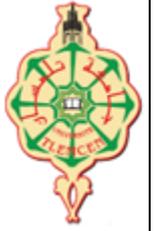




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID - TLEMCCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de master en

Travaux publics

Option : voies et ouvrage d'art

Thème

Analyse de la stabilité du talus : cas d'un glissement de terrain sise dans la pénétrante autoroutière Ghazaouet-Tlemcen

Présenté par

Mlle. Youcef-Tani Sanaa

M. Ramdani Chahreddine Ali

Soutenu en Juin 2021 devant le jury composé de

BENCHOUK Assia	<i>Maitre de Conférences A</i>	Université de Tlemcen	Présidente
KHELIFI Zakia	<i>Maitre de Conférences B</i>	Université de Tlemcen	Encadrante
ALLAL Mohammed Amine	<i>Professeur</i>	Université de Tlemcen	Encadrant
ZADJAOUI Abdeldjalil	<i>Professeur</i>	Université de Tlemcen	Examineur

Remerciements

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en graduation

Nous tenons tout d'abord à exprimer nos profonds remerciements à nos deux encadrant:

Mr ALLAL MOHAMMED AMINE, Professeur à l'université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, pour sa patience, ses documentations et surtout ses judicieux conseils.

Mlle KHELIFI ZAKIA, doctorante à l'université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, pour sa patience et le grand intérêt qu'elle nous a toujours manifesté, durant notre formation et la préparation de ce mémoire.

Un remerciement particulier pour le professeur ABOU-BEKR NABIL pour ces précieux conseils, pour son aide et sa disponibilité.

Nos remerciements iront également à tous ceux qui ont accepté avec bienveillance d'examiner ce mémoire : Mme BENCHOUK.A, professeur à l'université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen et monsieur ZADJAOUI A, professeur à l'université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen.

Un grand remerciement pour M.Hadjaji Amri et M.Bakhti Mohammed, Pour leurs conseils et leurs motivations, ainsi que pour leurs précieuses aide durant ce projet de fin d'études.

À tous l'ensemble des ingénieurs et Maitre d'ouvrage de l'ADA.

Dédicaces

«Au nom du dieu le clément le miséricordieux»

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères et sœurs,

*À tous mes amis et camarades qui m'ont supporté à réaliser ce
travail,*

À mon binôme Youcef Tani Sanaa et à sa famille.

À tous les enseignants du Département de Génie Civil

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

*À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce
travail.*

À mon pays,

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

Je dédie ce modeste travail

Aux mes précieuses grand parents

Ramdani Chahreddine Ali

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères et sœurs,

*À tous mes amis et camarades qui m'ont soutenu durant la réalisation
de ce travail,*

À mon binôme Ramdani Chahreddine Ali et à sa famille.

À tous les enseignants du Département de Génie Civil

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

*À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce
travail.*

Youcef Tani Sanaa

Résumé

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier la stabilité des pentes. On passe d'abord par une synthèse bibliographique sur la terminologie, la typologie, la classification des mouvements de pente et introduit brièvement les facteurs d'instabilité. Par la suite, les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des pentes sont introduites, en faisant ressortir leurs hypothèses d'application, leurs avantages et leurs limites d'utilisation. La partie originale de ce travail est l'analyse d'un talus instables situés dans la wilaya de Tlemcen, à la nouvelle pénétrante de Ghazaouet. Malheureusement, cette pénétrante a connu plusieurs obstacles dus à des problèmes géotechniques lors des phases de construction et d'exploitation. Le glissement de terrain dont nous allons parler s'est produit au niveau du point kilométrique RNK 0+300. Notre travail a consisté à étudier ce talus avec deux logiciels différents, GEOSLOPE 2012 et PLAXIS 2D 8.0. Les résultats obtenus du coefficient de sécurité, par ces deux méthodes éléments finis et différences finis permet de mieux comprendre le comportement d'un talus par le fait d'avoir les déplacements et par là même de faire les prévisions nécessaires permettant de diminuer ce risque.

Mots clés

Stabilité des pentes, talus, pénétrante, coefficient de sécurité, éléments finis, différences finis, PLAXIS, GEOSLOPE.

Abstract

The main objective of this thesis is to study the stability of slopes. First, a bibliographic synthesis is made on the terminology, typology and classification of slope movements and briefly introduces the instability factors. Subsequently, the different methods of analysis of slope stability are introduced, highlighting their assumptions of application, their advantages and their limitations of use. The original part of this work is the analysis of an unstable slope located in the wilaya of Tlemcen, at the new penetration of Ghazaouet. Unfortunately, this penetration has experienced several obstacles due to geotechnical problems during the construction and operation phases. The landslide we are going to talk about occurred at the level of kilometer point RNK 0+300. Our work consisted in studying this slope with two different software: GEOSLOPE 2012 and PLAXIS 2D 8.0. The results obtained from the safety coefficient, by these two methods finite elements and finite differences allows to better understand the behavior of a slope by the fact of having the displacements and by the same to make the necessary forecasts allowing to decrease this risk.

Key words

Slope stability, slope, penetration, safety coefficient, finite elements, finite deference, PLAXIS, GEOSLOPE.

المخلص

الهدف الرئيسي من هذه الرسالة هو دراسة ثبات المنحدرات. أولاً، يتم عمل توليف بيليوغرافي للمصطلحات ، والتصنيف، وتصنيف حركات المنحدرات ، ويقدم بإيجاز عوامل عدم الاستقرار. بعد ذلك ، تم تقديم الطرق المختلفة لتحليل استقرار المنحدر ، مع إبراز افتراضات التطبيق ومزاياها وقيود استخدامها. الجزء الأصلي من هذا العمل هو تحليل منحدر غير مستقر يقع في ولاية تلمسان عند الاختراق الجديد للغزوات. لسوء الحظ ، واجه هذا الاختراق عدة عقبات بسبب المشاكل الجيوتقنية أثناء مرحلتي البناء والتشغيل. حدث الانهيار الأرضي الذي سنتحدث عنه على مستوى نقطة الكيلومتر RNK0+300. اشتمل عملنا على دراسة هذا المنحدر باستخدام برنامجين مختلفين، GEOSLOPE 2012 و PLAXIS 2D 8.0. النتائج التي تم الحصول عليها من معامل الأمان ، من خلال هاتين الطريقتين ، تسمح العناصر المحدودة والاختلافات المحدودة بفهم سلوك المنحدر بشكل أفضل من خلال حقيقة وجود عمليات إزاحة ، وبنفس الطريقة لعمل التوقعات اللازمة التي تسمح بتقليل هذا الخطر.

الكلمات الدالة

معامل الأمان، العناصر المحدودة، معامل الأمان، Plaxis, GeoSlope، استقرار المنحدر، الانحدار، الاختراق،

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	2
<i>Dédicaces</i>	3
<i>Dédicaces</i>	4
Résumé.....	5
Abstract.....	6
الملخص.....	7
LISTE DES FIGURES.....	12
LISTE DES TABLEAUX.....	16
LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES.....	17
Lettres Latines	18
Introduction générale	19
CHAPITRE 1 : GENERALITES ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES.....	21
1.1. Introduction	22
1.2. Classification des mouvements de terrains	22
1.2.1. Classification selon D.J Varnes 1978.....	23
1.2.2. Classification selon Jean Pierre (1996)	24
1.2.3. Classification selon Colas et Pilot	25
1.3. Principaux types d'instabilités.....	26
1.3.1. Les glissements.....	26
1.3.1.1. Glissement plan	27
1.3.1.2. Glissement rotationnel	28
1.3.1.3. Glissement quelconque	28
1.3.2. Les écroulements, les éboulements et Les chutes de pierres.....	29
1.3.3. Les coulées	29
1.3.4. Les fluages.....	30
1.4. Caractérisation d'un problème d'instabilité	31
1.4.1. Caractérisation qualitative (Topographie, géologie, hydrogéologie).....	31
1.4.2. Caractérisation quantitative (identification physique et mécanique).....	32
1.5. Méthodes de calcul	32
1.5.1. Méthodes basées sur l'équilibre limite.....	34
a. La méthode ordinaire des tranches	35
b. La méthode Bishop simplifiée.....	39
c. Méthode de Spencer	42

1.5.2.	Méthodes numériques (différences finies, éléments finis)	44
5.3.1	La méthode des éléments finis	44
5.3.2	La méthode des différences finies.....	46
1.5.3.	Méthodes probabilistes	47
1.6.	Quelques cas de glissement observés en Algérie.....	48
a.	Le glissement de terrain de Bouzaréah	48
b.	Les glissements de terrain de La wilaya de Guelma.....	49
c.	Le glissement de terrain près de la basilique Notre Dame d' Afrique	50
1.7.	Conclusion.....	51
CHAPITRE 2 : LES METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS		52
2.1.	Introduction	53
2.2.	Types de confortements	53
2.2.1.	Approche douce	54
2.2.1.1.	Terrassements	54
a.	Reprofilage.....	55
b.	Substitution totale ou partielle.....	55
c.	Allègement en tête.....	56
2.2.1.2.	Drainages	57
a.	Drainage de surface	57
b.	Drainage par forages.....	58
2.2.1.3.	Végétation.....	59
2.3.	Avantage et inconvénient.....	60
2.3.1.	Approche dure.....	60
2.3.1.1.	Le renforcement	61
a.	Les géosynthétiques.....	61
b.	Les tirants d'ancrages.....	62
c.	Les pneusol	64
d.	Clouage.....	65
2.3.1.2.	Les soutènements.....	66
a.	Les ouvrages de soutènements rigides	67
b.	Les ouvrages de soutènements souples.....	67
2.3.1.3.	Le durcissement.....	68
2.4.	Avantages et inconvénients.....	69
2.5.	Choix de la méthode de confortement	70

2.6.	Conclusion.....	70
CHAPITRE 3 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE + ANALYSE DU MODÈLE SUJET D'ÉTUDE		71
3.1	Introduction	72
3.2	Localisation du site.....	72
3.3	Reconnaissance du site	73
3.3.1	La reconnaissance topographique.....	73
3.3.2	La reconnaissance Géophysique	74
3.3.3	La reconnaissance Géotechnique.....	74
3.3.4	L'hydrogéologie.....	74
3.3.5	La reconnaissance Géologique.....	75
a)	Les cavités.....	75
b)	La lithologie	76
3.4	Sismologie de la zone d'étude	78
3.5	Aperçu Climatologique et Hydrologique	78
3.6	Présentation du sujet d'étude (Talus RNK0+300)	78
a)	La description.....	79
b)	La lithologie du talus	80
c)	Résultats des essais au laboratoire	81
i.	Caractéristiques physiques.....	81
ii.	Caractéristiques de résistance à pression	81
iii.	Caractéristiques de résistance au cisaillement.....	82
d)	Analyse des propriétés géotechniques des sols	82
3.7	Analyse de la stabilité de talus :.....	82
3.8	Présentation des deux logiciels utilisés	83
a)	Le logiciel PLAXIS version 8.2.....	83
b)	Le logiciel GEOSLOPE 2012 version 8	83
3.9	Modélisation du profil étudié	85
3.9.1	Analyse à l'aide de Slope/W.....	86
a.	Cas du talus naturel.....	86
b.	Cas du talus après terrassement.....	88
3.9.2	Analyse à l'aide de Plaxis 2D	89
a.	Cas du talus naturel.....	89
b.	Cas du talus après terrassement.....	93
3.9.3	Discussion des résultats de la modélisation numérique	95

3.10	Analyse de la stabilité du talus avec reprofilage de la pente	96
3.10.1	Analyse à l'aide de Plaxis 2D	96
3.10.2	Analyse à l'aide de GeoSlope/W	98
3.10.3	Discussion des résultats du calcul après reprofilage du talus.....	99
3.11	Conclusion.....	100
	Conclusion général :.....	101
	<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	103

LISTE DES FIGURES

- Figure 1.1.** Organigramme de la classification des risques géologiques selon Varnes (Bruno,2005).
- Figure 1.2.** Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (Jeans P., 1996).
- Figure 1.3.** Différents types de déstabilisation des versants (Varnes, 1978).
- Figure 1.4.** Organigramme de la classification des mouvements de terrain selon COLAS et PILOT (1976).
- Figure 1.5.** Schéma explicatif d'un glissement de terrain (Durville,J. Gilles,S. 1996).
- Figure 1.6.** Schéma d'un phénomène de glissement de terrain plan (Desodt, et al. 2017).....
- Figure 1.7.** Glissement de terrain plan (Durville,J. Gilles,S. 2000).
- Figure 1.8.** Schéma d'un phénomène de glissement circulaire. (a) : avant activation. (b) : après activation. (Desodt, et al.2017)
- Figure 1.9.** Schéma d'un phénomène de glissement quelconque (PHILIPPONNAT, 1998).
- Figure 1.10.** Type d'éroulement. (Chute de blocs) (Eboulement ou basculement de blocs)
- Figure 1.11.** Types de coulées
- Figure 1.12.** Schéma d'un phénomène de fluage. (Mohammed Hamza AISSA, 2011).
- Figure 1.13.** Fluage, reptation, fauchage ou solifluxion
- Figure 1.14.** Tranche et forces pour la méthode ordinaire des tranches (USACE, 2003).....
- Figure 1.15.**Tranche pour la méthode ordinaire des tranches avec des charges d'eau externes (USACE, 2003).....
- Figure 1.16.** Tranche et forces typiques pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003).....
- Figure 1.17.** Exemple pour élément finis + Maillage
- Figure 1.18.** Maillage selon la méthode des différences finies avec logiciel GeoSLOPE
- Figure 1.19.** Maillage selon la méthode des différences finies avec logiciel FLAC.
- Figure 1.20.** Glissement de terrain au niveau de la cité Céleste.....
- Figure 1.21.** Glissement de terrain à La wilaya de Guelma
- Figure 1.22.** Glissement de terrain près de la basilique Notre Dame d'Afrique

Figure 2.1. Organigramme des méthodes de confortements (Badr. 2008).
Figure 2.2. Organigramme de l'approche douce.
Figure 2.3. Schéma d'un reprofilage (Durville,J. Gilles,S. 1996).
Figure 2.4. Reprofilage d'un terrain (prise du site web terrassementloperhet).
Figure 2.5. Schéma d'une substitution partielle (Durville,J. Gilles,S. 1996).
Figure 2.6. Schéma d'un allégement en tête (Durville,J. Gilles,S. 1996).
Figure 2.7. Stabilisation par enrochement (prise du site web observatoire régional risques).
Figure 2.8. Coupe d'une tranchée drainante (APAT, 2003)
Figure 2.9. Principe du drainage (M. DESURMONT et Al., 1978).
Figure 2.10. Méthode de confortement, végétation.
Figure 2.11. Organigramme de l'approche Dure.
Figure 2.12. Renforcement par géotextile tridimensionnel (prise site web conceptual house plans)
Figure 2.13.a. Exemple de tirants d'ancrage actif (Gilles .S, Pierre 1998)
Figure 2.13.b. Constitution schématique d'un tirant (M. DESURMONT et Al., 1978).
Figure 2.13.c Tirant I.R.P. de SOLETANCHE injectable (J.P Astre et al, 1978)
Figure 2.14a : Merlon Bourg d'Oisan 2 –Mur pare bloc- 6000 pneus découpés sur un flan.
Figure 2.14b : Merlon de Moutiers, mur pare bloc – 8000 pneus découpés sur un flan.
Figure 2.14c : Merlon pour la SNCF – Saint Jean de Morienne – 2000 pneus découpés sur un flan.
Figure 2.15 : Phases d'exécution d'un mur en sol cloué (G.Sève & P.Pouget, 1998)
Figure 2.16.a. Schéma d'un clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al, 1991)
Figure 2.16.b. Stabilisation par clouage (Gilles .S, Pierre 1998).
Figure 2.17. Schéma d'un mur de soutènement.
Figure 2.18. Exemple des ouvrages de soutènement
Figure 2.19. Exemple de mur gabion
Figure 2.20. Durcissement (Badr, 2008).
Figure 3.1 Le réseau autoroutier algérien en mai 2015 (ADA)

Figure 3.3 une cavité.....
Figure 3.4 une cavité important.....
Figure 3.6 Carte de zonage sismique du territoire national (RPA99)
Figure 3.7 Localisation du talus
Figure 3.8.a surface glissement en Grès argileux RNK0+300-RNK0+320
Figure 3.8.b la section RNK0+300-RNK0+320
Figure 3.8.c la section RNK0+300-RNK0+320.....
Figure 3.9. Structure de Geostudio 2012
Figure.3.10. Géométrie du talus naturel
Figure 3.11.a- Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (FS=1,765)
Figure 3.11.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (FS=1,694).....
Figure 3.12.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (FS=1,766)
Figure 3.12.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (FS=1,696).....
Figure 3.13 : Géométrie du talus après terrassement.....
Figure 3.14.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (FS=1,476)
Figure 3.14.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (FS=1,462).....
Figure 3.15.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (FS=1,479)
Figure 3.15.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (FS=1,464).....
Figure 3.16. - Géométrie du talus avec les conditions aux limites.....
Figure 3.17. – Génération du maillage
Figure.3.18 Génération des contraintes totales (Direction principale)
Figure.3.19 Génération des contraintes totales (Contraintes déviatoriques)
Figure.3.20 La déformé du maillage à la fin de la phase de calcul du coefficient de sécurité.	

Figure.3.21. Les déplacements totaux
Figure.3.22. Contraintes totales (720,70 kN/m ³).....
Figure.3.23. Coefficient de sécurité du talus (Fs = 1,8119).
Figure.3.24. Géométrie du talus après travaux de terrassements.
Figure.3.25. Les déplacements totaux
Figure.3.26 Contraintes totales (626,60 kN/m ³)
Figure.3.27. Coefficient de sécurité du talus après terrassements (Fs = 1,4310).....
Figure.3.28. Géométrie du talus après reprofilage
Figure.3.29 Maillage du talus après reprofilage.....
Figure.3.30. Le maillage déformé à la fin de la phase de calcul du coefficient de sécurité.
Figure.3.31. Les déplacements totaux
Figure.3.32. Contraintes totales (568,80 kN/m ³).....
Figure.3.33. Coefficient de sécurité du talus après adoucissement de la pente (Fs = 1,8995).....
Figure 3.34- Géométrie du talus après adoucissement de sa pente.
Figure 3.35- Coefficient de sécurité donné par la méthode de Morgenstern-Price (Fs=1,724).....
Figure 3.36- Coefficient de sécurité donné par la méthode de Bishop (Fs = 1,737)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Comparaison des caractéristiques des méthodes d'équilibre des limites (Rostane, 2020)	
Tableau 1.2. Les inconnus et équations pour la méthode ordinaire des tranches (USACE, 2003)	
Tableau 1.3. Les inconnues et les équations pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003)	
Tableau 1.4. Les inconnues et les équations pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003)	
Tableau 2.1 cite quelque avantage et inconvénient de l'approche douce (NORDINE, 2010)	
Tableau 2.2. Avantages et inconvénients des approches dures (NORDINE, 2010)	
Tableau 3.1. Lithologie des fractions dominantes (ADA, 2019)	
Tableau 3.2. Identification de Grave argileuse	
Tableau 3.3. Caractéristiques granulométriques de Grave argileuse	
Tableau 3.4. Caractéristiques Grès argileux	
Tableau 3.5. Caractéristiques de résistance au cisaillement Grès argileux	
Tableau 3.6. Différents logiciels et méthodes choisis pour l'étude	
Tableau 3.7. Données géotechniques pour la modélisation (ADA,2015)	
Tableau 3.8. Synthèse des résultats d'analyse de la stabilité du talus.	
Tableau 3.9. Synthèse des résultats d'analyse de la stabilité du talus après reprofilage.....	

LISTE DES SYMBOLES ET ACRONYMES

Lettres grecques

- α Angle entre la direction de la contrainte tangentielle avec l'horizontale [°]
 β Angle de la pente avec l'horizontale [°]
 γ_h Poids volumique [kN/m³]
 γ_d Poids volumique sec [kN/m³]
 γ' Poids volumique déjaugé [kN/m³]
 γ_{sat} Poids volumique saturé [kN/m³]
 ϕ Angle de frottement [°]
 ϕ_D Angle de frottement développé tout au long de la surface de rupture [°]
 ϕ_u Angle de frottement apparent (non drainé) [°]
 ϕ' Angle de frottement effectif [°]
 λ Pourcentage (en forme décimale) de la fonction inter-tranches
 ν Coefficient de Poisson
 σ Contrainte totale [kN/m²]
 σ' Contrainte effective [kN/m²]
 σ_0 Valeur initiale approchée de la contrainte
 σ_{ij} Composante du tenseur de contrainte p
 σ_{ij} Composante de contrainte au cycle de calcul précédent
 τ_f Résistance ultime de cisaillement [kN/m²]
 τ_D Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface [kN/m²]
 ψ Angle de dilatance [°]
 χ Paramètre de perturbation

Lettres Latines

- b Largeur de la base de chaque tranche [m]
- c Cohésion [kN/m^2]
- c' Cohésion effective [kN/m^2]
- Cc Indice de compression
- Cs Indice de gonflement
- cu Cohésion apparente (non drainée) [kN/m^2]
- d Epaisseur équivalente [m]
- E Module de Young ou module d'élasticité longitudinal [kN/m^2]
- EA Rigidité normale [kN/m]
- Ei Rigidité de flexion [$\text{kN.M}^2/\text{m}$]
- Ei Force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche [kN]
- Ej Force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche [kN]
- F ou Fs Coefficient de sécurité
- FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua
- f(x) Fonction de la force inter-tranches
- G Module de cisaillement ou de glissement ou d'élasticité transversal [KN/m^2]
- h Hauteur [m]
- k Perméabilité [m/s]
- k0 Coefficient des terres en repos
- Mr Moment moteur [kN.m]
- MDF Méthode des différences finies
- MEF Méthode des éléments finis
- MEL Méthode d'équilibre limite
- $M\alpha$ Coefficient de stabilité (méthode de BISHOP simplifiée - soustrée d'un abaque)
- m' Coefficient de stabilité qui dépend de la géométrie
- n' Coefficient de stabilité qui dépend des propriétés du sol
- N Force normale à la base de la tranche [KN]
- R Rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment [m]
- ru Rapport de pression interstitielle
- T Force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche [kN]
- Uw Pression interstitielle [kN/m^2]
- W Poids propre de la masse susceptible au glissement ou d'une tranche [kN]

Introduction générale

Il arrive que les phénomènes naturels qu'ils soient géologique, géomorphologiques ou alors climatiques aient un impact considérable sur les glissements de terrain. Ils apparaissent lorsque les sols ou les roches se déplacent. Cela peut-être également dû à l'activité humaine qui ne cesse de s'étendre dans le domaine de la construction. La croissance démographique a conduit à des aménagements sur des milieux naturel et à se trouver exposées à des risques ou à occuper des zones jugées, par le passé, dangereuses.

Le déclenchement d'un glissement de terrain est de façon général assez lents, de quelques millimètres ou mètres par an. Le déplacement des matériaux peut atteindre des vitesses de quelques mètres par seconde. L'eau a un impact des plus importants sur les mouvements de terrains qui peuvent provoquer des dégâts assez important. Certains matériaux réagissent particulièrement aux glissements de terrain, comme les argiles, les marnes, les gypses ou les formations superficielles d'altérites.

L'analyse de la stabilité des structures en terre est le plus ancien type d'analyse numérique en géotechnique. L'idée de discrétiser une masse glissante potentielle en tranches a été introduite au début du 20e siècle. L'une des raisons pour lesquelles la méthode de l'équilibre limite a été adoptée si facilement est que les solutions pouvaient être obtenues par des calculs manuels. Une hypothèse simplificatrice a dû être adoptée pour obtenir des solutions.

Même à ce jour, les analyses de stabilité sont de loin le type d'analyse numérique le plus courant en géotechnique. C'est en partie parce que la stabilité est évidemment un problème clé dans tout projet - la structure restera-t-elle stable ou s'effondrera-t-elle ? Ce n'est cependant pas la seule raison.

La détermination du coefficient de sécurité est le but principal pour évaluer la stabilité d'une pente. Il existe un vaste éventail de méthodes d'analyse de stabilité des pentes en géotechnique. Celles-ci s'étendent des méthodes d'équilibre limite aux méthodes numériques, en passant par les approches probabilistes.

Dans ce projet de fin d'études, nous avons utilisé les deux codes de calcul : Geoslope qui est basé sur la méthode des différences finis ainsi que Plaxis qui est basé quant à lui sur la méthode des éléments finis. Plusieurs simulations ont été effectuées pour la modélisation du

talus rencontré instable. Ce travail devrait répondre d'une manière technique à cette problématique.

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

- ❖ Le premier chapitre est consacré aux généralités sur le mouvement du terrain, certaines classifications des instabilités des pentes et des synthèses sur quelques méthodes de calculs de la stabilité.
- ❖ Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes de confortement.
- ❖ Le troisième chapitre a pour objectif de présenter le site d'étude et il comporte des synthèses sur l'ensemble des données nécessaires pour le lancement de la modélisation.

Le manuscrit sera achevé par une conclusion générale.

**CHAPITRE 1 :
GENERALITES ET
METHODOLOGIE
D'ANALYSE DE
STABILITE DES PENTES**

1.1.Introduction

Le mouvement des terres indique que les catastrophes naturelles sont l'un des phénomènes géomorphologiques les plus coûteux et les plus fréquents au monde (H.Amri, 2020). Depuis plus d'un siècle, les scientifiques ont essayé diverses manières de comprendre les mécanismes et processus qui produisent des glissements de terrain et des mouvements de terres plus larges.

Malgré sa large gamme de types, la principale caractéristique du mouvement terrestre est le mouvement à grande échelle de matériaux avec des volumes, des vitesses et des profondeurs différentes. Ils se produisent sous l'action combinée de la sensibilité à des facteurs instables (lithologie, climat, gravité, etc.) et des facteurs déclenchant (forçage climatique, activité sismique, etc.). De plus, elle est liée à des causes naturelles, et les responsabilités des activités humaines sont plus ou moins impliquées. Le mouvement du sol peut être inactif, dormant, actif ou latent.

1.2.Classification des mouvements de terrains

La complexité de la nature des glissements de terrain les rend très difficile à localiser et encore plus difficile à prévoir ce qui en fait des phénomènes assez complexes et variés de par le type de matériaux qu'ils mobilisent (grès, calcaire, roche, argile,...etc.). Un mouvement de terrain est une instabilité due à un déplacement de volume de sol ou de roche sous l'effet de la pesanteur ou des lois de la physique de la résistance des matériaux (LCPC ,2000).

Les mouvements du sol englobent un large éventail de phénomènes très variés et dynamiques qui nécessitent l'utilisation de plusieurs classifications. Ils étaient principalement axés sur des critères morphologiques et se limitaient à un type de climat particulier. Voici les critères qui sont utilisés de nos jours pour les classer (Badr., 2008) :

- Morphologie et géométrie ;
- Cinématiques ou dynamiques ;
- Combinaison des précédents critères ;
- Nature des matériaux concernés.

Que l'on parle de glissement, de fauchage, d'éboulement, de fluage, de coulée, d'effondrement ou d'affaissement, chacun rentre dans une ou plusieurs classifications qui ont été reconnues en fonction de leur vitesse, de la nature des matériaux ou de leur cinématique.

1.2.1. Classification selon D.J Varnes 1978

La classification selon Varnes (Figure 1.1) est basée sur deux critères qui sont : la nature des formations affectées par la déstabilisation étudiée ainsi que le type de mouvement en rapport avec la structure géologique.

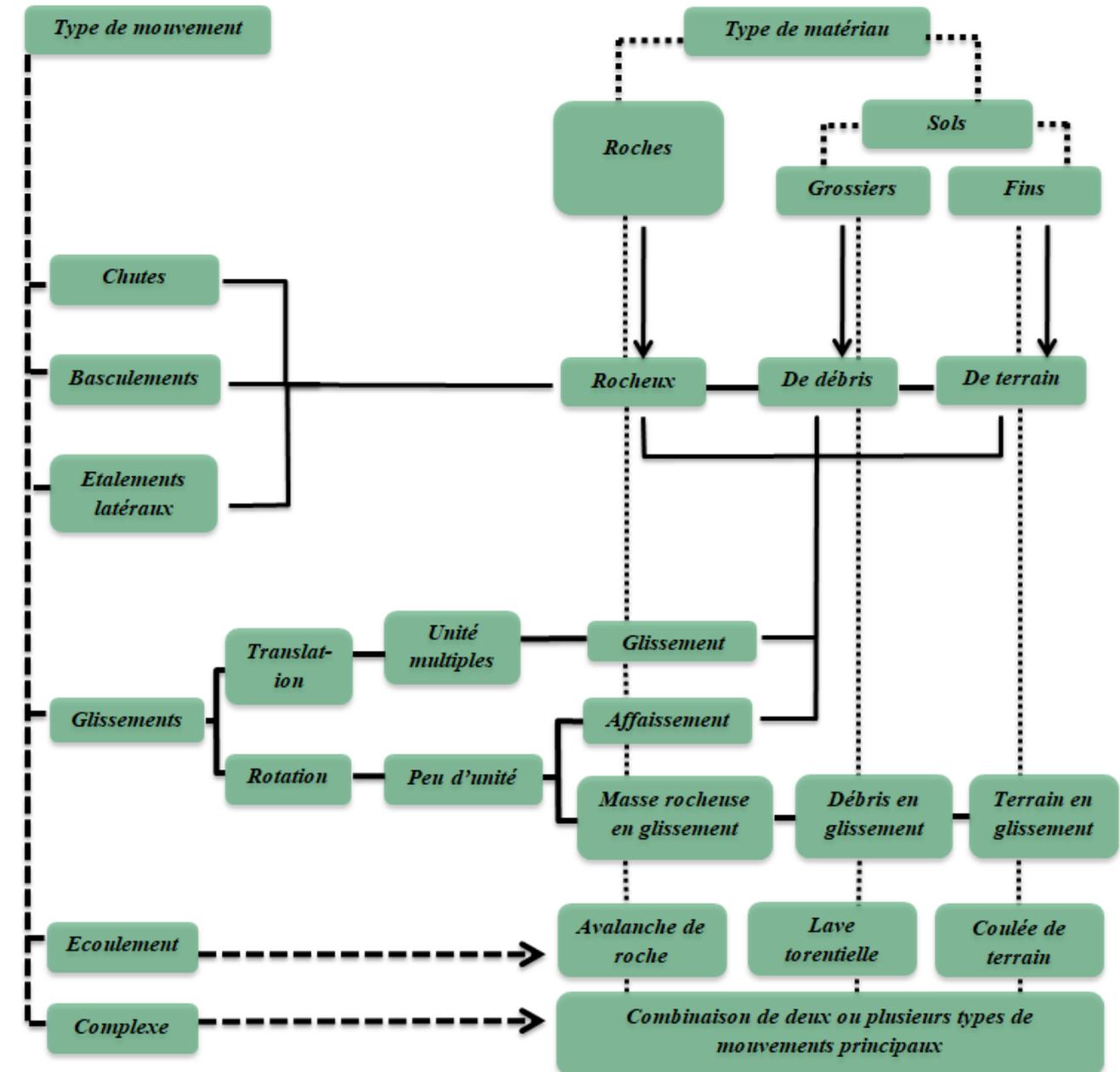


Figure 1.1. Organigramme de la classification des risques géologiques selon Varnes (BRUNO, 2005).

1.2.2. Classification selon Jean Pierre (1996)

C'est une classification basée sur le degré de remaniement interne des terres et leur vitesse moyenne. plus de détails sur la Figure 1.2.

Classe	Type	Schéma	Terrain concerné	Remaniement interne	Vitesse moyenne
Glissement de terrain	<i>Glissement plan</i>		Roches peu cohérentes - Marnes - Alluvions - Moraines	Plutôt faible	Quelque cm à quelque m par jour discontinu (saison)
	<i>Glissement circulaire</i>				
	<i>Glissement de niveau d'altération</i>		Altérite		Quelque m par jour discontinue (saison)
Écroulement	<i>Écroulement de surplomb</i>		Roche cohérente stratifiée ou non	Plutôt fort	Déclenchement très rapide Chute en quelques secondes
	<i>Écroulement d'aval pendage</i>				
Coulée boueuse	<i>Coulée de solifluxion</i>		Roche meuble		Plutôt fort
	<i>Coulée de boue</i>			Plusieurs m par seconde (variable selon fluidité)	

Figure 1.2. Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (Jeans P., 1996).

1.2.3. Classification selon Colas et Pilot

G. Colas et G. Pilot (1976) retient quatre famille (Figure 1.3) qui sont :

- **Les glissements de terrain** : caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements.
- **Les éboulements** : engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant.
- **Les coulées boueuses** : assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses sur des distances parfois importantes.
- **Les fluages** : qui sont des déformations sans rupture du talus, plastiques et qui durent dans le temps.

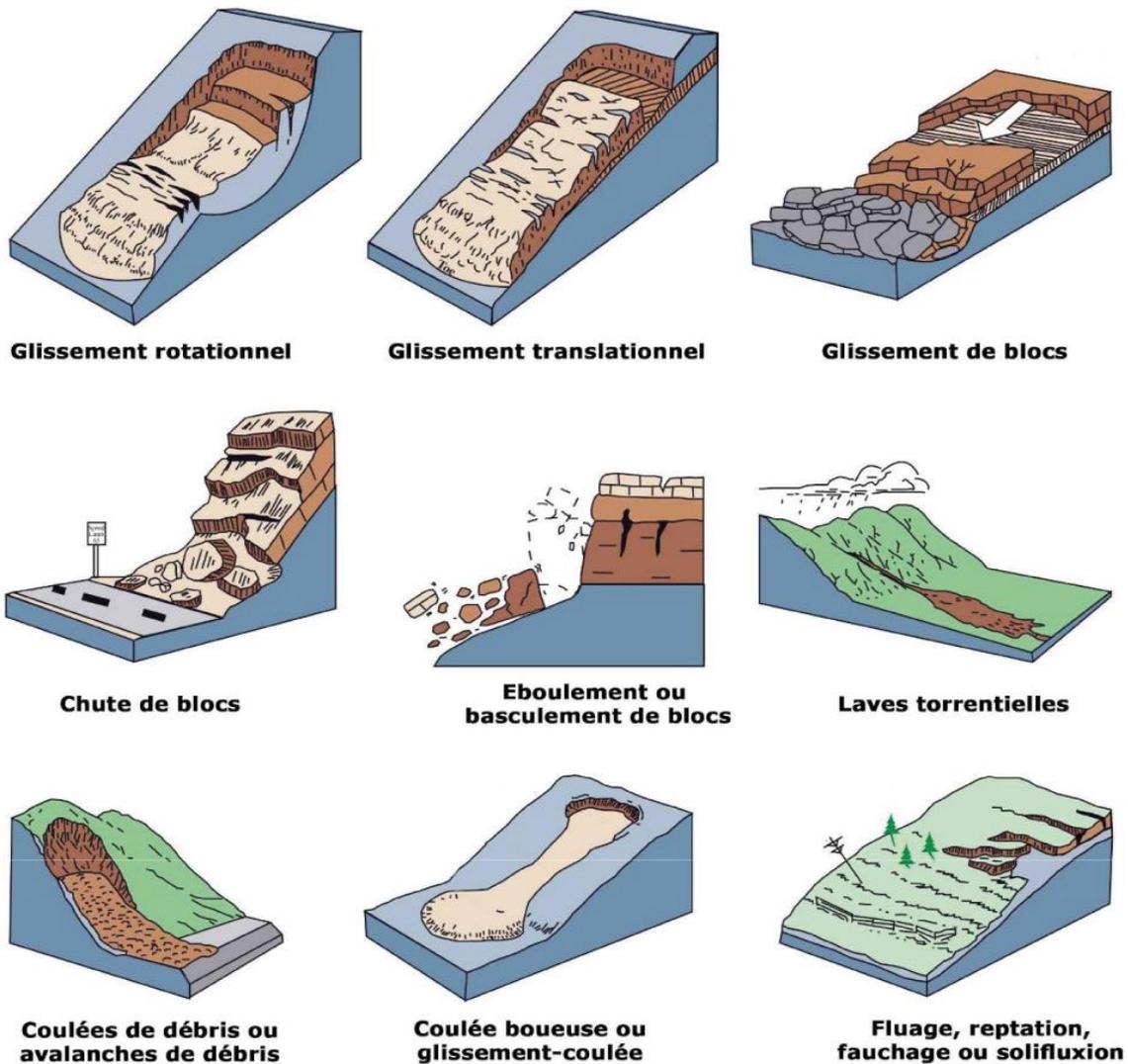


Figure 1.3. Différents types de déstabilisation des versants (Varnes, 1978).

1.3. Principaux types d'instabilités

Les types d'instabilités présentées ci-dessous (Figure 1.4) se basent sur la classification de COLAS et PILOT (1976) et qui demeure à ce jour la plus utilisée francophone.

Il existe plusieurs types de phénomènes d'instabilité des terrains en pente et qui sont regroupés sous l'expression mouvements de pentes. Ils varient en fonction de la nature des matériaux mis en jeu, de la cinématique, du mécanisme, de la dimension, etc. (Rostane., 2020).

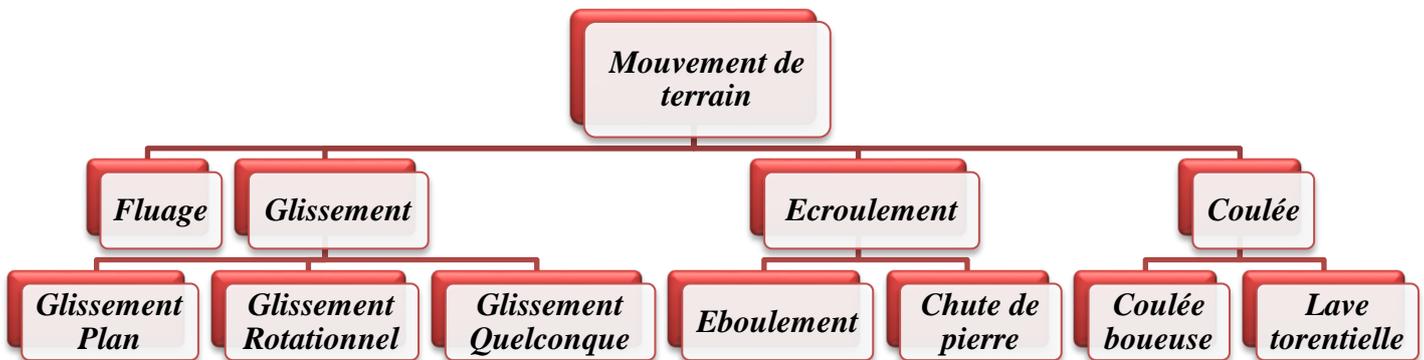


Figure 1.4. Organigramme de la classification des mouvements de terrain selon COLAS et PILOT (1976).

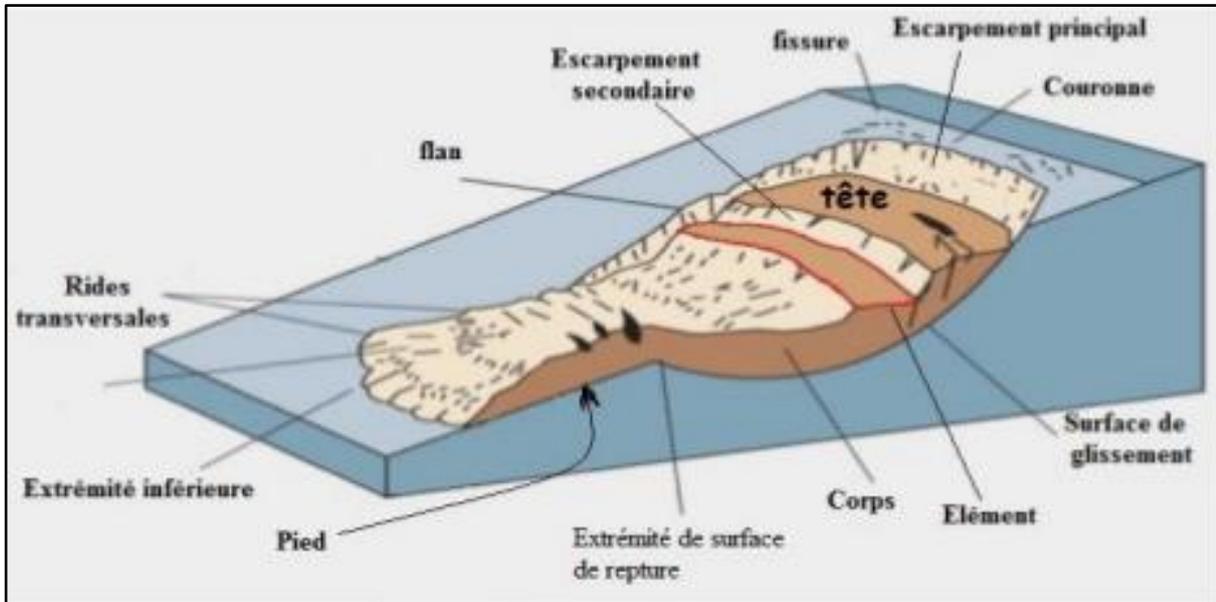
1.3.1. Les glissements

Les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices, telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture (Figure 1.5). On observe des glissements de formes variées.

Les dimensions en plan d'un glissement vont du décamètre à quelques kilomètres. La profondeur de la surface de rupture est comprise, dans la plupart des cas, entre 5 et 10 m (Durville, J. Gilles, S. 1996), mais elle peut atteindre quelques dizaines de mètres. Les volumes en mouvement dans les glissements les plus considérables atteignent plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. Les terrains concernés sont en général à forte composante argileuse,

mais on peut rencontrer des glissements dans des sols très sableux, ou dans du rocher altéré et fracturé.

Figure 1.5. Schéma explicatif d'un glissement de terrain (Durville,J. Gilles,S. 1996).



1.3.1.1. Glissement plan

Un glissement plan est un glissement dont la surface de rupture est plane dans sa grande partie comme le montre les figures ci-dessous (Figure 1.6) et (Figure 1.7):

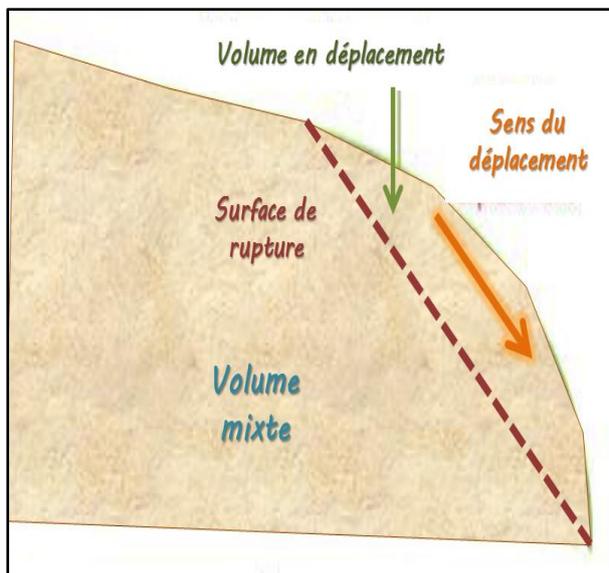


Figure 1.6. Schéma d'un phénomène de glissement de terrain plan (Desodt, et al. 2017)

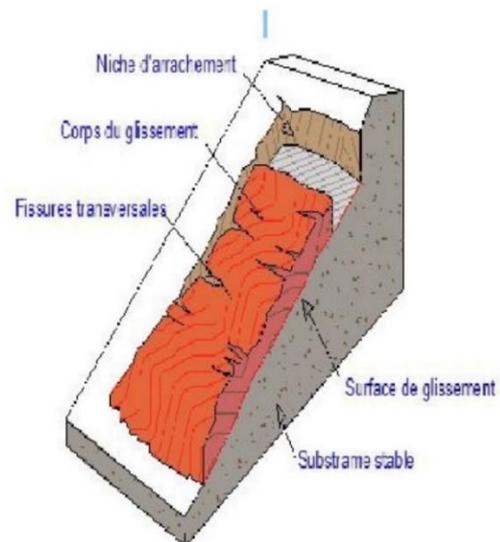


Figure 1.7. Glissement de terrain plan (Durville,J. Gilles,S. 2000).

1.3.1.2. Glissement rotationnel

Un glissement rotationnel est un glissement avec une surface de rupture à peu près circulaire voir (Figure 1.8).

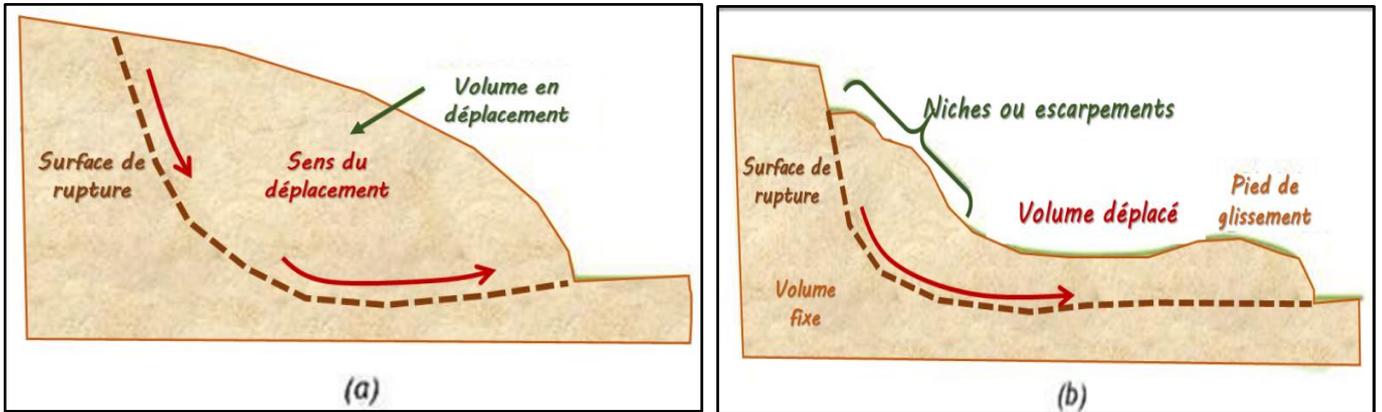


Figure 1.8. Schéma d'un phénomène de glissement circulaire. (a) : avant activation. (b) : après activation. (Desodt, et al.2017)

1.3.1.3. Glissement quelconque

Ce type de glissement est très semblable au précédent, il s'agit des fois d'une combinaison des deux cas précédents mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière (Figure 1.9). C'est un glissement avec une ou plusieurs surfaces de rupture de forme complexe.

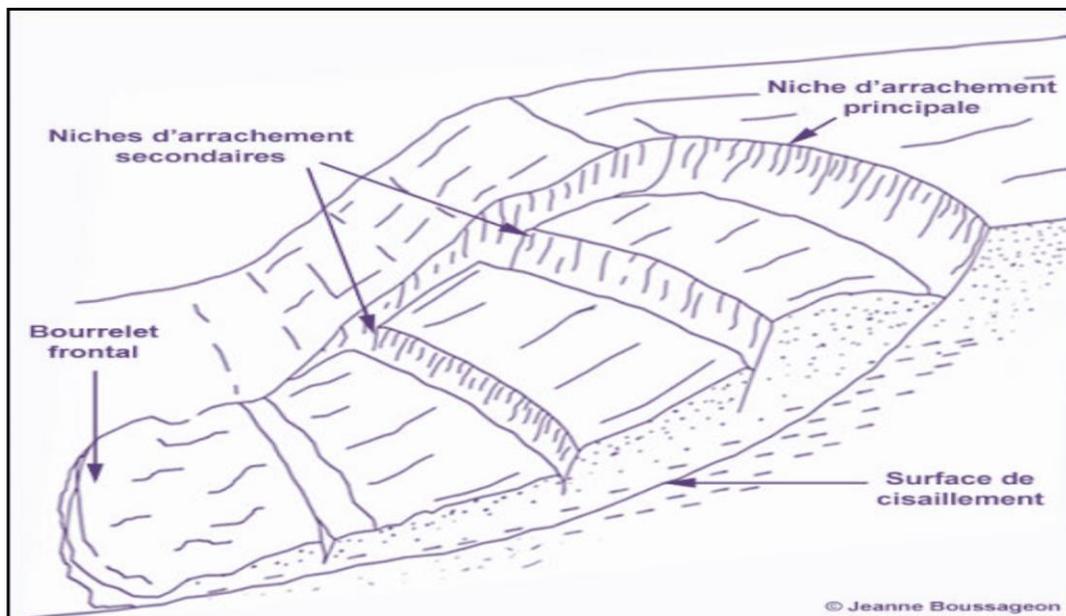


Figure 1.9. Schéma d'un phénomène de glissement quelconque (PHILIPPONNAT, 1998).

1.3.2. Les écroulements, les éboulements et Les chutes de pierres

De manière générale, ce sont les mouvements soudains des masses rocheuses (Figure 1.10). Le matériau effondré, qui se sépare d'une masse rocheuse le long d'une surface de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), se déplace dans l'air pendant la majeure partie de son trajet. Nous pouvons recenser trois types de classes d'éboulements (BADR, 2008) :

- **Les écroulements** : ils peuvent se produire lorsqu'un grand volume du massif rocheux se détache soudainement.
- **Les éboulements** : au sens strict, se produisent lorsqu'un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule.
- **Les chutes de pierres et de blocs** : caractérisées par la chute éparpillée de blocs plus ou moins isolés.

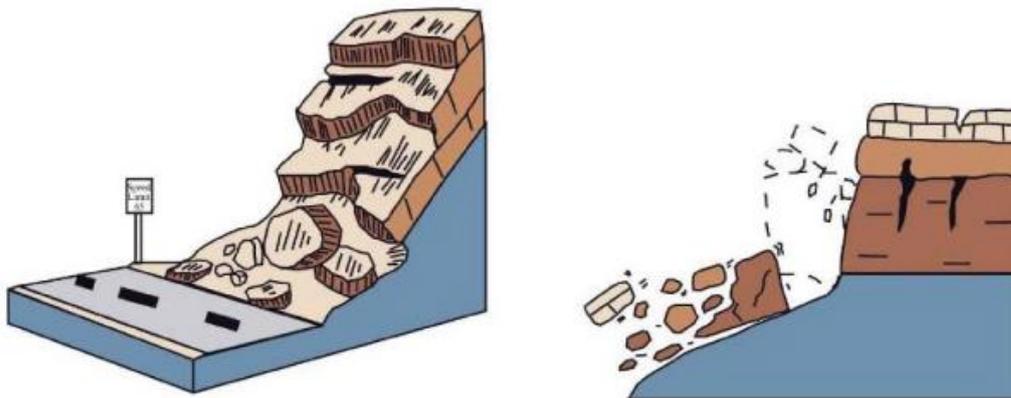


Figure 1.10. Type d'écroulement. (Chute de blocs) (Eboulement ou basculement de blocs)

1.3.3. Les coulées

Les coulées boueuses ont la particularité de mettre en mouvement un mélange de matériaux meubles (sol, couverture végétale, eau). Appelée aussi glissement de terrain liquide, ce phénomène peut être dû à la déforestation.

L'eau étant un facteur aggravant ou encore déclenchant des mouvements de terrain et entre autre des coulées boueuses, la couche superficielle du sol se détache et glisse en amas visqueux le long de la pente (Figure 1.11).

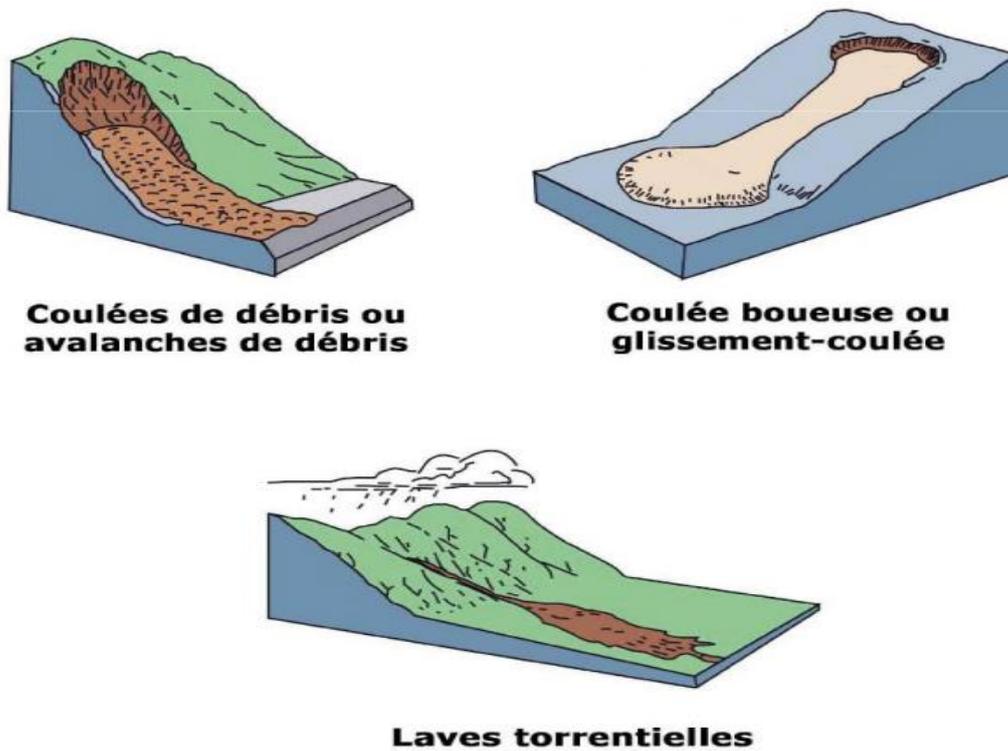


Figure 1.11. Types de coulées.

1.3.4. Les fluages

Le fluage est une déformation qui ne survient qu'après de nombreuses années vu qu'il s'agit d'un phénomène lent et permanent qui affecte les matériaux meubles et rocheux. Nous pouvons distinguer un fluage par l'inclinaison des arbres et plantations qui s'y trouvent (Figure 1.13). Ce phénomène survient sans l'apparition de rupture et s'ajoute à cela des déformations continues, ou un mouvement discontinu (Figure 1.12). Il n'y a pas de formation de surfaces de cisaillement continues, au sein du massif contrairement au glissement de terrain proprement dits.

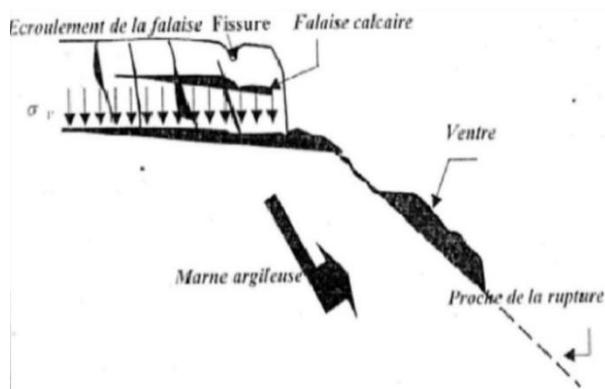


Figure 1.12. Schéma d'un phénomène de fluage. (Mohammed Hamza AISSA, 2011).

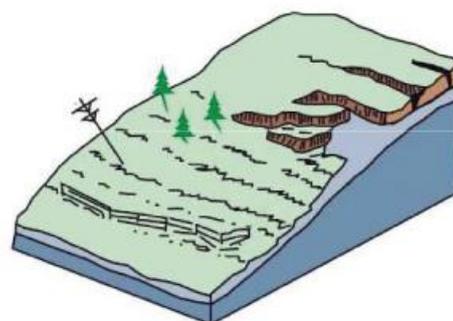


Figure 1.13. Fluage, reptation, fauchage ou solifluxion.

1.4. Caractérisation d'un problème d'instabilité

Un problème d'instabilité est souvent en fonction de deux aspects qui sont :

- Le degré de précision souhaité, pour la stabilisation d'un versant naturel ou le dimensionnement d'un ouvrage ;
- La nature du terrain concerné, selon le comportement du sol plutôt homogène dont la rupture éventuelle peut affecter la matrice, ou de massif rocheux dont la rupture entraîne des discontinuités de la matrice.

S'ajoute à cela les problèmes que l'on peut rencontrer concernant les caractérisations physiques et mécaniques, l'activité humaine ainsi que les contraintes et sollicitations engendrées, la morphologie, l'hydrogéologie et la géologie du terrain.

1.4.1. Caractérisation qualitative (Topographie, géologie, hydrogéologie)

Des facteurs de prédisposition (pente, géologie, occupation du sol, etc.) et des facteurs de déclenchement (fortes précipitations, terrassement, séisme, etc.) sont dans la majeure partie des cas les éléments qui font survenir un mouvement de terrain.

C'est dans ce cadre qu'il convient de disposer des données topographiques, hydrogéologiques ou géologiques aussi précises que possibles.

- **La topographie** : La pente du terrain agit sur la contrainte de cisaillement qui est le moteur du glissement de terrain ;
- **L'hydrogéologie** : Vue le caractère dangereux que revêt l'eau dans les glissements de terrains, l'étude hydrogéologique est très importante. Son principal atout réside dans la connaissance de la répartition des pressions interstitielles, leur évolution dans le temps en prévision d'une réalisation d'un drainage ainsi que le bon fonctionnement des nappes.
- **La géologie** : Les discontinuités et les failles dans le sol sont favorables à la création des plans de cisaillement.

1.4.2. Caractérisation quantitative (identification physique et mécanique)

Nous procédons à une analyse quantitative afin de fournir à l'ingénieur une réponse chiffrée pour le calcul du coefficient de sécurité, les déformations ainsi que les contraintes. La valeur du coefficient de sécurité ainsi que les déformations obtenues d'une analyse quantitative sont impactés par les paramètres d'identifications physiques et mécaniques.

1.5. Méthodes de calcul

Un problème de stabilité de pente est un problème statiquement indéterminé, et il existe différentes méthodes d'analyse à la disposition des ingénieurs. L'analyse de stabilité de pente peut être effectuée par la méthode d'équilibre limite, la méthode d'analyse limite, la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies.

- **Le facteur de sécurité**

Les procédures d'analyse classiques caractérisent la stabilité d'une pente en calculant un facteur de sécurité. Le facteur de sécurité est défini par rapport à la résistance au cisaillement du sol comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible (s) à la résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre (τ), soit :

$$F = \frac{\text{Résistance au cisaillement disponible}}{\text{Contrainte de cisaillement d'équilibre}} = \frac{s}{\tau} \quad (1.1)$$

Si la résistance au cisaillement est définie en termes de contraintes effectives, le facteur de sécurité est exprimé par :

$$F = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} \quad (1.2)$$

Où

c' et ϕ' = cohésion de Mohr-Coulomb et angle de frottement, respectivement, exprimés en termes de contraintes effectives

σ = contrainte normale totale sur le plan de rupture

u = pression interstitielle de l'eau ; $(\sigma - u)$ est la contrainte normale effective sur le plan de rupture

Si l'enveloppe de rupture est courbe, le facteur de sécurité peut être exprimé par :

$$F = \frac{c'(\sigma')}{\tau} \quad (1.3)$$

Où $s(\sigma')$ représente la résistance au cisaillement déterminée à partir de l'enveloppe de rupture sous contrainte effective pour la contrainte normale effective particulière, σ' .

L'équation (1.2) peut également être utilisée avec une enveloppe de rupture courbe en laissant c' et τ' représenter l'intersection et la pente d'une enveloppe de Mohr-Coulomb linéaire équivalente qui est tangente à l'enveloppe de rupture incurvée à la valeur appropriée de la contrainte normale, σ' .

- Pour les contraintes totales, le facteur de sécurité est exprimé en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement en termes de contraintes totales, c'est-à-dire :

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} \quad (1.4)$$

Où c et ϕ sont respectivement la cohésion de Mohr-Coulomb et l'angle de frottement, exprimés en termes de contraintes totales. Les enveloppes de rupture courbes sont traitées pour les contraintes totales à peu près de la même manière qu'elles le sont pour les contraintes effectives : la résistance est déterminée à partir de l'enveloppe de rupture courbe en utilisant la valeur particulière de la contrainte normale totale, σ . La forme de contrainte effective de l'équation pour le facteur de sécurité (Équation 1.2) sera utilisée. N'importe laquelle des équations présentées en termes de contrainte effective peut être convertie en leur forme de contrainte totale équivalente en utilisant c et ϕ plutôt que c' et ϕ' et en définissant la pression de l'eau interstitielle, u , égale à zéro.

1.5.1. Méthodes basées sur l'équilibre limite

De loin, la plupart des ingénieurs utilisent encore la méthode d'équilibre limite avec laquelle ils sont familiers. Actuellement, la plupart des analyses de stabilité des pentes sont effectuées à l'aide de logiciels informatiques. Certaines des premières méthodes d'équilibre limite sont cependant suffisamment simples pour être calculées manuellement, par exemple l'analyse de la pente infinie (Haefeli, 1948) et l'analyse de $\phi_u=0$ non drainée (Fellenius, 1918). Avec l'avènement des ordinateurs, des méthodes plus avancées ont été développées. La plupart des méthodes d'équilibre limite sont basées sur les techniques de tranches qui peuvent être verticales, horizontales ou inclinées. La technique de la première tranche (Fellenius, 1927) reposait davantage sur l'intuition de l'ingénieur que sur un principe mécanique rigoureux. Il y a eu un développement rapide des méthodes de tranche dans les années 1950 et 1960 par Bishop (1955); Janbu et al. (1956); Lowe et Karafiath (1960); Morgenstern et Price (1965); et Spencer (1967). Les diverses méthodes d'analyse de l'équilibre limite en tranches 2D ont été bien étudiées et résumées (Fredlund et Krahn, 1984 ; Nash, 1987 ; Morgenstern, 1992 ; Duncan, 1996). (Y.M. Cheng et C.K. Lau, 2008)

- **Sélection de la méthode**

Certaines méthodes d'analyse de la stabilité des pentes sont plus rigoureuses et devraient être privilégiées pour une évaluation détaillée des conceptions finales. Certaines méthodes (par exemple, Spencer, suédois modifié et le coin) peuvent être utilisées pour analyser les surfaces de glissement non circulaires. Certaines méthodes (par exemple, la méthode ordinaire des tranches, l'évêque simplifié, le suédois modifié et le coin) peuvent être utilisées sans l'aide d'un ordinateur et sont donc pratiques pour vérifier de manière indépendante les résultats obtenus à l'aide de programmes informatiques. De plus, lorsque ces dernières méthodes sont implémentées dans un logiciel, elles s'exécutent extrêmement rapidement et sont utiles lorsqu'un très grand nombre de surfaces de glissement d'essai doivent être analysées. Les diverses méthodes couvertes dans cette annexe sont résumées dans le tableau (1.1). Ce tableau peut être utile pour sélectionner une méthode d'analyse appropriée.

Tableau 1.1. Comparaison des caractéristiques des méthodes d'équilibre des limites
(Rostane, 2020)

méthodes	Méthode des tranches ordinaires	Bishop simplifiée	Spencer	Morgenster et Price	Pente infinie	Janbu	sarma	Equilibre limite général	Méthode des perturbations
Précision		X	X		X		X	X	X
Surfaces de glissement parallèles à la face de la pente					X				
Surfaces de glissement circulaires	X	X	X	X		X	X	X	X
Surfaces de glissement non circulaires - toute forme			X	X		X	X	X	X
Convient pour les calculs manuels	X	X			X	X			

a. La méthode ordinaire des tranches

Hypothèses : La méthode ordinaire des tranches (MOT) a été développée par Fellenius (1936) et est parfois appelée « méthode de Fellenius ». Dans cette méthode, les forces sur les

côtés de la tranche sont négligées (Figure 1.14). La force normale sur la base de la tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire au bas de la tranche. Une fois la force normale calculée, les moments sont additionnés autour du centre du cercle pour calculer le facteur de sécurité. Pour une tranche et les forces illustrées à la figure (1.15), le facteur de sécurité est calculé à partir de l'équation

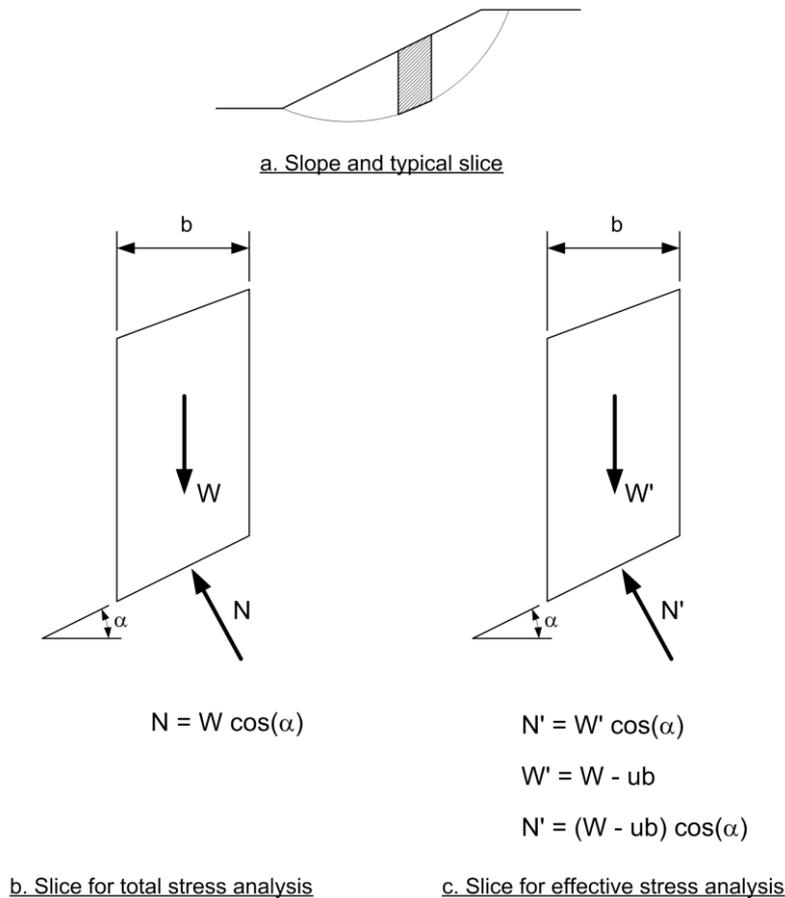


Figure 1.14. Tranche et forces pour la méthode ordinaire des tranches (USACE, 2003)

$$F = \frac{\sum [c' + \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.5)$$

Où

c' et ϕ' = paramètres de résistance au cisaillement pour le centre de la base de la tranche

W = poids de la tranche

α = inclinaison du bas de la tranche

u = pression interstitielle de l'eau au centre de la base de la tranche

Δl = longueur du bas de la tranche

Comme le montre le tableau (1.2), il n'y a qu'une inconnue dans la méthode ordinaire des tranches (F), et une seule équation d'équilibre est utilisée (l'équation d'équilibre de la masse de sol entière autour du centre du cercle).

Tableau 1.2. Les inconnus et équations pour la méthode ordinaire des tranches (**USACE, 2003**)

Inconnues	Nombres d'inconnus pour n tranches
Facteur de sécurité (F)	1
NOMBRE TOTAL D'INCONNUS	1
Equations	Nombres d'équation pour n tranches
Équilibre des moments de l'ensemble de la masse du sol	1
Nombre total d'équation d'équilibre	1

- Deux équations différentes ont été utilisées pour calculer le facteur de sécurité par la MOT avec des contraintes effectives et des pressions interstitielles. La première équation est montrée ci-dessus comme l'équation (1.5). L'équation (1.5) est dérivée en calculant d'abord un poids de tranche « effectif », W' , en soustrayant la force de soulèvement due à la pression de l'eau interstitielle du poids, puis en résolvant les forces dans une direction perpendiculaire à la base de la tranche (Figure 1.15). L'autre équation MOT pour les analyses de contraintes effectives s'écrit :

$$F = \frac{\sum [c' + \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.6)$$

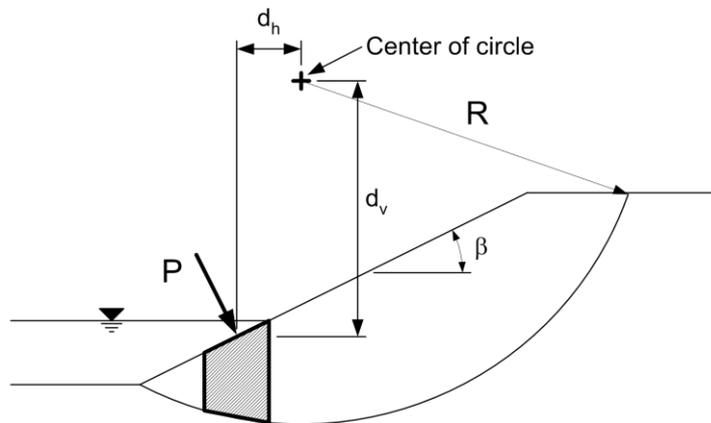
L'équation (1.6) est dérivée en résolvant d'abord la force en raison du poids total de la tranche (W) dans une direction perpendiculaire à la base de la tranche, puis en soustrayant la force en raison des pressions interstitielles de l'eau. L'équation (1.5) conduit à des résultats plus raisonnables lorsque les pressions d'eau interstitielle sont utilisées. L'équation (1.6) peut

conduire à des contraintes trop faibles ou négatives sur la base de la tranche en raison des pressions interstitielles de l'eau et ne doit pas être utilisée.

- L'eau externe sur une pente peut être traitée de deux manières : L'eau peut simplement être représentée comme un sol avec $c = 0$ et $\phi = 0$. Dans ce cas, la surface de glissement d'essai est supposée s'étendre à travers la surface de l'eau. Certaines des tranches incluront alors de l'eau et la résistance au cisaillement pour toutes les tranches dont la base se trouve dans l'eau sera attribuée à zéro. La deuxième façon dont l'eau peut être traitée dans une analyse consiste à traiter l'eau comme une charge hydrostatique externe sur le dessus des tranches. Dans ce cas, la surface de glissement d'essai ne traversera que le sol et chaque extrémité sortira au niveau du sol ou de la surface de la pente (Figure 1.15). Pour les équations présentées dans cette annexe ainsi que les exemples des annexes F et G, l'eau est traitée comme une charge externe. Traiter l'eau comme un autre « sol » consiste simplement à modifier la géométrie et les propriétés des tranches.

- Dans le cas où des charges d'eau agissent sur le dessus de la tranche, l'expression du facteur de sécurité (Equation 1.5) doit être modifiée comme suit :

$$F = \frac{\sum [c' \Delta l + [W \cos \alpha + P \cos(\alpha - \beta) - u \Delta l \cos^2 \alpha] \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_p}{R}} \quad (1.7)$$



$$\text{Moment, } M_p = P \times [d_v \sin(\beta) + d_h \cos(\beta)]$$

Figure 1.15. Tranche pour la méthode ordinaire des tranches avec des charges d'eau externes
(USACE, 2003)

Où

P = force de l'eau résultante agissant perpendiculairement au sommet de la tranche

β = inclinaison du haut de la tranche

Mp = moment autour du centre du cercle produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche

R = rayon du cercle

Limites : La principale limitation de la MOT vient de la négligence des efforts sur les flancs de la tranche. La méthode ne satisfait pas non plus à l'équilibre des forces dans les directions verticale ou horizontale. L'équilibre des moments est satisfait pour toute la masse de sol au-dessus de la surface de glissement, mais pas pour des tranches individuelles.

Recommandation d'utilisation : la MOT est inclus ici à des fins de référence et d'exhaustivité car de nombreuses pentes existantes ont été conçues à l'aide de la méthode. Comme la méthode trouve encore une utilisation occasionnelle dans la pratique, des occasions peuvent survenir où il est nécessaire de revoir les conceptions par d'autres qui étaient basées sur la méthode. De plus, parce que la MOT est simple, il est utile lorsque les calculs doivent être effectués à la main à l'aide d'une calculatrice électronique.

b. La méthode Bishop simplifiée

Hypothèses : La méthode Bishop simplifiée a été développée par Bishop (1955). Cette procédure est basée sur l'hypothèse que les forces entre les tranches sont horizontales, comme le montre la Figure (1.16). Une surface de glissement circulaire est également supposée dans la méthode Bishop simplifiée. Les forces sont additionnées dans le sens vertical. L'équation d'équilibre résultante est combinée avec l'équation de Mohr-Coulomb et la définition du facteur de sécurité pour déterminer les forces sur la base de la tranche. Enfin, les moments sont additionnés autour du centre de la surface de glissement circulaire pour obtenir l'expression suivante pour le facteur de sécurité :

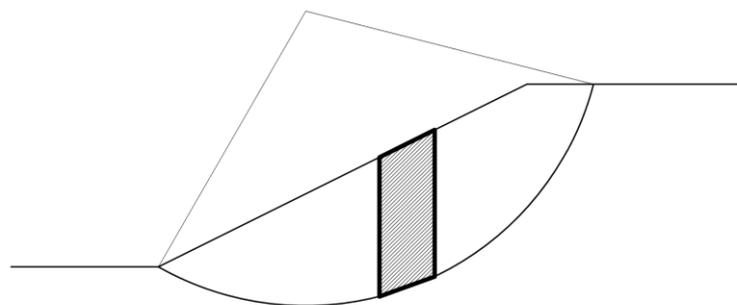
$$F = \frac{\sum c' \Delta x + (W + P \cos \beta - u \Delta x \cos^2 \alpha) \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum Mp}{R}} \quad (1.8)$$

Où Δx est la largeur de la tranche, et m_α est défini par l'équation suivante

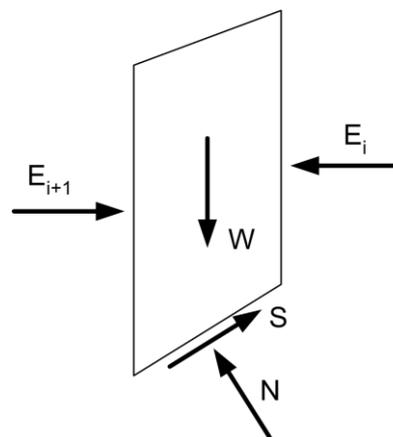
$$m_\alpha = \cos\alpha + \frac{\sin\alpha \tan\phi'}{F} \quad (1.9)$$

Les termes W , c' , ϕ' , P , MP et R sont tels que définis précédemment pour la MOT. Les facteurs de sécurité calculés à partir de l'équation (1.8) satisfont à l'équilibre des forces dans la direction verticale et à l'équilibre global des moments autour du centre d'un cercle. Les inconnues et les équations de la méthode de Bishop simplifiée sont résumées dans le tableau (1.3).

Parce que la valeur du terme m_α dépend du facteur de sécurité, le facteur de sécurité apparaît des deux côtés de l'équation (1.8). L'équation (1.8) ne peut pas être manipulée de manière à obtenir une expression explicite pour le facteur de sécurité. Ainsi, une procédure itérative d'essais et d'erreurs est utilisée pour résoudre le facteur de sécurité.



a. Slope and typical slip surface



b. Typical slice

Figure 1.16. Tranche et forces typiques pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003)

Tableau 1.3. Les inconnues et les équations pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003)

Inconnus	Nombre d'inconnus pour n tranches
Facteur de sécurité (F)	1
Forces normales sur le fond des tranches (N)	n
NOMBRE TOTAL D'INCONNUS	n+1
Équations	Nombre d'équations pour n tranches
Équilibre des forces dans la direction verticale	n
Équilibre des moments de la masse entière du sol	1
NOMBRE TOTAL D'ÉQUILIBRES	n+1

Limites : L'équilibre horizontal des forces n'est pas satisfait par la méthode de Bishop simplifiée. Étant donné que l'équilibre des forces horizontales n'est pas complètement satisfait, la pertinence de la méthode de Bishop simplifiée pour les analyses de séismes pseudo-statiques où une force horizontale supplémentaire est appliquée est discutable. La méthode est également limitée aux analyses avec des surfaces de cisaillement circulaires.

Recommandation d'utilisation : Il a été démontré par un certain nombre d'enquêteurs (Whitman et Bailey 1967; Fredlund et Krahn 1977) que les facteurs de sécurité calculés par la méthode de Bishop simplifiée se comparent bien aux facteurs de sécurité calculés à l'aide de méthodes rigoureuses, généralement à moins de 5 %. De plus, la procédure est relativement simple par rapport à des solutions plus rigoureuses, les solutions informatiques s'exécutent rapidement et les calculs manuels ne prennent pas beaucoup de temps. La méthode est largement utilisée dans le monde entier et, par conséquent, il existe une solide expérience de la méthode. La méthode Bishop simplifiée est une méthode acceptable de calcul des facteurs de sécurité pour les surfaces de glissement circulaires. Il est recommandé que, lorsque les structures principales sont conçues à l'aide de la méthode Bishop simplifiée, la conception finale soit vérifiée à l'aide de la méthode de Spencer.

c. Méthode de Spencer

Hypothèses : La méthode de Spencer suppose que les forces latérales sont parallèles, c'est-à-dire que toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cependant, contrairement à la méthode suédoise modifiée, l'inclinaison de la force latérale n'est pas supposée, mais est plutôt calculée dans le cadre de la solution d'équilibre. La méthode de Spencer suppose également que les forces normales au bas de la tranche agissent au centre de la base - une hypothèse qui a très peu d'influence sur la solution finale. La méthode de Spencer satisfait pleinement aux exigences d'équilibre des forces et des moments. Les inconnues et les équations impliquées dans la méthode sont répertoriées dans le tableau (1.4).

Tableau 1.4. Les inconnues et les équations pour la méthode Bishop simplifiée (USACE, 2003)

Inconnus	Nombre d'inconnus pour n tranches
Facteur de sécurité (F)	1
Inclinaison des forces inter-tranches (θ)	1
Forces normales sur le fond des tranches (N)	n
Forces inter-tranches résultantes, Z	n-1
Emplacement des forces normales inter-tranches	n-1
NOMBRE TOTAL D'INCERTITUDES	3n
Équations d'équilibre	
Équations	Nombre d'équations pour n tranches
Équilibre des forces dans la direction verticale	n
Équilibre des forces dans la direction horizontale,	n
Équilibre des moments	n
NOMBRE TOTAL D'ÉQUILIBRES D'ÉQUILIBRE	3n

Bien que Spencer (1967) ait initialement présenté sa méthode pour les surfaces de glissement circulaires, Wright (1969) a montré que la méthode pouvait facilement être étendue aux analyses avec des surfaces de glissement non circulaires. Une solution par la méthode de Spencer implique d'abord une procédure itérative d'essais et d'erreurs dans laquelle les valeurs du facteur de sécurité (F) et de l'inclinaison de la force latérale (θ) sont supposées à plusieurs reprises jusqu'à ce que toutes les conditions d'équilibre des forces et des moments soient satisfaites pour chaque tranche. Ensuite, les valeurs de N, Z et y_t sont évaluées pour chaque tranche.

Limitations : La méthode de Spencer nécessite un logiciel informatique pour effectuer les calculs. Étant donné que l'équilibre du moment et de la force doit être satisfait pour chaque tranche et que les calculs sont répétés pour un certain nombre de facteurs d'essai supposés d'inclinaisons de la force de sécurité et entre les tranches, une vérification manuelle complète et indépendante d'une solution à l'aide de la méthode de Spencer n'est pas pratique.

Recommandations d'utilisation : L'utilisation de la méthode de Spencer pour l'analyse et la conception de routine est devenue pratique à mesure que les ressources informatiques s'améliorent. La méthode a été mise en œuvre dans plusieurs programmes informatiques commerciaux et est utilisée par plusieurs agences gouvernementales. La méthode de Spencer doit être utilisée lorsqu'une solution statiquement complète est souhaitée. Il devrait également être utilisé pour vérifier les conceptions finales lorsque les calculs de stabilité de la pente ont été effectués par des méthodes plus simples.

Procédures de vérification : La vérification manuelle complète et indépendante d'une solution à l'aide des méthodes de Spencer est peu pratique en raison de la complexité de la méthode et des longs calculs impliqués. Au lieu de cela, la procédure d'équilibre des forces est recommandée, en utilisant les méthodes de résolution graphique ou numérique. Lors de la vérification de la méthode de Spencer à l'aide de la procédure d'équilibre des forces, l'inclinaison de la force latérale (θ) est supposée être la même que celle trouvée à l'aide de la méthode de Spencer. Dans ce cas (même inclinaison de force latérale), la procédure d'équilibre des forces et la méthode de Spencer devraient produire la même valeur pour le facteur de sécurité.

1.5.2. Méthodes numériques (différences finies, éléments finis)

En fait, la valeur de ces deux méthodes est limitée par une compréhension relativement limitée par des vraies lois de comportement du sol et de l'état initial de contrainte dans le sol. Même si ces méthodes sont très utiles pour comprendre les caractéristiques des pentes renforcées, elles sont rarement utilisées pour déterminer la taille des structures en pratique.

5.3.1 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) peut être utilisée pour calculer les déplacements et les contraintes causés par les charges appliquées. Cependant, il ne fournit pas de valeur pour le facteur de sécurité global sans traitement supplémentaire des contraintes calculées. Les principales utilisations de la méthode des éléments finis pour la conception sont les suivantes (USACE, 2003) :

- Les analyses par éléments finis peuvent fournir des estimations des déplacements et des pressions interstitielles de construction. Ceux-ci peuvent être utiles pour le contrôle sur le terrain de la construction, ou lorsqu'il y a un risque de dommages aux structures adjacentes. Si les déplacements et les pressions d'eau interstitielle mesurés sur le terrain diffèrent considérablement de ceux calculés, la raison de la différence doit être recherchée.

- Les analyses par éléments finis fournissent un modèle de déplacement qui peut montrer des mécanismes de défaillance potentiels et éventuellement complexes. La validité du facteur de sécurité obtenu à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation des surfaces de glissement potentielles les plus critiques. Dans des conditions complexes, il est souvent difficile d'anticiper les modes de défaillance, en particulier si des armatures ou des éléments structuraux tels que des géotextiles, des murs de soutènement en béton ou des palplanches sont inclus. Une fois qu'un mécanisme de rupture potentiel est reconnu, le facteur de sécurité contre une rupture par cisaillement se développant par ce mode peut être calculé en utilisant des procédures conventionnelles d'équilibre limite.

- Les analyses par éléments finis fournissent des estimations des contraintes et des forces mobilisées. La méthode des éléments finis peut être particulièrement utile pour évaluer les résistances à utiliser lorsque les matériaux ont des propriétés de contrainte-déformation et de résistance très différentes, c'est-à-dire lorsque la compatibilité des déformations est un problème. La MEF peut aider à identifier les régions locales où une « surtension » peut se

produire et provoquer des fissures dans les matériaux fragiles et adoucissants. En outre, la MEF est utile pour identifier comment le renforcement réagira dans les remblais. Les analyses par éléments finis peuvent être utiles dans les domaines où de nouveaux types de renforcement sont utilisés ou le renforcement est utilisé de manières différentes de celles pour lesquelles l'expérience existe. Une entrée importante pour les analyses de stabilité pour les talus renforcés est la force dans le ferrailage. La MEF peut fournir des indications utiles pour établir la force qui sera utilisée.

- Calculer les contraintes normales et les contraintes de cisaillement le long d'une surface de glissement supposée. Cela nécessite l'interpolation des valeurs de contrainte à partir des valeurs calculées aux points de Gauss dans le maillage d'éléments finis (Figure 1.17) pour obtenir des valeurs aux points sélectionnés sur la surface de glissement. Si une analyse des contraintes effectives est effectuée, soustrayez les pressions interstitielles pour déterminer les contraintes normales effectives sur la surface de glissement. Les pressions interstitielles sont déterminées à partir de la même analyse par éléments finis si une analyse couplée a été réalisée pour calculer les contraintes et les déformations. Les pressions interstitielles sont déterminées à partir d'une analyse d'infiltration stable distincte si une analyse non couplée a été effectuée pour calculer les contraintes et les déformations.

- Utilisez la contrainte normale et les paramètres de résistance au cisaillement, c et ϕ ou c' et ϕ' , pour calculer la résistance au cisaillement disponible aux points le long de la surface de cisaillement. Utilisez les paramètres de contrainte normale totale et de résistance au cisaillement total pour l'analyse de contrainte totale et les paramètres de contrainte normale effective et de résistance au cisaillement de contrainte effective pour les analyses de contrainte effective.

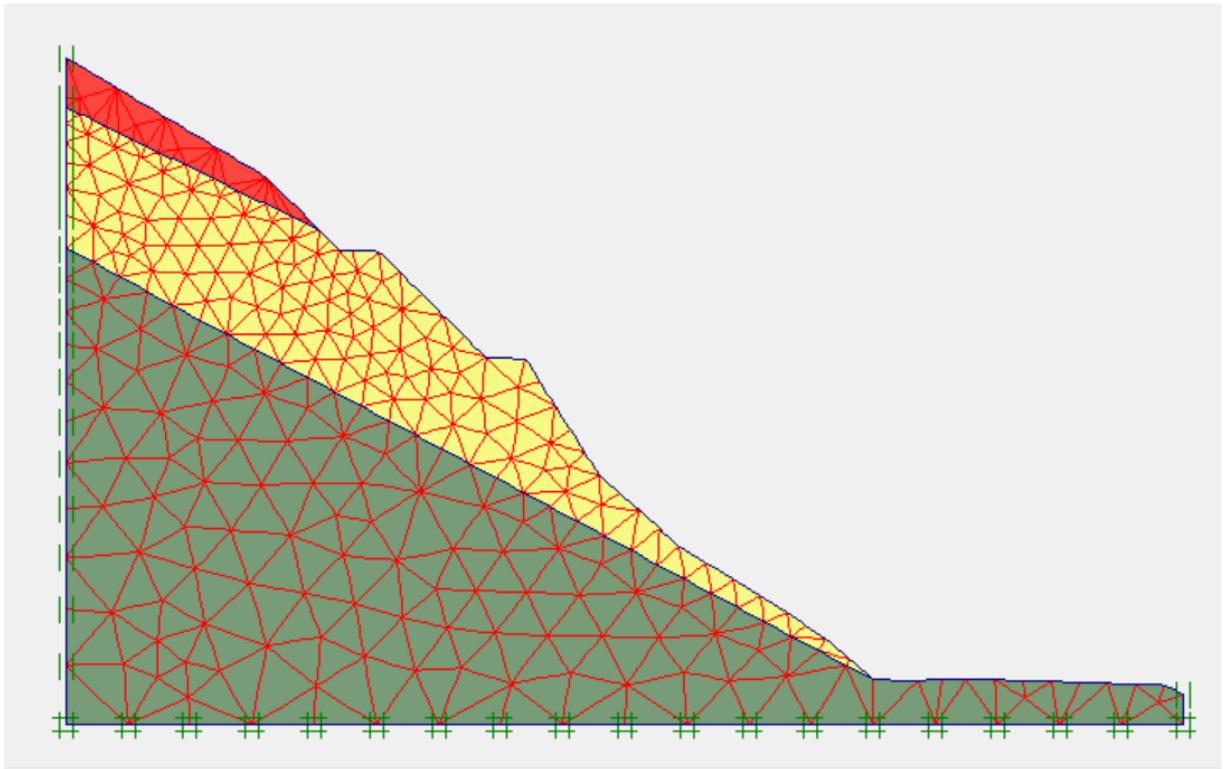


Figure 1.17. Exemple pour élément finis + Maillage

5.3.2 La méthode des différences finies

En analyse numérique, la méthode des différences finies est une technique courante utilisée pour trouver des solutions approximatives aux équations aux dérivées partielles. La méthode consiste à résoudre un système relationnel qui relie les valeurs de fonctions inconnues suffisamment proches les unes des autres en certains points. Cette méthode semble être la plus simple à mettre en œuvre, car elle s'effectue en deux étapes : d'une part, discrétisation par différence finie de l'opérateur de dérivation/différenciation, et d'autre part, lorsque les points sont réduits (Figure 1.18) (Figure 1.19).

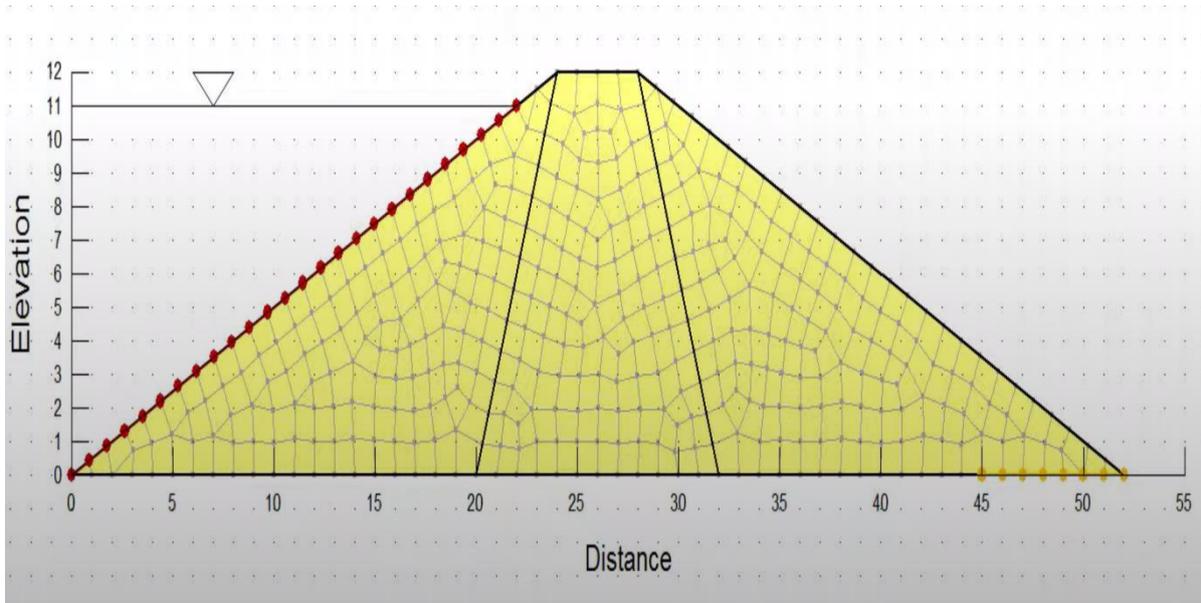


Figure 1.18. Maillage selon la méthode des différences finies avec logiciel GeoSLOPE.

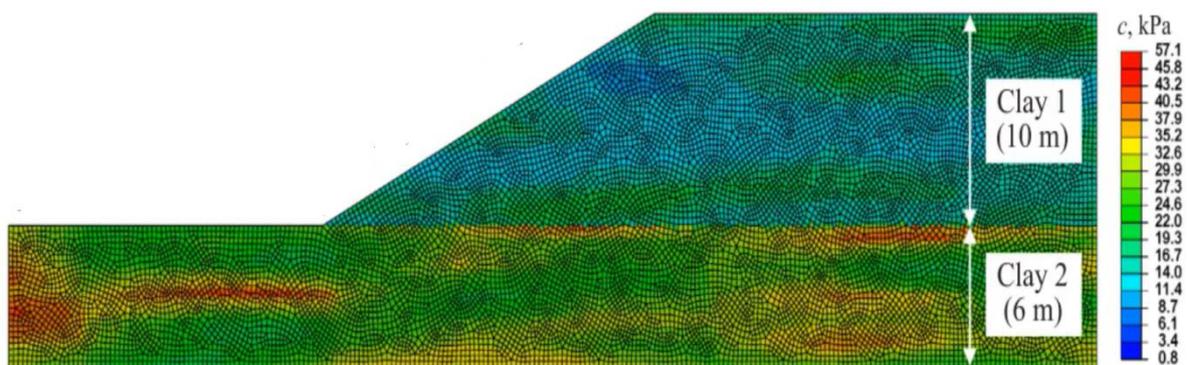


Figure 1.19. Maillage selon la méthode des différences finies avec logiciel FLAC.

1.5.3. Méthodes probabilistes

Les approches probabilistes de l'analyse et de la conception des pentes prennent en compte l'ampleur des incertitudes concernant les résistances au cisaillement et les autres paramètres impliqués dans le calcul des facteurs de sécurité. Dans l'approche traditionnelle (déterministe) de l'analyse et de la conception de la stabilité des pentes, la résistance au cisaillement, la géométrie des pentes, les charges externes et les pressions interstitielles de l'eau se voient attribuer des valeurs invariables spécifiques. La valeur du facteur de sécurité calculé dépend des jugements effectués lors de la sélection des valeurs des divers paramètres de conception. (USACE, 2003)

Dans les méthodes probabilistes, la possibilité que les valeurs de la résistance au cisaillement et d'autres paramètres puissent varier est prise en compte, ce qui permet d'évaluer le degré d'incertitude associé au facteur de sécurité calculé. Bien que les techniques probabilistes ne soient pas nécessaires pour l'analyse ou la conception des pentes, ces méthodes permettent au concepteur de résoudre des problèmes au-delà de ceux qui peuvent être résolus par des méthodes déterministes, et leur utilisation est encouragée.

Des méthodes probabilistes peuvent être utilisées pour compléter les analyses déterministes conventionnelles avec peu d'efforts supplémentaires.

Elles considèrent les incertitudes dans les valeurs des variables et évaluent les effets de ces incertitudes sur les valeurs calculées du facteur de sécurité. Comme elles peuvent être utilisées en conjonction avec l'une des méthodes de stabilité à l'équilibre limite.

1.6. Quelques cas de glissement observés en Algérie

Les glissements apparaissent à de nombreuses échelles, du plus petit ne concernant qu'une ou deux habitations, à certains pouvant ensevelir des villages entiers. Là n'est pas le seul facteur d'incertitude : les mouvements de terrain peuvent être liés aux séismes et faire la part des dégâts engendrés par l'un ou l'autre est souvent impossible et rarement la priorité après ces événements. On cite quelques cas de glissements observés en Algérie :

a. Le glissement de terrain de Bouzaréah

Il s'est produit au niveau de la cité Céleste sur une superficie de 20 m² (Figure 1.20). Il est à l'origine de la coupure de la route au niveau de cette localité, une rupture d'une conduite d'eau provoquée par des travaux de forage sur un chantier de réalisation d'une polyclinique était à l'origine du sinistre. Les entreprises SEAL et ASROUT sont chargées pour réparer la conduite endommagée et rouvrir la route à la circulation.



Figure 1.20. Glissement de terrain au niveau de la cité Céleste

b. Les glissements de terrain de La wilaya de Guelma

La wilaya de Guelma se caractérise par un relief montagneux qui engendre des glissements de terrain sur certains tronçons du réseau routier. Dans ce contexte en 2016 la direction des travaux publics a pris en charge ce dossier et son responsable a déclaré : “La RN 19 desservant la daïra de Hammam N'baïls a fait l'objet d'une étude approfondie à concurrence de 75% qui nous permettra de confier les travaux à une entreprise spécialisée avant le début de l'hiver. D'autre part, la RN 120 desservant la région montagneuse de la commune de Bouhamdane, comportant des affaissements de terrain, sera réhabilitée puisque l'étude est en voie de finalisation. Concernant la RN 80, le tronçon affecté, dans la localité de Khézaras (Figure 1.21), a été rénové sur réquisition de madame la wali qui a estimé les travaux urgents”.



Figure 1.21. Glissement de terrain à La wilaya de Guelma

c. Le glissement de terrain près de la basilique Notre Dame d’Afrique

Un glissement de terrain s’est produit à Zeghara, près de la basilique Notre Dame d’Afrique dans la commune de Bouloughine à Alger (Figure 1.22). Ce glissement est dû aux fortes pluies qui se sont abattues sur la capitale ce qui démontre que l’eau est un des facteurs déclenchant des glissements de terrain. Cette catastrophe naturelle a provoqué beaucoup de dommages.



Figure 1.22. Glissement de terrain près de la basilique Notre Dame d’Afrique

1.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé les différents types de mouvements de pentes qui existent dans la nature, leur classification et leur comportement.

Plusieurs auteurs ont réfléchi à la classification des glissements de terrain et aux méthodes d'analyse de ceux-ci. Ainsi, divers critères et hypothèses ont été considérés, ce qui a entraîné une diversité dans la classification et les méthodes d'analyse des terrains en pente. Toutefois, il convient de noter que l'objectif est le même, c'est-à-dire que, quelle que soit la façon dont ils sont classés et analysés, le plus important est de permettre au regroupement en « famille » une mémorisation facilitée, et de rendre plus facile les études des mouvements que l'on classe et cela permet aussi d'apporter les meilleures solutions à chaque problème individuellement.

Il existe différentes méthodes de calcul de stabilité avec différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

C'est pour cela que des techniques de stabilisation (renforcement, terrassement, drainage, etc.) sont utilisées dans le but de protéger les humains, les équipements, et d'assurer la stabilité des pentes et c'est ce que nous aborderons dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2 : LES METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAINS

2.1.Introduction

Toute étude d'un glissement de terrain mène en général sur le choix d'une méthode de confortement la plus adaptée, la plus efficace et la plus économique que l'on doit mettre en place ainsi que le dimensionnement afin d'améliorer sa tenue s'il est naturellement instable.

Ce choix est dicté selon des paramètres tels que les conditions de drainage, les versants naturels ou artificiels, la nature du terrain, sa géométrie ainsi que le niveau de la nappe qui visent à adopter la meilleure méthode de stabilisation des terrains instables.

2.2.Types de confortements

L'instabilité d'un versant engendrée par la nature ou par les activités humaines apporte son lot de problème. De nombreux moyens existent afin de réduire les risques de rupture. De façon générale, il existe deux types de systèmes de confortements qui sont l'approche douce et l'approche dure (Figure 2.1).

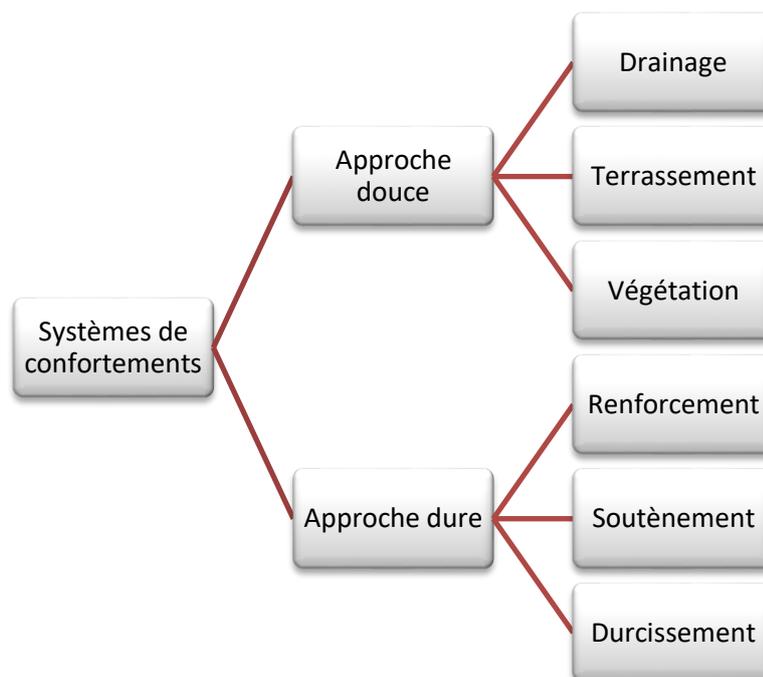


Figure 2.1. Organigramme des méthodes de confortements (Badr. 2008).

2.2.1. Approche douce

On a recours à cette approche quand cela touche directement les facteurs d'instabilités et qu'il faut faire appel à l'utilisation de méthodes esthétiques et naturelles.

Les méthodes de confortements qui utilisent cette approche sont présentées sur L'organigramme (Figure 2.2).

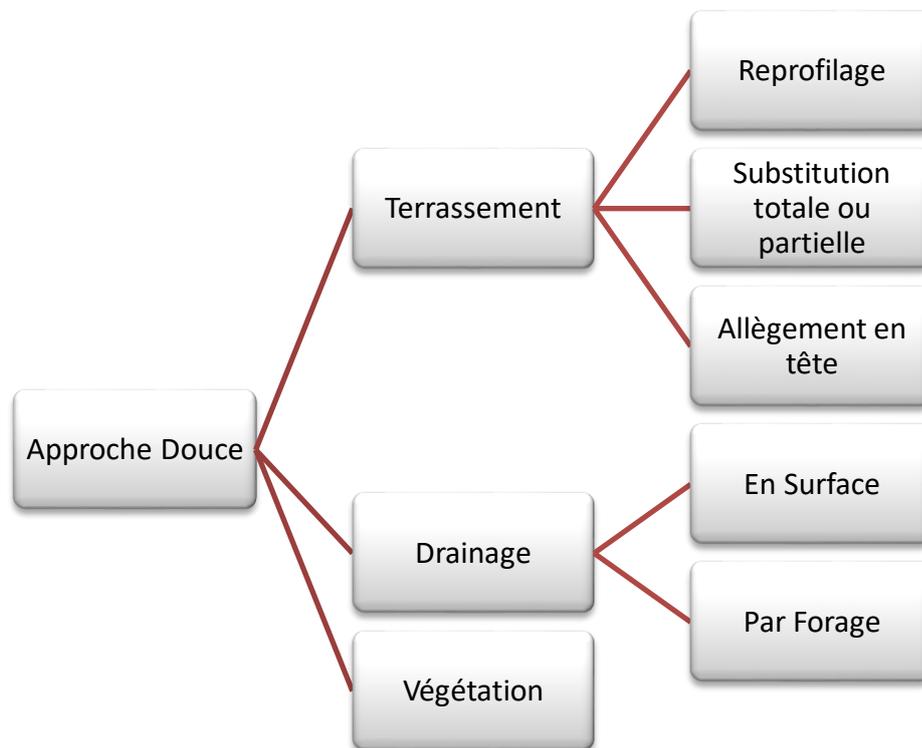


Figure 2.2. Organigramme de l'approche douce.

2.2.1.1. Terrassements

Sachant que la stabilité est directement liée à la pente du terrain et donc à sa géométrie. Il est alors tout indiqué que le terrassement qui est le procédé même du remodelage des terrains, soit le moyen le plus adapté à ce genre de situation.

Nous retrouvons plusieurs méthodes de stabilisation par terrassement :

a. Reprofilage

Le reprofilage est la mise en œuvre de solution dans le but de changer le profil d'une zone et à adoucir la pente moyenne afin d'augmenter la sécurité (figure 2.3). Il est nécessaire en présence de cavités, de falaise ou de matériaux d'épaisseur instable qui peuvent générer des risques. Cela peut se faire par purges manuelles, mécaniques (figure 2.4), à l'explosif ou terrassement par découpage mécanique (prise du site web acrobatx).



Figure 2.4. Reprofilage d'un terrain (prise du site web terrassementloperhet).

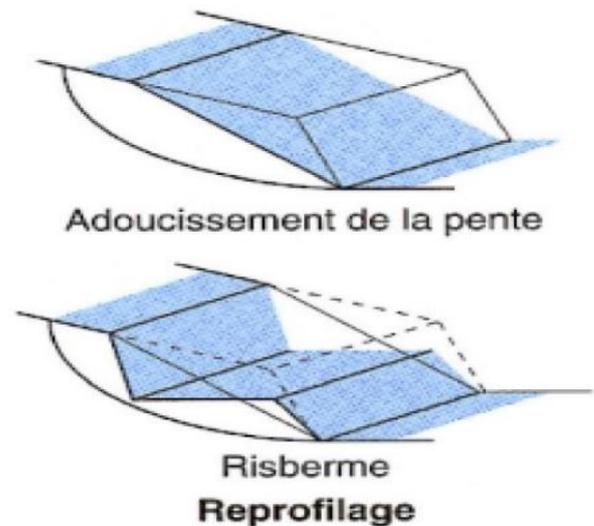


Figure 2.3. Schéma d'un reprofilage (Durville, J. Gilles, S. 1996).

b. Substitution totale ou partielle

La substitution totale est l'apport de matériaux de meilleure résistance. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases des travaux et celle du talus définitif dans lequel les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place ont été prises en compte.

La substitution de matériaux glissés demande une connaissance du volume de matériaux concerné, une excavation plus profonde que la surface de rupture, et une réalisation des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Quant à la substitution partielle elle est souvent employées, sous forme de bûches (Figure 2.5), d'éperon masque ou de contreforts discontinus. Ceci procède à un apport de matériaux nouveau et de meilleure résistance.

Le calcul du coefficient de sécurité de la pente se fait en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec les caractéristiques du matériau initial et de substitution.

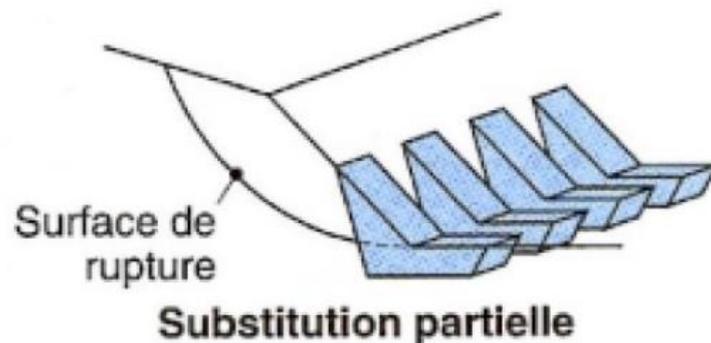


Figure 2.5. Schéma d'une substitution partielle (Durville,J. Gilles,S. 1996).

c. Allègement en tête

Afin d'arriver à une augmentation du coefficient de sécurité, l'allègement en tête de glissement est requis. Il consiste à venir terrasser dans la partie supérieure et en résulte une diminution du poids moteur (Figure 2.6). La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. Cette méthode est efficace dans le cas de la présence des matériaux cohérents à rupture circulaire probable.

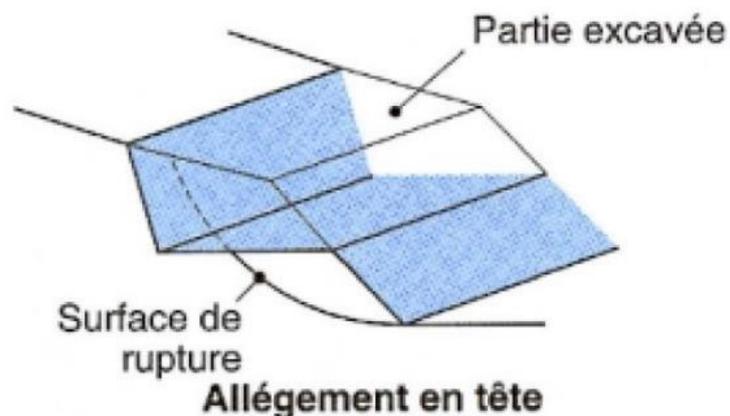


Figure 2.6. Schéma d'un allègement en tête (Durville,J. Gilles,S. 1996).

La réalisation de gradins peut aussi être utilisée, il s'agit d'un curage complet des masses en mouvements qui se fait pour des quantités restreintes, une recharge en terre, en enrochement (Figure 2.7) ou en gravier au pied de la pente qui fait office de contreponds.

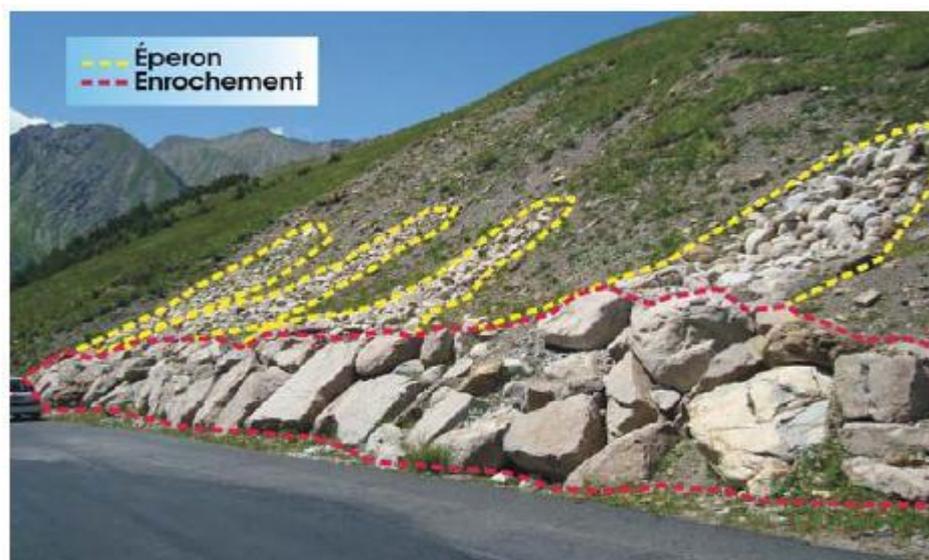


Figure 2.7. Stabilisation par enrochement (prise du site web observatoire régional risques).

2.2.1.2. Drainages

L'eau a toujours été l'ennemi de l'ingénieur car elle peut non seulement occasionner un glissement mais aussi en être l'élément déclencheur ou aggravant. Les problèmes que l'on peut résoudre vont de la diminution des pressions interstitielles tout en abaissant la nappe d'eau, de l'amélioration des écoulements d'eaux dans les structures et à éviter les ruissèlements et infiltrations. Dans ces cas-là différentes méthodes de drainages sont utilisées:

a. Drainage de surface

Le drainage de surface fait appel à différents procédés et cela en fonction de la nature du problème à traiter (Figure 2.8). Du traitement de la surface par masque végétal, pavage ou masque drainant au remplissage des fractures, des fissures de tension et l'égalisation de la surface.

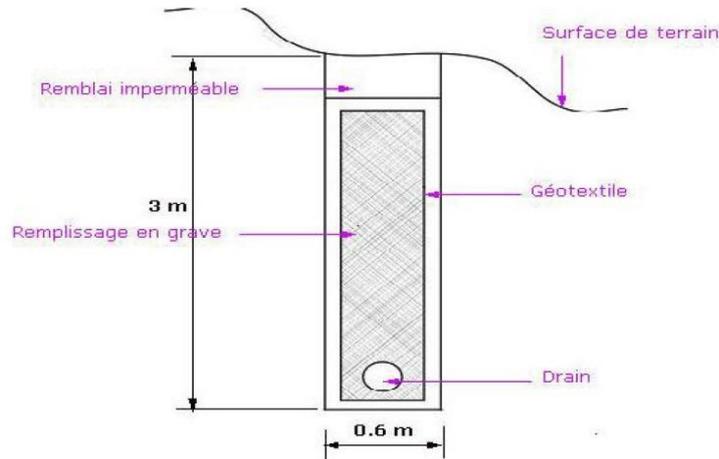


Figure 2.8. Coupe d'une tranchée drainante (APAT, 2003).

b. Drainage par forages

Il faut une bonne reconnaissance du réseau d'écoulement pour recourir au forage car c'est le plus efficace et le plus rapide à la mise en œuvre. Afin de drainer la circulation d'eau d'un massif, il n'en demeure pas moins qu'il faut que les forages se recourent.

On peut distinguer trois types de forages : Les forages réalisés à partir de galerie, les forages horizontaux et les forages verticaux (Figure 2.9).

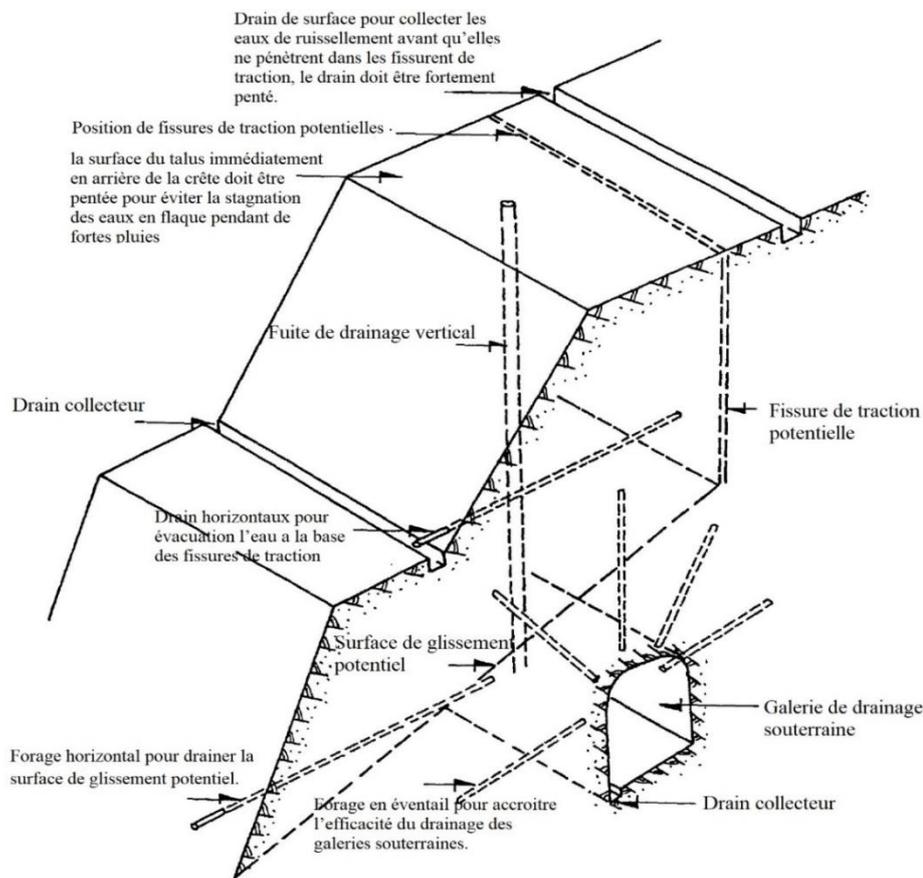


Figure 2.9. Principe du drainage (M. DESURMONT et Al., 1978).

2.2.1.3. Végétation

La végétation possède un rôle de stabilisation mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. L'utilisation de la végétation arboricole et herbacée a de tout temps donné des résultats positifs dans la prévention de l'érosion et le renforcement de la stabilité des pentes (figure 2.10).

D'ailleurs, ces dix dernières années, l'approche "douce" par l'utilisation de la végétation pour la stabilisation des pentes l'emporte sur l'approche "dure" qui utilise des dispositifs de stabilité mécanique. Ainsi à ce souci pour l'environnement s'ajoutent une meilleure connaissance et la disponibilité de plus d'informations relatives à la végétation dans les travaux d'ingénierie (Louis C., 1984).



Figure 2.10. Méthode de confortement, végétation.

2.3. Avantage et inconvénient

Le tableau 2.1 cite quelque avantage et inconvénient de l'approche douce. (NORDINE., 2010)

Techniques	Avantages	Inconvénients
Terrassement	<ul style="list-style-type: none"> - Utilisation sur de longues distances dans le cas des voies de communication (Route, chemin de fer,...ect) 	<ul style="list-style-type: none"> - Impossibilité d'utilisation sur des versants de grandes hauteurs
Drainage	<ul style="list-style-type: none"> - Mise en œuvre simple - Coût modéré pour certain type 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût élevé pour certain type - Conception difficile avec travaux délicats - Techniques complexes - Nécessité d'étude préalable importante
Végétation	<ul style="list-style-type: none"> - Interception de la pluie par le feuillage - Augmentation de la perméabilité grâce aux tiges et racines - Baisse des pressions interstitielles dans le sol grâce à l'absorption de l'eau par les racines des arbres 	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution de la teneur en eau du sol par les arbres en temps de sécheresse - Transmission des efforts dynamiques par la végétation exposée au vent

2.3.1. Approche dure

Face à des délais d'exécution assez court, l'approche la plus adaptée est l'approche dure (Figure 2.11). Elle introduits des facteurs de reconnaissance géotechniques, une technologie plus avancée ainsi que des sollicitations de tel façon que les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques se retrouvent modifiées.

Les méthodes de confortements qui utilisent cette approche sont :

- Le renforcement ;
- Le soutènement ;
- Le durcissement.

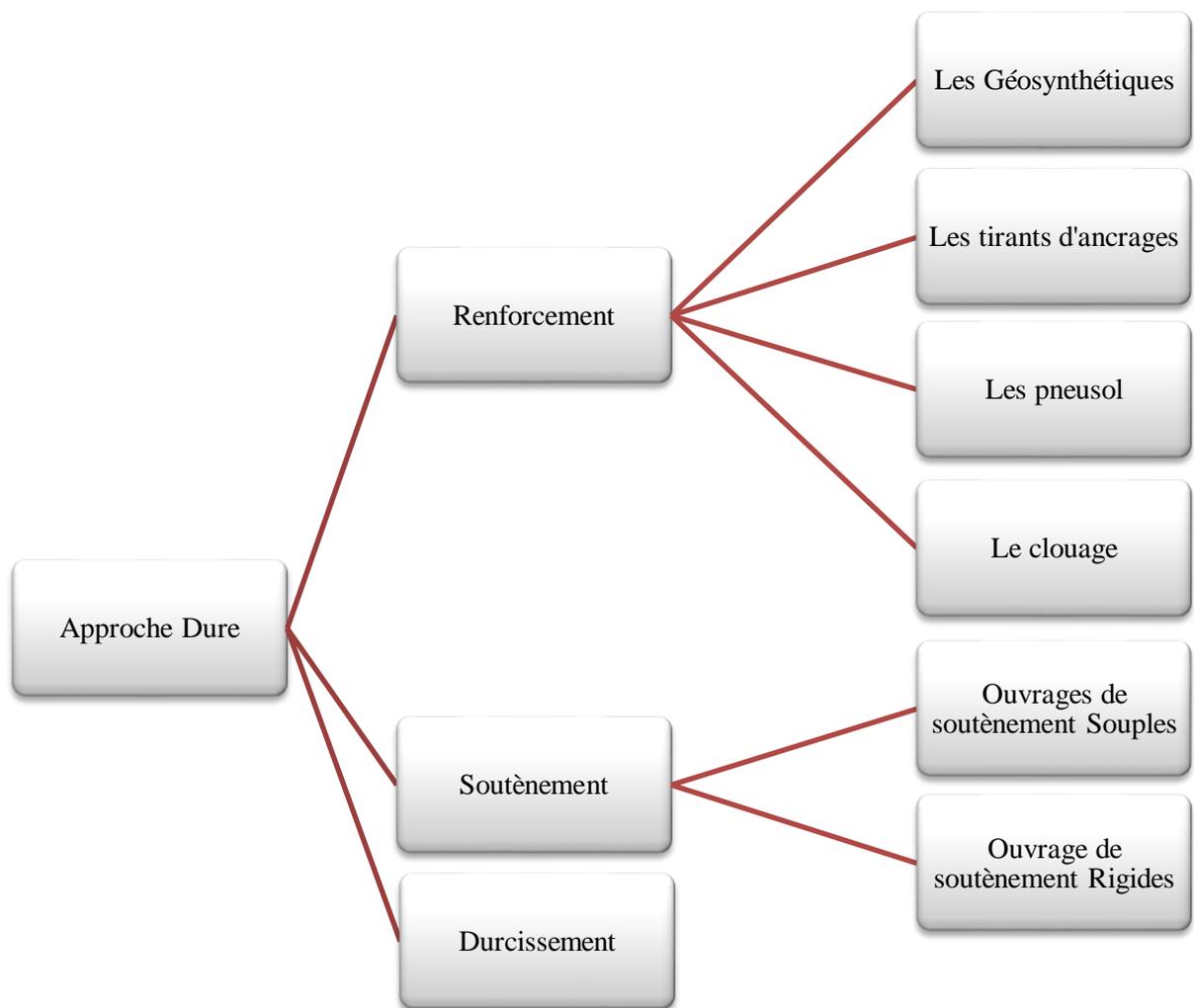


Figure 2.11. Organigramme de l'approche Dure.

2.3.1.1. Le renforcement

a. Les géosynthétiques

Les géosynthétiques sont devenus des matériaux majeurs dans les domaines de Génie Civil. Ils se présentent sous forme de structure tridimensionnelle, de nappe ou de bande.

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles, géogrilles) permettent de convertir les contraintes verticales du remblai supérieur en efforts horizontaux repris par leurs ancrages sur le sol de fondation.

Les géosynthétiques englobent des domaines bien vastes tels que la géotechnique routière, les aménagements hydrauliques, le renforcement des fondations, les centres de stockage des déchets et aussi la stabilisation des sols (figure 2.12).

Ils permettent de :

- Assurer la sécurité des personnes et des biens.
- Prévention d'un effondrement brutal des ouvrages.
- Programmer des travaux de confortement en temps voulu.



Figure 2.12. Renforcement par géotextile tridimensionnel
(prise site web conceptual house plans)

b. Les tirants d'ancrages

Ils existent deux grandes familles de confortement selon le principe d'ancrage, actif ou passif (**M. DESURMONT et Al., 1978**) :

- Les boulons d'ancrages qui sont limités en longueur (15 m) et qui sont de simple barre métallique scellés dans un forage.
- Les tirants précontraints quant à eux nécessitent des techniques plus élaborés. Ils sont formés de câbles d'acier scellés à leur extrémité et tendus, ce qui apporte des efforts considérables.

Le renforcement par tirant d'ancrage (Figure 2.13) est utilisé afin d'apporter des forces supplémentaires qui s'opposent aux forces motrices de glissement.

Ce type de renforcement est généralement complété par du béton projeté, des murs de soutènements ou des parois moulées.



Figure 2.13.a. Exemple de tirants d'ancrage actif (Gilles .S, Pierre 1998)

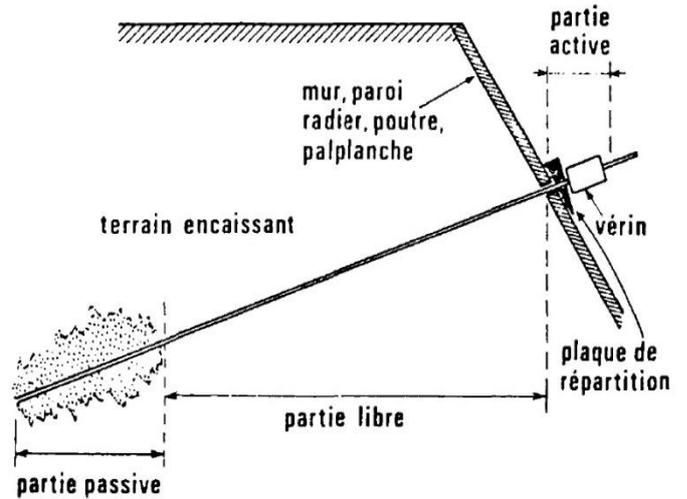


Figure 2.13.b. Constitution schématique d'un tirant (M. DESURMONT et Al., 1978).

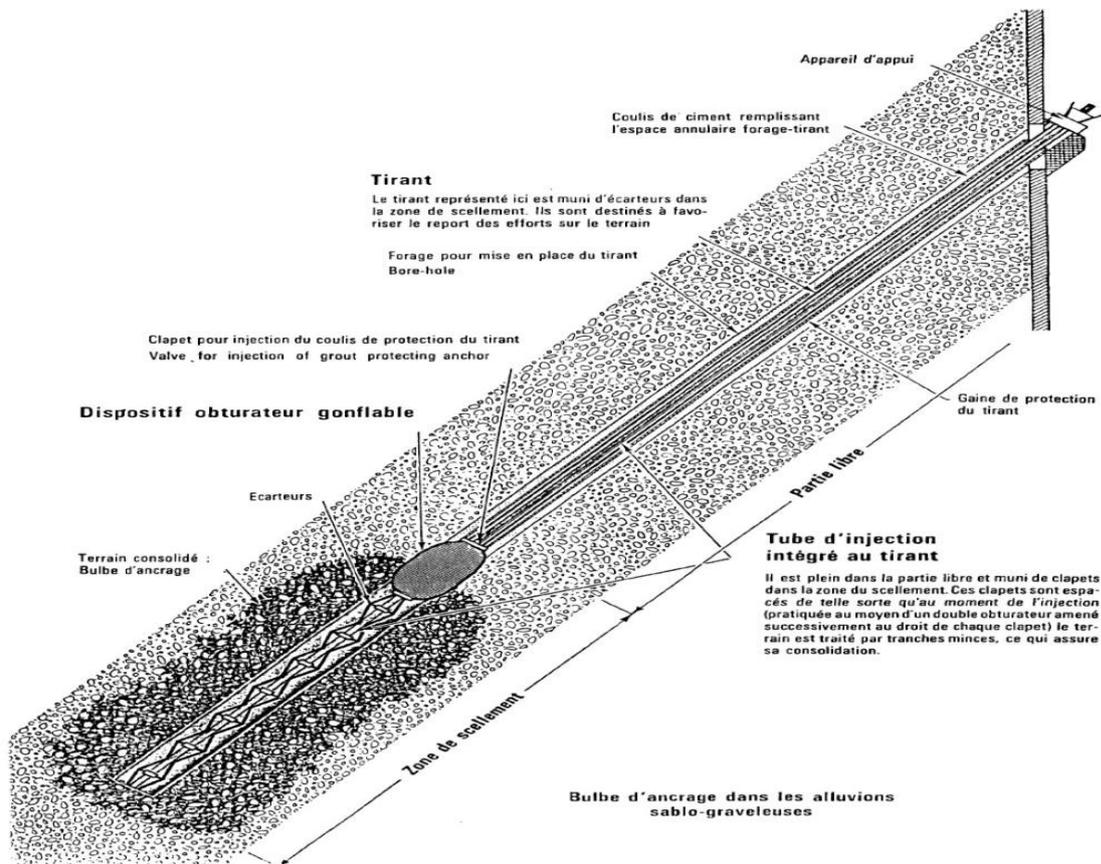


Figure 2.13.c Tirant I.R.P. de SOLETANCHE injectable (J.P Astre et al, 1978)

c. Les pneusol

Les structures en pneusol sont flexibles et peuvent résister à des tassements différentiels sans subir de dommages. Cette technique garantit que les efforts dans la masse du matériau et sur les fondations sont répartis uniformément.

Le pneusol est composé d'un mélange de pneus d'occasion non réutilisables pour voitures légères et véhicules lourds, entiers ou découpés dans un flan (figure 2.14). Depuis 1985, La technologie de N.T.Long, créée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, a été largement diffusée, avec plusieurs centaines de livres créés. Sa construction est rapide et recouverte de végétation.

En termes de durabilité, la recherche a indiqué que le vieillissement du caoutchouc des pneus est principalement causé par la lumière UV, la chaleur, l'ozone et l'acidité environnementale. Les constructions des structures géotechniques ne se détériorent pas lorsqu'elles sont recouvertes de terre ou de végétation (prise du site web groupeurec).



Figure 2.14a : Merlon Bourg d'Oisan 2 – Mur pare bloc – 6000 pneus découpés sur un flan.



Figure 2.14b : Merlon de Moutiers, mur pare bloc – 8000 pneus découpés sur un flan.



Figure 2.14c : Merlon pour la SNCF – Saint Jean de Morienne – 2000 pneus découpés sur un flan.

d. Clouage

La méthode du clouage consiste à ce que les armatures métalliques soient placées perpendiculairement à toutes les lignes de glissement. Elle repose sur la mise en butée de la terre pour transmettre les forces du sol aux barres (Figure 2.15). Cela donne au sol clouté une cohésion apparente, ce qui explique le succès de la procédure (LCPC, 2003).

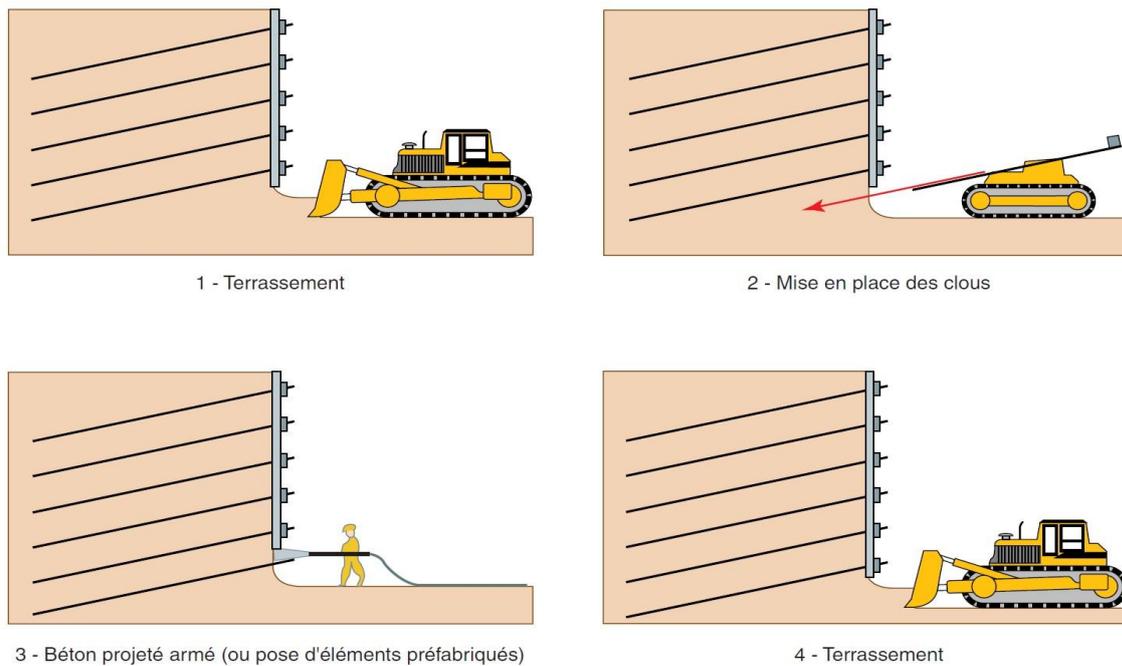


Figure 2.15 : Phases d'exécution d'un mur en sol cloué. (G.Sève & P.Pouget, 1998)

La mobilisation des forces de traction et de cisaillement dans le clou est ce qui fait le succès du clouage. Des déplacements relatifs sol/clou sont nécessaires pour que ces forces de stabilisation soient déployées. En conséquence, le clouage a un impact retardé et les mouvements résiduels persistent après le clouage (LCPC, 2003).

L'approche de clouage consiste à créer un mur de soutènement d'excavation avec le sol existant et comprend des barres passives subhorizontales qui agissent principalement en tension au fur et à mesure que le terrassement se développe. Dans les trous de forage, ces barres peuvent être martelées ou scellées avec du coulis de ciment (Figure 2.16).

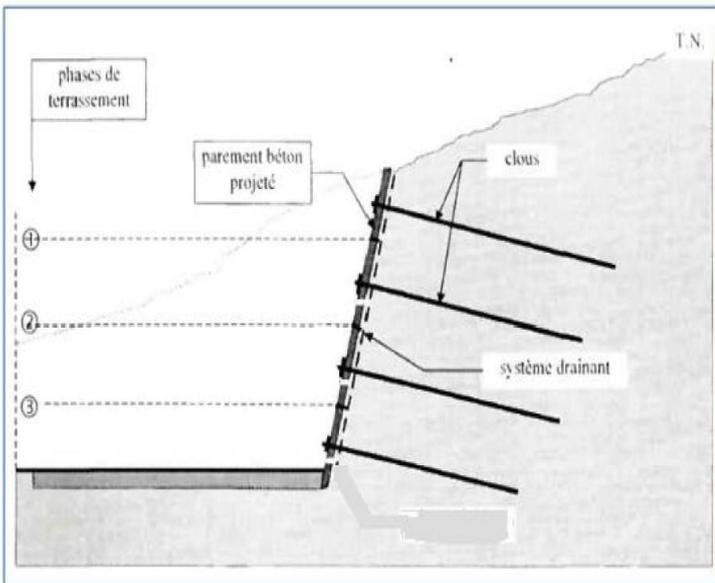
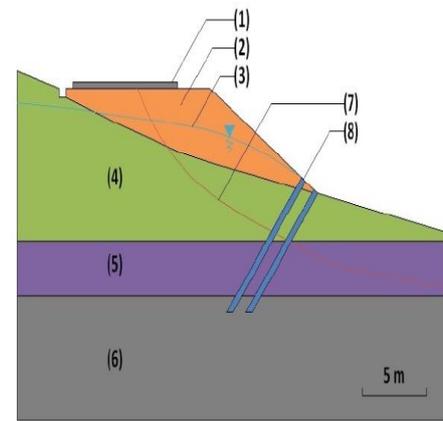


Figure 2.16.a. Schéma d'un clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al, 1991)



Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER, et al., 1991)
 (1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse,
 (7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

Figure 2.16.b. Stabilisation par clouage (Gilles .S, Pierre 1998)

2.3.1.2. Les soutènements

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval (Figure 2.17). Il existe des murs de soutènements souples ou rigides.

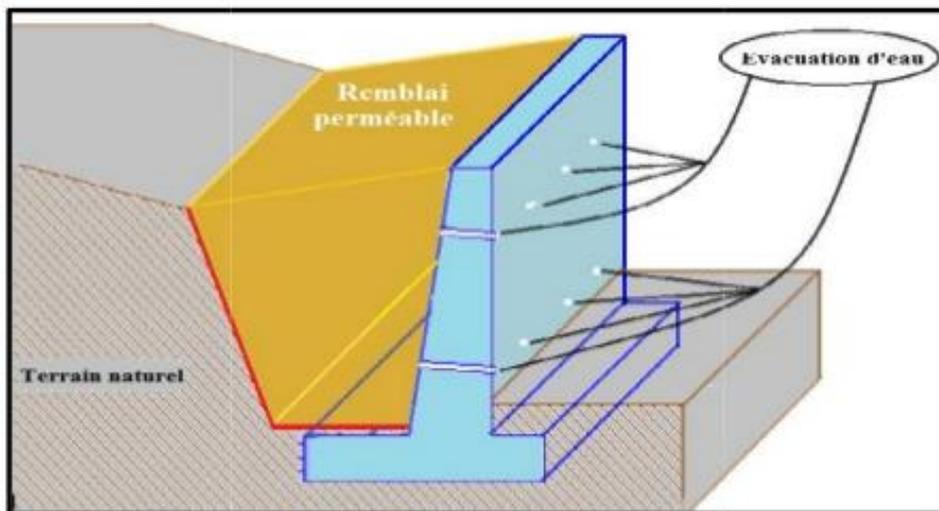


Figure 2.17. Schéma d'un mur de soutènement.

a. Les ouvrages de soutènements rigides

La structure est fixée une fois qu'elle a été correctement ancrée et est suffisamment résistante aux pressions auxquelles elle est soumise. Une force d'arrêt limite du sol amont, qui est la force maximale fournie par les masses en mouvement, est généralement prise en compte lors du dimensionnement de la structure (la déformation du sol étant la compression).

En raison de leur incompatibilité avec toute déformation, les structures rigides ne sont pas le choix idéal pour la stabilisation des glissements de terrain; aussi, le dimensionnement doit tenir compte des grandes forces créées par le glissement. Il existe plusieurs types d'ouvrages de soutènements rigides (Figure 2.18), nous avons :

- Les murs poids en béton ou en maçonnerie ;
- Murs en béton ancré ;
- Mur cantilever en béton armé.

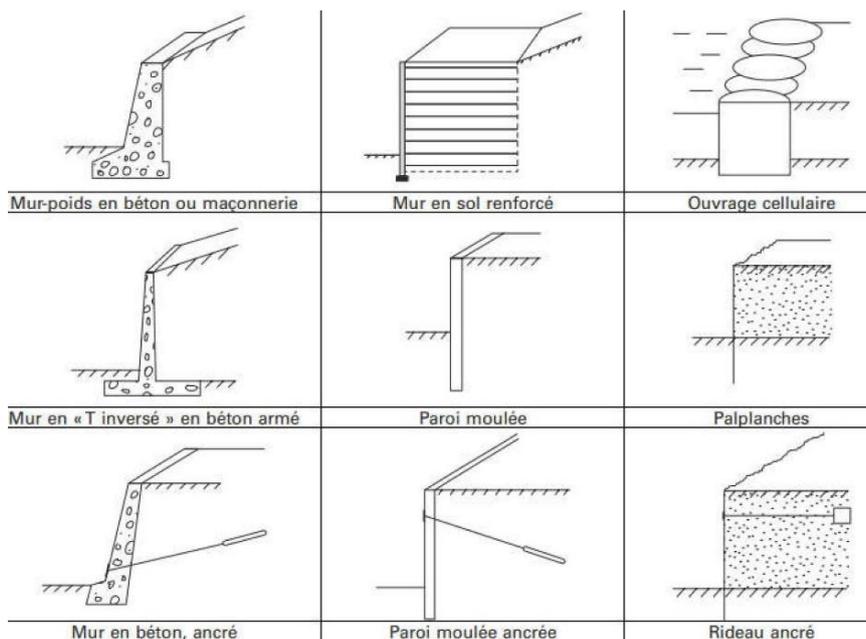


Figure 2.18. Exemple des ouvrages de soutènement

b. Les ouvrages de soutènements souples

Ils sont dimensionnés en deux phases: pour la stabilité interne selon une méthode propre à chaque technologie, et pour la stabilité extérieure selon le procédé décrit ci-dessus. L'utilisation de ces approches, qui permettent des déformations du sol, est beaucoup plus répandue que l'utilisation de barrières rigides (Figure 2.19). Elle peut également supporter des déformations du sol qui sont impossible à arrêter compte tenue de leurs dimensions et de son évolution lente.



Figure 2.19. Exemple de mur gabion

2.3.1.3. Le 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 (figure 2.20). Parmi ces techniques, la chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. Elle peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage (KIRBY et al, 2000).

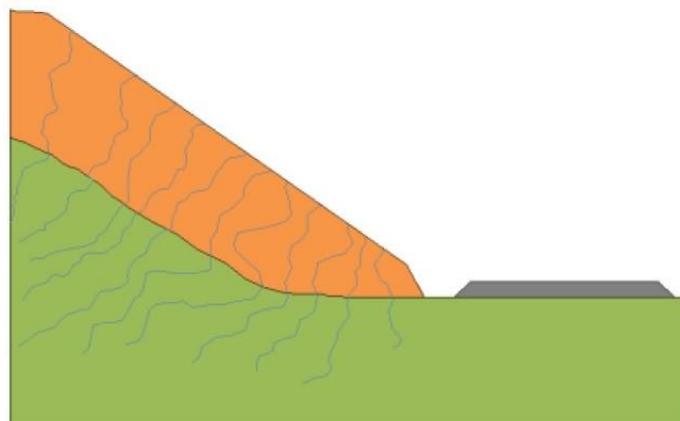


Figure 2.20. Durcissement (Badr, 2008)

2.4. Avantages et inconvénients

Le tableau 2.2 cite quelque avantage et inconvénient de l'approche douce.

Tableau 2.2. Avantages et inconvénients des approches dures (NORDINE., 2010)

Techniques	Avantages	Inconvénients
Géosynthétique	<ul style="list-style-type: none"> - Bonne résistance à la rupture - Mobilise le frottement du sol 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilité de subsistance de branche et de blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile dans le cas des sols grossiers
Tirant d'ancrage	<ul style="list-style-type: none"> - Bonne prise sur les massifs rocheux 	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibilité à la corrosion - Perte de tension dans le temps - Difficulté de mise en œuvre - Fissuration de la gaine de protection en coulis de ciment par mouvement du sol
Pneusol	<ul style="list-style-type: none"> - Bonne résistance, ne s'endommage pas rapidement - Coût très bas 	
Clouage		<ul style="list-style-type: none"> - Limité aux petits glissements - Déconseillé en terrain meuble - Onéreux et peu efficace
Soutènement	<ul style="list-style-type: none"> - Rapidité de mise en place - Coût compétitif - Peu de matériel nécessaire pour la construction 	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibilité à la corrosion - Structure non déformable - Déplacements latéraux importants - Sensibilité à l'abrasion
Durcissement	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance au cisaillement augmenté 	<ul style="list-style-type: none"> - Ecoulement de la nappe modifié

2.5.Choix de la méthode de confortement

Le choix de la technique de renforcement doit être adapté à chaque glissement. Nous devons prendre en compte plusieurs paramètres qui varient selon le type de sol, les surcharges, les conditions de drainage et bien évidemment le coût de la méthode. Bien que plusieurs solutions peuvent être proposées pour un même cas.

Nous nous sommes basés sur certaines exigences à adopter quant aux choix de la méthode de confortement et qui sont :

- La technologie : Afin de faciliter la réalisation, la méthode de confortement doit être simple et ne nécessite qu'un minimum d'efforts à réaliser. (Aissa M. H.2011)
- La résistance : La méthode doit assurer la stabilité de la pente tout en évitant l'augmentation des efforts moteurs et les risques de glissement.
- L'économie : Le choix de confortement doit également être le moins coûteux et le plus disponible sur le marché, nous privilégions ce qui est local et disponible.

2.6.Conclusion

Les méthodes de confortement sont multiples, suivant le type, la faisabilité, le risque, la cause du glissement et sa solution comme nous avons pu le voir précédemment dans ce chapitre.

Un choix adéquat de la méthode de confortement est essentiel, afin d'assurer une stabilité des versants potentiellement en mouvement et d'éviter des risques de pertes humaines et économiques.

Le but de notre travail est d'analyser la stabilité du talus pour notre cas d'étude et déterminer le facteur de sécurité. Ainsi, dans le chapitre qui suit, on va vous présenter le site de la pénétrante, la localisation du talus et les deux outils numériques utilisés dans notre étude afin d'analyser la stabilité du talus.

CHAPITRE 3 :
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE +
ANALYSE DU MODÈLE
SUJET D'ÉTUDE

3.1 Introduction

La ville de Ghazaouet grâce à son port a acquis une grande importance sur le plan économique tant pour les échanges commerciaux que le transport des voyageurs. La pénétrante qui a été réalisée a pour but de relier l'autoroute Est-Ouest tout en facilitant l'accès à la ville. Les mouvements de terrain sont des phénomènes complexes qui ont apparu fréquemment dans les projets routiers qui traversent les zones montagneuses. C'est le cas de notre zone d'étude. Ainsi préserver la sécurité des personnes à travers des études géotechniques et géologiques et particulièrement les talus qui présentent un danger d'instabilité est important. Pour analyser et évaluer la stabilité du talus traversé, il faut qu'on passe par la caractérisation topographique, géologique, hydrogéologique et géotechnique des terrains.

3.2 Localisation du site

Notre cas d'étude se situe à Ghazaouet reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest au voisinage de l'échangeur desservant la ville de Tlemcen, il s'étend sur 41 km c'est une liaison autoroutière en 2*3 voies (figure 3.1).



Figure 3.1 Le réseau autoroutier algérien en mai 2015 (ADA)

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

1^{ère} Tranche s'étend du Port de Ghazaouet jusqu'au village de Khoriba, elle est de 13 km en cours de réalisation et c'est sur cette tranche que se situe notre projet et en particulier le glissement de terrain sur lequel nous avons travaillé (figure 3.2).



Figure 3.2 Le premier tranche de la pénétrante (ADA)

3.3 Reconnaissance du site

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 sinistre. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les solutions que l'on propose de mettre en place.

De façon général on retrouve deux types de moyens de reconnaissances et qui sont :

- Les méthodes de mesures « in situ » qui sont basée sur la mesure d'une propriété physique du terrain.
- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillon : sondages, puits, carottages, tranchées...

3.3.1 La reconnaissance topographique

La morphologie de la région se présente sous forme de collines de moyenne hauteur et, les pentes naturelles sont assez raides, variables de 20° à 35°. L'entreprise réalise des talus unitaires de pentes 1H/2V de 8m de hauteur. Le profil en long monte régulièrement dans les PK croissants. Selon l'enquête géologique, au PK0+545 de la route projetée, il y a une rivière souterraine artificielle d'environ 2.5m de large et 3m de long. La côte supérieure de la rivière

souterraine est de 16.5m et celle de la plate-forme est de 30.0m, il y a une différence des côtes de 13.5m. Cette rivière souterraine n'influence pas la plate-forme (ADA, 2021).

3.3.2 La reconnaissance Géophysique

Afin de déterminer la nature des couches profondes on utilise parfois leurs caractéristiques et cela grâce aux méthodes de reconnaissance Géophysique.

- Prospection gravimétrique,
- Prospection électrique,
- Prospection sismique,
- Caractéristique magnétique.

3.3.3 La reconnaissance Géotechnique

La reconnaissance Géotechnique joue un des rôles les plus importants lors de l'étude de reconnaissance du site. Nous avons deux types d'essais :

Les essais de laboratoire et qui comportent :

- Les limites d'Atterberg,
- L'analyse granulométrique,
- La teneur en eau naturelle,
- Les essais de cisaillements,
- L'essai œdométrique,
- Les essais de compactages.

Les essais « in situ » qui comportent :

- Les essais à la plaque,
- Le pénétromètre dynamique,
- Les sondages,
- Les carottages,
- Le pénétromètre statique.

3.3.4 L'hydrogéologie

L'étude hydrogéologique est très importante compte tenu du rôle que joue l'eau dans les instabilités des talus. Elle a pour but la connaissance de la répartition des pressions

interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, le fonctionnement des nappes et en prévision de la réalisation d'un drainage. On utilise la piézométrie et le repérage des niveaux d'eau dans les puits. Le suivi de ces paramètres doit se faire sur le long terme, au moins une année afin de disposer d'une représentation des conditions hydrogéologiques du site. (BOUKLI HACENE, 2011)

On retrouve 2 types de sources d'eaux dans notre zone d'étude :

Eaux de surface : Dans les montagnes escarpées, les ravins profonds, généralement il n'existe pas d'eau de surface, mais des ruissellements pendant la période pluvieuse.

Eaux souterraines : Dans toute les profondeurs atteinte dans les puits de reconnaissance, on n'a pas constaté d'eaux superficielles ni des ressources d'eau naturelles. (ADA, 2015).

3.3.5 La reconnaissance Géologique

La reconnaissance Géologique est l'identification des différentes couches du sol par identification visuelle, confirmée par l'examen des cartes géologiques. Les coupes du sol sont données par observation des puits, des tranchées ou des galeries. Il est possible d'obtenir des précisions immédiates sur les sous-couches en examinant les tranchées ou les carrières qui se situent à proximité de la zone considérée.

a) Les cavités

Les monts de TRARAS renferment toute la partie littorale de la région de GHAZOUET, ou les formations carbonatées occupent la plus grande partie des sommets sur les principaux reliefs, et constituent une formation à fort potentiel aquifère à cause des fissures. La forme des cavités décelées présentant des fractures parfois importantes (figure 3.4). Elle paraît aussi comme des fissures amplifiées par altération due au ruissèlement et l'infiltration des eaux (figure 3.3). Leurs dimensions sont de l'ordre de quelques mètres de longueur et quelques dizaines de centimètres de largeur. Les cavités ne sont pas toujours détectées par le radar de sol à cause des zones de dissolutions des eaux ou les zones dont la nature vacuolaire est très poreuse. Deux cavités décelées par coïncidence lors des travaux de terrassement sur le projet autoroutier de la pénétrante de GHAZAOUAT. (ADA, 2021).



Figure 3.3 une cavité

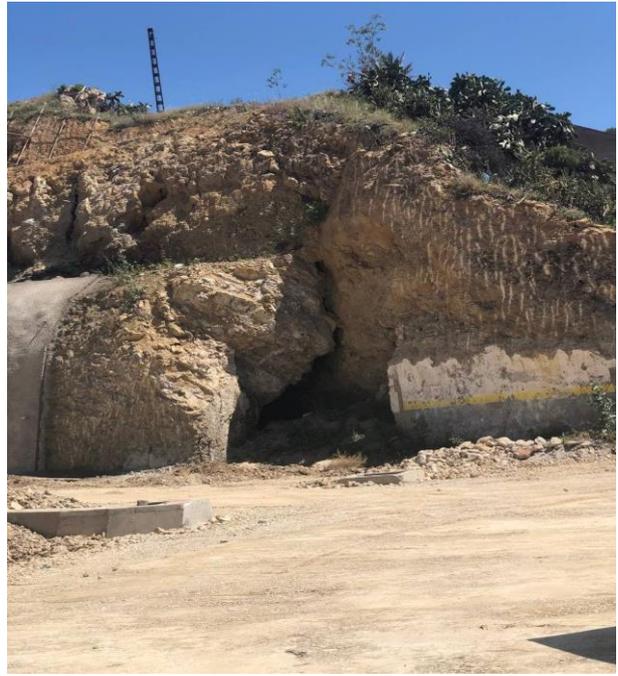


Figure 3.4 une cavité important

b) La lithologie

Sur le terrain de surface se repart des graves argileuses et le tuf calcaire. Les lithologies principales sont :

Tableau 3.1. Lithologie des fractions dominantes (ADA, 2019)

Nom géotechnique	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
Grave argileuse	0.0-7.3	Brique	Lâche-dense	Sol hétérogène, teneur en sable assez élevée, intercalant quantité de gravier anguleux d'un diamètre de 1-4cm.
Grès argileux fortement altéré	>43.5	Vert grisâtre	Résistance très faible	Texture marneuse, structure massive, altération forte, diaclases et fissures très développées, la carotte fracturée est sous forme de sable ou de fragment.
Grès argileux Faiblement altéré	>40.8	Vert grisâtre	Résistance faible	Texture marneuse, structure massive, altération forte, diaclases et fissures développées, la carotte sous forme de bloc ou de fragment, localement de

				colonne courte.
Tuf calcaire	0.0-8.5	Blanc grisâtre	Dur	Cimentation calcaire en forme de plaque
Basalte rocheux	>15.0	Gris noirâtre	Résistance moyenne	Texture poreuse, structure massive, altération forte, diaclases et fissures développées, la carotte sous forme de colonne ou de bloc
Grès	>60.2	Gris	Résistance moyenne	Texture sableuse, structure massive, la carotte est sous forme de colonne courte ou de bloc d'un diamètre de 3-7cm
Calcaire	>52.2	Blanc grisâtre	Résistance moyenne	Texture clastique, texture adélogène formation massive, La carotte sous forme de colonne courte ou de colonne, partiellement assez concassé, roche relativement dure, diaclase et fissure développées, nombreuse alvéoles sur la surface des carottes
Marne	>15.0	Vert grisâtre	Résistance faible	Texture marneuse, formation massive, altération forte, diaclases et fissures très développées, la carotte est en forme de bloc d'un diamètre de 3-8cm.
Roche bioclastique	6-12.5	Blanc grisâtre	Résistance faible	Texture bioclastique, la roche se forme par les coraux et coquillages cassés sous effet de cimentation CaCO ₃ , roche tendre

3.4 Sismologie de la zone d'étude

Le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long termes. C'est pourquoi nous devons le prendre en compte dès le début de l'étude. Notre section est classée en Zone I selon les dispositions techniques de « Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art » (RPOA2008) (figure 3.6). Le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux de terrassement retenu est $A=0.12g$ ce qui ne représente pas un danger pour l'avancement du projet.

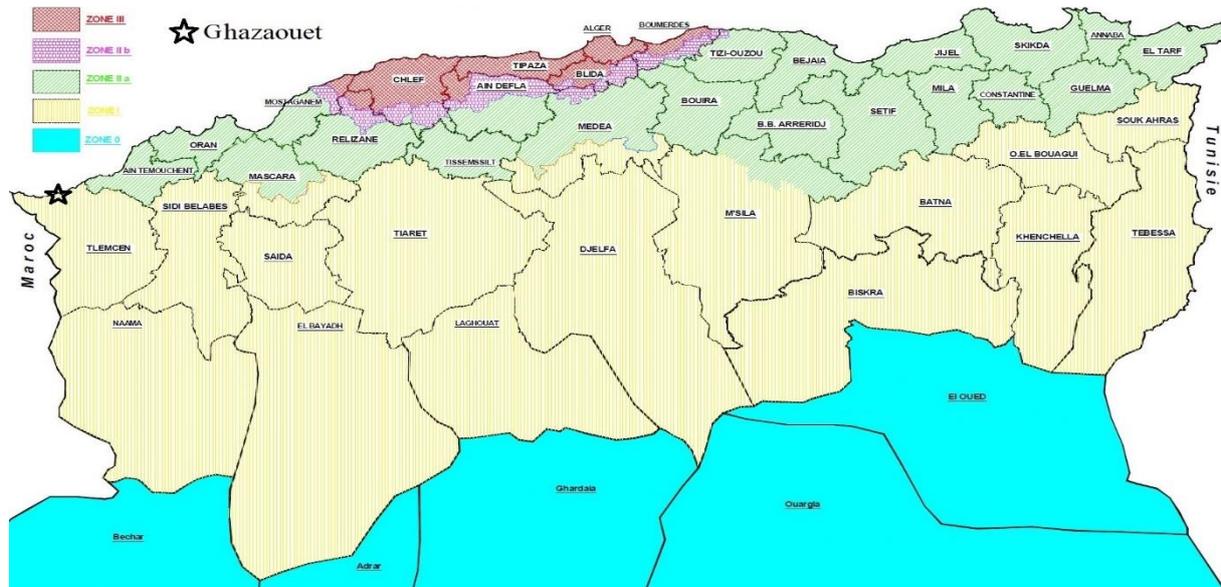


Figure 3.6 Carte de zonage sismique du territoire national (RPA99)

3.5 Aperçu Climatologique et Hydrologique

Ghazaouet possède un climat dit tempéré. Il y a peu de précipitation avec des températures de $24,5^{\circ}\text{C}$ au mois d'août qui est considéré comme le plus chaud et de $11,7^{\circ}\text{C}$ au mois de janvier qui est le plus froid. Le caractère montagneux et escarpé de cette région, facilite les ruissellements pendant les périodes pluvieuses.

3.6 Présentation du sujet d'étude (Talus RNK0+300)

Notre sujet d'étude se présente par un glissement de terrain du talus au RNK0+300 de la nouvelle pénétrante de Ghazaouet. La localisation de notre talus sur Google Earth (figure 3.7)

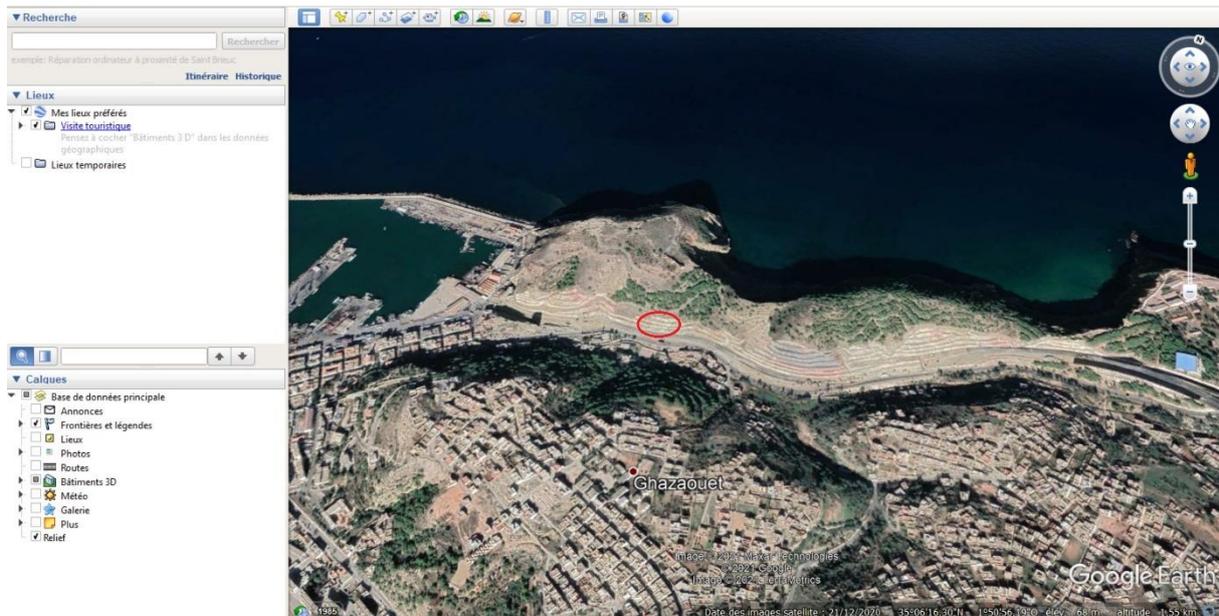


Figure 3.7 Localisation du talus

a) La description

La lithologie de la section qui enveloppe notre talus est en grès argileux fortement altéré intercalée localement par grès argileux totalement altéré, le massif rocheux du talus est brisé sans stratification évidente, en plus le phénomène d'affouillement du talus est grave. Il y a des éboulis dans les sections locales et des signes de désordre de peu sont déjà apparus.

Un glissement de terrain circulaire peu profond touche les deux niveaux du talus de la sous-section RNK0+300-RNK0+320 (figure 3.8). La surface de glissement de nature argileuse qui comporte comme un savon à la présence de l'eau. Ce mouvement est déclenché après une journée pluvieuse.



Figure 3.8.a surface glissement en Grès argileux RNK0+300-RNK0+320



Figure 3.8.b la section RNK0+300-
RNK0+320



Figure 3.8.c la section RNK0+300-
RNK0+320

b) La lithologie du talus

- Sur le terrain de surface se repart des graves argileuses.
- Grès argileux : répartition locale, pendage $275^{\circ} \angle 10^{\circ}$, diaclases et fissures très développées, roche fortement fracturée, les fissures sont remplies par calcaire; Calcaire bioclastique: sans stratification.

c) Résultats des essais au laboratoire

i. Caractéristiques physiques

Tableau 3.2. Identification de Grave argileuse

Paramètre	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P (%)	I _C
Nombre de valeurs, N	2	8	8	8	2
Valeur max., x _{max}	19.3	38.8	20.0	19.3	1.24
Valeur min., x _{min}	11.00	26.4	14.0	10.8	1.01
Valeur moyenne, x _{moy}	15.15	32.3	17.4	14.9	1.12

Tableau 3.3. Caractéristiques granulométriques de Grave argileuse

Paramètre	< 200 mm	< 20.0 mm	< 2.0 mm	< 0.2 mm	< 0.08 mm	< 0.02 mm	< 0.002 mm
Nombre de valeurs, N	9	9	9	9	9	5	5
Valeur max., x _{max}	100.0	96.8	62.9	48.3	46.3	39.8	12.2
Valeur min., x _{min}	70.2	46.4	14.7	7.9	6.4	18.5	5.1
Valeur moyenne, x _{moy}	96.7	81.3	48.8	34.1	31.3	27.6	8.3

ii. Caractéristiques de résistance à pression

Tableau 3.4. Caractéristiques Grès argileux

Paramètre	④ (Grès argileux)	
	γ _h (g/cm ³)	R _c (nature) (MPa)
Nombre de valeurs, N	6	6
Valeur max., x _{max}	2.73	16.8
Valeur min., x _{min}	2.22	3.5
Valeur moyenne, x _{moy}	2.48	10.2

iii. Caractéristiques de résistance au cisaillement

Pour la couche Grès argileux fortement altéré et Grès argileux faiblement altéré, ils ont utilisé des données de levé géologiques combinées avec le logiciel d'analyse de la roche RocLab (version 1.032) établis par la société Rocscience.

Tableau 3.5. Caractéristiques de résistance au cisaillement Grès argileux

Etat	nom	Rc (Mpa)	GSI	Mi	C(Kpa)	Phi(°)
A court terme	Grès argileux fortement altéré	5.8	20	8	79	26
	Grès argileux faiblement altéré	10	25	8	144	29
A long terme	Grès argileux fortement altéré	5.8	15	8	66	24
	Grès argileux faiblement altéré	10	20	8	124	27

Note : les valeurs Rc, GSI, Mi dans le tableau, sont empiriques.

d) Analyse des propriétés géotechniques des sols

-Grave argileuse : brique, peu humide, lâche-dense, sol hétérogène, contenant des fragments rocheux. La classe GTR est en B6, B5, A2, A2h et C.

- Grès argileux fortement altéré : vert claire, roche très fracturée en forme de bloc et de fragment, cimentation calcaire, il s'agit de la roche de résistance très faible.

-Grès argileux faiblement altéré : vert claire, roche fracturée en forme de bloc, cimentation calcaire, il s'agit de la roche de résistance faible.

3.7 Analyse de la stabilité de talus :

Dans notre projet on va utiliser ces deux logiciels qui sont parmi les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique pour les analyses de stabilité des pentes. (Tableau 3.6).

Tableau 3.6. Différents logiciels et méthodes choisis pour l'étude

Méthode	Plaxis (2D)	Geoslope
Equilibre limite		X
Elément finis	X	

3.8 Présentation des deux logiciels utilisés

a) Le logiciel PLAXIS version 8.2

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). (Dr. EL HOUARI Nesrine)

-Le programme d'entrée de données (Input) : Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

-Le programme de calcul (Calculations) : Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

-Le programme de résultats (Output) : Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

-Le programme courbe (Curves) : Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

b) Le logiciel GEOSLOPE 2012 version 8

Géo-studio c'est un logiciel avec une capacité d'analyse rigoureuse, intégration de produit sophistiquée et large application à divers problèmes de géo-ingénierie et de sciences de la terre. Il permet de travailler sur un large éventail de cas d'utilisation d'ingénierie come Barrages, digues, les glissements des terrains et d'autres problèmes liés à la géotechnique (prise de site web geoslope).

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W** : peut analyser efficacement des problèmes simples et complexes pour une variété de formes de surface de glissement, de conditions de pression interstitielle, de propriétés du sol et de conditions de charge.
- **SEEP/W** : C'est un logiciel d'éléments finis pour la modélisation de l'écoulement des eaux souterraines dans les milieux poreux.
- **SIGMA/W** : pour la modélisation des contraintes et des déformations dans le sol, la roche et les structures. (Par la méthode des éléments finis)
- **QUAKE/W** : il s'agit d'un logiciel d'éléments finis pour la modélisation de la liquéfaction des tremblements de terre et du chargement dynamique. détermine le mouvement et les pressions interstitielles excessives qui surviennent en raison des tremblements de terre, des explosions ou des charges d'impact soudaines.
- **TEMP/W** : il s'agit d'un logiciel d'éléments finis pour la modélisation du transfert de chaleur et du changement de phase dans les milieux poreux. il peut analyser des problèmes de conduction simples à des simulations complexes d'énergie de surface avec gel-dégel cyclique. (prise de site web geoslope).



Figure 3.9. Structure de Geostudio 2012

3.9 Modélisation du profil étudié

Pour la modélisation par éléments finis, l'objectif est de confirmer ou pas la stabilité du talus par la détermination du coefficient de sécurité. La modélisation passe par deux étapes :

- Calcul du talus à l'état naturel
- Calcul du talus après terrassements

Les tableaux suivants montrent respectueusement les données géotechniques du site nécessaire pour la modélisation ainsi que les caractéristiques du mur de soutènement.

Tableau 3.7. Données géotechniques pour la modélisation (ADA,2015)

	Nom géotechnique	γ_h [KN/m ³]	ν	E [Mpa]	K [m/s]	à long terme	
						C' [KPa]	Φ' [°]
	Grave argileuse	20,0	0,33	400	0,864	5	33
	Grès argileux fortement altéré	24,8	0,33	900	8,64	66	24
	Grès argileux Faiblement altéré	24,8	0,33	2000	8,64	124	27

Remarques

- Les valeurs des paramètres [E,k,v] n'ont pas été données dans le rapport géotechnique, mais attribuées par un expert.
- La loi de comportement de type Mohr-Coulomb a été utilisée afin de modéliser le comportement des différentes couches du sol constituant le talus naturel.

3.9.1 Analyse à l'aide de Slope/W

La modélisation par le code Geo/SLOPE permet de visualiser les surfaces de rupture. Le programme contient un grand nombre de méthodes basées sur l'équilibre limite. Or, pour ce cas nous avons utilisé la méthode de Morgenstern-Price la méthode Bishop. Néanmoins en changeant la position de la surface de rupture.

Pour la modélisation avec le code GEOSLOPE 2012, nous procédons par les mêmes phases, talus naturel, talus après terrassement.

a. Cas du talus naturel

La figure ci-dessous montre la géométrie et les différentes couches constituant le talus naturel.

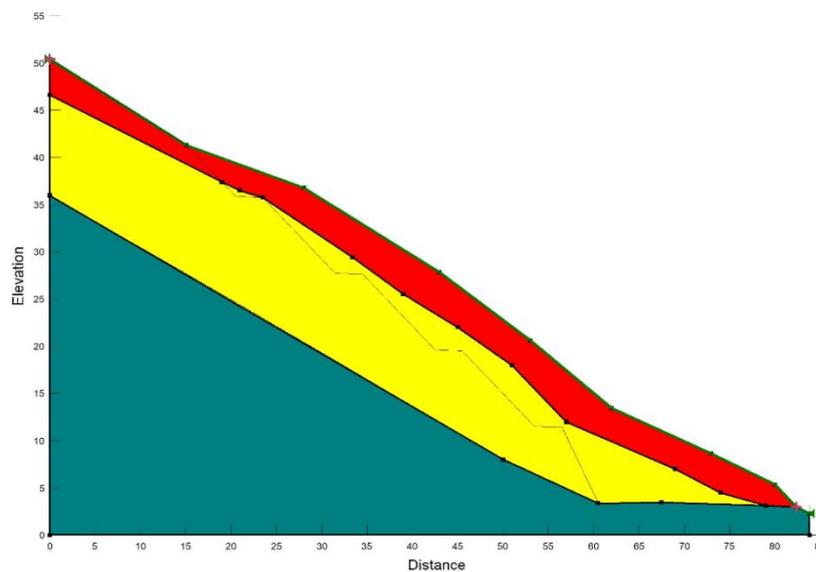


Figure.3.10. Géométrie du talus naturel

Le calcul à l'état d'équilibre limite a été effectué par deux méthodes la méthode **Morgenstern-Price** et la méthode **Bishop**. Les figures ci-dessous représentent les différentes valeurs obtenues en variant le type intervalle d'entrée et sortie pour la surface de glissement.

Pour les deux cas de surface de glissement introduite, on observe que le glissement du talus est illustré par une surface de rupture de forme circulaire avec une légère variation du coefficient de sécurité.

La méthode de Morgenstern-Price

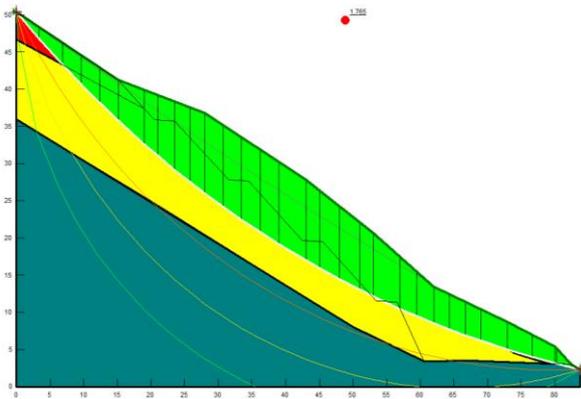


Figure 3.11.a- Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (**FS=1,765**)

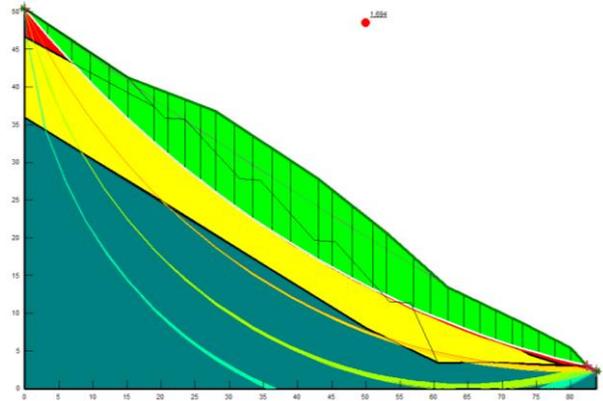


Figure 3.11.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (**FS=1,694**)

La méthode de Bishop

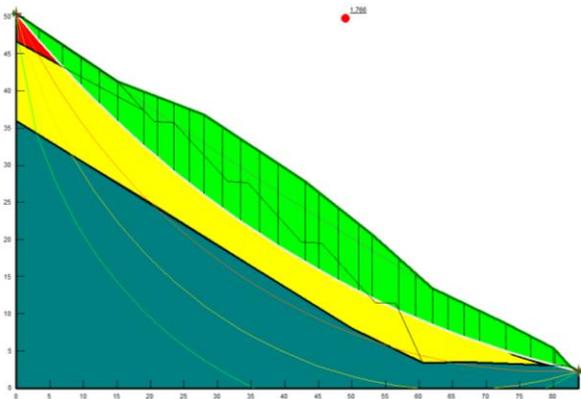


Figure 3.12.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (**FS=1,766**)

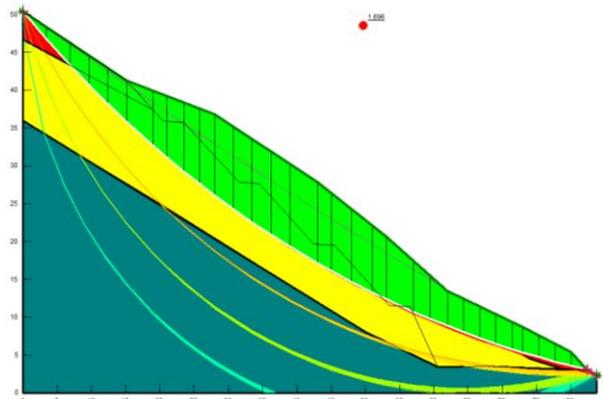


Figure 3.12.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (**FS=1,696**)

b. Cas du talus après terrassement

La figure 3.13 montre la géométrie et les différentes couches constituant le talus naturel après terrassement.

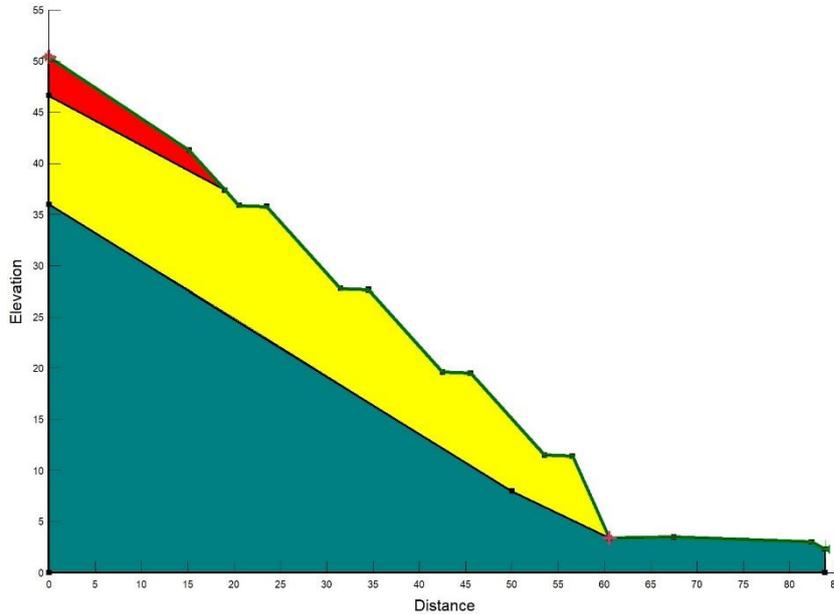


Figure 3.13 : Géométrie du talus après terrassement

L'analyse par la méthode d'équilibre limite montre une diminution dans le coefficient de sécurité pour les deux zones de surface de glissement imposées (fig.3.14 et 3.15), comme on peut observer que la surface de rupture n'est pas de forme circulaire.

La méthode Morgenstern-Price

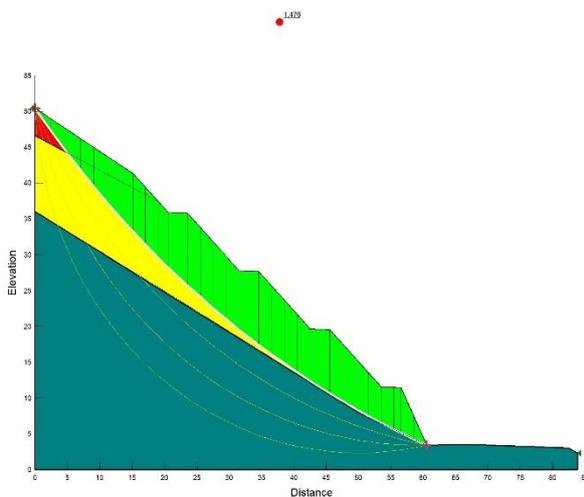


Figure 3.14.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (**FS=1,476**)

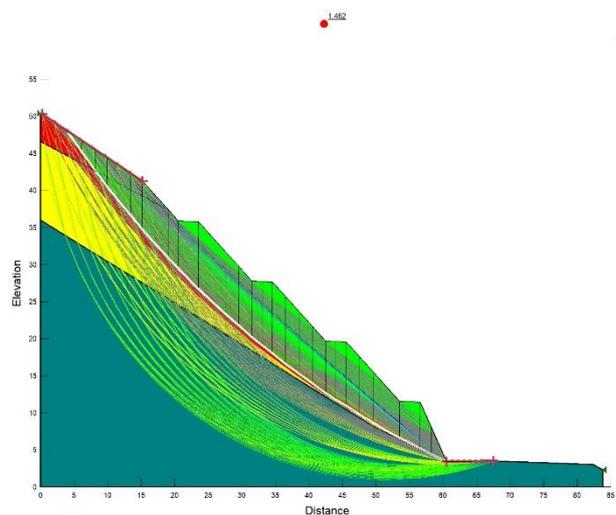


Figure 3.14.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (**FS=1,462**)

La méthode Bishop

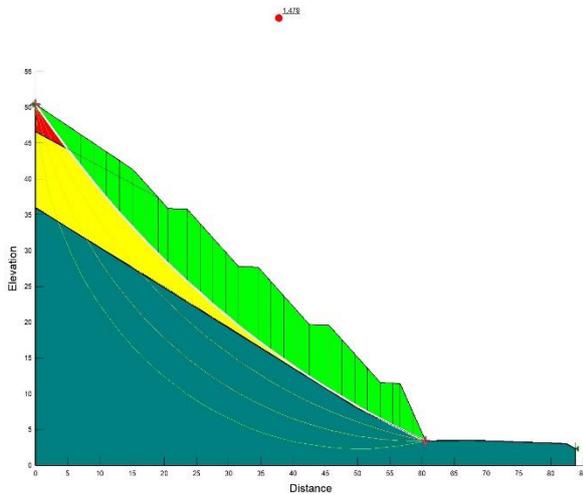


Figure 3.15.a - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type point (**FS=1,479**)

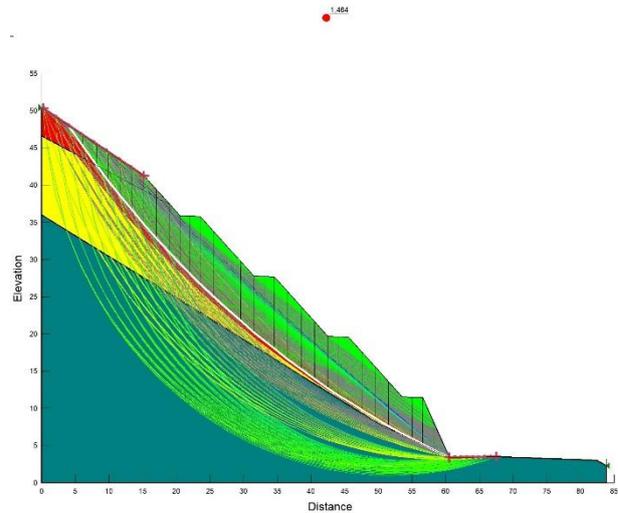


Figure 3.15.b - Calcul du coefficient de sécurité de la surface de glissement sur un intervalle d'entrée et sortie de type plage (**FS=1,464**)

3.9.2 Analyse à l'aide de Plaxis 2D

a. Cas du talus naturel

La figure 3.16 représente la géométrie du talus naturel avec les conditions aux limites de type blocage standard (*standard fixities*). L'analyse par éléments finis a été réalisée en deux dimensions avec un modèle d'éléments de type déformation plane avec des éléments triangulaires de 15 nœuds. Ces conditions aux limites ont été adaptées pour le reste du calcul.

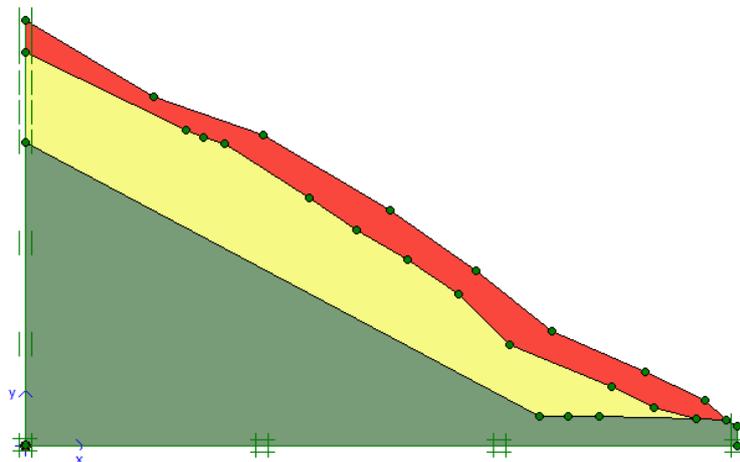


Figure 3.16. - Géométrie du talus avec les conditions aux limites

La figure 3.17 montre le maillage utilisé, c'est un maillage fin raffiné.

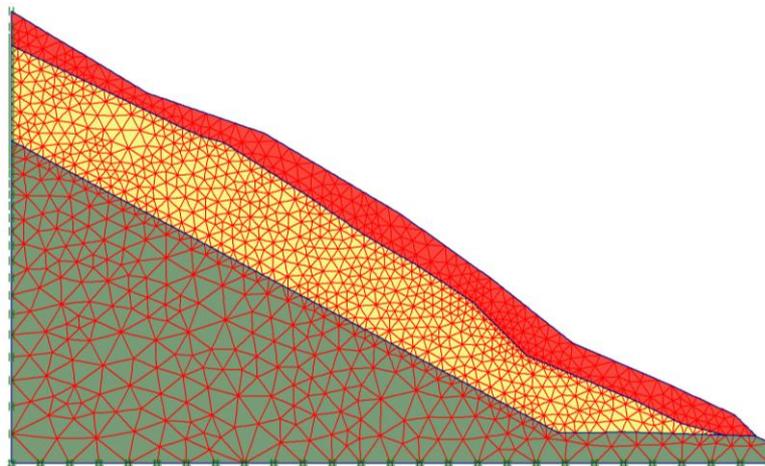


Figure 3.17. – Génération du maillage

Les conditions initiales ont été générées selon le champ des contraintes totales initiales (fig.3.18 et 3.19). La détermination de ces contraintes est effectuée en introduisant le coefficient de pression des terres au repos k_0 , en utilisant l'expression de Jaky.

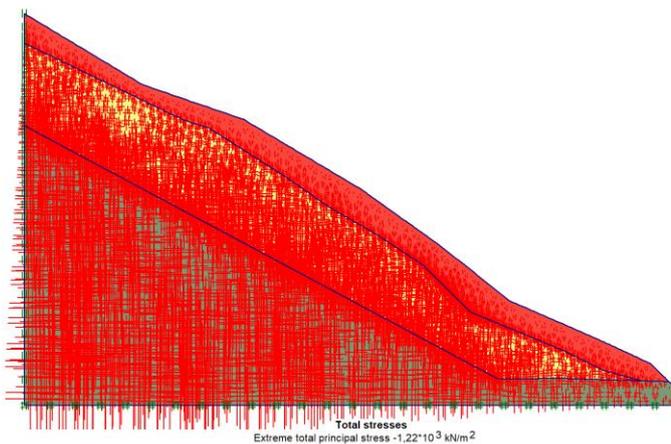


Figure.3.18 Génération des contraintes totales
(Direction principale)

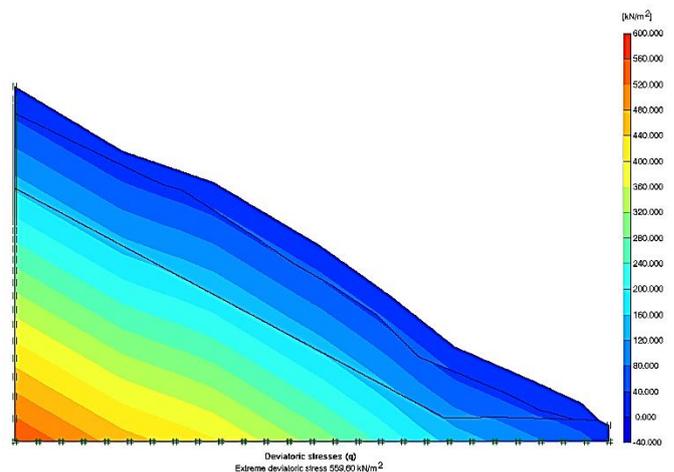


Figure.3.19 Génération des contraintes totales
(Contraintes déviatoriques)

L'analyse de la stabilité du talus à son état initial avec Plaxis 2D permet la détermination des déplacements totaux, des contraintes totales et le calcul du coefficient de sécurité.

Pour le calcul du coefficient de sécurité, Plaxis 2D utilise la méthode *Phi-c réduction* où la réduction des paramètres de résistance est effectuée en utilisant un multiplicateur incrémental Msf . Le coefficient de sécurité est calculé par l'expression suivante :

$$SF = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \Sigma Msf \text{ à la rupture}$$

La figure 3.20 représente le maillage déformé à la fin de la dernière phase de calcul. On remarque un mécanisme de rupture superficielle (peu profond) a été obtenu au pied du talus naturel avec un maximum de déplacement total de l'ordre $U = 3,98 \times 10^{-3}$ m.

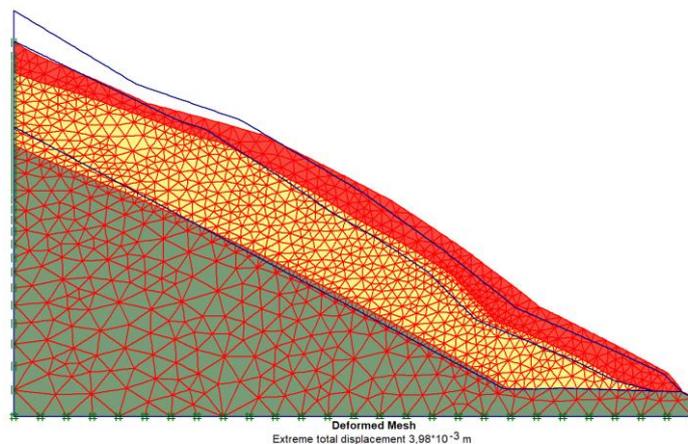


Figure.3.20 La déformé du maillage à la fin de la phase de calcul du coefficient de sécurité.

La figure 3.21 montre la distribution des vecteurs de déplacements totaux avec une surface de rupture plane finie. Cependant le déplacement total maximal se trouve à proximité de la tête du glissement éventuel (escarpement).

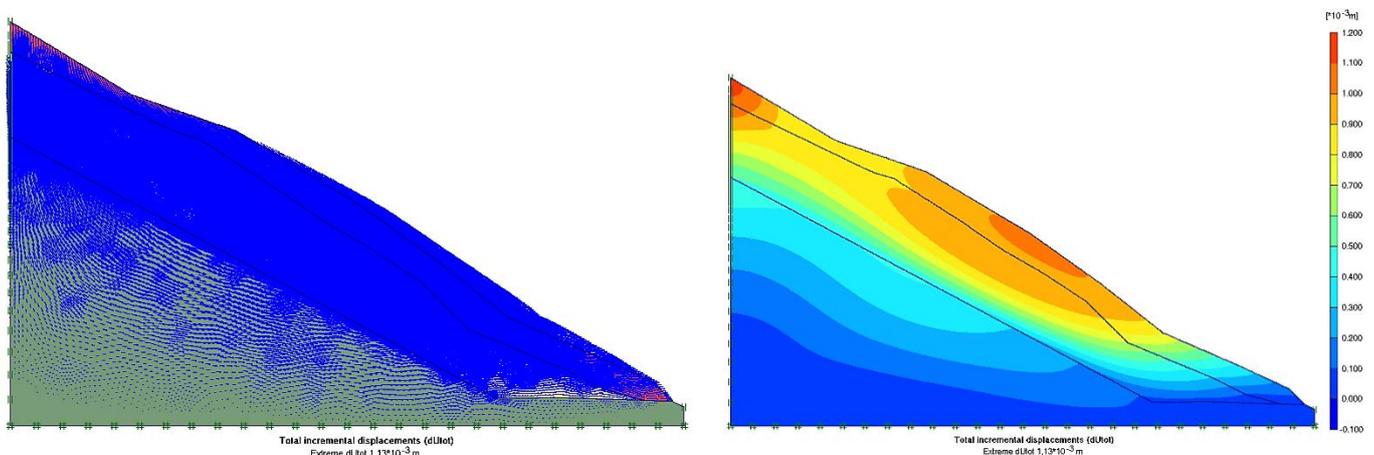


Figure.3.21. Les déplacements totaux

Les contraintes totales sont aussi représentées dans la figure 3.22. On observe que le maximum de contrainte est obtenu au niveau de la troisième couche du sol (Grès argileux) cela est dû au fait qu'elle est la plus profonde et la contrainte dépend surtout du poids propre.

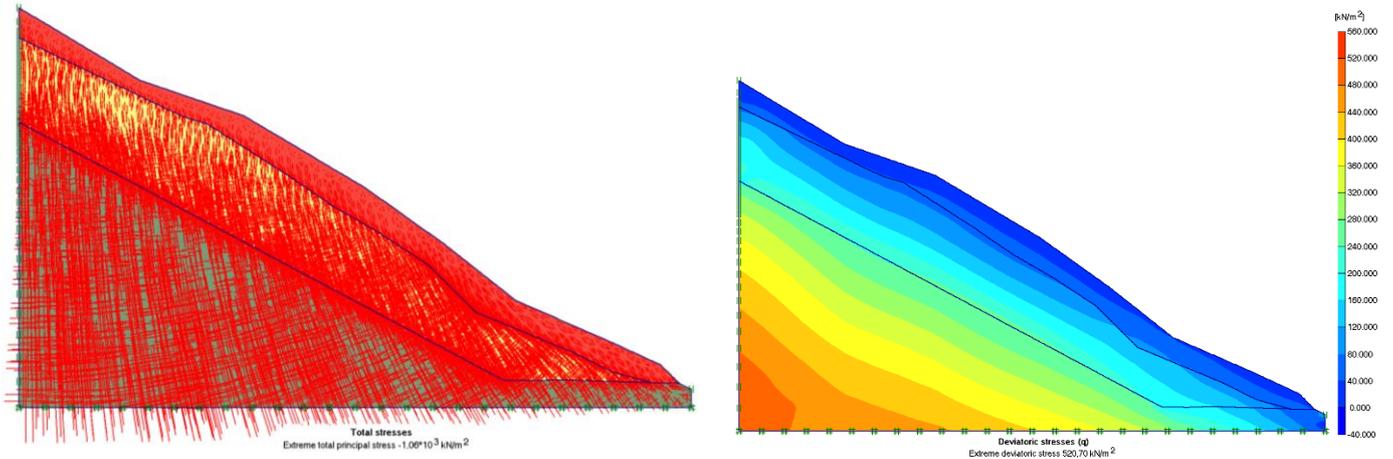


Figure.3.22. Contraintes totales ($720,70 \text{ kN/m}^3$)

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de 1,8119 (figure 3.23), ce qui montre que le talus était stable initialement.

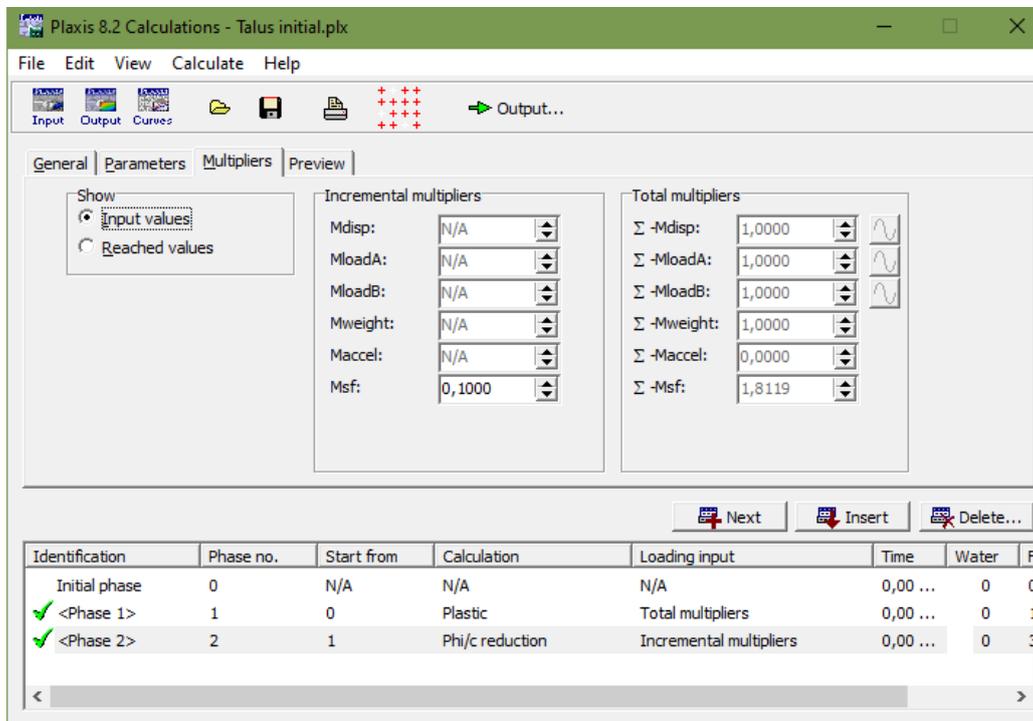


Figure.3.23. Coefficient de sécurité du talus ($F_s = 1,8119$).

b. Cas du talus après terrassement

La géométrie et les conditions aux limites du talus après terrassement sont illustrées sur la figure 3.24 ; le terrassement a été effectué au pied du talus.

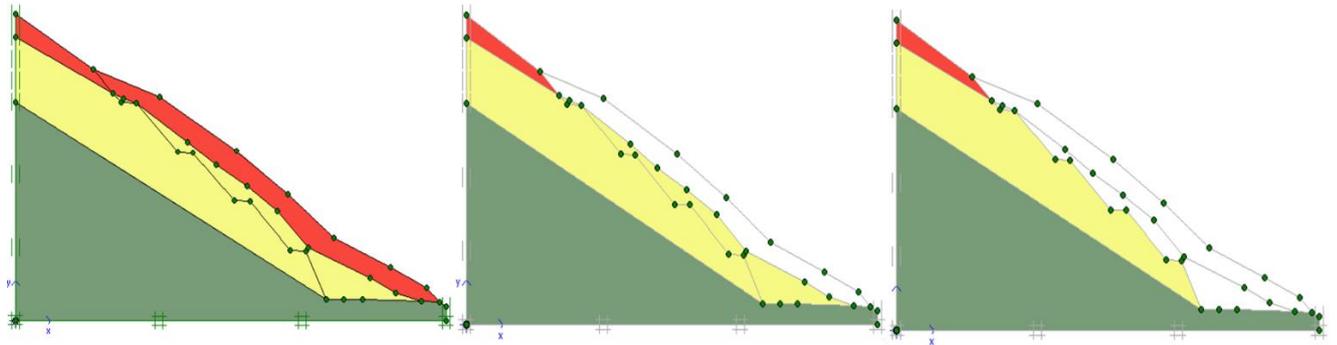


Figure.3.24. Géométrie du talus après travaux de terrassements.

La présentation dégradée et vecteur de déplacement total (fig.3.25) montre une surface de rupture plane finie. On remarque aussi que le déplacement maximal est donné au voisinage de la tête du talus et il est de l'ordre de $927,71 \times 10^{-6}$ m.

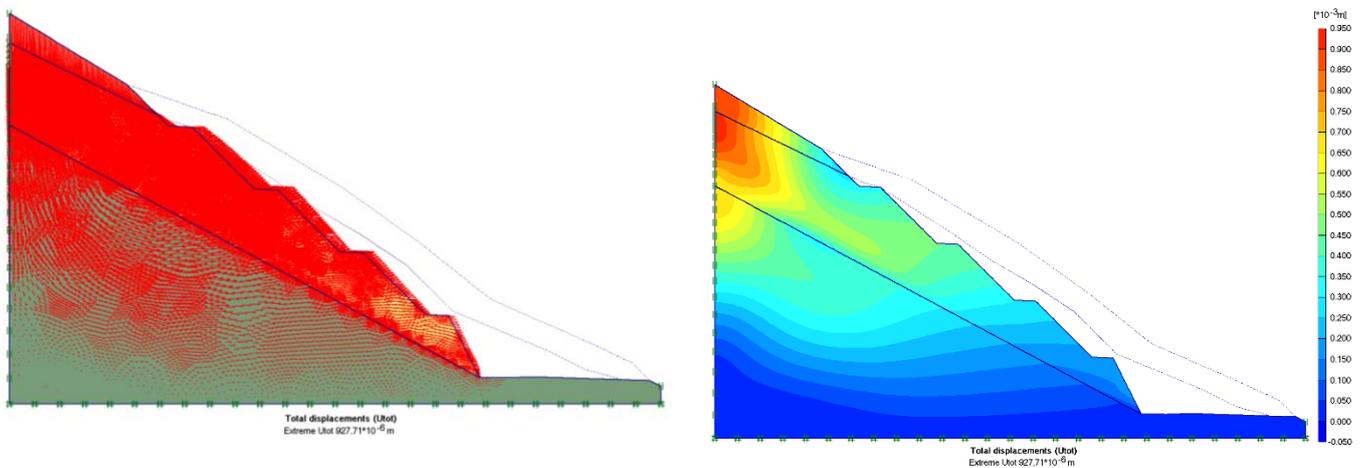


Figure.3.25. Les déplacements totaux

Les valeurs des contraintes totales sont légèrement diminuées dans ce cas (fig.3.26).

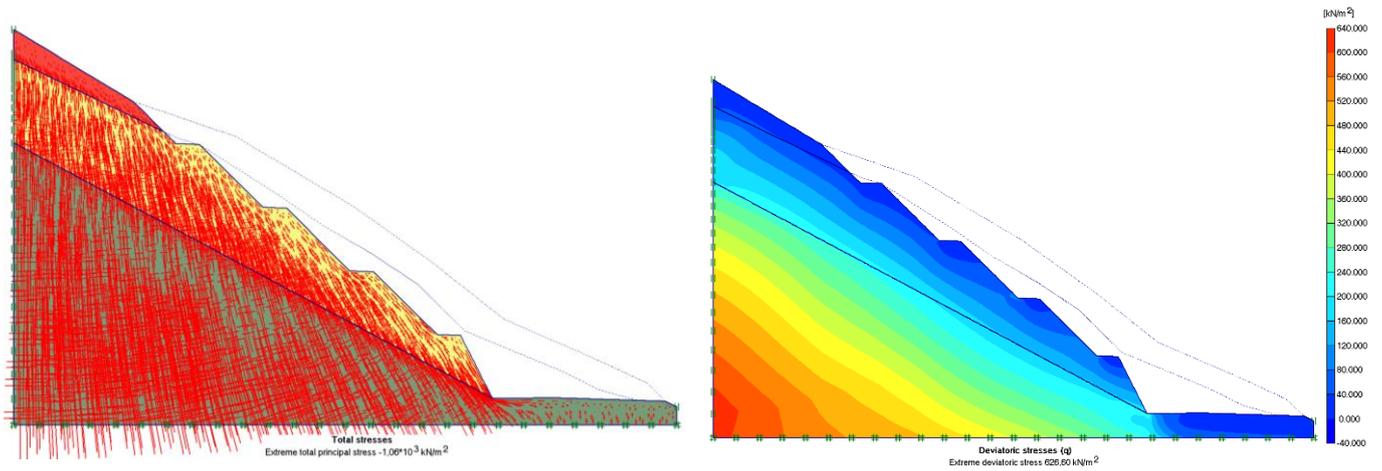


Figure.3.26 Contraintes totales ($626,60 \text{ kN/m}^3$)

La figure 3.27 donne la valeur du coefficient de sécurité après les travaux de terrassement. Ce dernier a diminué brusquement en comparant avec le cas du talus naturel (avec un écart de 21 %).

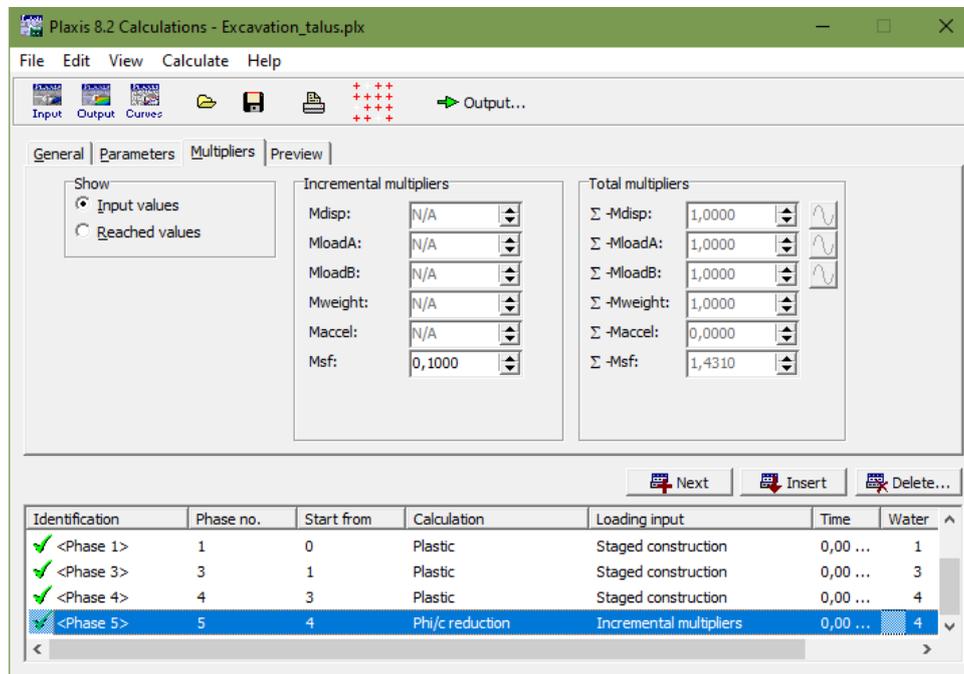


Figure.3.27. Coefficient de sécurité du talus après terrassements ($F_s = 1,4310$).

3.9.3 Discussion des résultats de la modélisation numérique

Les résultats de la modélisation pour l'analyse du talus vis à vis du glissement sont récapitulés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8. Synthèse des résultats d'analyse de la stabilité du talus.

Logiciels	Cas de modélisation		Coefficient de sécurité F_s
Plaxis 8.2	Talus naturel		1,8119
	Talus après terrassements		1,4310
GEO/SLOPE 2012	Pente naturelle	Morgenstern-Price	1,765
		Bishop.	1,766
	Talus après terrassement	Morgenstern-Price	1,476
		Bishop.	1,479

A travers l'analyse de la stabilité du talus à l'aide des deux logiciels du calcul, nous constatons que :

- 1- Le talus à son état naturel était stable avec un $F_s \approx 1,8$;
- 2- Les surfaces de rupture obtenues par MEL et MEF sont des surfaces de glissement planes finies.
- 3- La surface de glissement la plus critique obtenue par le MEL se trouve à une distance assez éloignée de la face de la pente, tandis que le MEF trouve la surface de glissement la plus critique près de la face de la pente et au niveau de la tête du talus.
- 4- Le fait d'excaver une partie du talus, la butée de pied a été enlevée ce qui a fait baisser le coefficient de sécurité jusqu'à $F_s \approx 1,4$;
- 5- Les différents coefficients de sécurité, calculés par les deux logiciels, pour chaque cas d'étude ne sont pas très éloignés avec écart très faible varie entre 2,5 – 3,35 % pour les différents cas du calcul.

En effet, les résultats obtenus par les deux méthodes montrent que le talus est affecté par le glissement et donc instable. C'est un talus qui a été déblayé sans vérifier l'angle de stabilité, et il a glissé lentement, jusqu'à la rupture sous l'effet de son poids propre.

Par conséquent, vu les conditions géomorphologiques et la position du talus, il nous paraît convenable de proposer un adoucissement de la pente. La modélisation de cet impact est représentée dans la partie suivante.

3.10 Analyse de la stabilité du talus avec reprofilage de la pente

3.10.1 Analyse à l'aide de Plaxis 2D

Afin de diminuer l'angle de la pente, un terrassement doit se faire en tête du talus. La géométrie et le maillage sont montrés dans la figure 3.28 et 3.29, respectivement. Rappelant que les mêmes conditions aux limites et le même maillage ont été utilisés dans la modélisation du talus.

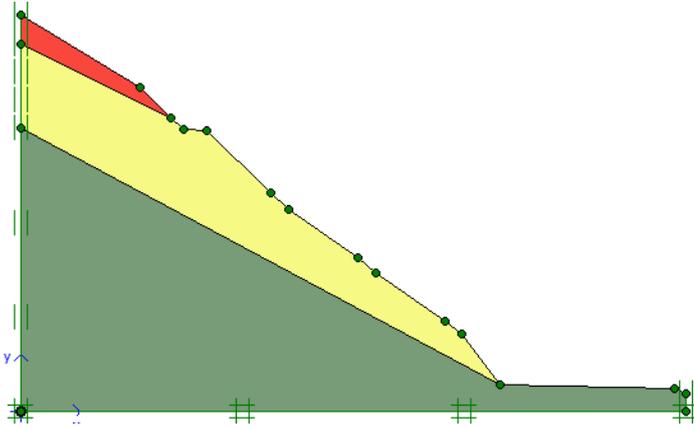


Figure.3.28. Géométrie du talus après reprofilage

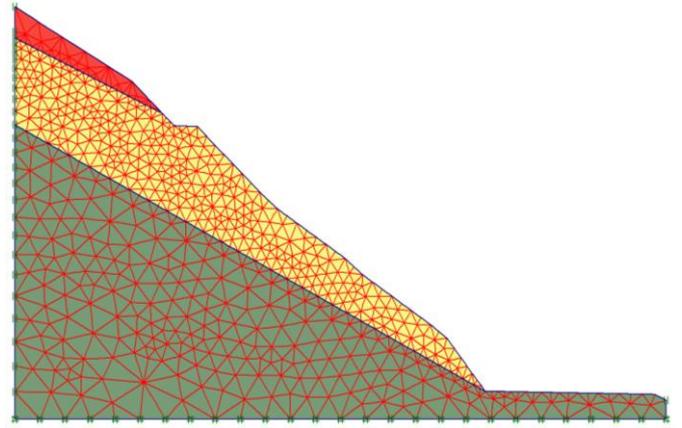


Figure.3.29 Maillage du talus après reprofilage

Après le calcul, le maillage déformé a donné un déplacement maximal $U = 4,04 \times 10^{-3}$ m (fig3.30). On remarque un mécanisme de rupture un peu profond a été obtenu au pied du talus naturel.

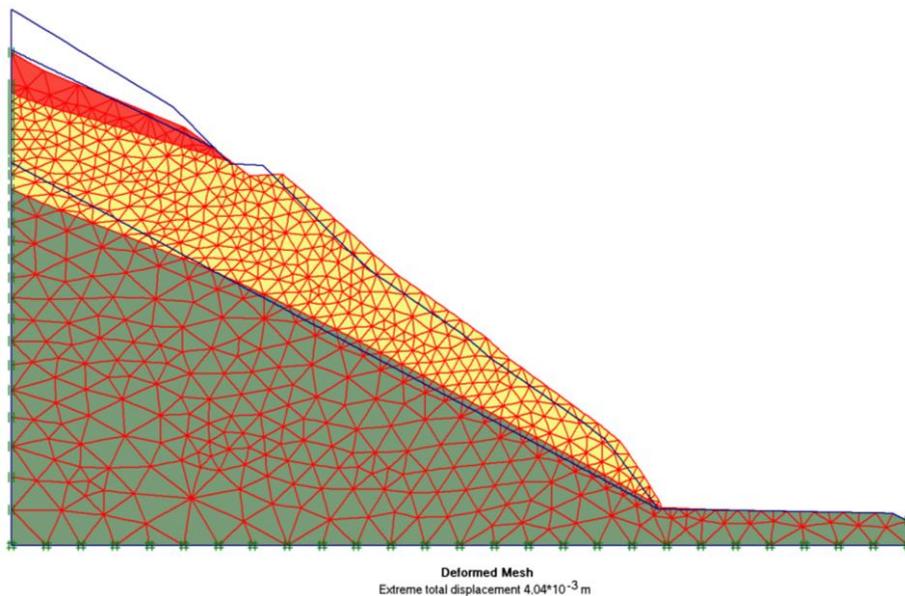


Figure.3.30. Le maillage déformé à la fin de la phase de calcul du coefficient de sécurité.

La présentation dégradée et en vecteurs des déplacements (fig.3.31) montrent une surface de rupture plane finie avec un déplacement total maximal se trouvant à proximité de la tête de la pente qui est de l'ordre de $1,4 \times 10^{-3}$ m.

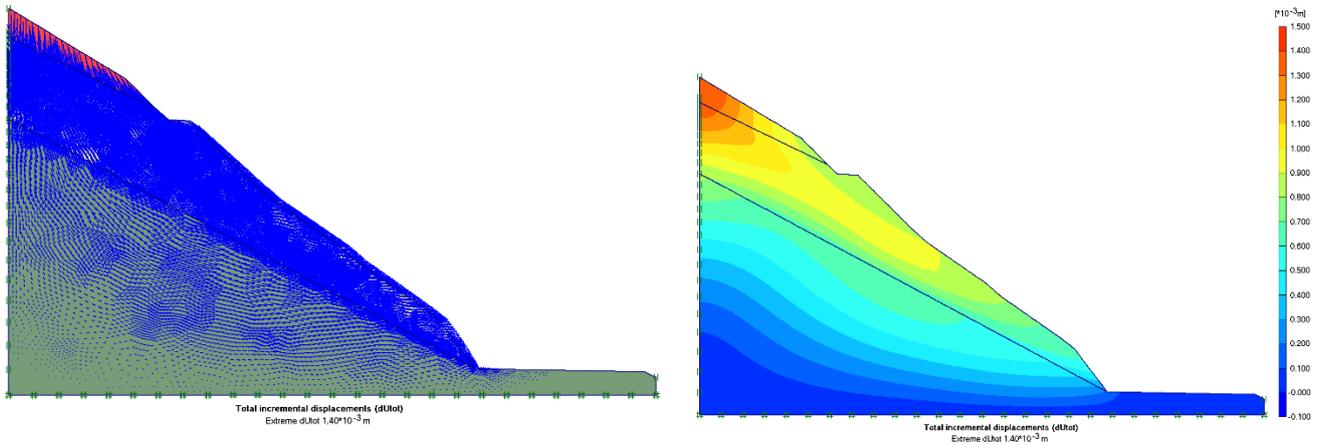


Figure.3.31. Les déplacements totaux

Les contraintes totales sont aussi représentées dans la figure 3.32. Les valeurs de ces contraintes sont légèrement inférieures en comparaison avec celles obtenues dans le cas du talus initial ; dont la valeur maximale est observée au niveau de la dernière couche du sol.

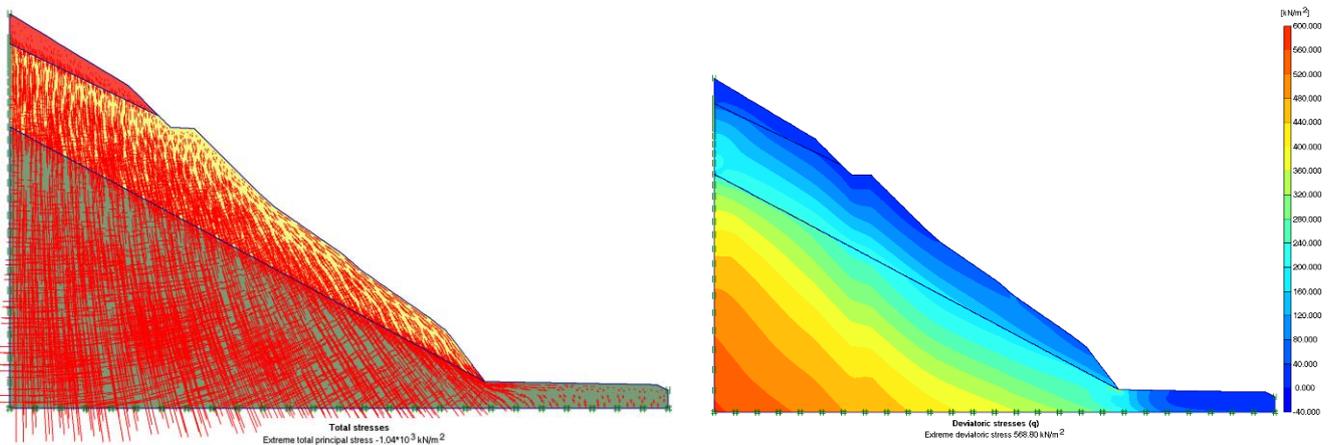


Figure.3.32. Contraintes totales ($568,80 \text{ kN/m}^3$)

A la fin du calcul (fig.3.33), on remarque une augmentation de la valeur du coefficient de sécurité par rapport au talus à son état initial.

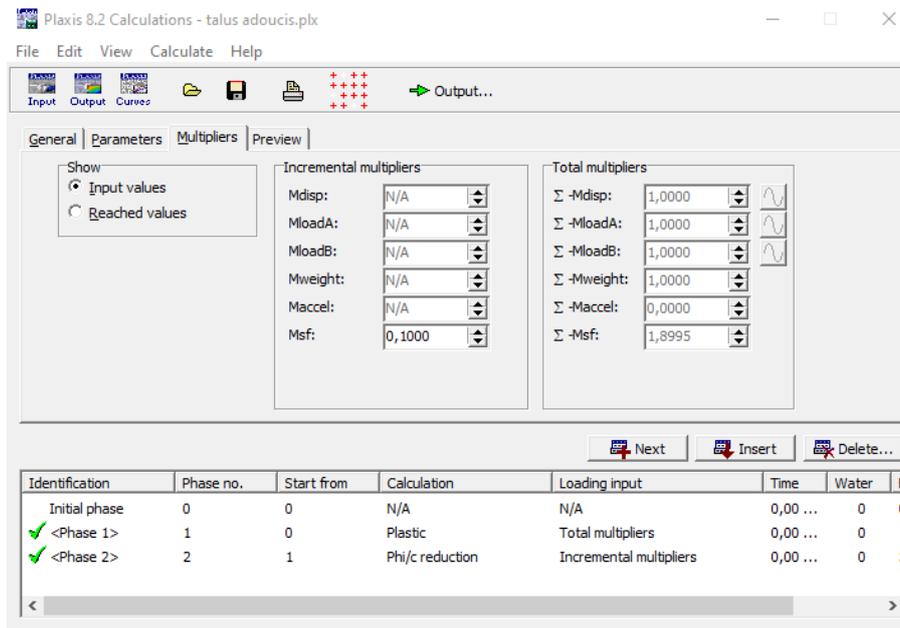


Figure.3.33. Coefficient de sécurité du talus après adoucissement de la pente ($F_s = 1,8995$).

3.10.2 Analyse à l'aide de GeoSlope/W

L'analyse de la stabilité du talus après reprofilage est effectuée de la même manière que dans le talus naturel.

La figure 3.34 illustre la géométrie du talus après reprofilage.

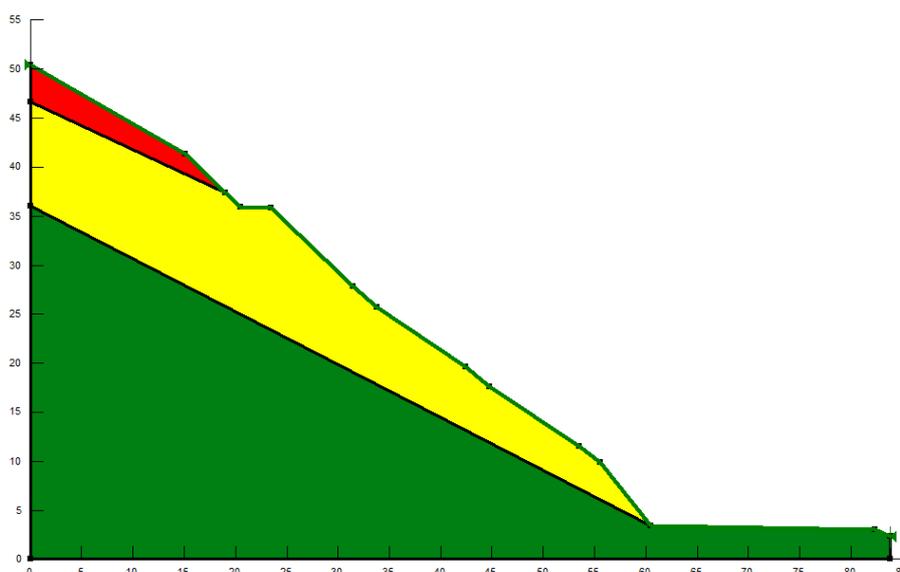


Figure 3.34- Géométrie du talus après adoucissement de sa pente.

Les résultats ci-dessous sont obtenus en utilisant la méthode d'équilibre limite de Morgenstern-Price pour l'étude de la stabilité du talus après reprofilage (fig.3.35, 3.34 et 3.36).

On remarque une augmentation du coefficient de sécurité, dont les valeurs sont presque les mêmes pour les deux méthodes d'analyse utilisées.

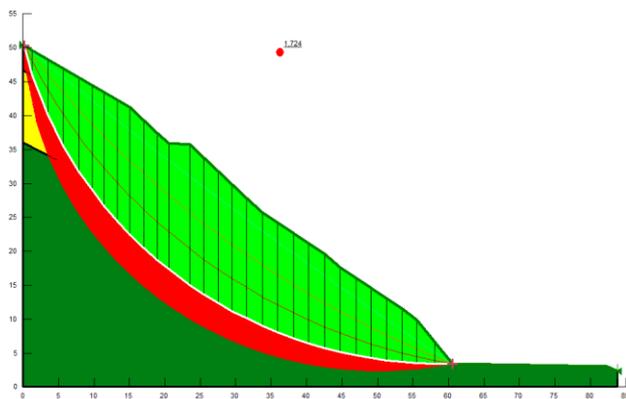


Figure 3.35- Coefficient de sécurité donné par la méthode de **Morgenstern-Price** ($F_s = 1,724$).

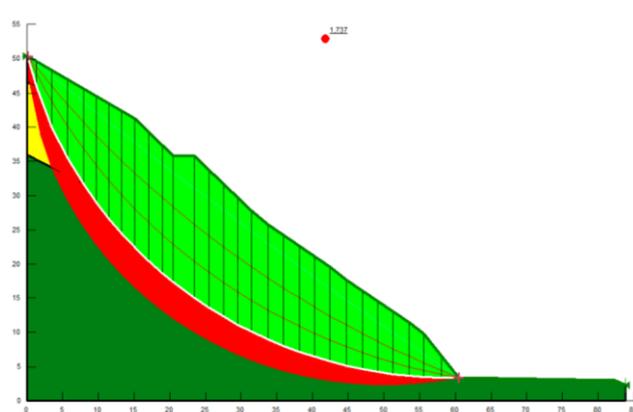


Figure 3.36- Coefficient de sécurité donné par la méthode de **Bishop** ($F_s = 1,737$).

3.10.3 Discussion des résultats du calcul après reprofilage du talus

Les différents résultats obtenus par les deux logiciels du calcul utilisés, sont récapitulés dans le tableau 3.9.

Tableau 3.9. Synthèse des résultats d'analyse de la stabilité du talus après reprofilage.

Logiciels		Coefficient de sécurité F_s
Plaxis 8.2		1,8995
GEOSLOPE 2012	Morgenstern-Price	1,724
	Bishop	1,737

- 1- Les valeurs des coefficients de sécurité ne sont pas très éloignées en utilisant les deux logiciels avec un écart varie entre 8 et 9 %;
- 2- En pratique, lorsque le coefficient de sécurité varie entre 1 et 1,5, on dit que c'est un domaine où existe un risque de rupture. Cela dit, le reprofilage proposé a pu augmenter la valeur du coefficient de sécurité, et donc maîtriser plus ou moins l'instabilité du talus.

3.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la stabilité d'un talus naturel situé au RNK0+300 de la nouvelle pénétrante de Ghazaouet. Ce talus est affecté par un glissement de terrain, son analyse a été réalisée à l'aide des deux logiciels de calcul PLAXIS 8.2 et GEOSLOPE 2012.

PLAXIS 8.2 est un logiciel de prévision basé sur la méthode des éléments finis permet de calculer les déplacements, les contraintes, les déformations et le coefficient de sécurité etc.

GEOSLOPE 2012 est un logiciel basé sur les différentes méthodes d'équilibre limite, il permet non seulement de calculer les coefficients de sécurité mais aussi de bien visualiser les surfaces de glissement tout en choisissant leurs différentes positions.

D'après les résultats de la modélisation, on a trouvé que :

- Les valeurs des coefficients de sécurité ne sont pas très éloignées en utilisant les deux logiciels ;
- Nous avons constaté par les résultats obtenus que la pente à son état naturel était stable. Les travaux de terrassement ont engendré le glissement.
- Cela dit le talus est instable et un adoucissement de la pente est alors proposé comme une première solution. D'après les résultats obtenus, cette méthode a fait augmenter le coefficient de sécurité. Nous avons donc conclu que cela peut stabiliser la pente.

Conclusion général :

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements de terrains menacent dangereusement les populations et les infrastructures. Afin de remédier à ce type de problème, la recherche d'un système de parade est indispensable.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des talus reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite) celle-ci ne tiennent pas compte des discontinuités et de l'hétérogénéité de sol. Les progrès récents réalisés dans le domaine de l'informatique et du calcul numérique (méthode des différences finis, méthode des éléments finis) conduisent à une meilleure maîtrise du problème et offrent des résultats intéressants.

Dans ce mémoire, un modeste travail a été réalisé sur les glissements de terrain et nous a permis d'avoir un bref aperçu dessus, sur les méthodes de leur analyse et les différents systèmes de parade qui existent.

La classification des glissements de terrain et les méthodes de leur analyse a suscité la réflexion de plusieurs auteurs et différents critères et hypothèses ont été pris en considération d'où la diversité dans la classification et les méthodes d'analyse des terrains en pente. Mais, il faut noter que la finalité est exactement la même c'est-à-dire que quel que soit la manière de les classer et de les analyser, le plus important est d'apporter les meilleures solutions à chaque problème séparément.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un glissement de talus (RNK0+300) de la pénétrante Ghazaouet wilaya de Tlemcen. L'étude de la stabilité des talus nécessite de suivre plusieurs étapes, dont les principales sont:

- Etude géologique et étude géotechnique ;
- Etude de stabilité;

Vu la complexité d'une étude de stabilité des pentes, il nous paraît nécessaire de disposer d'un ou de plusieurs outils de calcul pour la simulation numérique de ce comportement extrêmement complexe. En effet, nous avons pu décrire toutes les méthodologies et outils de

calcul choisis pour notre étude : PLAXIS 8.2 par la méthode des éléments finis, GEOSLOPE 2012 par la méthode d'équilibre limite.

D'après les résultats de la modélisation, on a trouvé que :

- Les valeurs des coefficients de sécurité pour les deux logiciels qu'on a utilisé (GeoSLOPE et PLAXIS 2D) ne sont pas très éloignées ;
- Nous avons constaté par les résultats obtenus que les travaux de terrassement ont engendré le glissement de la pente qui était stable de base à son état naturel.
- Cela dit le talus est instable et un adoucissement de la pente est alors proposé comme une première solution. D'après les résultats obtenus, cette méthode a fait augmenter le coefficient de sécurité. Nous avons donc conclu que cela peut stabiliser la pente.

BIBLIOGRAPHIE

- COLAS (G.) et PILOT (G.). – *Description et classification des glissements de terrain*. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 21-30, mars 1976.
- Varnes, D J. 1978. *Slope movement types and processes*. In Special report 176: Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board, Washington, D.C
- <https://acrobatx.fr/travaux-publics-et-risques-naturels/minage-purge-reprofilage/reprofilage/>.
- <https://www.terrassementloperhet.com/>
- Rostane R.M., 2020, l'analyse de la stabilité des pentes : cas de 2 glissement de terrain sises dans la wilaya de Tlemcen, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- Samir Bedr, 2008, modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- <http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/stabilisation-glissements-terrain>
- <https://fr.conceptualhouseplans.com/parcelle/arrangement/geogrille-pour-renforcer-les-pentes-les-etangs-et.html>
- MELOUKA S. 2003. *Analyse de la stabilité des pentes en terrains meubles. Application du code de calcul « FLAC »*. Mémoire de magister. TLEMCCEN : Université A. BELKAID, 2003=).
- <https://www.geoslope.com/products/geostudio>
- <https://www.groupeeurec.com/pneusol-pneuresil-travaux-publics/>
- US Army Corps of Engineers, 2003, *Slope stability*, Engineering Manuel EM 1110-2-1902, Department of The Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.
- FHCC Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet [Rapport], 2019
- John Wiley et Sons, 2005, *Soil strength and slope stability*
- CRCC- Groupement Réalisation de la liaison Autoroutière Reliant le Port de Ghazaouet À l'Autoroute Est-Ouest sur 41km-1ère Tranche sur 13km Terrassement (PK0+000-PK2+000) [Report]. - khriba : [s.n.], 2019.
- Dominique Mr Rapport circonsanciel des traveaux de conforetement [Report]. - [s.l.] : egis international, 2019.
- Gilles, s., & Pierre, P. (1998). *Stabilisation des glissements de terrain*. PARIS: Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

- Durville J.L, Sève G., *Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble*, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- Cheng Y.M, Lau C.K, 2008, *Slope Stability Analysis and Stabilization: New methods and insight*, Routledge, 241 p.
- Nordine M.Z., 2010, Contribution à l'étude numérique de la stabilité des pentes sous chargement dynamique et de leur renforcement par plaxis 2D, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- Boukli Hacene M.H et Boukli Hacene M.K., 2011, Renforcement des talus instables par geosynthétique, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- HADJADJI A et HADJ ABDEL KADER A.M, 2020, Aspects pratiques de protection des talus instables : Cas de port de Ghazaouet (PK0+000 au PK1+900), Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- DIB SOUHIL, 2015, contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la cw02 entre baghlia et naciria w. boumerdes , école nationale supérieure d'hydraulique - arbaoui abdellah- .
- CHEIKH A et DJABER A, 2019, Etude d'un glissement de terrain renforcé par pieux, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- NEMMICHE BILAL et OUGHERB ASSAM, 2015, Etude d'un cas pathologique d'un tronçon de l'autoroute Est-Ouest, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- Egis International, 2019, Rapport circonstanciel Travaux de confortement PK0+000-PK11+600.
- Ding.Z, FHCC, 2021, Protection des talus (PK0+000-PK2+000) Section PK0+000-RNK0+380.
- Zou.D.J, FHCC, 2018, Plan Géotechnique
- Liu.J.Y, FHCC, 2015, Terrassement PK0+000-PK2+000 (Dossier géométrique)
- Liu.J.Y, FHCC, 2015, Terrassement PK0+000-PK2+000 (Rapport Géotechnique)
- Liu.J.Y, FHCC, 2015, Terrassement PK0+000-PK2+000 (annexes Géotechnique)
- Ding.Z, FHCC, 2021, Traitement des zones à risque de cavité (PK0+000-PK0+300)
- J.P Aste, M. Desurmont et J.M Simon, 1978, Confortement de versants Naturels : Objet et Moyens
- Geo-Slope International, Ltd, 2004-2021, Stability modeling with Geostudio

- Clément Desodt, Julien Launay et Hélène Horsin Molinaro, 2017, Les glissement terrain modélisation et prévision.
- F.Belabelouahab, Etude du pneusol 'le pneusol réducteur de poussée'.
- Hamza-Cherif R., 2009, *Etude des mouvements de pentes par le code de calcul PFC2D*, mémoire de Magister, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.

ANNEXE

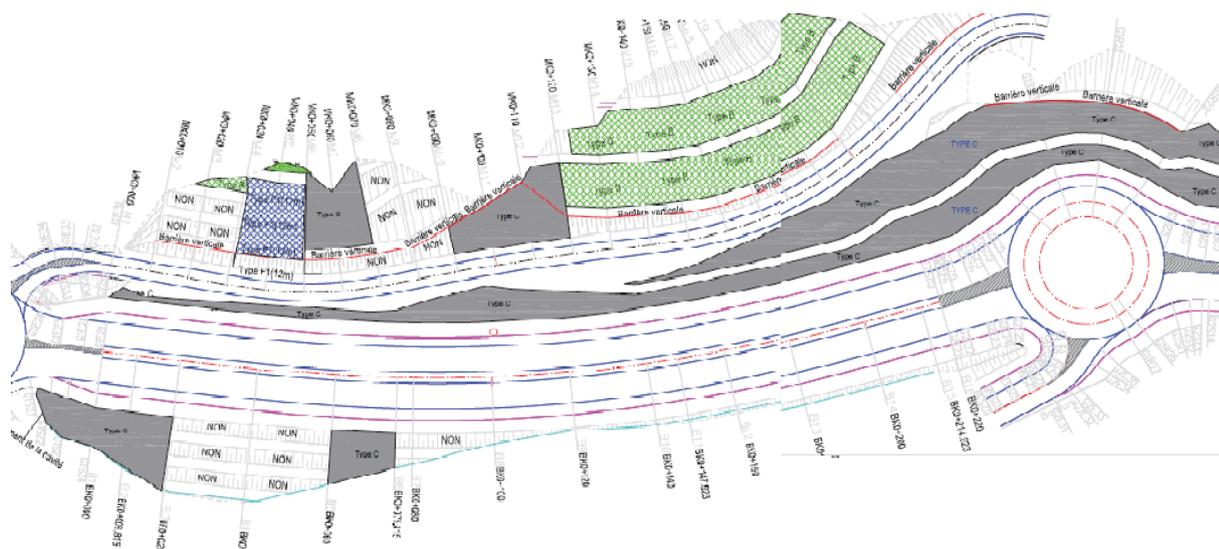


Figure 1 la première section de la pénétrante

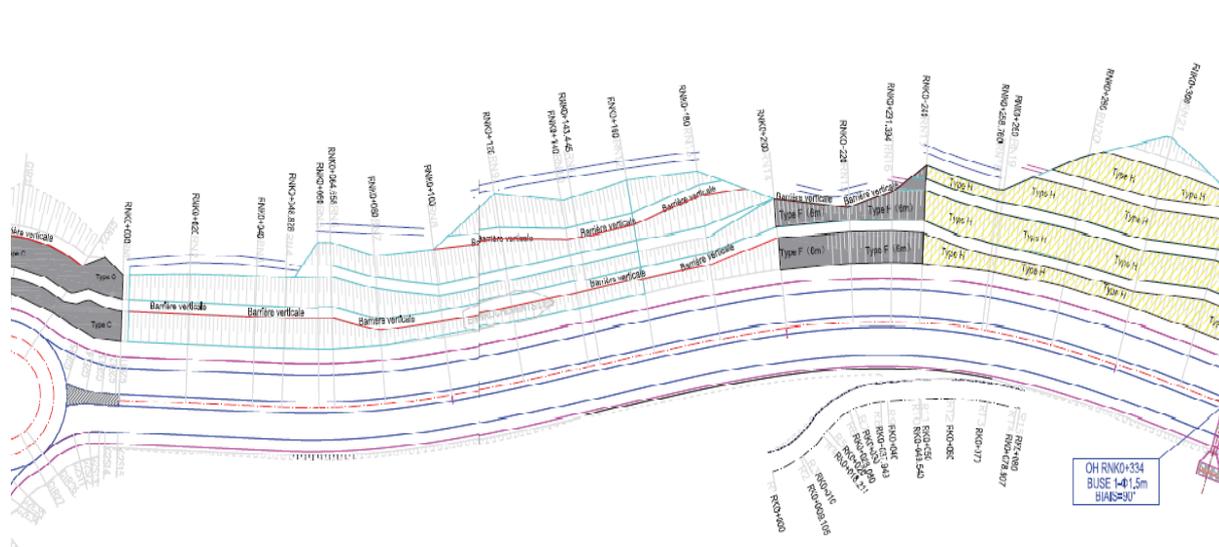


Figure 2 la deuxième section de la pénétrante



Figure 3 glissements talus après terrassement



Figure 4 des détachements de sol sur les talus