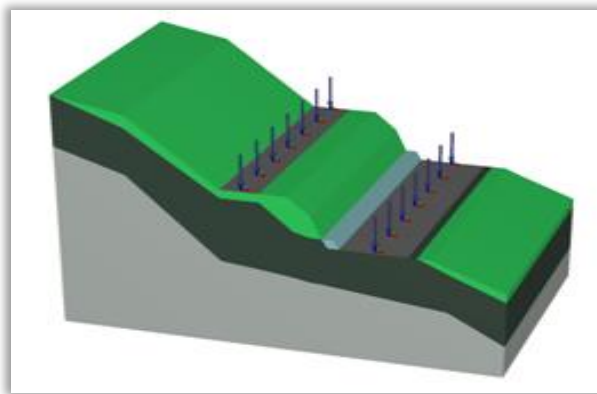


Figure IV.9 : Le modèle géométrique par Plaxis 3D.

Plaxis3D permet d'utiliser des éléments tétraédriques à 10 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume, qui fournit une interpolation du sixième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur dix points de Gauss (points de contrainte). Dans cette modélisation on utilise : « 52167 éléments de 2.04 m de longueur » et « 76155 nœuds » (figure IV.10). La finesse du maillage est réglée sur medium pour tout le sol.

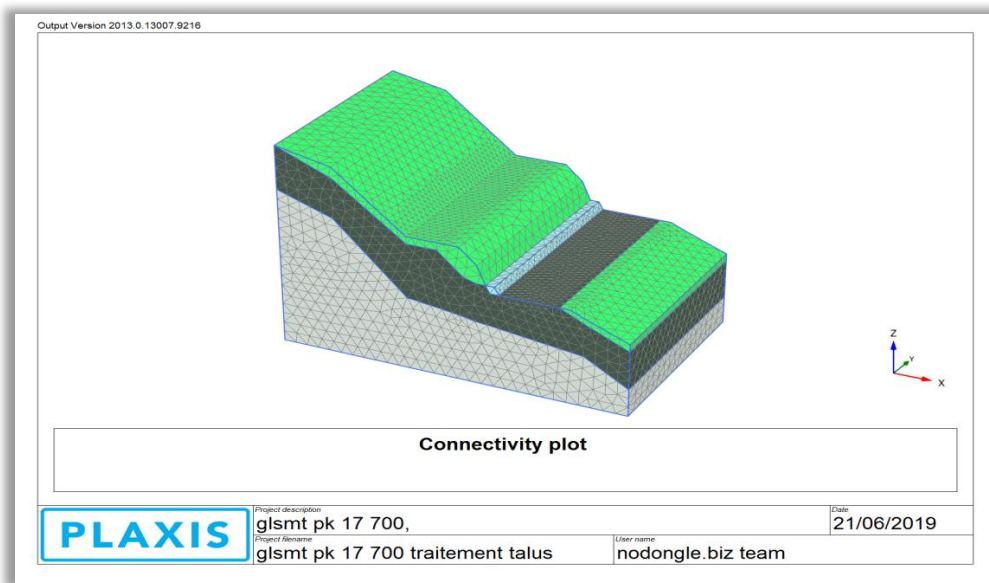

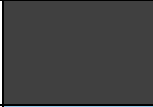




Figure IV.10 : Le maillage du modèle étudié.

Logiciel Plaxis nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre le calcul et faire une étude complète et suffisante, afin de donner des résultats plus proches à la réalité et raisonnables.

Le tableau IV.3 résume les caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrains.

Tableau IV.3 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrain.

La couche	Couleur	γ_{unsat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C (KN/m ²)	$\varphi(^{\circ})$	E (KN/m ²)	V
Marnes plastique		20	22	20	25	5 000	0,30
Marnes altéré et ferialbe		20	22	20	30	6 000	0,30
Gabionnage		25	25	-	-	200 000	0,30
Silex marneux fragmente		23	23	25	30	5 000	0,30

Après la génération du maillage, les conditions initiales doivent être générées ; qui nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes effectives initiales. La génération des pressions interstitielle est donc utilisée pour définir uniquement le poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10\text{KN/m}^3$), alors on utilise la génération au moyen de nappe phréatique, celle-ci est basée sur la saisie d'une ligne phréatique générale. On prend en considération la nappe phréatique les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à (-5 à -13m) de la surface.

Le calcul consistera en trois phases :

- Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales avec la présence de gabionnage initial sera effectué en plasticité.
- Le calcul de l'état de contrainte en présence des charges de route sera effectué en plasticité.
- Calcul du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol.

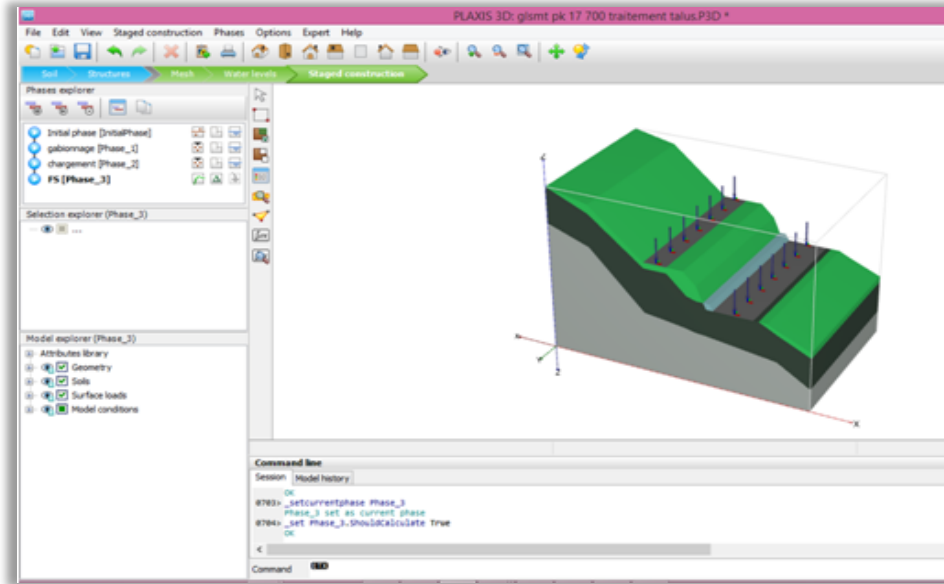


Figure IV.11 : Les étapes de calcul numérique par Plaxis 3D.

IV.3.3. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Plaxis 3D :

La figure IV.12 présente le cercle de glissement le plus critique par le logiciel plaxis3D avec un rayon de 1447 m.

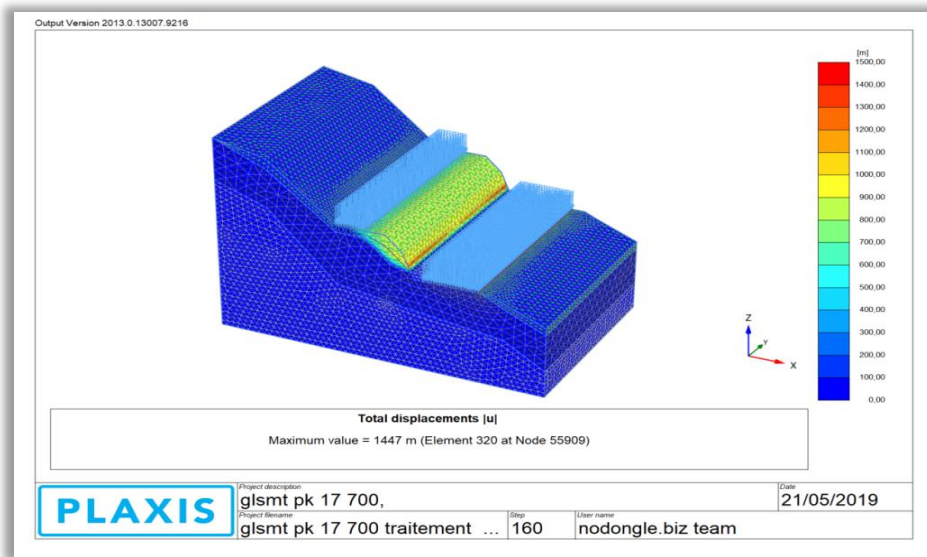


Figure IV.12 : Le cercle de glissement PK17 700 par Plaxis 3D.

Les figures IV.13 et 14 présente les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisailment maximum τ_{max} .

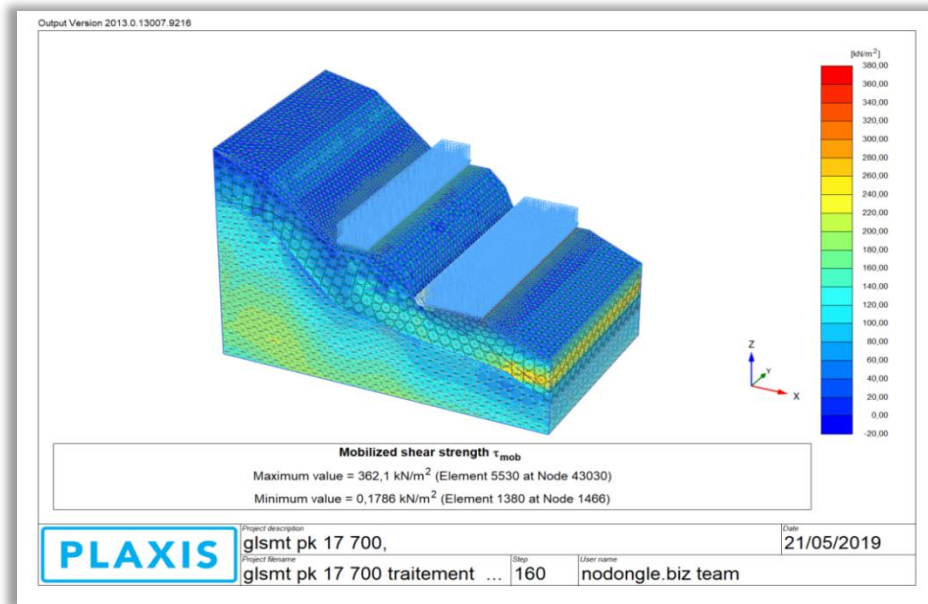


Figure IV.13 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob} .

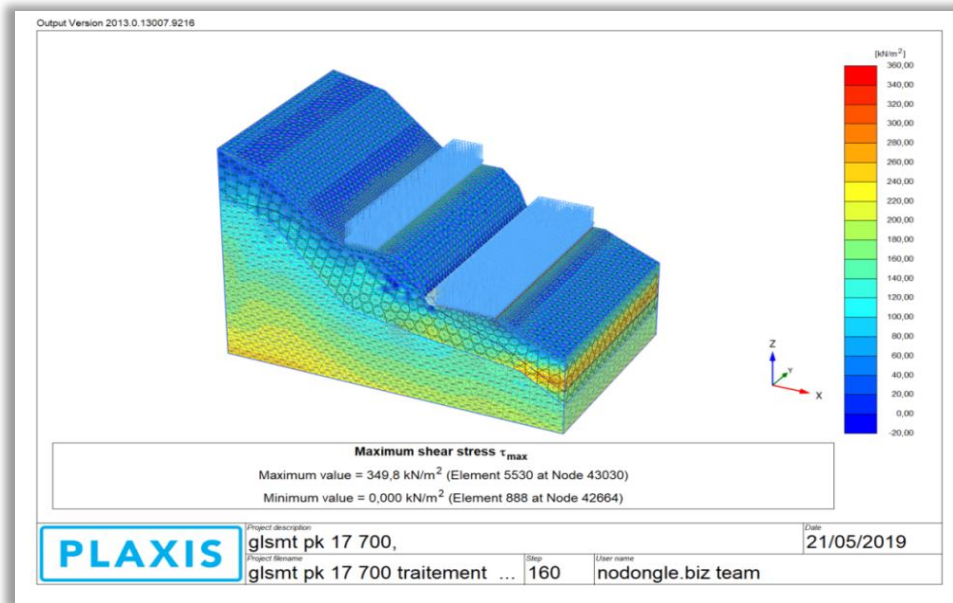


Figure IV.14 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} .

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 1.017$) donc la pente est instable (figure IV.15).

Step info				
Phase	FS [Phase_3]			
Step	Initial			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1,000			
Relative stiffness	1,148E-6			
Multipliers				
Prescribed displacements	M _{Disp}	0,000	ΣM_{Disp}	0,000
Load system A	M _{LoadA}	0,000	ΣM_{LoadA}	1,000
Load system B	M _{LoadB}	0,000	ΣM_{LoadB}	1,000
Soil weight	M _{Weight}	0,000	ΣM_{Weight}	1,000
Acceleration	M _{Accel}	0,000	ΣM_{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M _{sf}	-0,3430E-3	ΣM_{sf}	1,017
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M _{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F _x	0,000 kN			
F _y	0,000 kN			
F _z	0,000 kN			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	0,000 kN/m ²			

FigureIV.15 : Coefficient de sécurité $F_s=1,017$.

L'écart entre les valeurs du facteur de sécurité calculées selon Géo-slope et leurs calculs à l'aide du code PLAXIS 3D ne dépasse pas la limite de 2% sauf dans la méthode de Janbu généralisé et la méthode ordinaire qui est dépassé la limite de 16%. D'après les résultats obtenus par les deux codes, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.

IV.4. Méthodes de confortement et de stabilisation de talus étudié:

IV.4.1.Introduction :

Les résultats obtenus dans le titre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode de confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

Il y a plusieurs méthodes de stabilisation des talus, dans notre cas en a choisi plusieurs solutions pour le glissement de PK17+700 que nous avons vu dans le chapitre précédent. dans lesquelles :

- 1^{ère} solution: stabilisation avec reprofilage
- 2^{ème} solution : stabilisation avec reprofilage et gabionnage.
- 3^{ème} solution : stabilisation par géotextile.
- 4^{ème} solution : stabilisation par deux sections de géotextile.
- 5^{ème} solution: stabilisation par bande d'armature métallique.

IV.4.2. Méthodes de confortement et de stabilisation par Géo-Slope :

IV.4.2.1.1^{ère} Solution : stabilisation avec reprofilage.

Dans ce cas, nous proposons le reprofilage du talus dans la zone le plus critique (voir Figure IV.16).

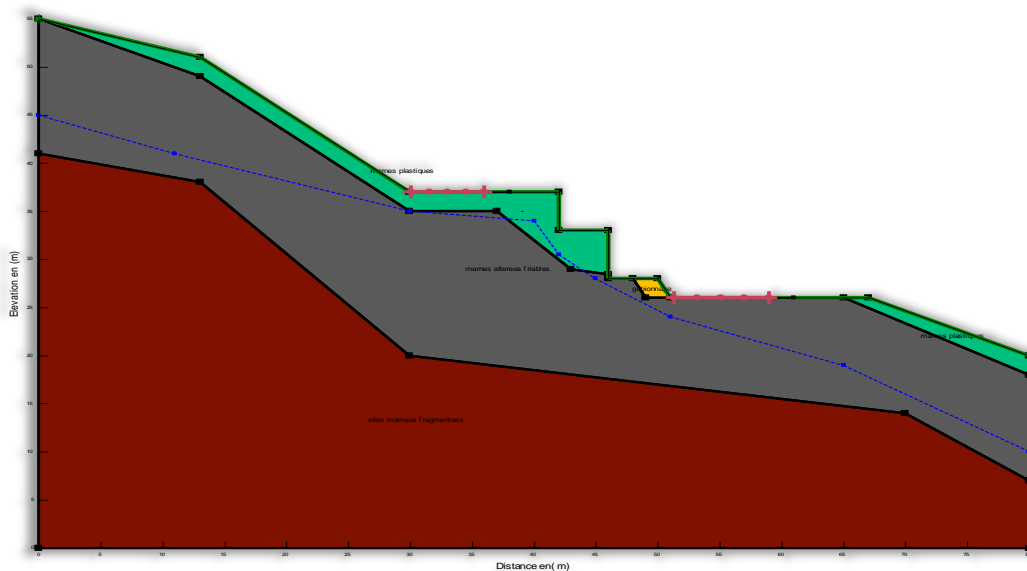


Figure IV.16 :Reprofilage.

Le tableau IV.4 résume les résultats obtenus pour chaque méthode utilisée

Tableau IV.4 : Valeurs des coefficients de sécurité.

Méthode de calcul	Janbu	Ordinaire	Morgenstern-price	Spencer	Bishop	Janbu généralisée
Fs	1,220	1,308	1,330	1,332	1,335	1,371

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur coefficient de sécurité jusqu'à 1.371 ; mais toujours ce coefficient est inférieur à 1.5 donc le terrain est instable.

IV.4.2.2. 2^{ème} solution: stabilisation avec reprofilage et gabionnage.

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un mur en gabion en plus le reprofilage du talus dans la zone le plus critique (voir Figure IV.17).

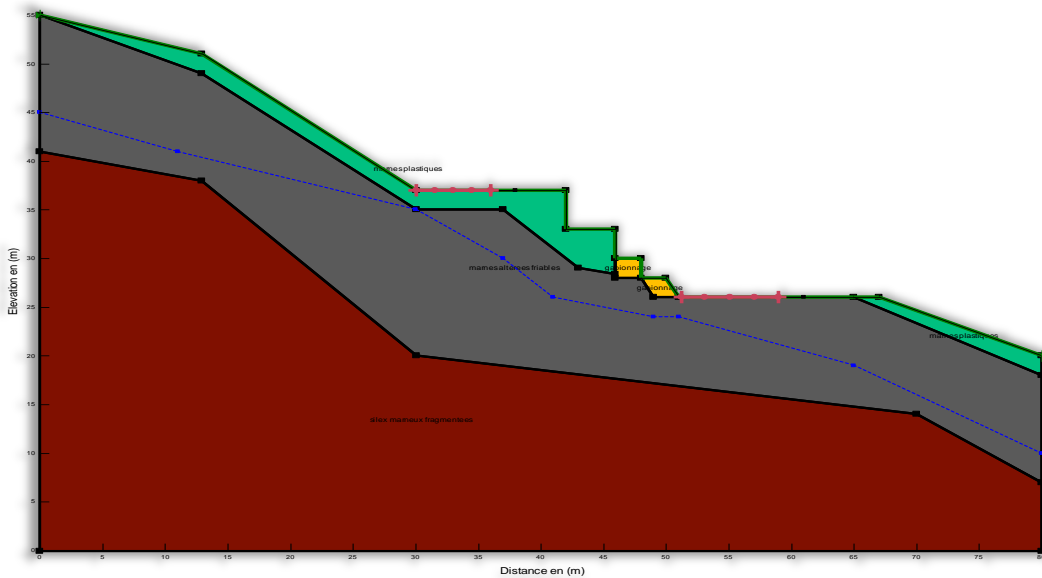


Figure IV.17 : Reprofilage + gabionnage.

Le tableau IV.5 résume les résultats obtenus pour chaque méthode utilisée

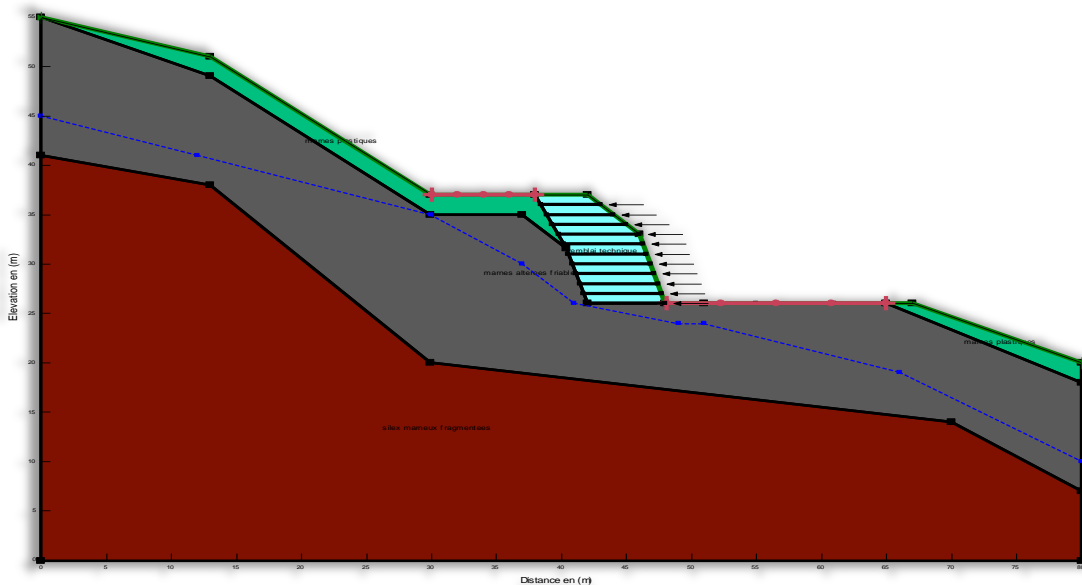
Tableau IV.5 : Résultats de 2^{ème} solution.

Méthode de calcul	Janbu	Ordinaire	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbugénéralisée
Fs	1,442	1,461	1,558	1,559	1,566	1,703

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des bonnes résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur coefficient de sécurité jusqu'à 1.703 ; donc le terrain est stable.

IV.4.2.3. 3^{ème} solution: stabilisation par géotextile.

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un remblai technique renforcé par une nappe de géotextile à chaque 1m dans la zone le plus critique (voir Figure IV.18).Le sol du remblai technique ades caractéristiques suivants : $\gamma=20 \text{ kn/m}^3$, $C=0 \text{ Kpa}$, $\phi=35 (\text{°})$.



FigureIV.18 :Renforcement avec géotextile.

Le tableau IV.6 résume les résultats obtenus pour chaque méthode utilisée

Tableau IV.6 : Résultats obtenus après géotextile.

Méthode de calcul	Janbu	Ordinaire	Bishop	Spencer	Morgenstern-Price	Janbugénéralisée
Fs	1,570	1,595	1,718	1,723	1,727	1,834

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des très bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur coefficient de sécurité jusqu'à 1.834 ; donc le terrain est stable.

IV.4.2.4. 4^{ème} solution: stabilisation par deux sections de géotextile.

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un remblai technique de deux sections renforcées par une nappe en deux sections de géotextile à chaque 1m dans la zone le plus critique (voir Figure IV.19).

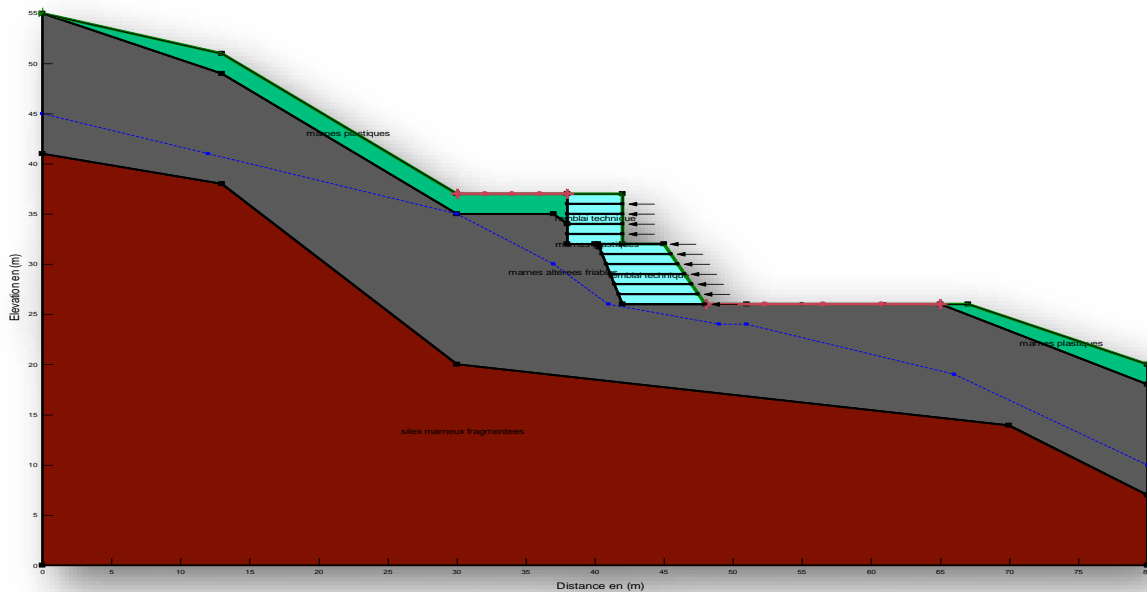


Figure IV.19 : Renforcement avec deux section de geotextile.

Le tableau IV.7 résume les résultats obtenus pour chaque méthode utilisée

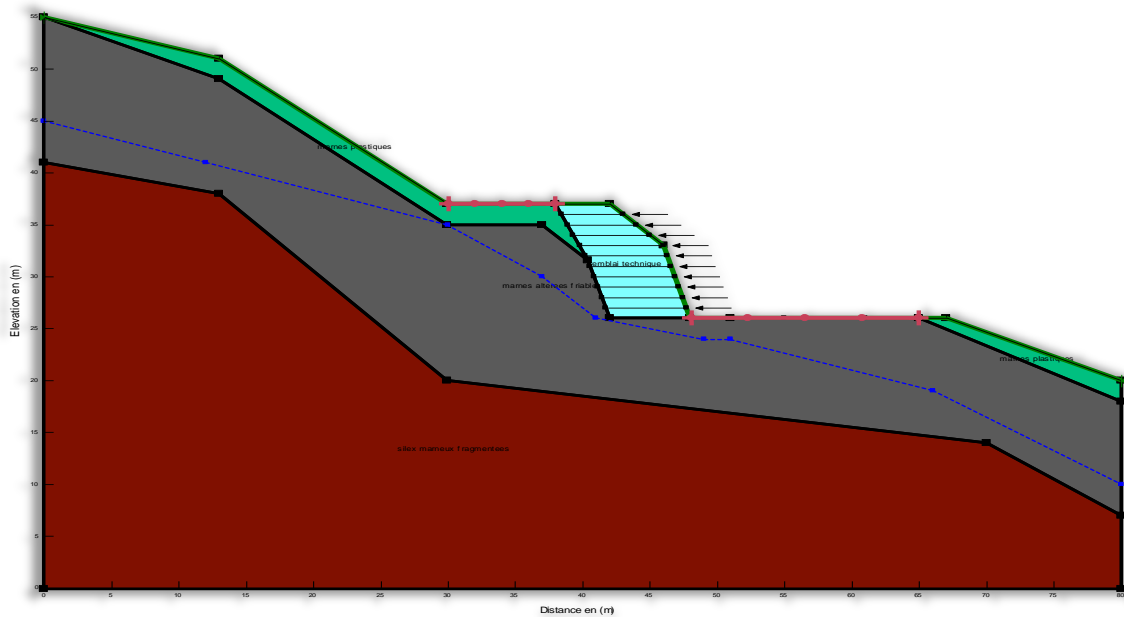
Tableau IV.7 : Résultats obtenus après deux sections de géotextile.

Méthode de calcul	Janbu	Ordinaire	Bishop	Spencer	Morgenstern-Price	Janbu généralisée
Fs	1,497	1,521	1,634	1,640	1,645	1,749

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des bons résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur de coefficient de sécurité jusqu'à 1.749; donc le terrain est stable.

IV.4.2.5.5^{ème} solution: stabilisation par bande d'armature métallique.

Dans ce cas, nous proposons la mise en place d'un remblai technique renforcé par une bande d'armature métallique à chaque 1m dans la zone le plus critique (voir Figure IV.20).



FigureIV.20 :Renforcement avec bande d'armature.

Le tableau IV.8 résume les résultats obtenus pour chaque méthode utilisée

Tableau IV.8 : Résultats obtenus après bande d'armature.

Méthode de calcul	Ordinaire	Janbu	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu généralisée
Fs	1,282	1,302	1,382	1,388	1,388	1,651

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur de coefficient de sécurité jusqu'à 1.651; mais toujours ce coefficient est inférieur à 1.5, sauf dans la méthode de Janbu généralisé donc le terrain est instable.

(Voir annexe B pour les cercles critiques de toutes les méthodes)

IV.4.3. Méthodes de confortement et de stabilisation par Plaxis 3D :

IV.4.3.1.1^{er} Solution : stabilisation avec reprofilage.

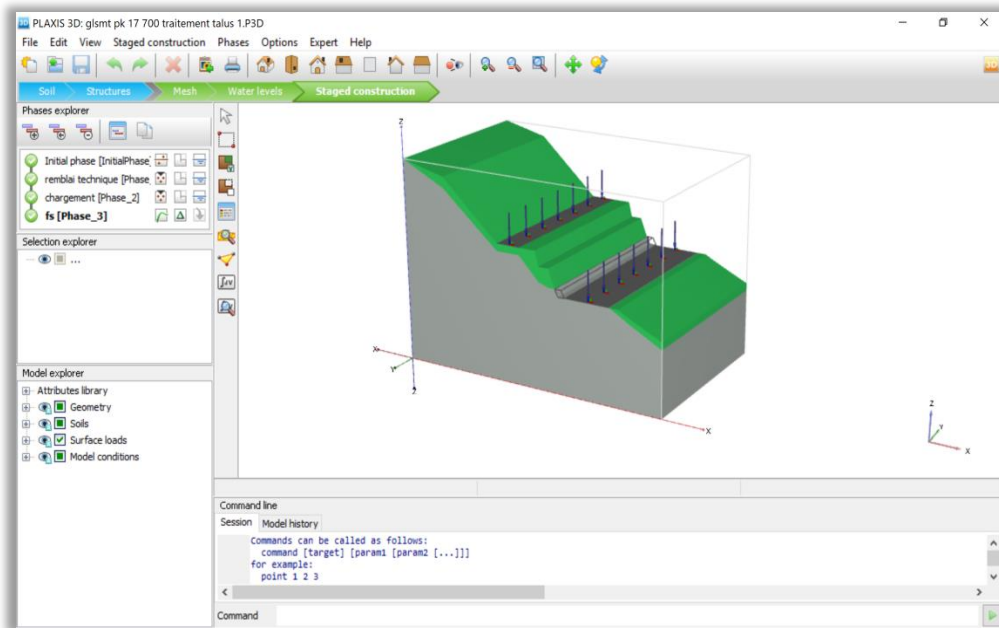


Figure IV.21: Modèle reprofilage.

La figure IV.22 présente le reprofilage dans la partie de glissement la plus critique donne un rayon de 689,2m.

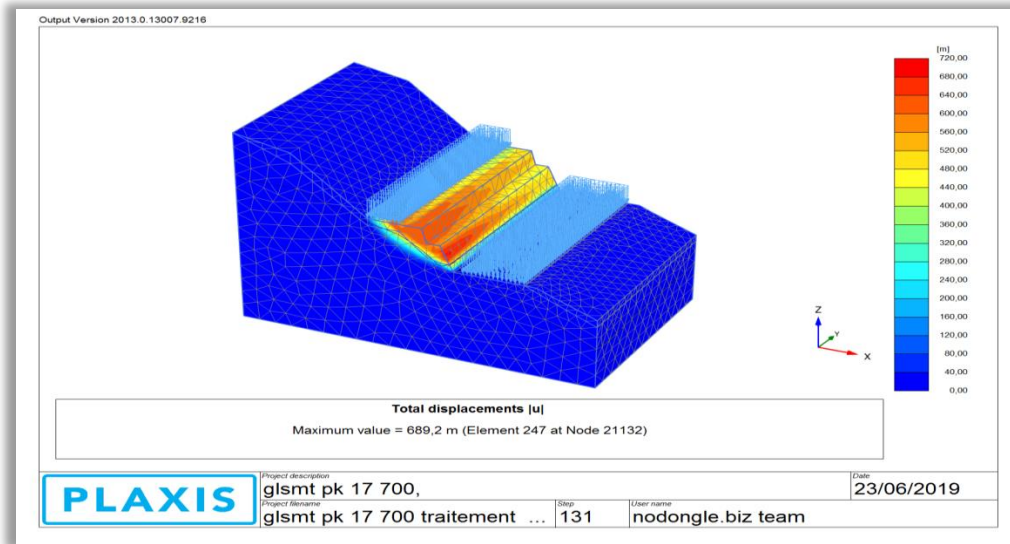


Figure IV.22: Lecerclé de glissement.

Les figures IV.23 et 24 présente les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisailment maximum τ_{max} après le reprofilage.

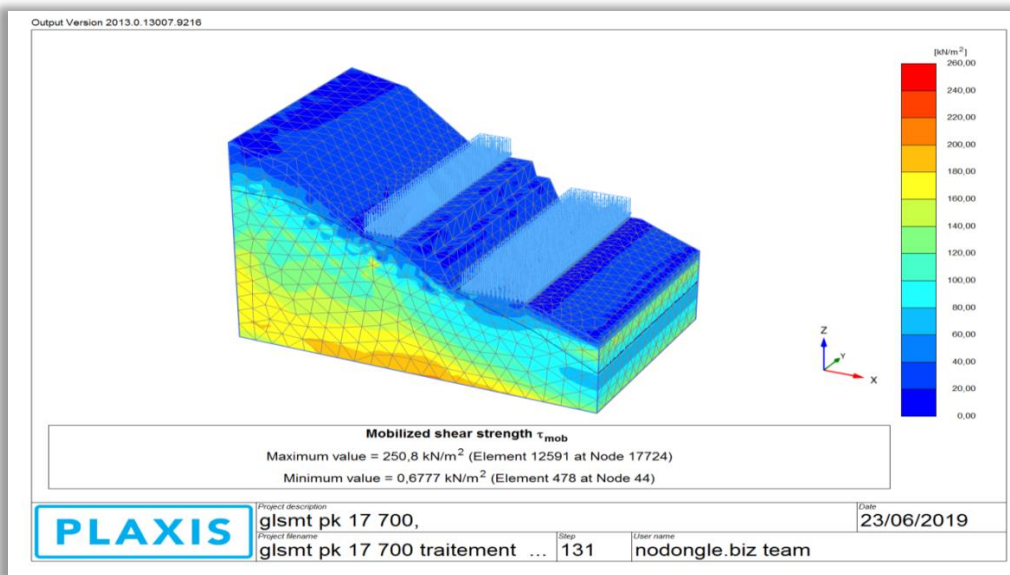


Figure IV.23: Les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} .

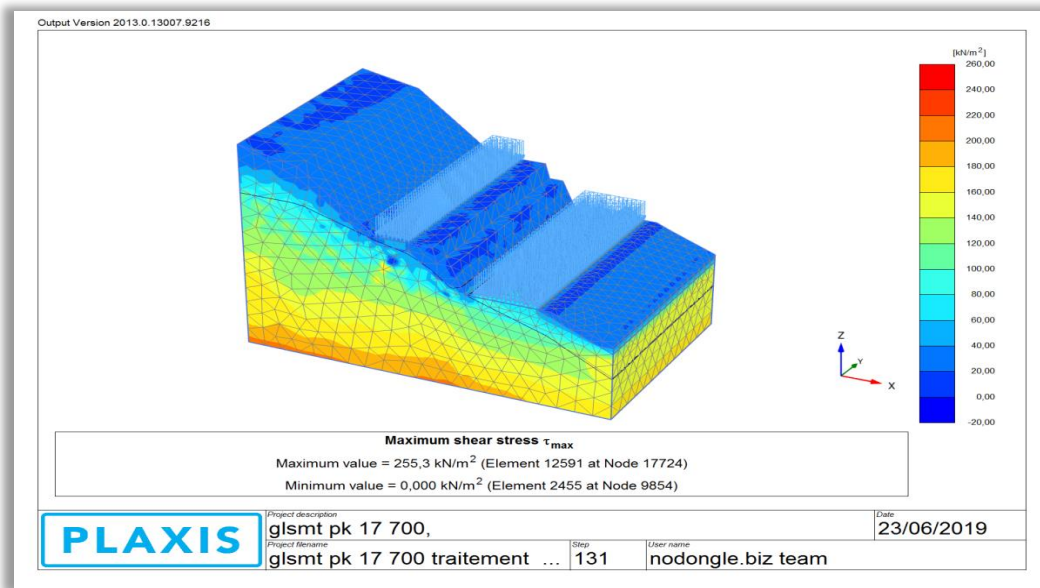


Figure IV.24: Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max}

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 1.240$) (figure IV.25).

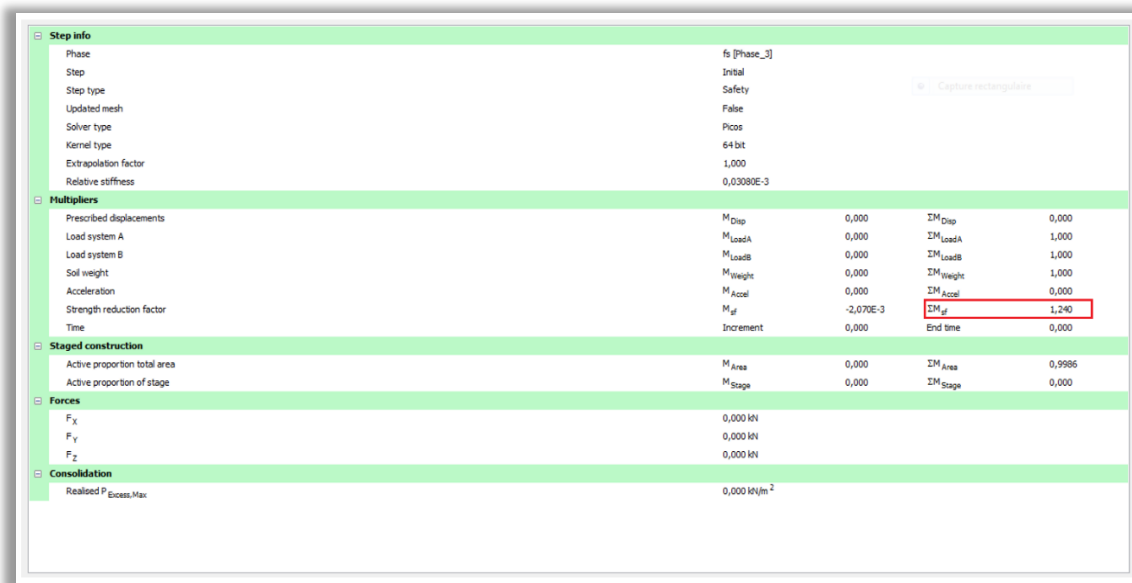


Figure IV.25 : Coefficient de sécurité $F_s = 1,240$.

IV.4.3.2^{ème} solution: stabilisation avec reprofilage et gabionnage.

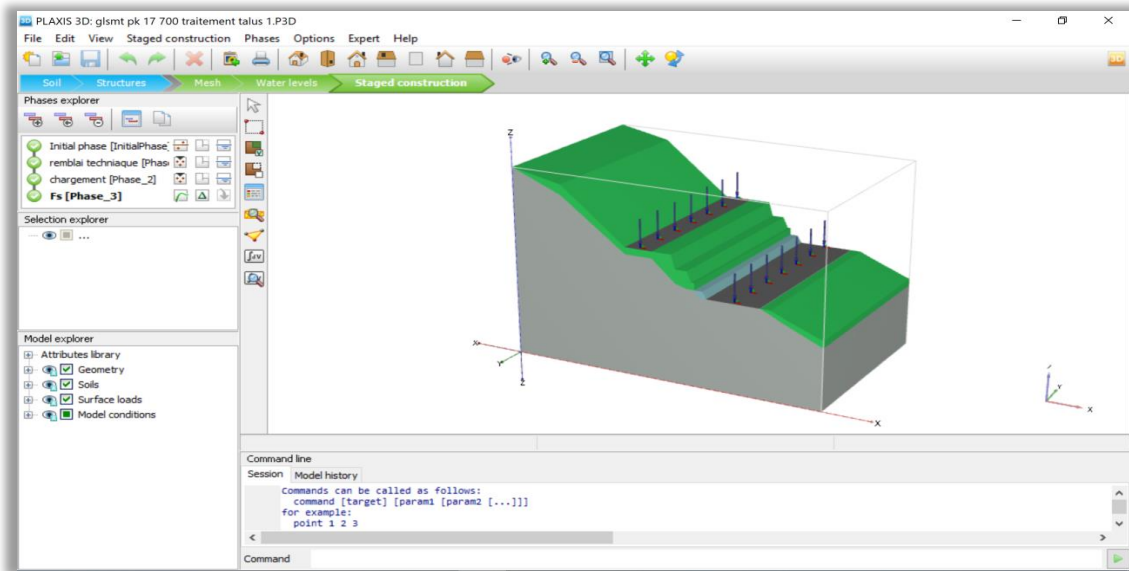


Figure IV.26 : Modèle reprofilage + gabionnage.

La figure IV.27 présente le reprofilage avec gabionnage dans la partie de glissement le plus critique donnée un rayon de 33,46m.

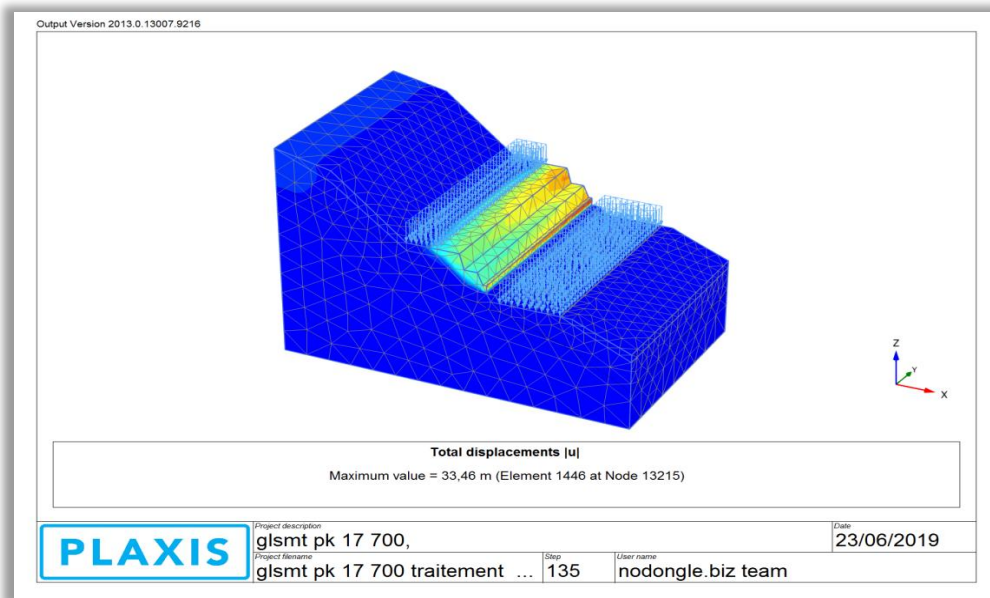


Figure IV.27: Le cercle de glissement.

Les figures IV.28 et 29 présente les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisailment maximum τ_{max} le confortement après reprofilage avec gabionnage.

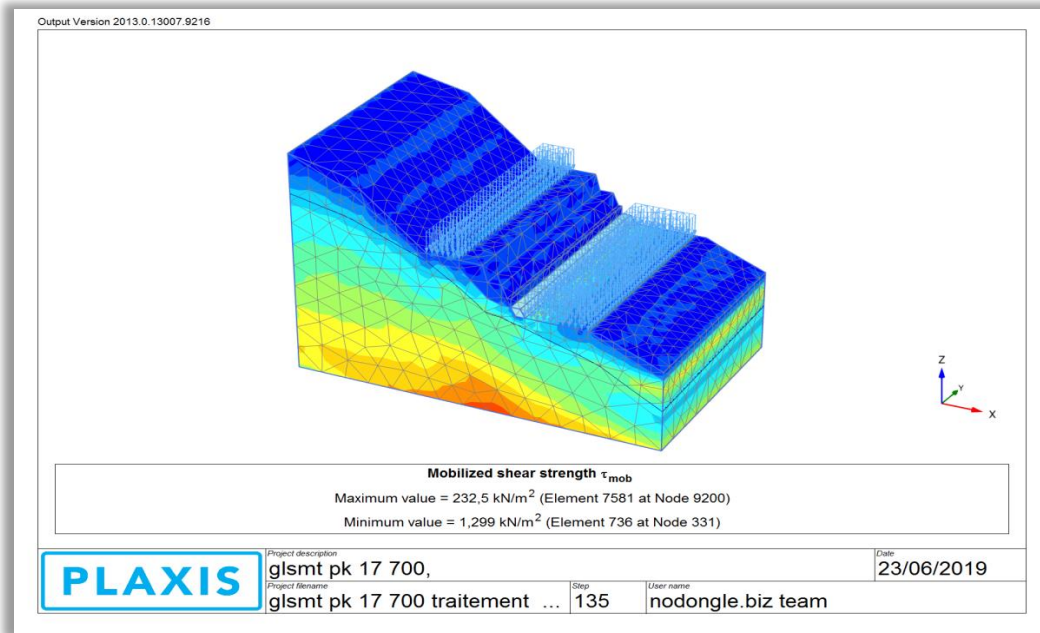


Figure IV.28: Les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} .

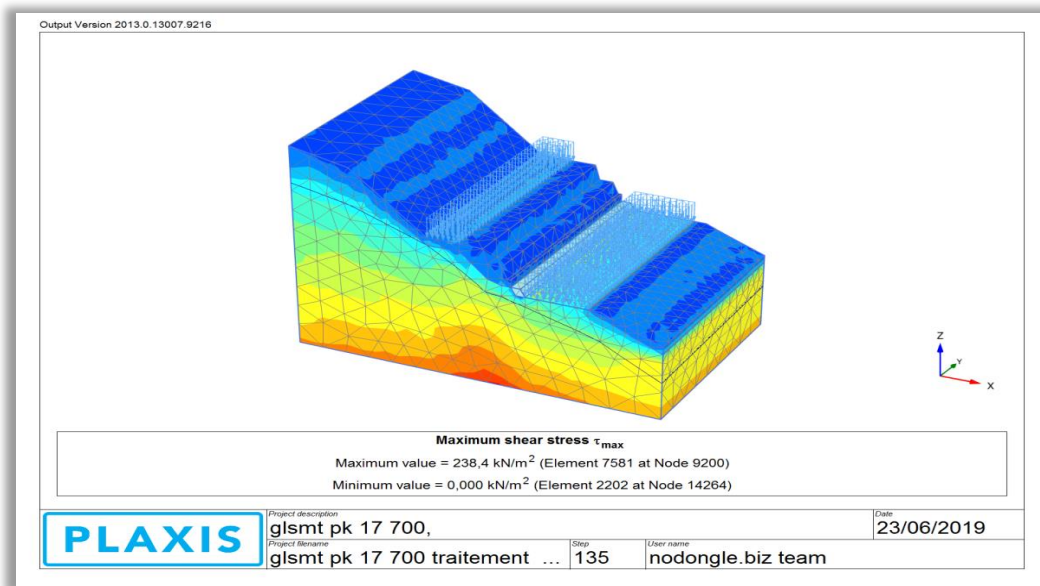


Figure IV.29: Les contraintes de cisailment maximum τ_{max} .

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 1.358$) (figure IV.30).

Step info				
Phase	Fs [Phase_3]			
Step	Initial			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2,000			
Relative stiffness	1,339E-3			
Multipliers				
Prescribed displacements	M _{Disp}	0,000	ΣM_{Disp}	0,000
Load system A	M _{LoadA}	0,000	ΣM_{LoadA}	1,000
Load system B	M _{LoadB}	0,000	ΣM_{LoadB}	1,000
Soil weight	M _{Weight}	0,000	ΣM_{Weight}	1,000
Acceleration	M _{Accel}	0,000	ΣM_{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M _{sf}	5,400E-3	ΣM_{sf}	1,358
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M _{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F _x	0,000 kN			
F _y	0,000 kN			
F _z	0,000 kN			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	0,000 kN/m ²			

Figure IV.30 : Coefficient de sécurité $F_s = 1.358$.

IV.4.3.3^{ème} solution: stabilisation par géotextile.

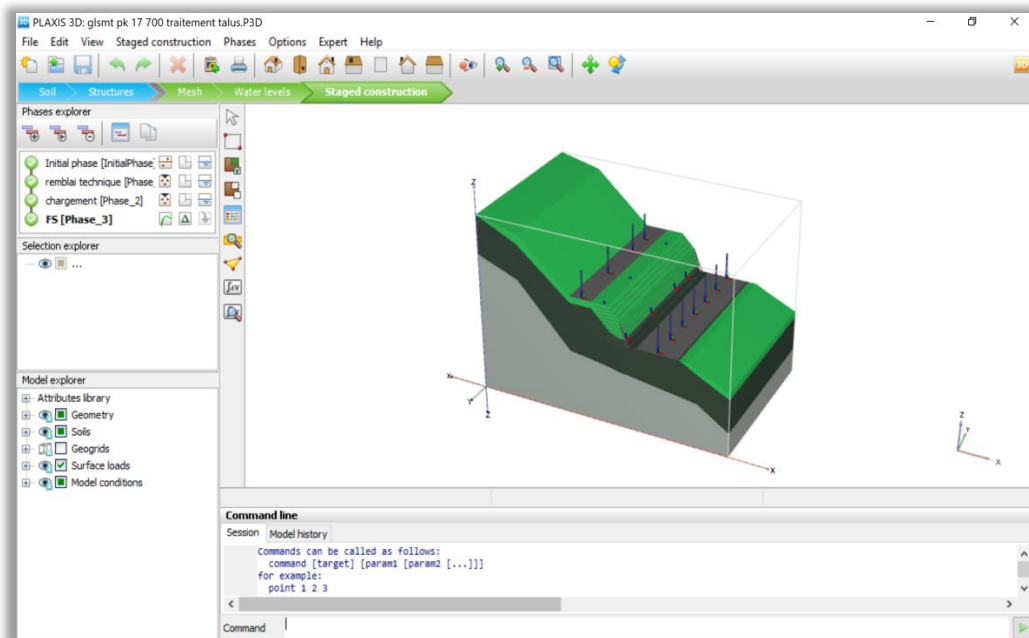


Figure IV.31: Renforcement par géotextile.

La figure IV.32 présente la mise en place d'un remblai technique renforcé par une nappe de géotextile à chaque 1m donnée un rayon de 48,84m. Le sol du remblai technique des caractéristiques suivants : $\gamma_{unsat}=20 \text{ kn/m}^3$, $\gamma_{sat} = 20k/m^3$, $C=0 \text{ Kpa}$, $\phi = 35^\circ$, $E=200000 \text{ kn/m}^2$, $\nu=0,30$.

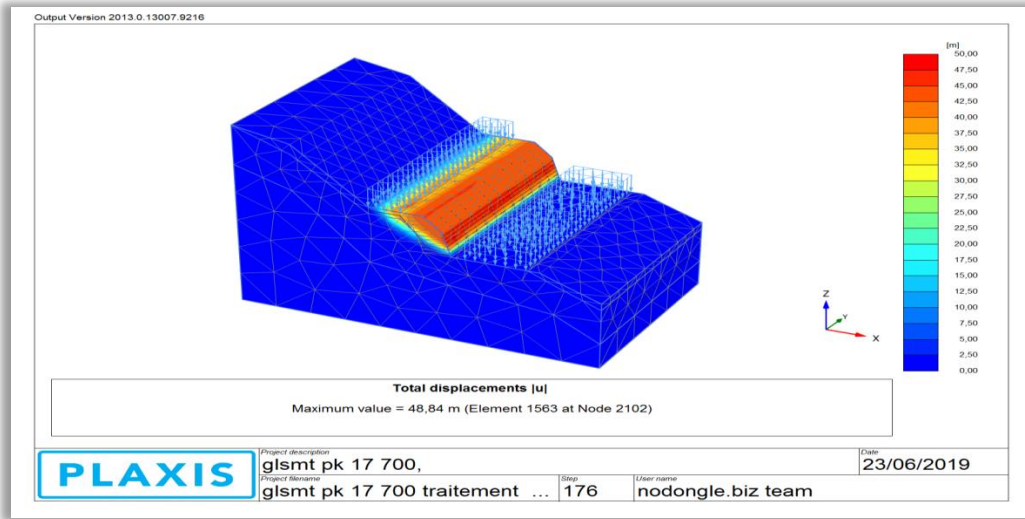


Figure IV.32: Lecercle de glissement.

Les figures IV.33 et IV.34 présentent les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisailment maximum τ_{max} après renforcement par géotextile.

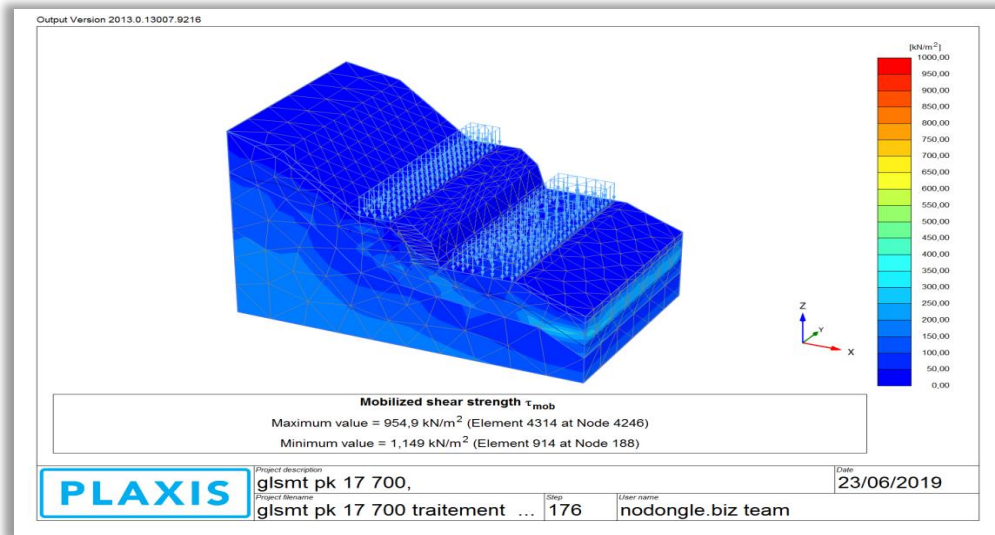


Figure IV.33 : Les contraintes de cisailment mobilisées τ_{mob} .

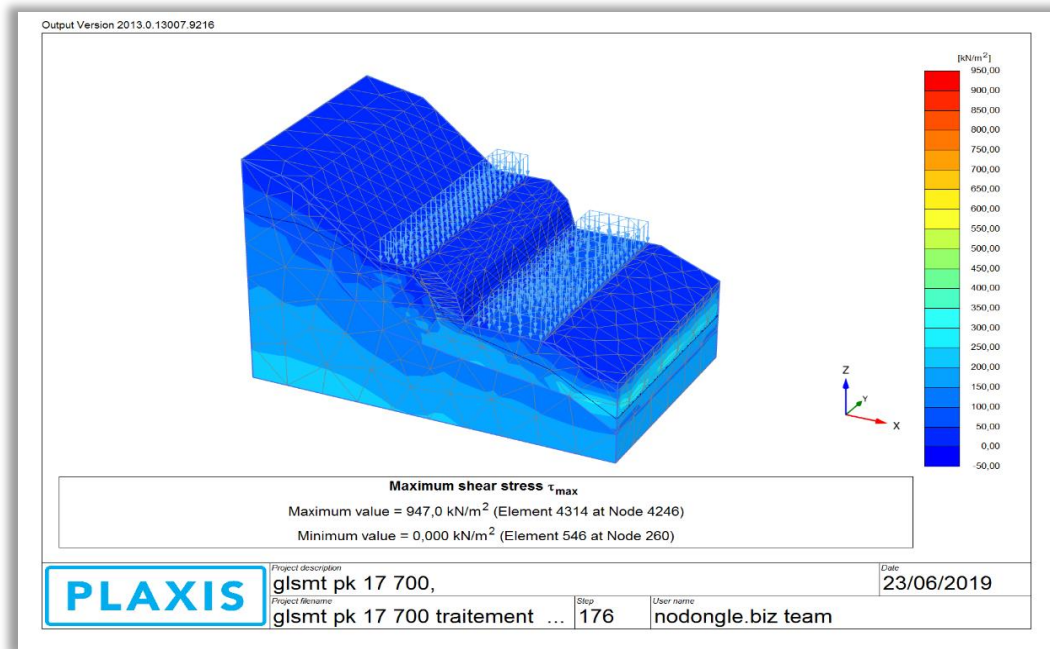


Figure IV.34 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} .

Les résultats obtenus donnée un coefficient de sécurité ($F_s=1.068$), (figure IV.35).

Step info				
Phase	FS [Phase_3]			
Step	Initial			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2,000			
Relative stiffness	0,01857E-3			
Multipliers				
Prescribed displacements	M _{Disp}	0,000	ΣM_{Disp}	0,000
Load system A	M _{LoadA}	0,000	ΣM_{LoadA}	1,000
Load system B	M _{LoadB}	0,000	ΣM_{LoadB}	1,000
Soil weight	M _{Weight}	0,000	ΣM_{Weight}	1,000
Acceleration	M _{Accel}	0,000	ΣM_{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M _{sf}	2,118E-3	ΣM_{sf}	1,068
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,9990
Active proportion of stage	M _{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F _x	0,000 kN			
F _y	0,000 kN			
F _z	0,000 kN			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	0,000 kN/m ²			

Figure IV.35 : Coefficient de sécurité $F_s=1.068$.

IV.3.4^{ème} Solution: stabilisation par deux sections de géotextile.

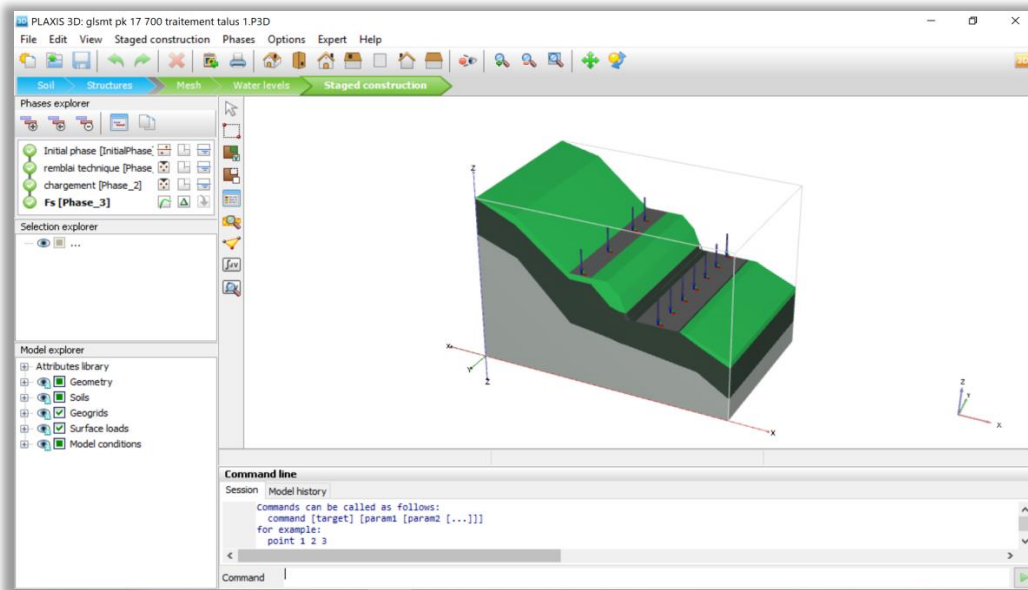


Figure IV.36 : Renforcement par deux sections de géotextile.

La figure IV.37 présente la mise en place de deux sections de remblai technique renforcé par unenappe géotextile de deux sections à chaque 1m donnée un rayon de 82,44m.

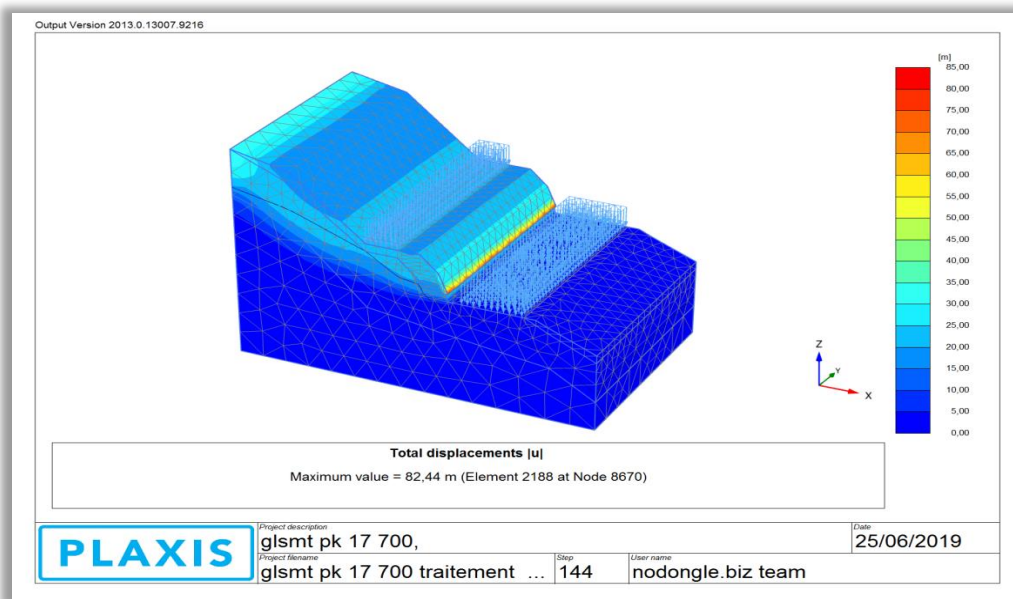


Figure IV.37 :Le cercle de glissement.

Les figures IV.38 et 39 représentent les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} après renforcement deux section de géotextile.

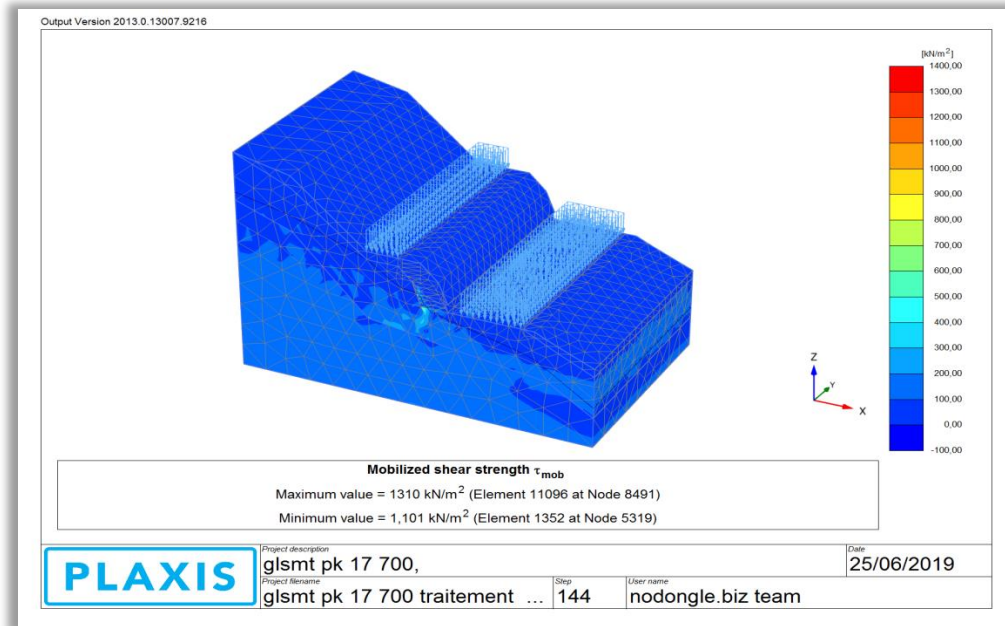


Figure IV.38 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob} .

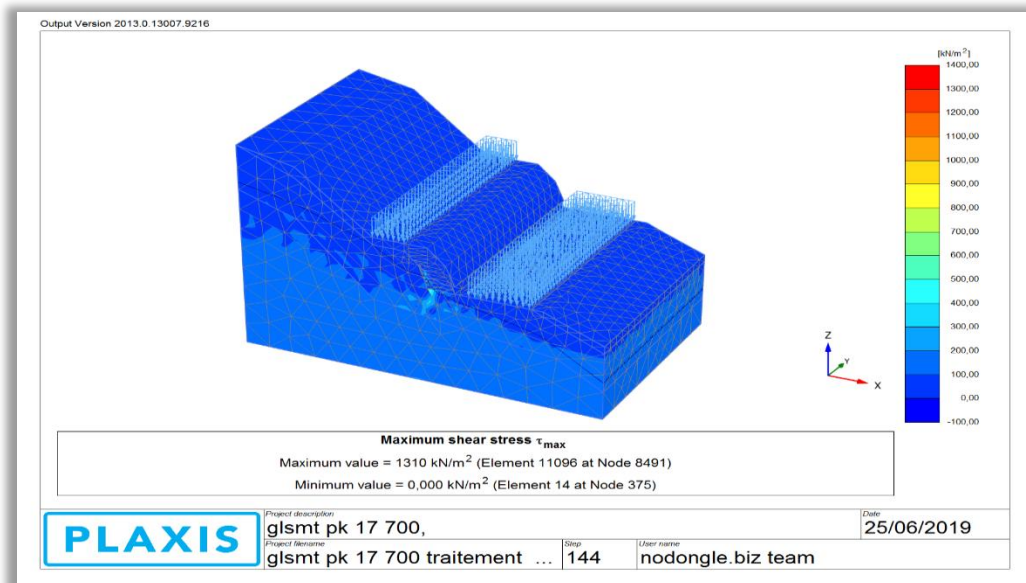


Figure IV.39 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} .

Les résultats obtenus donnent un coefficient de sécurité ($F_s=1.370$), (figure IV.40).

Step info				
Phase	Fs [Phase_3]			
Step	Initial			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1,000			
Relative stiffness	0,1102E-3			
Multipliers				
Prescribed displacements	M _{Disp}	0,000	Σ M _{Disp}	0,000
Load system A	M _{LoadA}	0,000	Σ M _{LoadA}	1,000
Load system B	M _{LoadB}	0,000	Σ M _{LoadB}	1,000
Soil weight	M _{Weight}	0,000	Σ M _{Weight}	1,000
Acceleration	M _{Accel}	0,000	Σ M _{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M _{sf}	0,5117E-3	Σ M _{sf}	1,370
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M _{Area}	0,000	Σ M _{Area}	0,9995
Active proportion of stage	M _{Stage}	0,000	Σ M _{Stage}	0,000
Forces				
F _x	0,000 kN			
F _y	0,000 kN			
F _z	0,000 kN			
Consolidation				
Realised P _{Excess,Max}	0,000 kN/m ²			

Figure IV.40 : coefficient de sécurité $F_s=1,370$.

IV.4.3.5^{ème} solution: stabilisation par bande d'armature métallique.

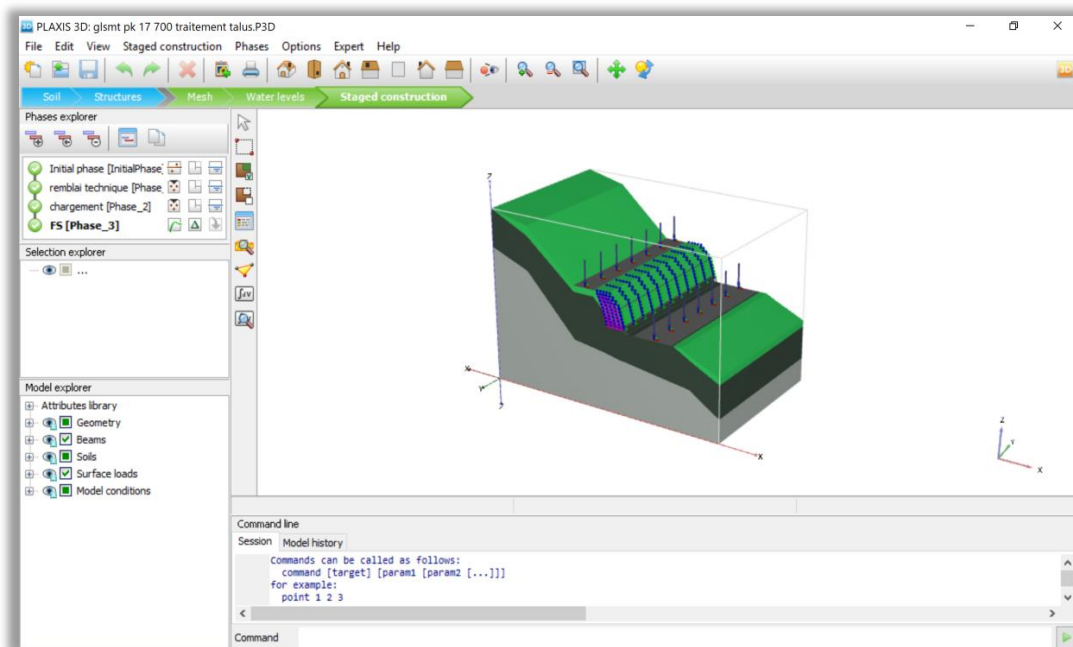


Figure IV.41: Renforcement par bande d'armature métallique.

La figure IV.42 représentée la mise en place d'un remblai technique renforcé par une bande d'armature métallique a chaque 1m donnée un rayon de 50,72m.

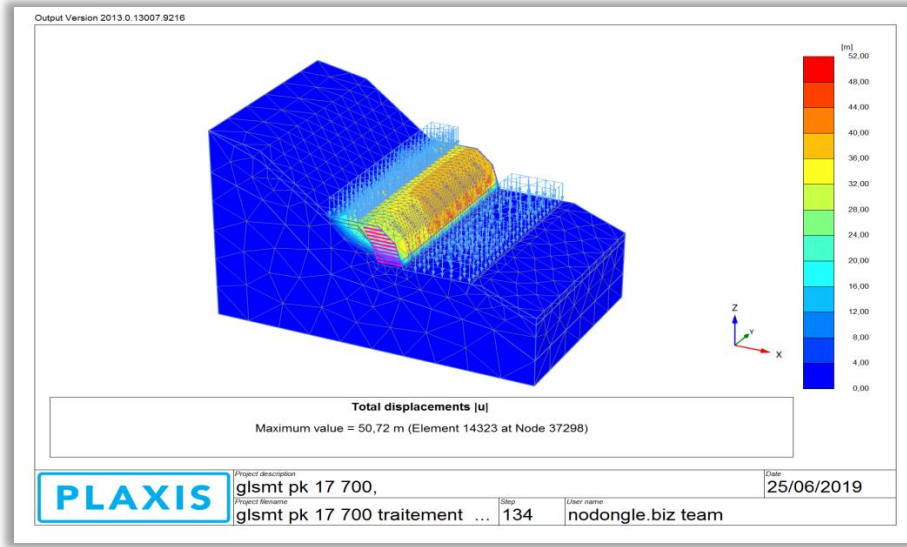


Figure IV.42 :Le cercle de glissement.

Les figures IV.43 et 44représentent les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob} et les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} après renforcement par une bande d'armature.

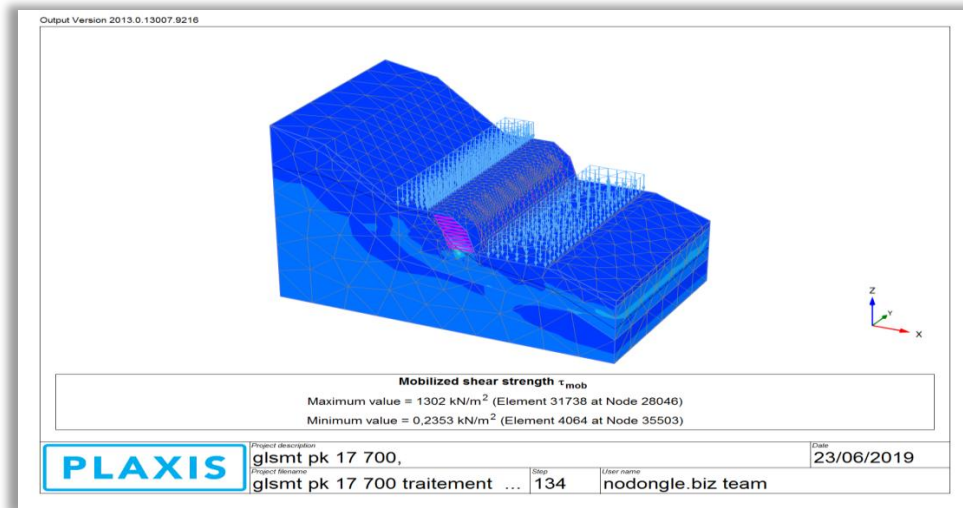


Figure IV.43 : Les contraintes de cisaillement mobilisées τ_{mob} .

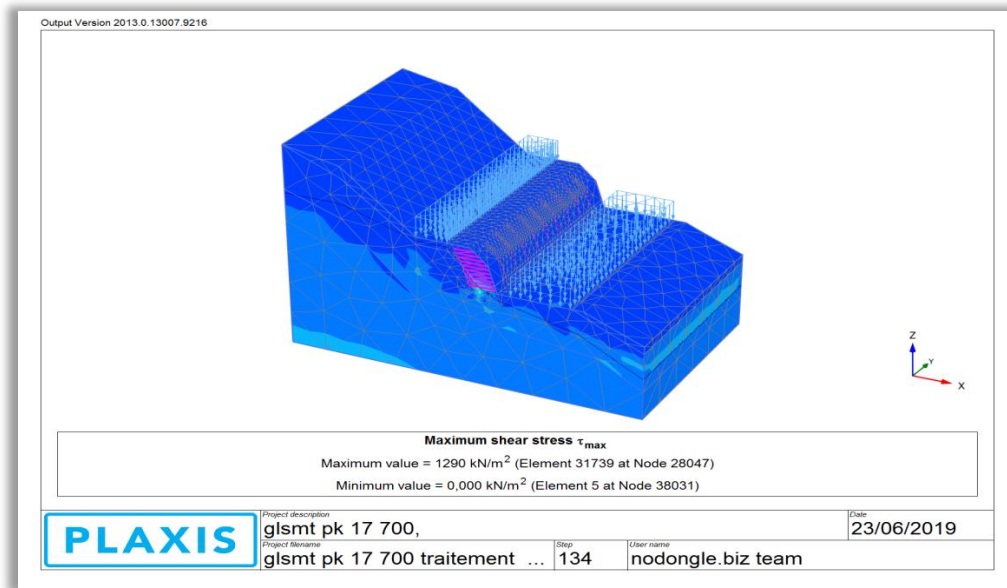


Figure IV.44 : Les contraintes de cisaillement maximum τ_{max} .

Les résultats obtenus donnée un coefficient de sécurité ($F_s=1.115$), (figure IV.45).

Step info				
Phase		FS [Phase_3]		
Step		Initial		
Step type		Safety		
Updated mesh		False		
Solver type		Picos		
Kernel type		32 bit		
Extrapolation factor		0,5000		
Relative stiffness		0,05265E-3		
Multipliers				
Prescribed displacements	M_{Disp}	0,000	ΣM_{Disp}	0,000
Load system A	M_{LoadA}	0,000	ΣM_{LoadA}	1,000
Load system B	M_{LoadB}	0,000	ΣM_{LoadB}	1,000
Soil weight	M_{Weight}	0,000	ΣM_{Weight}	1,000
Acceleration	M_{Accel}	0,000	ΣM_{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M_{γ}	0,1842E-3	ΣM_{γ}	1,155
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,9990
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x		0,000 kN		
F_y		0,000 kN		
F_z		0,000 kN		
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$		0,000 kN/m ²		

Figure IV.45: Coefficient de sécurité $F_s=1.155$.

IV.4.4. Comparaison entre la méthode des éléments finis et la méthode d'équilibre limite :

La comparaison entre la méthode numérique en élément fini à l'aide de logiciel PLAXIS 3D et la méthode classique en équilibre limite à l'aide de logiciel GEOSLOPE, est représentée par le tableau :

Tableau IV.9: Tableaurecapitulative.

L'outil	Méthode	Profil initiale	1 ^{er} solution	2 ^{ème} solution	3 ^{ème} solution	4 ^{ème} solution	5 ^{ème} solution
GEO-SLOP	Janbu	0,996	1,220	1,442	1,570	1,497	1,302
	Ordinaire	1,146	1,308	1,461	1,595	1,521	1,282
	Morgenstern-Price	1,093	1,330	1,558	1,727	1,645	1,382
	Spencer	1,095	1,332	1,559	1,723	1,640	1,388
	Bishop	1,093	1,335	1,566	1,718	1,634	1,388
	Janbu généralisée	1,214	1,371	1,703	1,834	1,749	1,651
PLAXIS 3D	C-φ réduction	1,017	1,240	1,358	1,068	1,370	1,115

Les résultats des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques (Janbu, Bishop et Fellenius...) sont très proches.

Les valeurs des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques et par la méthode dite C-φ réduction en élément fini sous Plaxis sont pratiquement les mêmes.

L'écart entre les valeurs du facteur de sécurité calculées selon GEOSLOPE et leurs calculs à l'aide du code PLAXIS ne dépasse pas 2 %.

IV.4.5. Devis quantitatifs estimatifs des différentes solutions utilisées :

Tableau IV.10: Devis quantitatifs estimatifs des solutions.

Solution	Désignation	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)	Coûts (DA)
1^{er} solution	Reprofilage	400 DA/m ³	260.000	260.000
2^{ème} solution	Reprofilage Gabionnage	400DA/m ³ 3500 DA/m ³	260,000 700.000	920.000
3^{ème} solution	Terrassement Déblais Géotextile	400DA/m ³ 700DA/m ³ 2300DA/m ²	260.000 455.000 7590.000	8305.000
4^{ème} solution	Terrassement Déblais 2 Sections du géotextile	400DA/m ³ 700DA/m ³ 2300 DA/m ²	260.000 455.000 6095.000	6810.000
5^{ème} solution	Terrassement Déblais Bande d'armature métallique	400DA/m ³ 700DA/m ³ 3500 DA/ml	260.000 455.000 2541.000	3256.000

Tableau IV.11 : Récapitulation globale des résultats de calcul.

Solution	Fs avant le confortement	Fs après le confortement	% d'amélioration	Coûte (DA)
1^{er} solution	0,996	1,371	72,64	260.000
2^{ème} solution	0,996	1,703	58,48	920.000
3^{ème} solution	0,996	1,834	54,30	8 305.000
4^{ème} solution	0,996	1,749	56,94	6810.000
5^{ème} solution	0,996	1,651	60,32	3 256.000

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les cinq solutions de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Néanmoins, nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation :

- La 1^{ère} solution a donné un coefficient de sécurité douteux (<1.5).
- Les autres solutions ont résulté des coefficients de sécurité favorable (>1.5) avec des coûts de réalisation différents.

IV.6. Conclusion:

Ce dernier chapitre a représenté l'étude de confortement de notre glissement dans l'objet d'améliorer le coefficient de sécurité et d'assurer la stabilité.

Les résultats des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques (Janbu, Bishop et Fellenius...) sont très proches.

Les valeurs des calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques et par la méthode dite C- ϕ réduction en élément fini sous Plaxis sont pratiquement les mêmes.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, vers un confortement par la 2^{ème} solution : Reprofilage + Gabionnage. Ce choix est motivé d'une part, par le gain considérable dans le coefficient de sécurité et d'autre part, pour que le coût de réalisation du projet reste moins cher.

Conclusion général

Conclusion général

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude du glissement survenu sur la route CW 137A au PK 17+700 situé dans la commune de Salma Ben Ziada, à Jijel. Elle a été faite dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de cet aléa et à l'identification des facteurs qui sont à l'origine. Cette étude s'est basée sur la combinaison des données géologiques, hydrologiques et géotechniques.

Le travail est basé sur une participation à une partie des essais réalisés in-situ du site à savoir l'installation piézométrique, le pénétromètre dynamique lourd et le sondage carotté, avec des essais en laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ce sol. A l'issue de ces essais, l'étude s'est orientée vers la compréhension de ce phénomène ainsi que les recommandations quand au confortement de la route.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjonction de plusieurs facteurs : relief en pente, lithologie du sol, forte pluviométrie, infiltration d'eau dans le massif. La combinaison de ces facteurs a conduit à la situation constatée sur le terrain : une déstabilisation sur la route.

Pour cela, l'étude de stabilité a été faite par deux logiciels (Plaxis 3D et Géoslope) ce qui a donné un coefficient de sécurité F_s minimal de 0.996.

Plusieurs solutions de confortement ont été étudiés et comparés en tenant compte du coté technique, de la sécurité et de l'économie.

La solution retenue à savoir (Reprofilage + Gabionnage) a donné une amélioration de F_s de 1.703 avec un cout de 920.000DA.

Références

- [1] - ACHIR.F, MEDJOUDJ.M ; «Etude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'AutoRoute Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 Au PK36+800 » ; mémoire de fin d'études ; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur ; Université A. MIRA- Bejaia. 2017
- [2] - Bali.O, Boukeras.A ; « Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara Mémoire de fin d'étude» ; mémoire de fin d'études ; Option : Géotechnique ; Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur. Université D.BOUNAAMA de Khemis Miliana 2018.
- [3] - Dysli.M, Vaisy. J ; «Stabilité des talus et ordinateur »1969.
- [4] - DURVILLE. J-L, Gilles SÈVE ; « Glissement en terrains meubles».
- [5] - JEAN-PIERRE MASEKANYA ; « Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique » Thèse Doctorat ; Université de LIEGE 2008.
- [6] - Khaled FAROUR ; « Etude d'un glissement de terrain Beni oulben -Collo- Willaya de Skikda, Etude de solution 2014 » ; mémoire de fin d'études ; Option : Géotechnique ; Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur. Université M. Seddik Ben Yahia de Jijel 2014.
- [7] - MERAD.L, KABOU.Y ; «ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENTDU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR » ; mémoire de fin d'études ; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur ; Université A. MIRA-Bejaia .2013
- [8] – OUZAID.I ; «Stabilisation des Pentes par Inclusions Rigides » ; mémoire de fin d'études ; Option: Géotechnique. Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur ; Université M.Khider-Biskra.2014
- [9] - RAULIN.P, ROUQUES.G ; « Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire » ; rapport de recherche N° 36 ; enpc 1974.

Références

[10] - R.M. FAURE ; «L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I: Méthodes à la rupture » ; Revue Française de géotechnique N°92 ; 2000.

[11] -ROGER BLOOMFIELD ; « DES MURS EN TERRE ARMÉE POUR LE PONT LA CONCORDIA » ; Magazine TERRE ARMÉE 2017.

[12] - SELLAMI Soumaya, BELAMRI Samia ; « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait idriss Bejaia » ; mémoire de fin d'études ; Option: Géotechnique ; Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur ; Université A. MIRA-Bejaia .2014

[13] - Slimani « Talus et murs de soutènements » ; Cours Master I ; Option : Géotechnique ; Département de Génie Civil ; Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur. Université M. Seddik Ben Yahia de Jijel .

Annexe A

Implantation des sondages :



Sondage carotté :

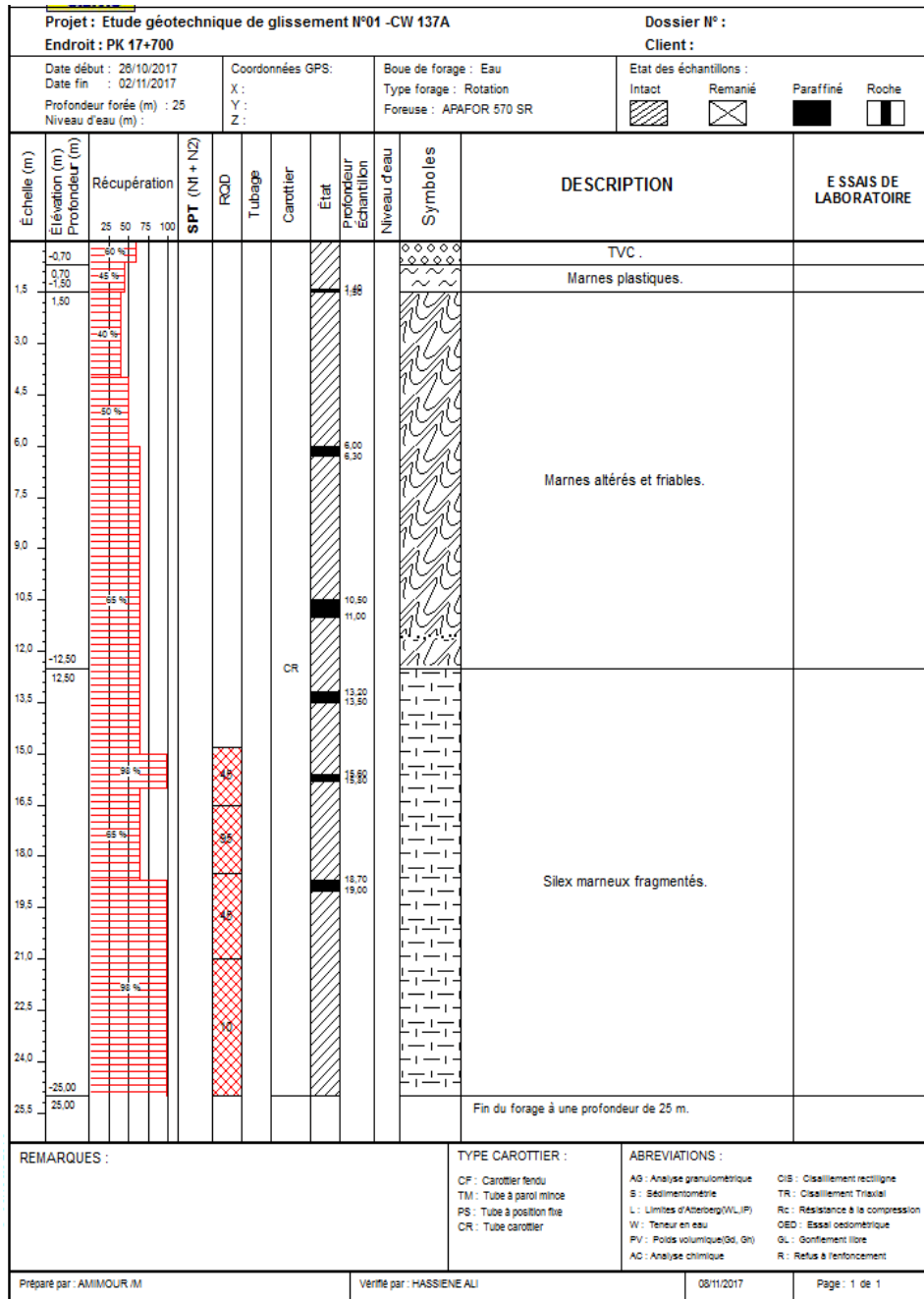


Annexe A



Rapport de forage SC1 :

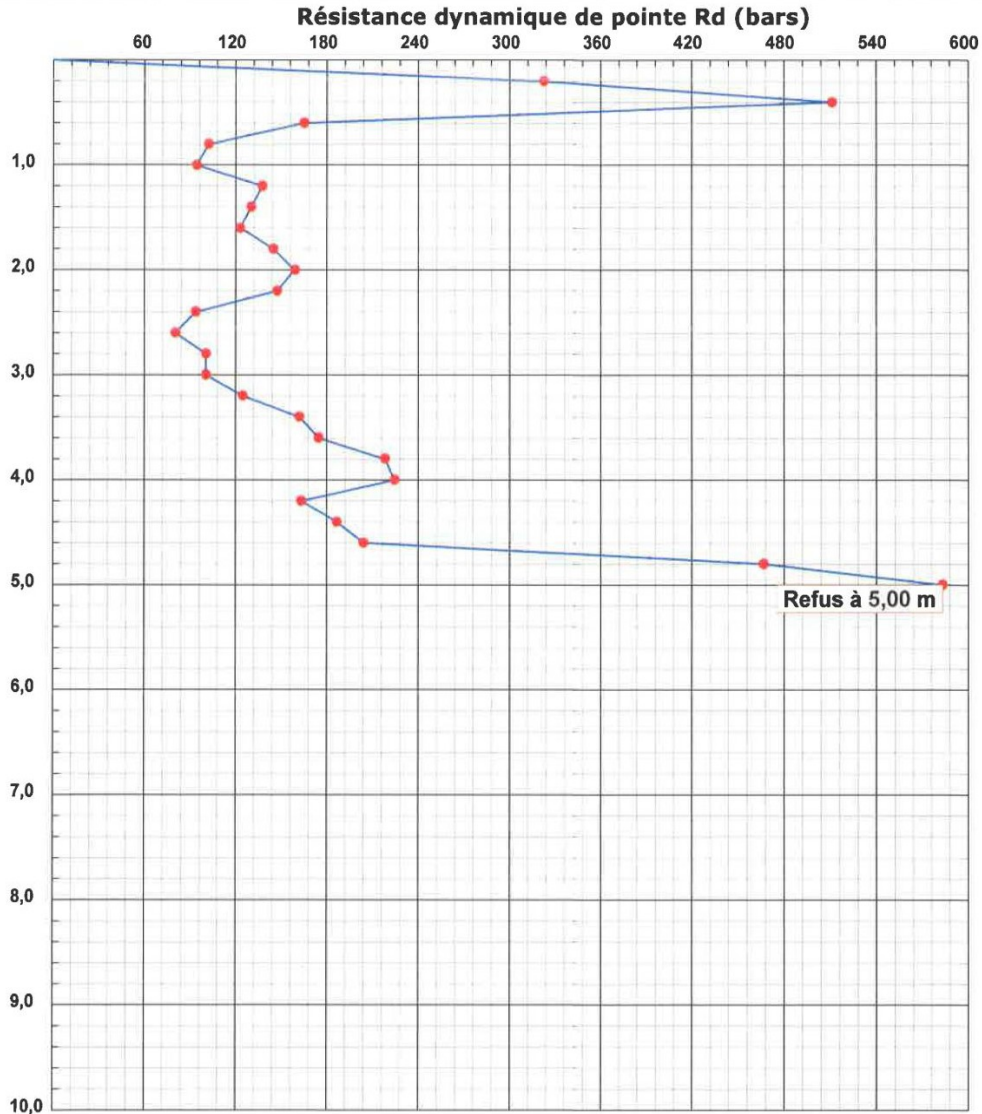
Annexe A



Essai pénétrométrique dynamique NF P 94-115

Annexe A

INTITULE : Etude géotechnique pour trois glissement sur le CW137A WILAYA DE JIJELsai : PDL 03 (PK17+700) N°DOSSIER : /E/18/2017 LIEU : JIJEL CLIENT : BEGETEC DATE ESSAIS : 14/10/2017 au 14/10/2017	Localisation : Coordonnées GPS : X : Y : Z :
--	--



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 64 kg
 Hauteur de chute (H) : 0.75 m
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e/N \times (m + \sum m')}$$

Annexe A

Teneur de l'eau pondérale

Projet : Etude géotechnique de trois glissement sur le CW 137A AUX OK 0+100 , PK15+500 -PK 17+700 Client : BEGETEC Lieu : N° Dossier : 41-17-026	Sondage : Sc 01 (pk17++700) Profondeur : 06.60 - 07.00 m Date Essai : 12/12/2017 Température étuve : 105° °C Nature Sol : Marnes friables
--	---

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux						
Méthode par étuvage (NF P94-050)						
N°Echant	01	02				
Poids total humide (g)	160,71	190,93				
Poids total sec (g)	144,77	171,5				
Poids de la tare (g)	33,75	33,59				
Poids d'eau	15,94	19,43				
Poids du sol sec (g)	111,02	137,91				
Teneur en eau (%)	14,36	14,09				
Weau (%)	14,23					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins						
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)						
N°Echant	01					
Poids total sans paraffine (g)	194,54					
Poids total avec paraffine (g)	202,4					
Poids total dans l'eau (g)	108,4					
Volume brute (cm ³)	94,00					
Volume de la paraffine (cm ³)	8,93					
Volume net (cm ³)	85,07					
Masse volumique (g/cm ³)	2,29					
γ_h (g/cm ³)	2,29					
γ_d (g/cm ³)	2,00					
Sr (%)	115,99					

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³
 * Densité de l'eau = 1 g/cm³

Remarque :

Chargé de l'essai : DRISSI.W	Responsable : DRIF.T
------------------------------	----------------------

Annexe A

Projet : Etude géotechnique de trois glissement sur le CW 137A AUX
OK 0+100 , PK15+500 -PK 17+700

Client : BEGETEC

Lieu :

N° Dossier : 41-17-026

Sondage : Sc 01 (pk17++700)

Profondeur : 06.60 - 07.00 m

Date Essai : 12/12/2017

Température étuve : 105° °C

Nature Sol : Marnes friables

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	01	02					
Poids total humide (g)	160,71	190,93					
Poids total sec (g)	144,77	171,5					
Poids de la tare (g)	33,75	33,59					
Poids d'eau	15,94	19,43					
Poids du sol sec (g)	111,02	137,91					
Teneur en eau (%)	14,36	14,09					
Weau (%)	14,23						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	01						
Poids total sans paraffine (g)	194,54						
Poids total avec paraffine (g)	202,4						
Poids total dans l'eau (g)	108,4						
Volume brute (cm ³)	94,00						
Volume de la paraffine (cm ³)	8,93						
Volume net (cm ³)	85,07						
Masse volumique (g/cm ³)	2,29						
γ_h (g/cm³)	2,29						
γ_d (g/cm³)	2,00						
Sr (%)	115,99						

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³

Remarque :

Chargé de l'essai : DRISSI.W

Responsable : DRIF.T

Annexe A

Analyse granulométrique NF P 94-056

NF P 94-095

Client : BEGETEC Projet : Etude géotechnique de trois glissement sur le CW 137A AUX OK 0+1Réf. Client : 00 -PK 17+700 Endroit : JILEL	N° Projet : 41/E/19/2017 N° rapport :
Sondage n° : Sc 01 Profondeur : 06.60 - 07.00 Matériaux : Marnes friables Provenance : Date essais : 17/12/2017	Sondage: Sc 01 : 06.60 - 07.00

Grain Size (mm)	Percentage (%)
20	100.00
10	96.52
5	79.99
2	48.69
1	34.52
0.5	17.81
0.2	14.27
0.1	10.73
0.075	9.14

Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
12,50	100,00			●	9,14 %	%	%	0 %	GA-Gb
10,00	96,52								
5,00	79,99								
2,00	48,69								
1,25	34,52								
0,40	17,81								
0,20	14,27								
0,16	10,73								
0,08	9,14								

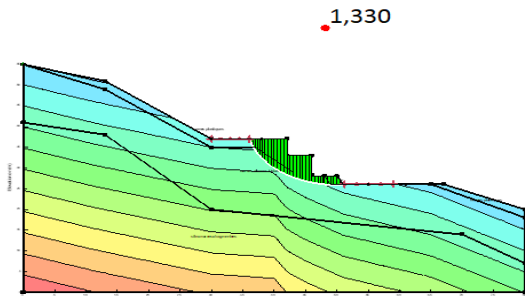
Remarque :

Préparé par : DRISSI.W	Approuvé par : DRIFT	Date : 17/12/2017
---------------------------	-------------------------	----------------------

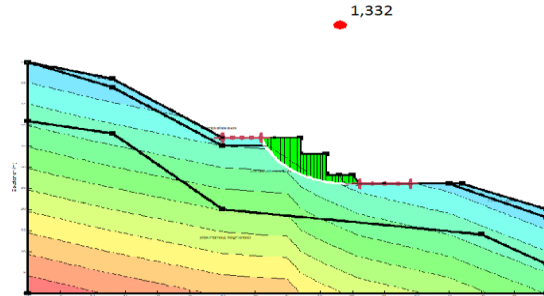
Les cercles critiques des différentes méthodes des solutions.

1^{er} Solution : reprofilage

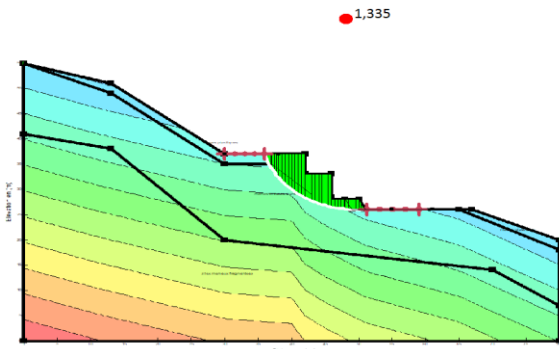
Morgenstern-price



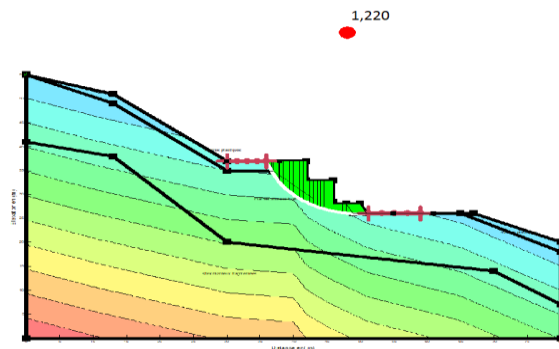
Spencer



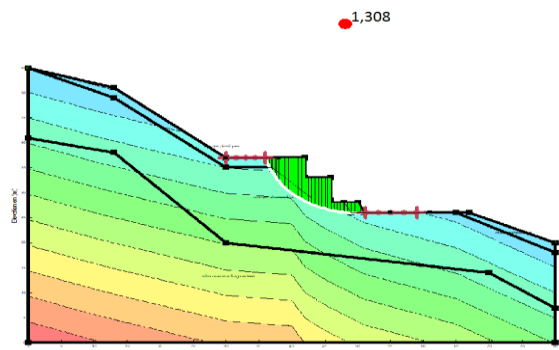
Bishop



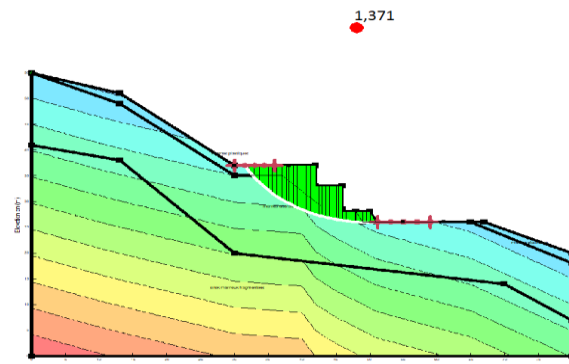
Janbu



Ordinaire

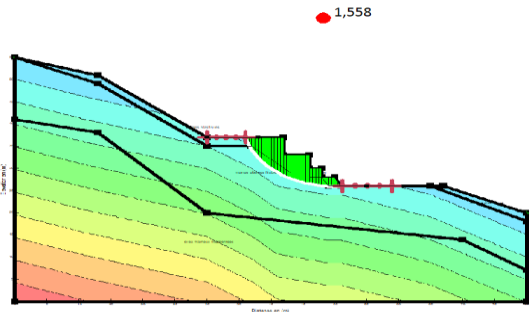


Janbu généralisée

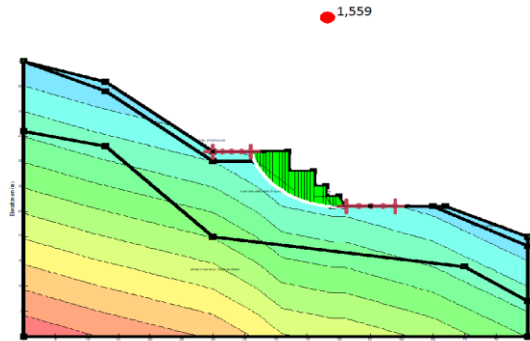


2^{ème} Solution : reprofilage + gabionnage

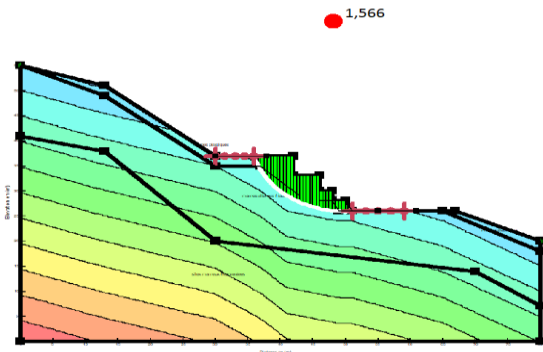
Morgenstern price



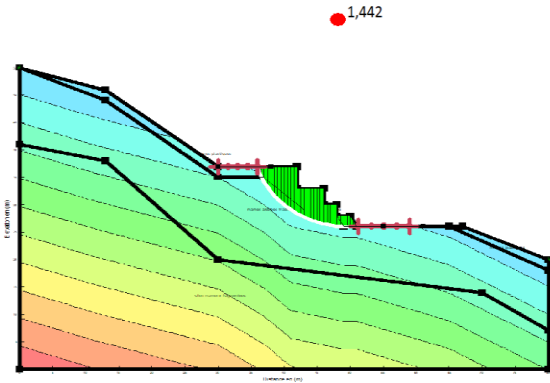
Spencer



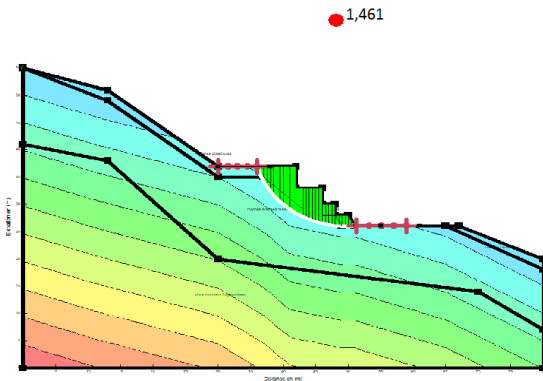
Bishop



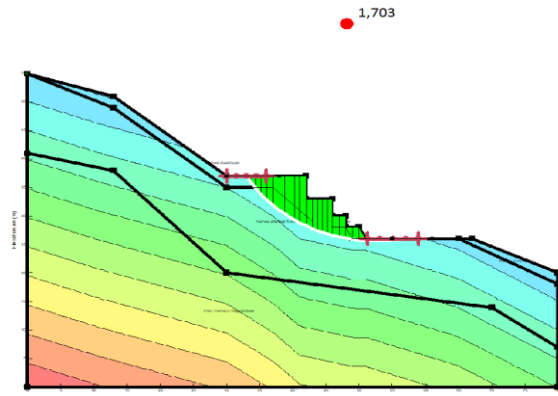
Janbu



Ordinaire

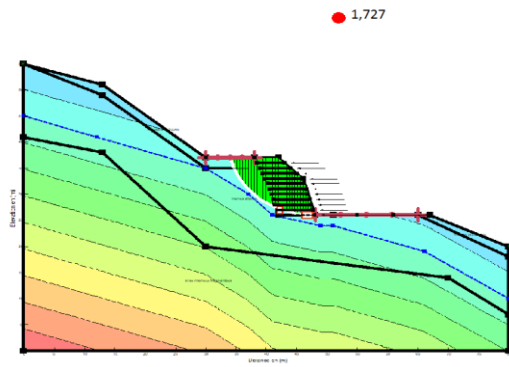


Janbu généralisée

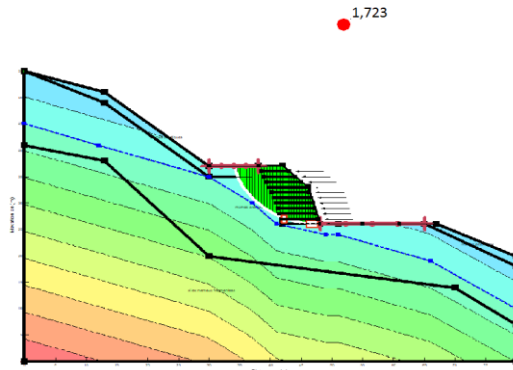


3^{ème} Solution : Géotextile

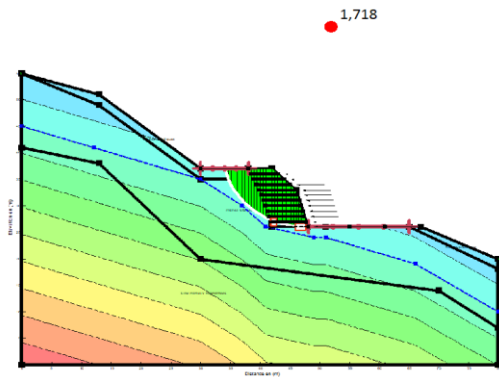
Morgenstern-price



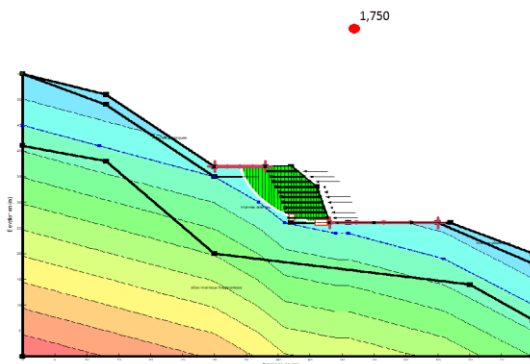
Spencer



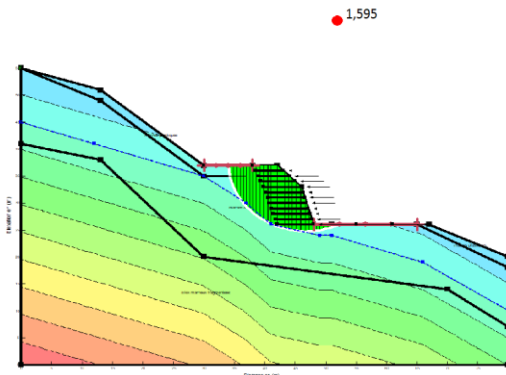
Bishop



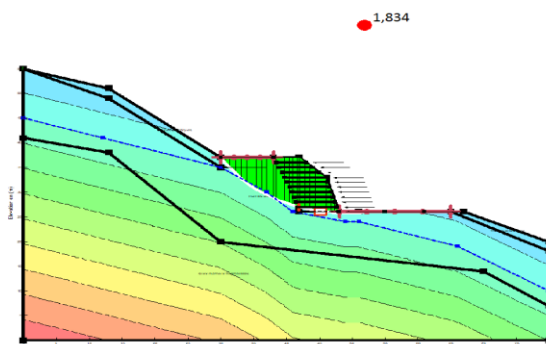
Janbu



Ordinaire

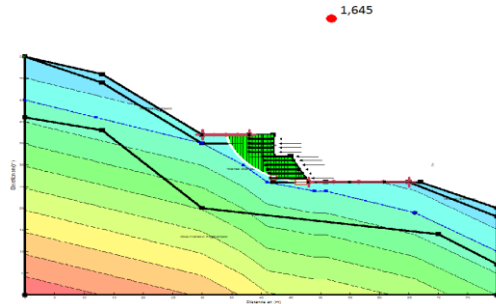


Janbu généralisée

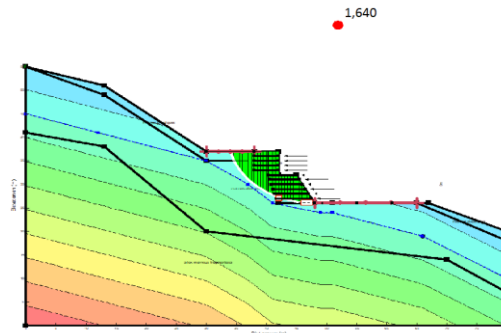


4^{ème} Solution : deux sections de géotextile

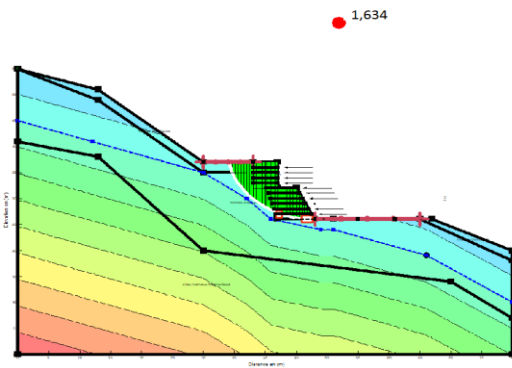
Morgenstern-Price



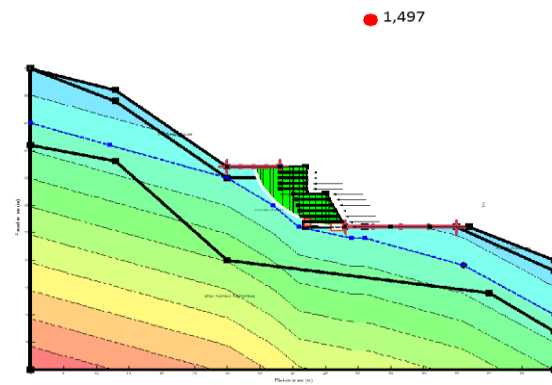
Spencer



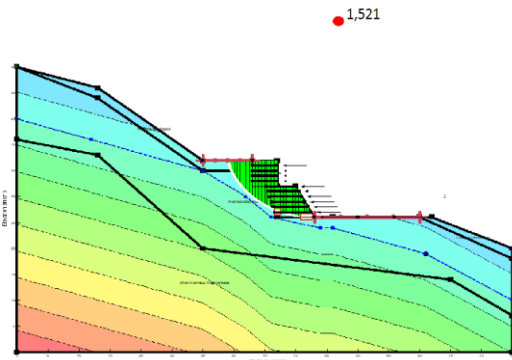
Bishop



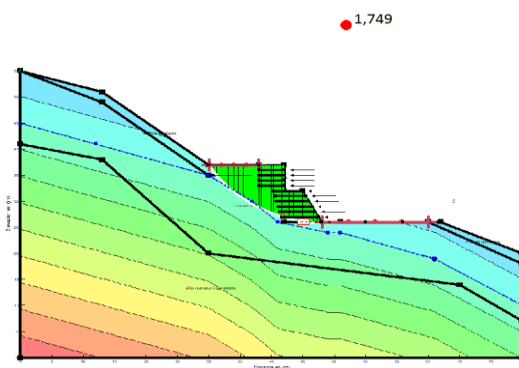
Janbu



Ordinaire

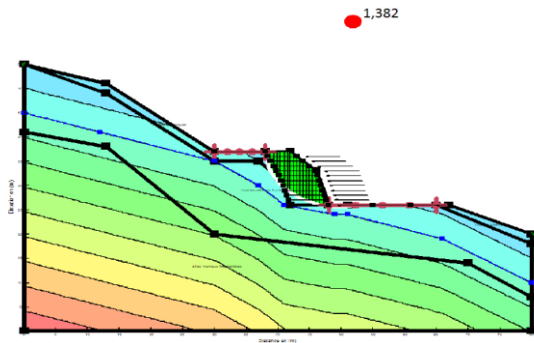


Janbu généralisée

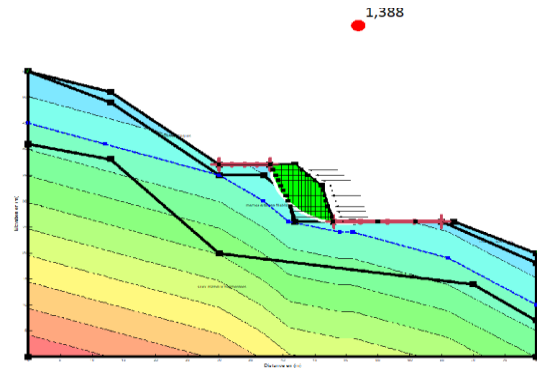


5^{ème} Solution : bande d'armature

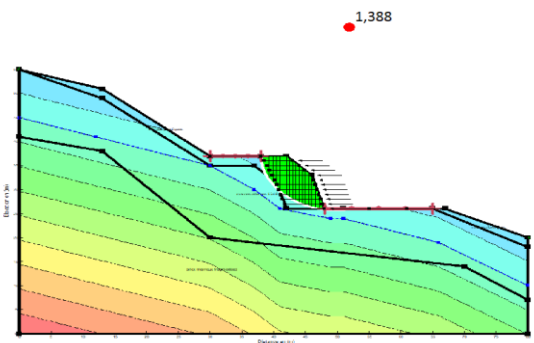
Morgenstern-Price



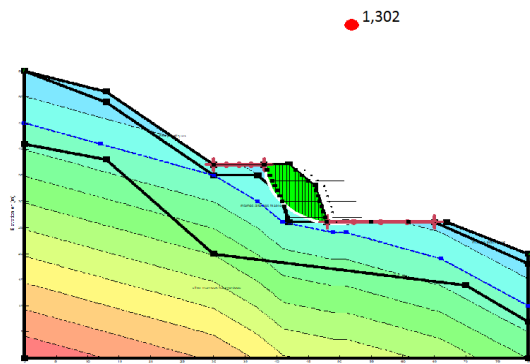
Spencer



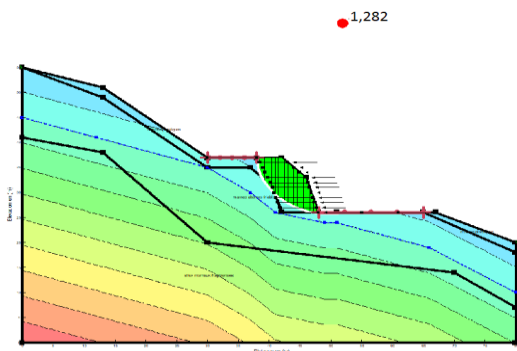
Bishop



Janbu



Ordinaire



Janbu généralisée

