

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU

FACULTE GENIE DE CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Spécialité géotechnique



MEMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

Pour le

DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL

Thème:

Etude Numérique De Stabilité D'un Talus Situé a La Wilaya
De TIZI OUZOU

Réalisé par :

MINGRACHENE FATMA

Composition du jury :

Mr.MELBOUCI BACHIR

PROFESSEUR A.UMMTO

PRESIDANT

Mm. LOUADJ SAMIA

MAITRE DE CONFERENCE A.UMMTO

EXAMINATEUR

Mm.BELHASSANI OUARDA

MAITRE ASSISTANTE A.UMMTO

PROMOTRICE

PROMOTION :2021/2022

REMERCIEMENTS

Je rendre grace à ALLAH le tout puissant pour m'avoire donné la patience et le courage pour accomplir ce travail.

Je tient tout particulièrement, mon profound respect et ma reconnaissance à ma promotrice, Mme BELHASSANI OUARDA, pour m'avoire encadrée Durant cette année ,je tient également à lui exprimer ma profonde reconnaissance pour sa disponibilité et le grande intérêt qu'elle m'a toujours manifesté ,durant ma formation et la préparation de ce mémoire.

Mes remerciement vont également aux membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail, je cite ici Mr.MELBOUCI président de jury et Mm.LOUADJ examinateur.

Enfin, aucun mot ne sera jamais assez pour exprimer tout ce que je dois à mes parents, mes oncles et toute ma famille qui m'ont accompagné tout au long de ce travail par leurs soutiens inconditionnels.

Merci à tous

DEDICACE

*En première lieu, on tient à remercier « **DIEU** » le tout puissant, de m'avoir donnée la force, la santé la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.*

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents :

En témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qui ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation.

Puisse ALLAH vous accorder santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous rendre un minimum de ce que je vous dois.

A mes chères amies (es)

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES FIGURES

Figure I.1 Effondrement à AIX-EN –PRAENCE	4
Figure I.2 Effondrement sur la route de BEN AKNOUN, novembre 2016.....	4
Figure I. 3 : Schéma explicatif des phénomènes, éboulements, chutes de bloc et de pierres	5
Figure I.4 : Chute des blocs d’AOKAS, Bejaia 2015	5
Figure I.5 : Schéma représentatif du trajet d’une coulée boueuse.....	6
Figure I.6 : Schéma représentatif d’un affaissement.....	7
Figure I.7 : Affaissement de la route d’azazga, janvier 2019.....	7
Figure I.8 : Schéma explicatif du phénomène se fluage	8
Figure I.9 : Schéma explicatif de phénomène retrait-gonflement	9
Figure I.10 Schéma explicatif du phénomène du glissement.....	10
Figure I.11 Glissement plan	11
Figure I.12 Glissement rotationnel simple	12
Figure I.13 Schéma d’un glissement complexe	12
Figure 1.14 Découpage d’un talus en tranches	19
Figure.I.15 : Force agissent sur la tanche, décomposition complète.....	20
Figure I.16 : Forces agissants sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches	21
Figure 1.17 : Schéma explicatif de phénomène Butée en pied	23
Figure.1.18 : Schéma explicatif de phénomène Allègement en tête	24
Figure I.19 : Substitution totale des matériaux glissés.....	25
Figure I.20 : Schéma explicatif de phénomène bèche.....	26
Figure I.21 : Le contrefort	26
Figure I.22 : Exemple d’ouvrage d’assainissement (ACHOUI et DAHMANI ,2013).....	27

Figure I.23 : Système de drainage des eaux à Oued falı	28
Figure I.24 : Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière TIZI OUZOU	29
Figure I.25 : Mécanisme du renforcement par pieux	31
Figure II.1 Délimitation de la zone d'étude tronçon 1	34
Figure II.2 La zone touchée par le glissement	37
Figure II.3 Sondage au point d'essai SC-74.....	38
Figure II.4 La position des sondages sur la zone d'étude	38
Figure III.1 interface de programme PLAXIS input	48
Figure III.2 Fenêtre de calcul	49
Figure II.3 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	51
Figure IV.1 Géométrie du talus a étudié	54
Figure IV .2 Schéma représentatif de la déformation de maillage	55
Figure IV.3 contours des déplacements selon Ux	55
Figure IV.4 contours des déplacements selon UY	56
Figure IV.5 contours des déplacements total U	56
Figure IV.6 contours des déplacements au niveau du talus en présence d'une nappe Phréatique, ($F_s=1.109$)	57
Figure IV.7 Modélisation du talus avec application d'une charge.....	58
Figure IV.8 contours des déplacements au niveau du talus soumis à une charge de 10KN/m ² , ($F_s=1.059$)	58
Figure IV.9 contours des déplacements au niveau du talus soumis à une charge de 100KN/m ² , , ($F_s=1.031$)	59
Figure IV.10 Modélisation du talus avec réalisation d'un terrassement	60
Figure IV.11 contours des déplacements totaux après terrassement	60
Figure IV.12 contour de déplacement au niveau du talus sous son poids propre	62

Figure IV.13 contour de des déplacements dans le talus en présence d'une nappe phréatique .	62
Figure IV.14 contours de des déplacements dans un talus en présence d'une charge de 10KN/m ²	63
Figure IV.15contours des déplacements au niveau du talus soumis à une charge de 100KN/m ²	63
Figure IV.16Schéma représentatif de valeur de la déformation du maillage avec clou.....	65
Figure IV.17 Schéma représentatif de déplacement total U sous son poids propre	65
Figure IV.18 contours des déplacements horizontaux après renforcement par coulage	66
Figure IV.19 contours des déplacements verticaux après renforcement par coulage	66
Figure IV.20 valeur de déplacement totale après renforcement en présence d'une nappe phréatique	66
Figure IV.21 contours des déplacements après renforcement par coulage en présence d'une charge	67

Liste des tableaux

Tableau I.1 Classification des glissements de terrain selon l'activité.....	13
Tableau I.2 Classification d'après la profondeur	13
Tableau I.3 Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	17
Tableau II.1 Mesureévaluationdes nappe phréatique.....	36
Tableau II.2 Résultats des essais d'identification du sondage sc-74.....	39
Tableau II.3 Résultats des essais mécaniques de sondage	40
Tableau II.4 Degré de plasticité des sols selon IP	40
Tableau II.5 Potentiel de gonflement	41
Figure II.6 Classification des gonflement selon DAKSHANAMURTH et RAMAN 1973	41
Tableau II.7 Les résultats de la teneur en eau au fonction de profondeur.....	42
Tableau II.8 Classification du sols selon la teneur en eau	42
Tableau II.9 Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène.....	42
Tableau II.10 Résultats des essais chimiques du sondage sc-74.....	43
Tableau II.11 Classification du sol selon l'agressivité.....	44
Tableau II.12 Les résultats de l'essai oedométrique	45
Tableau II.13 Classification du sol selon l'indice de compressibilité C_c	45
Tableau IV.1 Différente couche géologique du terrain.....	54
Tableau IV.2 Les paramètres utilisé dans modélisation selon modèle mohr –coulomb	54
Tableau IV.3 valeurs de coefficient de sécurité	61
Tableau IV.4 Les paramètres utilisé dans modélisation selon SSM	61
Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des résultats obtenus	64

Table des matières

TABLE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALES 1

CHAPITRE 1 : Généralités sur les mouvements de terrain

1. INTRODUCTION..... 3

2 LES MOUVEMENTS DE TERRAIN..... 3

2.1 Définition..... 3

2.2. Différents types de mouvement 3

2.2.1 Les mouvements rapides 3

2.2.1.1 Effondrements de cavité souterraine 4

2.2.1.2 Ecoulements et chute de bloc 5

2.2.1.3 Les coulées boueuses 6

2.2.2. Les mouvements lents et continus 6

2.2.2.1 L'affaissement 6

2.2.2.2 Les tassements..... 7

2.2.2.3 Le fluage 8

2.2.2.4 Les retrais-gonflement 8

2.2.2.5 Les glissements de terrain 9

3.LES GLISSEMENTS DE TERRAINS 10

3.1 Définition..... 10

3.2 Différents types des glissements de terrain 11

3.2.1 Glissement plan 11

3.2.2 Glissement rotationnel ou circulaire 11

3.2.2.1 Glissement rotationnel simple 11

3.2.2.2 Glissement complexe 12

3.2.3 Glissement superficiel..... 13

3.3 Principes causes de glissement de terrain	13
3.3.1 Nature des terrains constituent le versant	13
3.3.2 Factures déclenchâtes	14
a- Les séismes.....	14
b- Le climat	14
c- Les facteurs anthropiques	14
4.Processus d'étude d'un glissement de terrain.....	15
4.1 Topographie d'une zone instable.....	15
4.2 Etude géotechnique du site	15
4.3 Hydrologie et hydrogéologie du site	16
4.3.1 Hydrologie de surface	15
4.3.2 Etude géotechnique.....	15
4.3.3 Détermination des paramètres géotechnique	15
5. Les méthodes de calcul	16
5.1 Les principes méthodes de calcul de stabilité des talus	16
5.2 Notion sur le coefficient du sécurité	17
5.3 Les méthodes basées sur l'équilibre limite	17
5.4. Méthode des tranches	18
5.4.1 Méthode de FELLENISS	19
5.4.2 Méthode de BISHOP simplifié.....	20
5.5 Méthode numérique	21
PARTIE 2 : METHODES DE CONFORTEMENT	22
1. INTRODUCTION.....	22
2. TECHNIQUE ET MOYENNES DE CONFORTEMENT	22
2.1TERRASSEMENT	22
2.1.1 Butée de pied et allègement en tête	23
2.2 Substitution de matériau glissé	24
2.2.1 Substitution total de matériau glissé	24
2.2.2 Substitution pareille de matériau glissé	25

2.3 Les drainages	27
2.3.1 Drainage de surface	27
2.3.2 Tranchés drainante	27
2.3.3 Masque et éperons drainante.....	28
2.3.4 Les drains verticaux	28
3. INTRODUCTION D'ELEMENT RESISTANTE	28
3.1 Enrochement	29
3.2 Système d'ancrage.....	29
3.3 Les clous et micro pieux.....	30
4. Renforcement des talus par pieux	30
4.1 Définition d'un pieu	30
4.2 Types des pieux	31
6. CONCLUSION.....	32
 CHAPITRE 2 PRESENTATION LE SITE D'ETUDE 	
INTRODUCTION.....	33
1.PRESENTATION DE PROJET	33
1.1 Situation géographique	33
1.2 Présentation du site d'étude.....	32
3.RECONNAISSANCE DU SITE D'ETUDE	34
3.1 Géologie et lithologie de la zone d'étude	34
3.2 Hydrogéologie	35
3.3 Climatologie	37
4. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE	37
4.1 sondage carottés.....	38
5.CLASSIFICATION DU SOL ET INTERPRITATION DES RESULTATS	39
5.1 Essai de laboratoire	39
6.CONCLUSION.....	46

CHAPITRE 3 PRESENTATION DU CODE PLAXIS 2D

1. INTRODUCTION	47
2. PRESENTATION DU CODE PLAXIS	48
3. HYPOTHESE GENERALE	48
4. Etapes de modélisation avec PLAXIS	48
4.1. Le programmes d'entre les donnes (input).....	48
4.2. Le programme de calcul (CALCULATION).....	49
4.3. Le programme de résultats (output)	49
4.4. Le modules courbes (CURVES)	49
5. Modèles de comportement utilisés	49
5.1 Modèles élastique linéaire	50
5.2 Modèles de MOHR-COULOMB	50
5.3 Modèle de sol avec écoulement (HARFENING SOIL model H. S .M).....	51
5.4 Modèle pour les sols mous (SOFT SOIL MODEL S.S.M)	52
6. Conclusion	52

CHAPITRE 4 MODELISATION NUMERIQUE DU CAS D'ETUDE

INTRODUCTION	53
1.PRESENTATION DU CAS DETUDE	53
2.ETAPES DE MODELISATION NUMERIQUE D'UN TALUS	53
1.1 Caractéristique géotechnique du profil.....	53
1.2 Caractéristique des couches de sols	54
1.3 Modélisation Numérique du modèle d'étude	54
3.3.1 Modélisation avec modèle de MOHRCOULOMB	55
3.3.1.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre	55
3.3.1.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique.....	57
3.3.1.3 Modélisation numérique en présence d'un chargement.....	58
3.3.1.4 Modélisation numérique d'un talus lors d'un terrassement	59
3.3.2 Modélisation avec modèle de SOFT SOIL MODEL	61

3.2.2.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre	61
3.2.2.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique.....	62
3.2.2.3 Modélisation numérique en présence d'un chargement.....	63
4.RENFORCEMENT PAR CLOUS	64
4.1 Définition.....	64
4.2 Caractéristique	64
4.3 Modélisation du modèle avec renforcement	65
4.3.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre	65
4.3.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique	66
4.3.3 Modélisation numérique en présence d'un chargement	67
5. CONCLUSION.....	68
CONCLUSION GENERALE	69
REFERENCES BIBLIOGRAPHIE	70

Introduction générales

Au cours de ces dernières années, les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la terre.

A cause d'augmentation de la population, l'homme a besoin d'implanter des projets d'habitation sur des zones menacées par des phénomènes naturels tels que les mouvements des terrains, qui peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions avec impact économiques sensibles, et parfois causer des victimes.

Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, séisme, neige) Ou sont les conséquences plus ou moins directe d'actions de l'homme, tel que les travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrains et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie et géotechnique appliquée et de la mécanique des sols.

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique. ainsi une bonne connaissance de la méthodologie une étude est nécessaire.

De nombreuses méthodes de calcul de la stabilité ont été proposées :

- la méthodes traditionnelles reposent en majorité sur l'analyse de la résistance des ouvrages à la rupture.

- l'analyse de confortement des systèmes et leur impact sur les talus.

Mais actuellement on utilise les méthodes d'analyse numérique pour la vérification de la stabilisation, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles, l'efficacité des systèmes de renforcement et définir un coefficient de sécurité pour la durabilité des projets.

L'amélioration de réseau routier rentre dans le cadre du développement social et économique du pays, dans ce sens le ministère des travaux publics à schématisé un projet autoroutière reliant entre la ville TIZI OUZOU à l'autoroute EST-OUEST au niveau de l'échangeur DJEBAHIA sur 48Km.

Ce qui On s'intéresse plus précisément à résoudre les problèmes de glissement qui à été présenter et traiter par simulation numérique par un code de calcule basé sur la méthode des éléments finis.

Dans cet objectif, le mémoire est devisé en quarts chapitres :

Dans le premier chapitre, il nous a paru avant tout nécessaire de présenter le phénomène de glissement, des connaissances relatives sur la stabilité des talus ainsi les méthodes de la stabilité.

Dans les seconds chapitres, nous présentons l'étude qualitative du cas de glissement de terrain.

par la suite , dans le troisième chapitres , , présentation de code PLAXIS 2d.

Dans le quatrième chapitre consacré sur l'analyse quantitative de la stabilité du modèle sujet d'étude et la modélisation les différents cas étudiés dans la stabilisation du glissement avec une présentation de solution alternative.

Finalement, en termine par conclusion générales clôture le travail.

Chapitre 1
Généralité sur les
mouvements
de terrain

Partie I : étude bibliographique sur la stabilité des terrains**1. Introduction**

Les mouvements de terrain sont considérés comme dangers naturels permanents rencontrés dans le monde entier, les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire.

Ces mouvements sont des résultats des déplacements du sol, ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1000 personnes par an et causent des préjudices économiques et des dommages considérables.

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents types de mouvement de terrain et d'étudier un cas particulier de ces phénomènes, qui est le glissement et citer les principales causes qui peuvent le déclencher, afin de trouver la meilleure solution pour le stabiliser.

2. Les mouvements de terrain.**2.1 Définition.**

Les mouvements de terrain correspondent au déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fortes pluies, fonte de neiges, cycle gel/dégel, séisme ...) ou anthropiques (terrassement, déboisement...).

2.2 Différents types de mouvement.

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité. Depuis plus d'une certaine d'années, les spécialistes (Colas pilot 1976, Flageollet en 1989) étaient préoccupés par la classification de ces mouvements à cause de leur diversité.

La classification de ces mouvements peut être divisée en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989).

2.2.1 Les mouvements rapides discontinus.

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les ; effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, vois de communication...) allant de la dégradation à la ruine totale.

2.2.1.1 Effondrement de cavité souterraine.

Se sont des mouvements gravitaires à composante essentiellement verticale qui résultent de la rupture des appuis et l'évolution de cavités souterraines, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.



Figure I.1 : Effondrement à Aix-en-Provence (bouches-du-Rhône)/



Figure I.2 : Effondrement sur la route de ben Aknoun, Novembre 2016.

2.2.1.2 Ecoulement et chute de blocs.

Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées tels que les roches calcaires, roches cristallines ...

L'évolution des falaises engendre des chutes de pierre et des blocs (< 1 m³) ou des écoulements en masse (en centaines de mètres cubes).

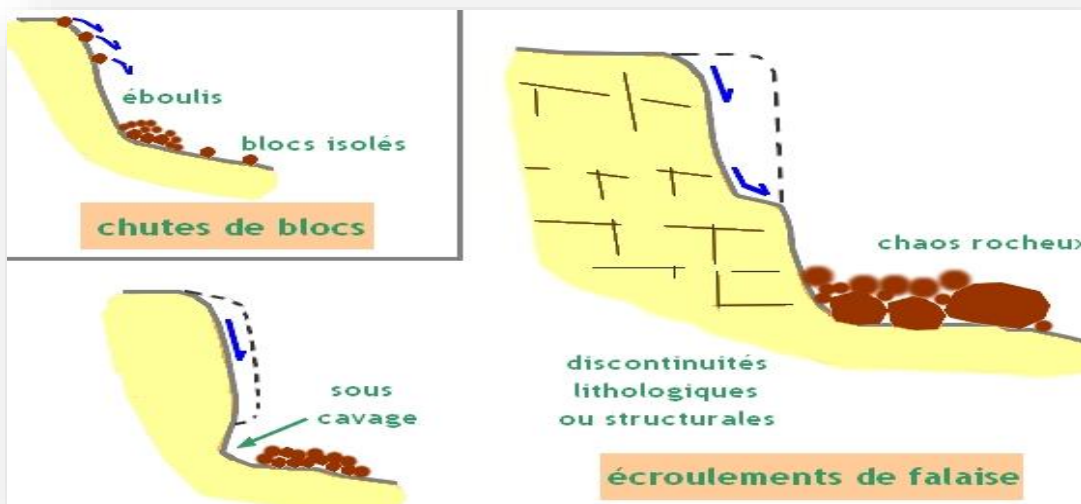


Figure I. 3 : Schéma explicatif des phénomènes, éboulements, chutes de bloc et de pierres.



Figure I.4 : Chute des blocs d'AOKAS, Bejaia 2015.

2.2.2.3 les coulées boueuses.

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistances plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues trouvent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

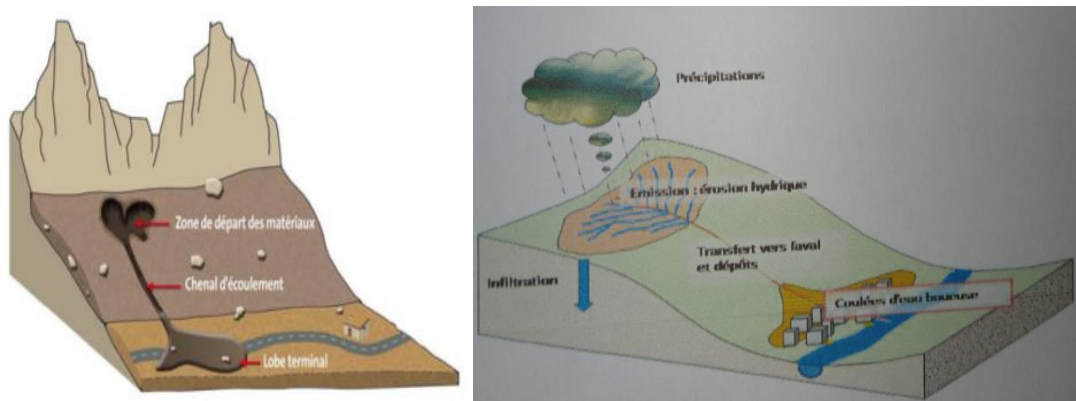


Figure I.5 : Schéma représentatif du trajet d'une coulée boueuse.

2.2.2. Mouvements lents et continus.

Dans ce cas, la déformation des terrains est progressive, parfois accompagnés de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Il s'agit des phénomènes suivantes ; les affaissements, tassements, fluage, retrait-gonflement et les glissements.

2.2.2.1 L'affaissement.

L'affaissement est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure du au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas il peut être le siège annonciateur, d'effondrement des bâtiments.

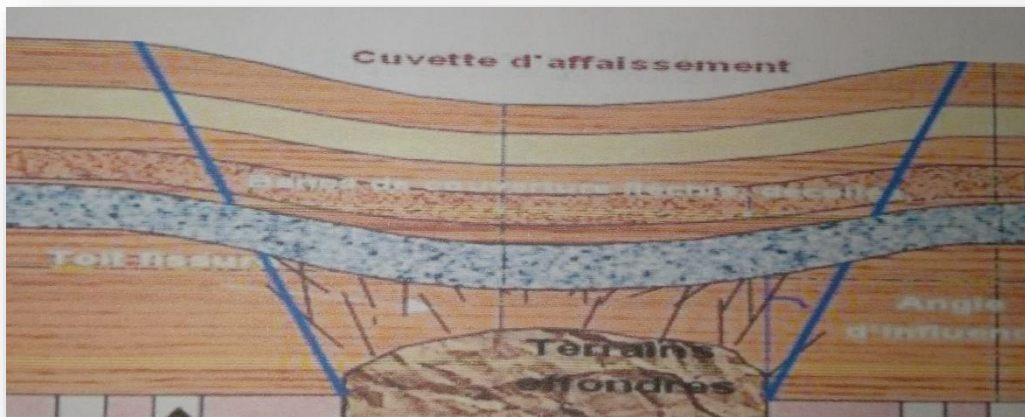


Figure I.6 : Schéma représentatif d'un affaissement.



Figure I.7 : Affaissement de la route d'AZAZGA, janvier 2019.

Les tassements sont une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles ...), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement, ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières, on peut citer le cas de la ville de Mexico qui est construite sur des alluvions, qui s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe.

2.2.2.3 Le fluage

Le fluage affecte en général certaines pentes naturelles argileuses. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais la vitesse est faible.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture et généralement difficile à mettre en évidence, en extension qu'en profondeur.

Le fluage concerne généralement les marnes, les argiles plastiques de grande épaisseur supportant une surcharge naturelle ou anthropique. Les volumes de sol mis en jeu sont comparables à ces des glissements.

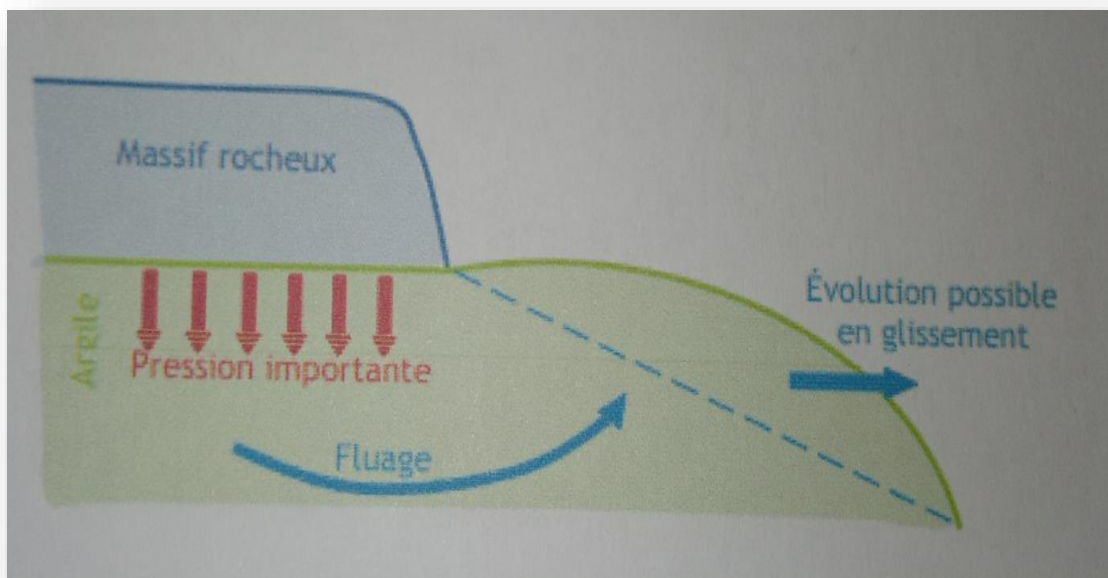


Figure I.8 : Schéma explicatif du phénomène de fluage.

2.2.2.4. Le retraits-gonflement

Il se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol.

Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait), à l'inverse un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

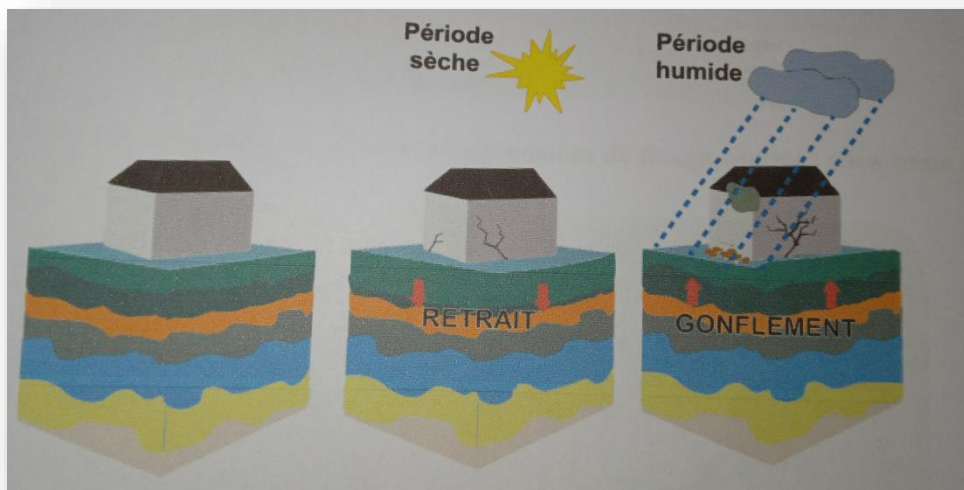


Figure I.9 : Schéma explicatif de phénomène retrait-gonflement.

2.2.2.5 Les glissements de terrain.

Les glissements de terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles (des sols non consolidés) généralement argileux, ou des massifs rocheux facturés ou altérés.

Ils consistent en une descente en masse de matériaux tels que des roches, de la terre. Généralement causés par des fortes pluies, des tremblements de terres, des éruptions volcaniques ou diverses activités anthropiques.

Les glissements de terrain se produisent sans avertissement .ils modifient le paysage et peuvent détruire des édifices et des résidences ...ect.

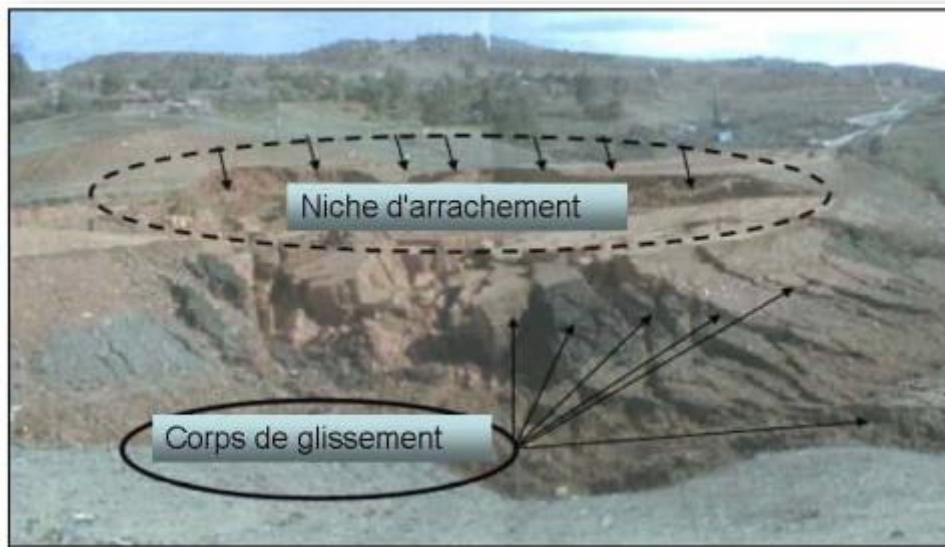


Figure I.10 : Schéma explicatif du phénomène du glissement.

3. Les glissements de terrain.

3.1 Définition

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelque mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables, quelque mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

3.2 Différents types des glissements de terrain.

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, causes de rupture...). On décrira dans ce paragraphe que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture.

3.2.1 Le glissement plan.

En générale, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau, une telle couche est appelée couche savon.

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied du talus.

Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes a plusieurs dizaines de millions de mètre cubes (Philippe ,R,1988).

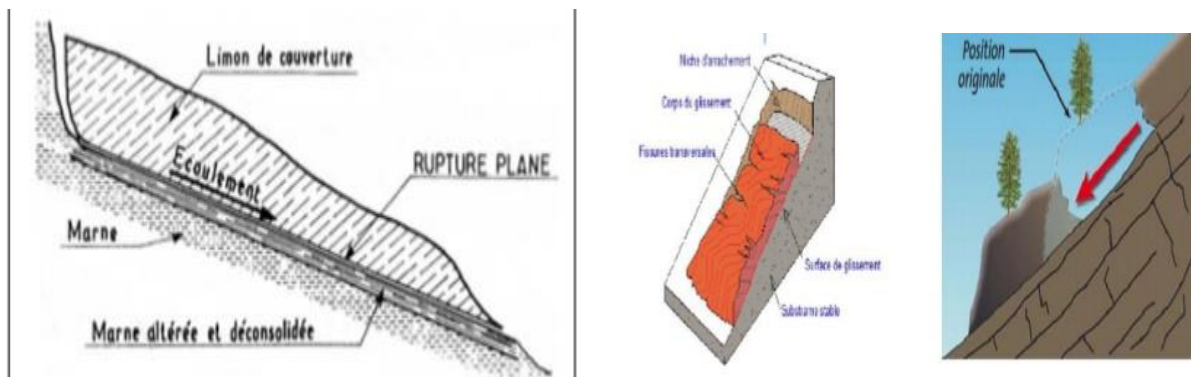


Figure I.11 : Glissement plan.

3.2.2 Glissement rotationnel ou circulaire

Lors de glissement rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

3.2.2.1 Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus fréquent .La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à une position de cylindre.

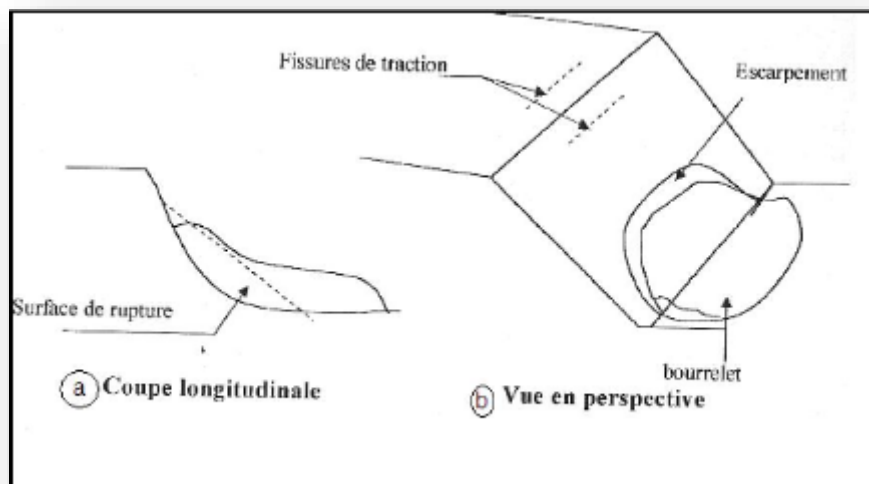


Figure I.12 : Glissement rotationnel simple.

3.2.2.2 Glissement complexes.

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissement complexe, dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns sur les autres, dus souvent à des suppressions de la butée provoquée par des glissements précédents, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

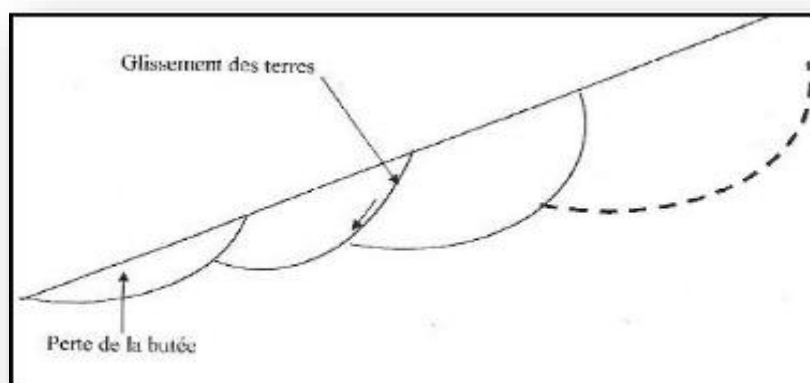


Figure I.13 : Schéma d'un glissement complexe.

➤ **la classification des glissements des terrains.**

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

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

Tableau I.1 : classification des glissements de terrain selon l'activité			
Glissement	substabilité ,très lent	Peu actif, lent	Actif (ou lent avec phases rapides)
Vitesse de glissement	0-2cm/an	2-10cm/an	>10cm/an

- **Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol) :**

Tableau I.2 : La classification selon la profondeur				
Glissement	Superficiel	Semi-profond	Profond	Très profond
surface de glissement	0-2m	2-10m	10-30m	>30m

3.2.3 Glissements superficiels

Ce type de glissement est caractérisé par une surface de rupture peu profonde, généralement d'une profondeur inférieure à 1.5 mètre sous le terrain naturel.

Dans les sols argileux, il n'affecte que la couche de sol superficielle appelée « croute argileuse».

3.3 Principes causes de glissement de terrain

3.3.1 Nature des terrains constituant le versant :

Certains terrains sont vulnérables au glissement par leur propre nature, il s'agit :

- Des terrains à granulométrie fines (silts, limons).

- Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.
- Des argiles.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toute fois ils peuvent se produire dans des milieux pulvérulents grossiers. La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrain.

3.5.2 Les facteurs déclenchant

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Ces facteurs déclenchant peuvent être un ou plusieurs agents externes (pluie intense, séisme, érosion régressive brutale...).

a- Le séisme.

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain par deux phénomènes :

- La liquéfaction des limons et sable fins saturés.
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

b- Le climat.

L'influence du climat sur la stabilité des talus est très remarquable, et elle se manifeste par :

- la fonte des neiges ou de fortes pluies.
- L'effet gel –dégel sur les parois rocheuses.
- La pression accrue de l'eau interstitielle dans le sol.

c- Les facteurs anthropiques.

Les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent en compromettre la stabilité. par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entraîner la rupture du talus .la

stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

a- les constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai, lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènement) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.

b- Déblai sur pente : terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

c- Modification de l'utilisation des sols : une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- déforestation ;
- abandon d'exploitations agricoles (drainages agricoles, cultures en terrasses)

4. Les quatre processus d'étude d'un glissement de terrain.

4.1 Topographie d'une zone instable.

• Etablissement d'une carte topographique.

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient un nombre d'information pertinent pour l'identification des dangers sous forme des symboles, des signes et d'autres éléments graphique, ainsi par exemple la morphologie des zones de glissement est souvent visible par le bombement des coupes de niveau.

4.2 Géologie du site.

• Etablissement d'une carte géologique.

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) sur la couverture quaternaire (moraines, éboulis glissement de terrain ...).

Elle donne encore des indications sur la circulation d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré. Sur la base de ces cartes cartographiques, on peut reconstruire la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation possible sur les mouvements de terrain.

4.3. Hydrologies et hydrogéologie du site.

4.3.1. Hydrologie de surface.

L'étude hydrologique de site consiste à estimer la quantité relative des eaux infiltrées et ruisselées, et de repérer les principales zones d'infiltration des eaux de surface qui sont généralement les zones à forte perméabilité et à fissures ouvertes.

4.3.2. Etudes géotechniques.

La reconnaissance géotechnique a pour objectifs de déterminer expérimentalement, par le biais des essais in-situ ou de laboratoire, les caractéristiques mécaniques des différents matériaux formant le sol, et plus précisément les paramètres de résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion, cette étude permet de ;

- Mesurer l'épaisseur des formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme géométrique de la masse en mouvement.
- Déterminer les caractéristiques mécaniques des sols prélevés.
- Repérer le niveau piézométrique de la formation aquifère.

5 - Les Méthodes de calcul

5.1. Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus.

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante :

Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture, on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe.

5.2 Notion sur le coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients.

- Le tableau suivant, donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage

Tableau I.1 les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	
F_s	Etat d'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants ✓ Sécurité contestable pour les barrages , ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

5.3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- la surface critique ;
- les contraintes normales et tangentielles le long de la surface ;
- le facteur de sécurité.

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

- ✓ Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire, c'est la méthode globale, (méthode de TAYLOR, de CAQUOT et BIAREZ.....).
- ✓ Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, c'est la méthode des tranches (méthodes de FELLENIUS et BISHOP....).

5.4. Méthodes globale.

Cette méthode consiste à ce que le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques suivantes ; C , φ et γ .

5.5.1. Méthode des tranches.

➤ principe de la méthode

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

La méthode des tranches consiste à diviser la masse comprise entre le centre et le parement de talus, en tranches verticales, dont on étudie individuellement l'équilibre. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, leur choix tient en compte de données géométriques, géologiques et géotechniques du site (nature de terrain, présence d'une nappe, position des ouvrages construits.....etc.).

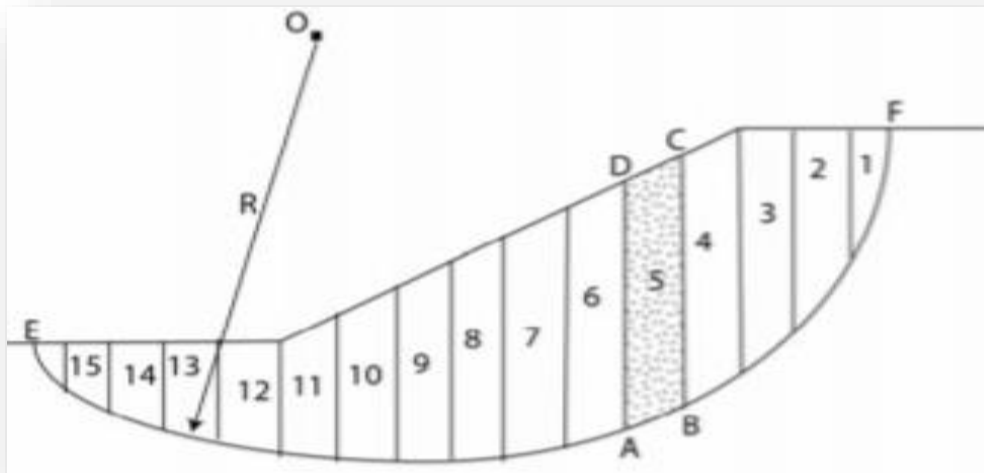


Figure 1.14 : Découpage d'un talus en tranches.

5.4.1. Méthode de FELLENIUS(1936)

Appelée aussi la méthode suédoise, cette méthode a été développée par FELLENIUS 1936. Dans ces méthodes, les forces inter-tranches sont négligées, la force normale sur la base de la tranche est calculée en additionnant les forces dans une direction perpendiculaire au fond de la tranche. Une fois que la force normale est calculée, les moments au centre du cercle sont additionnés pour calculer le facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité peut définir par :

$$F = \frac{\sum c' + \Delta l + (w \cos \alpha - \mu \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi}{\sum w \sin \alpha}$$

Dans le cas d'une pente possédant de l'eau, on traite l'eau comme une charge externe et hydrostatique sur le dessus des tranches, l'expression du facteur de sécurité doit être modifié comme suit :

$$F = \frac{\sum c' + \Delta l + (w \cos(\alpha - \beta) - \mu \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi}{\sum w \sin \alpha - \sum_R \frac{M_p}{R}}$$

Tel-que :

P : force résultants de l'eau agissant perpendiculairement au-dessus de la tranche

β : inclinaison on dessus de la tranche.

M_p : Moment produit par la force de l'eau agissant sur le dessus de la tranche.

Cette méthode considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- On néglige totalement les efforts inter-tranches.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids w .

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

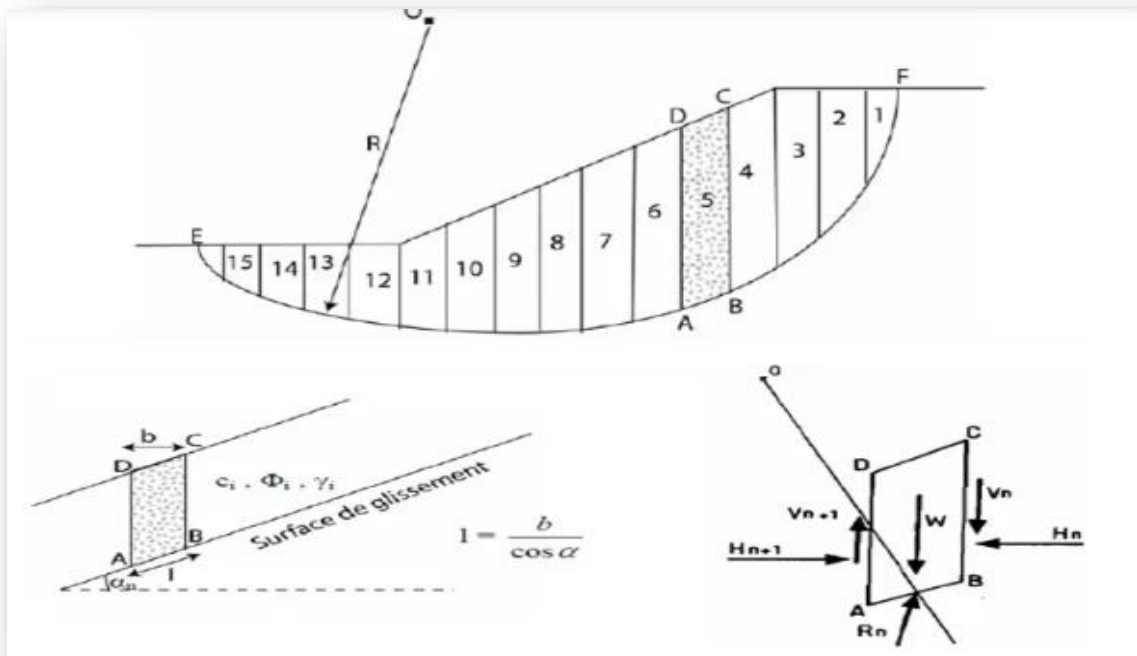


Figure .I.15 : Force agissent sur la tranche, décomposition complet.

5.5.2. Méthode de BISHOP simplifiée (1954).

Dans cette méthode on considère que :

- * la ligne de glissement es toujours de forme circulaire.
- * Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n-1} = 0$).

Cette méthode est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de FELLENIUS, mais en introduisant les forces inters tranches.

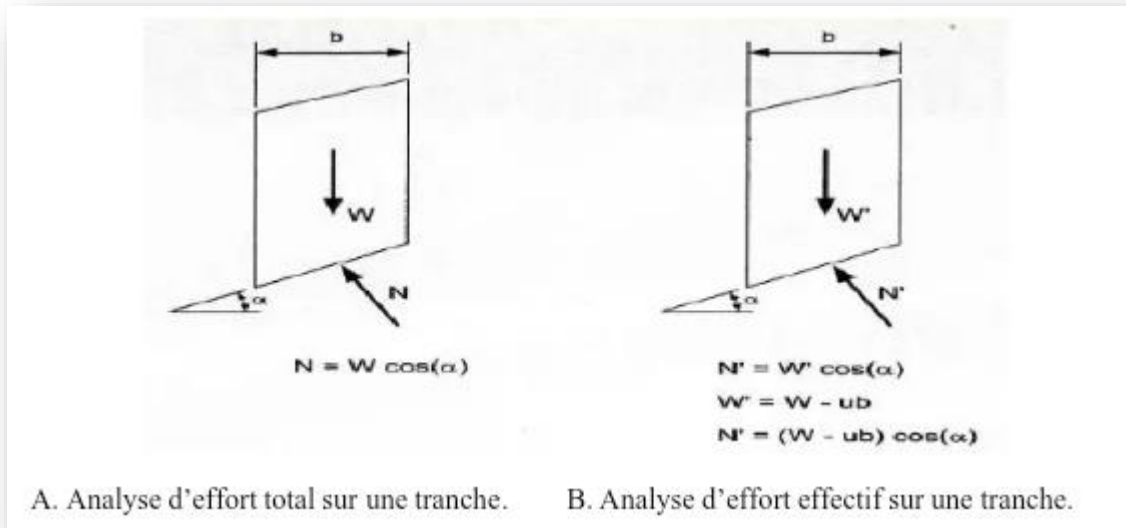


Figure I.16 : Forces agissants sur une tranche pour la méthode ordinaire des tranches.

5.6. Méthode Numérique.

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciel ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus .pour cela, elles sont très utiliser dans la pratique, dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturel ce comportement peut être par des calculs numérique.

Partie 2 : Méthodes de confortement**1. Introduction.**

La réduction du risque naturel est une manière de limiter et de maîtriser les conséquences négatives d'une catastrophe de mouvement de terrain, cette réduction est définie par la recherche des solutions confortatives et de l'exécution des travaux de stabilisation (terrassement, drainage, soutènement, ...etc.).

Ces solutions doivent tenir compte de la faisabilité des travaux liés à :

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

2. Technique et moyenne de confortement.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en quatre grandes familles :

- les terrassements : action sur la géométrie et l'équilibre des masses.
- les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles.
- les renforcements : renforcement mécanique.
- protection superficielles.

2.1. Les terrassements.

Cette technique consiste à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre.

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

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

2.1.1. Butée de pied et allègement en tête.

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

2.1.1.1. Butée de pied.

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

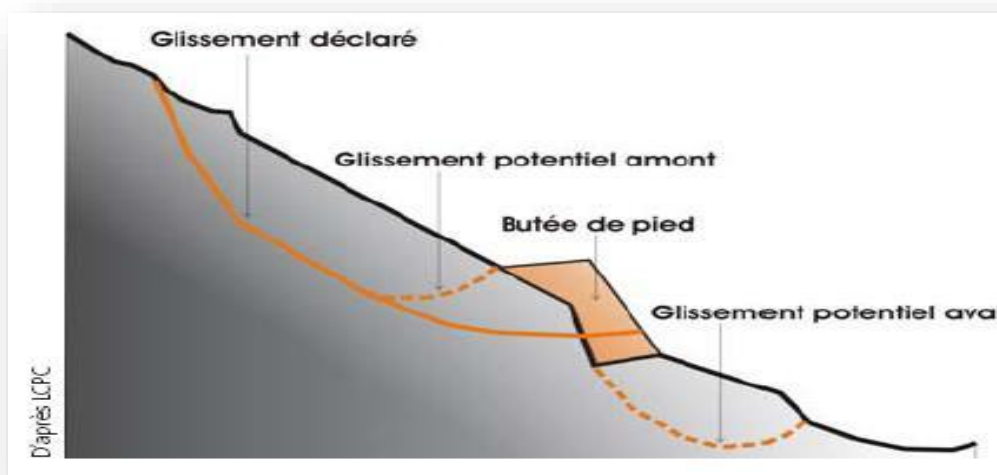


Figure 1.17 : Schéma explicatif de phénomène Butée en pied

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- l'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.

2.1.1.2. Allègement en tête.

L'allègement en tête d'un glissement consiste à terrasser le matériau dans la partie supérieure.

Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. 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 géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire ...).

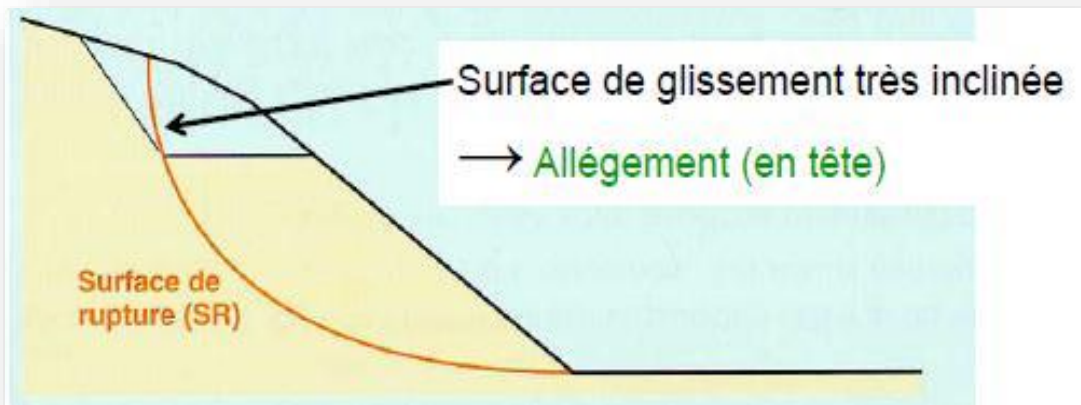


Figure.1.18 : Schéma explicatif de phénomène Allègement en tête.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou à long terme.

2.2. Substitutions des matériaux glissés.

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement, est d'éliminer la masse glissée en tout ou une partie, et de reconstituer le talus d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent un drainage en plus de son action mécanique.

2.2.1. Substitution totale des matériaux glissés.

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

Dans ce cas de substitution des matériaux glissés, un certain nombre de précautions doit être pris en compte:

- ✓ Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés.
- ✓ Excaver plus profondément la surface de rupture sous d'inefficacité totale.
- ✓ Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport, une purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction.
- ✓ Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire.
- ✓ Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

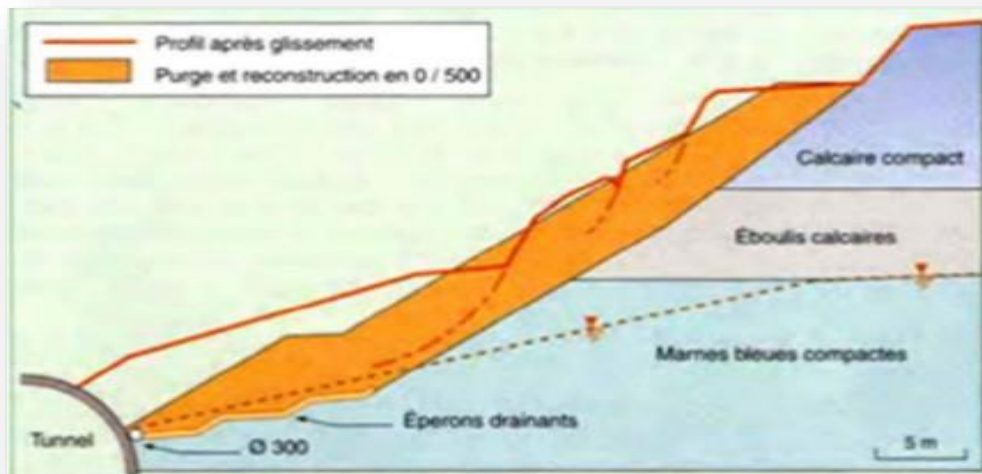


Figure I.19 : Substitution totale des matériaux glissés.

2.2.2. Substitution partielle des matériaux glissés.

✓ Bèche

Une bèche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur, remblayée par des matériaux frottant et drainants.

Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact.

L'ancrage de la bèche ne doit pas être inférieur à 1m. Les dimensions courantes d'une bèche sont, de 4 à 10m de largeur et de 2 à 5 m de profondeur.

Elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et si un exutoire peut être trouvé, elle peut constituer un drainage à l'aval du glissement

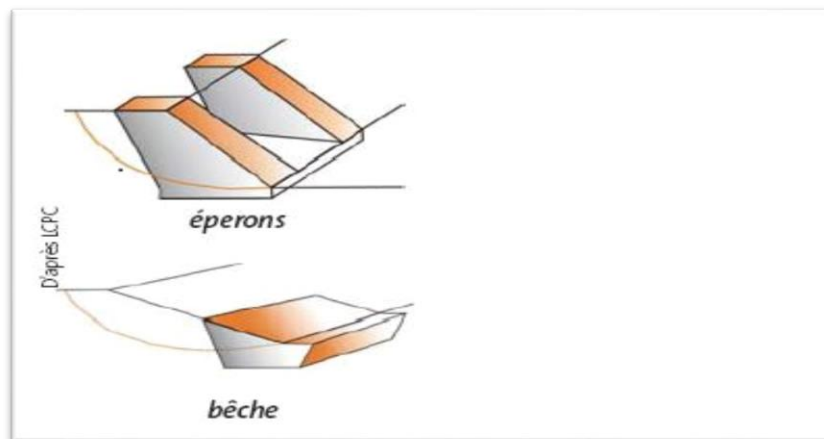


Figure I.20 : Schéma explicatif de phénomène bèche.

✓ **Contreforts**

On appelle contrefort une bèche discontinue. Les contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes. Elles même reliées vers un exutoire.

Les dimensions d'un ensemble de contreforts doivent être optimisées sur la base d'un calcul de stabilité le long de la surface de glissement existante.

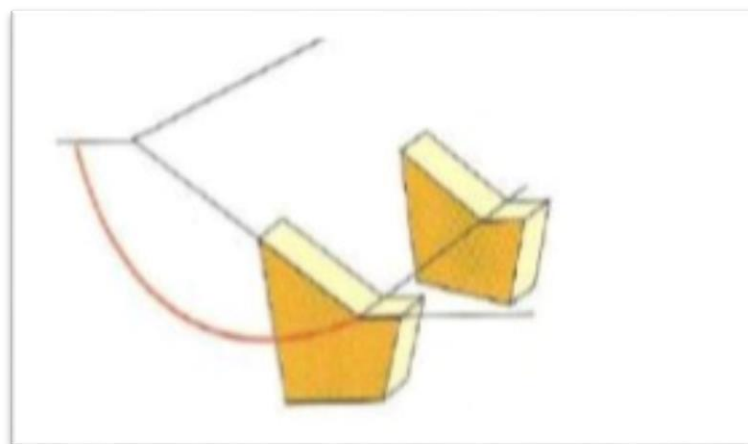


Figure I.21 : Le contrefort.

2.3. Les drainages.

L'eau est à l'origine de la majorité des instabilités des terrains, elle joue un rôle très important dans les sols, en particulier dans les sols fins cohérents. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation.

2.3.1. Drainage de surface.

Le drainage de surface n'est rien d'autre que l'assainissement qui consiste en la mise en œuvre des moyens adaptés pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement et de la zone sensible. Le drainage de surface est le moyen actif pour limiter le ruissellement et les infiltrations d'eau dans le massif.



Figure I.22 : Exemple d'ouvrage d'assainissement (ACHOUI et DAHMANI ,2013).

Les ouvrages de collecte des eaux de surface sont principalement les cunettes, les fossés et les caniveaux. Leur dimensionnement relève de l'hydraulique de surface et leur implantation dépend des conditions géométriques du site. Ce sont des ouvrages fragiles et leur implantation doit se faire dans les zones de très faible déformation.

2.3.2. Tranchées drainantes.

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau : lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venue d'eau ponctuelle.

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau) dépend des résultats de l'étude et condition de l'efficacité de la tranchée.

2.3.3. Masque et éperons drainants.

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité.

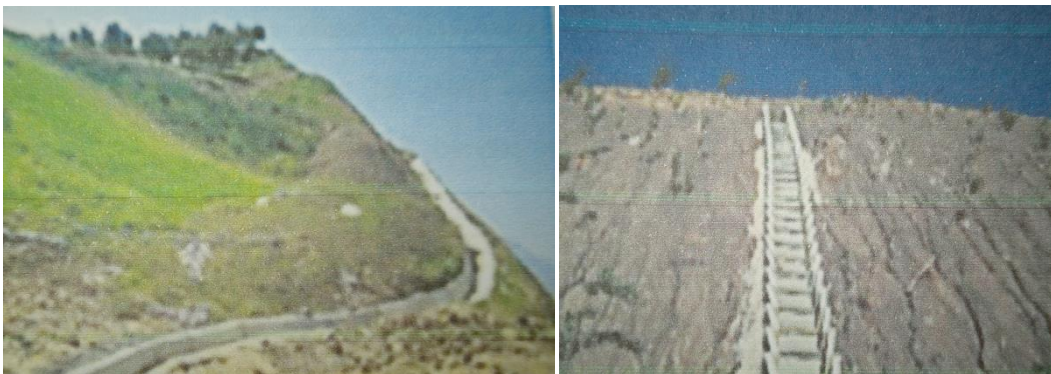


Figure I.23 : Système de drainage des eaux à Oued fali.

2.3.4. Les drains verticaux.

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant. Le forage de drains subhorizontaux depuis de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution chère mais efficace.

3. L'introduction d'éléments résistants.

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences. Les éléments résistants (type ouvrages de soutènement, tirants, ancrages, rangées de pieux) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation types terrassement ou drainages ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

3.1. Enrochement.

Eperons drainantes et enrochement en pied de glissement pour contrer l'avancée des matériaux sur la chaussée.

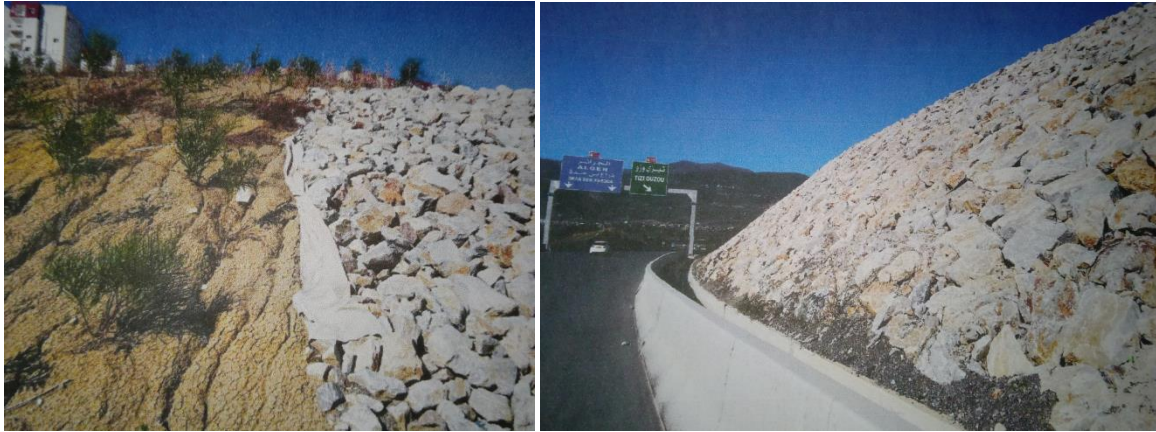


Figure I.24 : Enrochement de soutènement, pénétrante autoroutière TIZI OUZOU.

3.2. Ouvrages rigides.

Mur de pierres emboîtées, mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par béton).

3.3. Nappe en géo-synthétique.

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géo-synthétiques géo-grille, géotextile ou géo-composite. les géo-synthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblais renforcé.

3.4. Systèmes d'ancrages.

Les ancrages peuvent être de deux types : soit passifs soit actifs

- Un ancrage passif : est constitué par une ou plusieurs armatures (barre d'acier) scellées dans la roche, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable située en arrière.

- Les ancrages actifs : sont constitués de barres ou câbles scellés en fond de trou au-delà de la zone instable et mis en tension (mesurée à l'aide d'un manomètre).

3.5. Les clous et micro pieux.

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

4. Renforcement des talus par pieux.

4.1. Définition d'un pieu.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

La stabilisation de glissement par des pieux se fait avec leurs inerties importantes où les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Généralement, on dispose de deux à trois rangées de pieux dans le tiers centrale de la pente instable. Cette solution du confortement résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site.

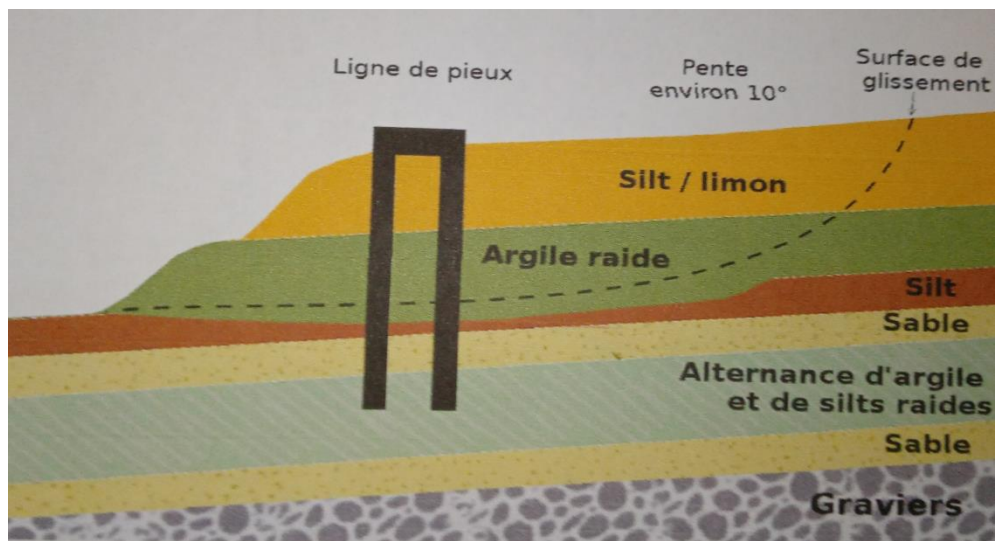


Figure I.25 : Mécanisme du renforcement par pieux.

4.2. Types des pieux.

On distingue deux grands groupes de pieux

- **Pieux battus**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux fabriqués en béton armé. Pour les seconds de pieux battus moulés.

- **Pieux forés**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armature, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

5. Conclusion.

Les massifs de terre limités par des talus aménagés ou par des versants naturels peuvent perdre leur stabilité par le déclenchement d'un glissement d'un volume de terre le long d'une surface critique de rupture, suite à la chute des caractéristiques du matériau sur cette surface. Ces glissements de terrains sont les résultats de plusieurs facteurs naturels et humains.

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et la position de la surface possible de glissement. L'estimation de ce facteur de sécurité ainsi que la surface de rupture est effectuée par les méthodes d'équilibre limite, ces dernières se différencient par les hypothèses de calcul.

Les terrains susceptibles d'instabilités peuvent être confortés et ainsi réduire le risque de pertes humaines et économiques. Plusieurs techniques de confortement existent, allant de techniques, de changement de la géométrie de terrain à ceux d'évacuation et de drainage des eaux et des techniques d'introduction d'éléments résistants.

Dans ce chapitre nous avons passé en revue les différentes méthodes de confortement de glissement de terrain, que l'on peut Project lors des études d'avant – projet.

Cependant, les méthodes de confortement ont comme but essentiel d'assurer la stabilité des talus susceptible d'être en mouvement, et qui peuvent engendrer des risques de pertes humaines et économiques. Les résultats obtenus pourront orienter l'ingénieur pour faire le choix d'une des méthodes de confortement résulte essentiellement de l'analyse multicritère de la gamme des solutions possibles en tenant compte des critères :

-Technique : solution assurant la stabilité du talus étudié, et faisant recours à des procédés de construction maîtrisés par les entreprises.

- Economique : coût raisonnable de la solution retenue vis-à-vis la complexité du problème et de la capacité financière de l'état

- Environnement : solution garantissant ou minimisant l'impact néfaste sur l'environnement.

Actuellement dans le domaine de géotechnique, la science et la technologie mettent à la disposition de l'ingénieur des moyens de calcul très développés pour l'analyse de la stabilité afin de trouver la solution confortative dans le cas d'études présenté dans le chapitre suivant.

Chapitre 2
Présentation Du Site
D'étude

1 INTRODUCTION

Les études de stabilité des pentes et les talus nécessite la reconnaissance parfaite du site, de point de vue topographique, géologique et géotechnique.

Dans Ce chapitre, on présente le projet étudié qui concerne des instabilités de terrain qui surviennent sur la nouvelle autoroute qui relie la ville de TIZI OUZOU et Draa Ben Khedda sur la route N12.

La réalisation de cette autoroute qui relie les deux villes a provoqué des instabilités dues à la transformation géométrique apportées au terrain.

2. Présentation de projet.

2.1. Situation géographique.

TIZI-OUZOU est une ville algérienne, située dans les régions de la grande Kabylie, à 30 km au sud des cotes méditerranéennes, et à 100 km à l'est de la capitale Alger.

TIZI OUZOU est une ville très vaste, elle est divisée en 67 communes et 26 daïera .la wilaya de TIZI OUZOU s'étend sur 2992.96Km² avec une densité de 381 habitants /Km².

2.2. Présentation du site d'étude.

La pénétrante de TIZI OUZOU fait partie de projet, qui a été annoncée en 2014. La route relier la ville de TIZI OUZOU et DRAA BEN KHEDDA sur la route N12.

Après avoir lancer les travaux, des signes d'instabilité ont été observés sur le site, ce qui a conduit à mener des étude sur le site.



Figure II.1. Délimitation de la zone d'étude (tronçon 1).

3 - Reconnaissance du site d'étude.

3.1. Géologie et lithologie de la zone d'étude.

La wilaya de TIZI OUZOU se situe dans la chaîne nord atlasique, plus précisément dans la septentrional qui présente une structure particulièrement complexe et diversifiée où les différentes formations sédimentaires ont subi des déformations tectoniques. Cette tectonique particulièrement marquée par la présence d'importantes failles dans la partie sud de la wilaya.

En ce qui concerne à la géomorphologie, il s'agit d'une zone avec des reliefs tendres avec petites collines.

Selon la lithologie, plus de la moitié de la wilaya repose sur des argiles et des marnes qui occupent de vastes superficies, qui favorisent les décollements et glissements.

3.2. Hydrogéologie.

Le territoire de la wilaya est dominé par un réseau hydrographique composé d'une argile dense, bien hiérarchisé, et dont la majorité des oueds sont et présentant un régime irrégulier pendant toute l'année, mais ils sont souvent en crue ; ce réseau est marqué principalement par l'oued FALI.

- **Essai piézométrique :**

Des piézomètres ont été sondés aux alentours du site pour identifier l'existence des nappes phréatiques, le tableau suivant présente les mesures et l'évolution de ces dernières :

Tableau II.1 mesures et évolution des nappes phréatique															
Sondage	Profil (m)	Date et levé piézométrique													
		27 03 14	03 04 14	10 04 14	17 04 14	24 04 14	30 04 14	08- 05- 14	15-05 14	22 05-14	29 05-14	05 06-14	12 06-14	29 09-14	08 12-14
Sc-01	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sc-02	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sc-72	38.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sc-73	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sc-03	20	6.54	6.58	6.62	6.67	6.71	6.76	détruit	détruit	détruit	détruit	détruit	détruit	détruit	détruit
Sc-04	20	7.55	7.67	7.80	7.92	8.00	8.12	8.27	8.45	8.63	8.81	8.99	9.17	11.36	détruit
Sc-05	20	6.15	6.18	6.21	6.26	6.29	6.33	6.36	6.37	6.38	6.38	6.39	6.40	6.56	détruit
Sc-06	20	-	-	-	-	-	-	7.43	7.46	7.50	7.53	7.57	7.60	7.95	8.20
Sc-07	20	-	-	-	4.63	4.73	4.83	4.92	4.98	5.04	5.10	5.16	5.22	7.95	6.26
Sc-08	30	-	-	-	-	4.80	4.83	4.85	4.97	4.98	4.99	4.99	5.00	7.00	5.40
Sc-09	15	-	-	-	-	4.68	4.72	4.75	4.84	4.93	5.02	détruit	détruit	détruit	détruit
Sc-10	35	-	-	-	7.14	7.33	7.53	7.71	7.80	7.89	7.98	8.07	8.16	8.23	détruit

D'après les résultats de ce tableau, on remarque que certaines zones sont instables, donc il y a risque de glissement. Ce glissement est favorisé par l'entrée des eaux, qui sont fréquentes dans ce site durant les saisons froides.



Figure II .2 La zone touchée par le glissement.

3.3 Climatologie

Le climat de la zone d'étude relève du régime méditerranéen : étés chauds et sec, hivers humides et froids. Les données climatiques classe la région dans un climat de type subhumide caractérisé par :

- Des précipitations moyennes variant selon l'altitude entre 600mm/année à 900mm/année.
- Des températures très faibles en hiver et élevées en été.
- Une longue période de sécheresse qui s'étale de juin à septembre.

4. Reconnaissances géotechnique

Dans cette étape, l'ingénieur géotechnicien prépare un programme des essais in situ et de laboratoire qui répond au besoin de calcul ou analyse du problème. L'analyse et le calcul de la stabilité d'un versant naturel nécessitent la détermination de la géométrie du versant, la nature de terrain et les paramètres de résistance mécanique, généralement la cohésion et l'angle de frottement interne.

4.1. Sondages carottés.

Les sondages ont été effectués par l'entreprise **INZAMC**, les échantillons obtenus des sondages ont été envoyés pour des essais au laboratoire d'INZAMAC à Alger.

Un exemple de résultats de sondage est illustré sur le profil ci –dessous :



Figure II .3 : Sondage SC74.

L'image ci-dessous illustre la position des sondages sur la zone concernée par les désordres



Figure II .4 : La position des sondages sur la zone d'étude.

D'après les coupes lithologiques fournies par les sondages carottés, ils révèlent l'existence de deux couches de sol principales ; La première et une couche de marne argileuse et la seconde et une coche de marne saine.

5 - Classification du sol et interprétation des résultats:

5.1 Essais de laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, les essais physico-mécaniques suivants ont été réalisés ; l'analyse granulométrique, détermination de poids spécifique, la teneur en eau, la densité humide, les limites d'Atterberg, des analyses chimiques (au bleu de méthylène), et à la fin les essais de cisaillement. Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.3 résultats des essais d'identification du sondage (Sc-74)

sondage	Profondeur (m)	Unité	lithologie	Paramètres physique				Analyse granulométrique			Valeur au bleu	Limite d'atterberg	
				W(%)	γ_d	γ_h	Sr (%)	<2mm (%)	<80 μ m (%)	<2 μ m (%)		VBS	WL(%)
Sc-74	3.85-4.20	Tm	argile	16.42	1.74	2.02	82.29	100	100	48.04	2.67	38.95	15
	12.10-12.55	Tm	marne	9.75	2.12	2.33	100	100	100	40.63	/	34.56	14
	16.04-16.40	Tm	marne	9.86	2.12	2.33	100	58.75	11.60	/	/	29.08	8
	20.40-21.00	Tm	marne	7.97	2.22	2.40	100	39.38	9.01	/	/	35.49	16
	27.70-28.10	Tm	marne	8.12	2.16	2.34	94.85	82.82	44.49	/	/	34.69	16

Tableau II.4 résultats des essais mécaniques du sondage (Sc -74)

sondage	Profondeur (m)	unité	lithologie	Essai œdométriques				cisaillement		Compare .simple (bars)
				Pp(bars)	Cc(%)	Cg (%)	CV(cm ² /s)	Cu (bars)	Ø(°)	
Sc-74	3.85-4.20	Tm	argile	1.81	19.3	3.16	2.1 ^E -4	0.15	10	/
	12.10-12.55	Tm	marne	/	/	/	/	0.30	26	14.45
	16.04-16.40	Tm	marne	/	/	/	/	/	/	15.44
	20.40-21.00	Tm	marne	/	/	/	/	/	/	23.54
	27.70-28.10	Tm	Marne	/	/	/	/	/	/	30.85

5.1.1. Interprétation de ces résultats.

➤ **L'Analyse granulométrique Selon la norme NFP-94-056 ET NFP-94-057**

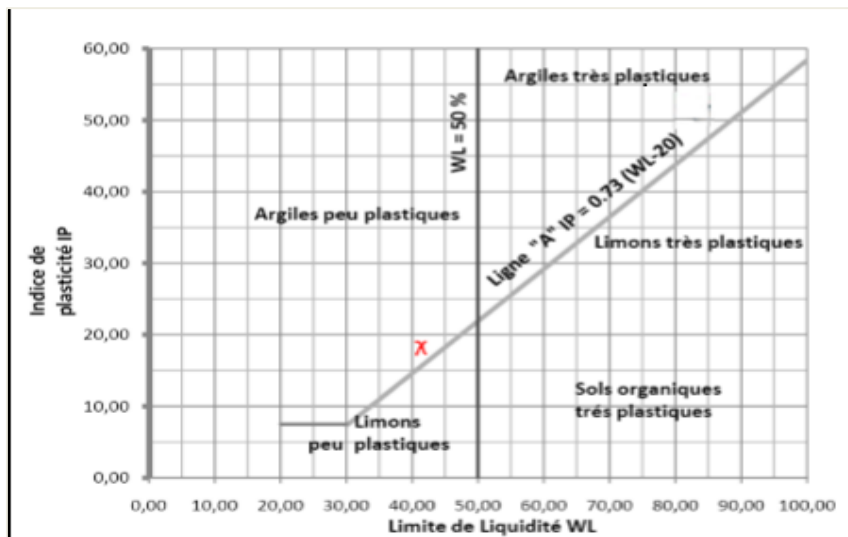
D'après les caractéristiques granulométriques, les particules ayant le diamètre inférieur à 80 μm est égale 53.02% et les particules ayant un diamètre inférieur à 2 μm est 44.33%.

Selon la classification des sols (L.C.P.C) on conclut que notre sol est **un sol fin**.

➤ **Degré de plasticité**

Tableau II.5 degré de plasticité des sols selon IP

Indice de plasticité	0-5%	5-15 %	15-40%	>40%
Degré de plasticité	Non plastique	Peu plastique	Plastique	Très plastique



D'après les résultats obtenus $5\% < IP=13,8\% < 15\%$

Cela implique que **le sol est peu plastique**

➤ **Potentiel de gonflement**

Tableau II.6 potentiel de gonflement d'après (le Building Research Establishment 1980)				
IP (%)	> 35	22-35	18-22	<18
% < 2 μm	>95	60-95	30-60	<30
Potentiel de gonflement	Très élevé	élevé	moyen	faible

Tableau II.7 classification de gonflement selon (DaKshanamurth et Raman 1973)						
Limite de liquidité	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	>90
Classification	Non gonflant	Gonflement faible	Gonflement moyen	Gonflement élevé	Gonflement très élevé	Gonflement critique

D'après les deux tableaux (tableau 6 et 7) et les résultats qu'on a obtenus (IP=13.8% et WL=34.55%), On peut déduire que : **notre sol est peu gonflement.**

➤ **Teneur en eau**

Les résultats d'essai sont présentés dans le tableau :

Tableau II .8 les résultats de la teneur en eau au fonction des profondeurs					
Profondeur	3.85-4.20	12.10-12.55	16.04-16.40	20.40-21.00	27.70-28.10
Teneur en eau (%)	16.24	9.75	9.86	7.97	8.12

$$W_{\text{moy}} = \sum w (\%) = \sum 16.24 + 9.75 + 9.86 + 7.97 + 8.12 = 10.38\%$$

Tableau II .9 classifications des sols selon la teneur en eau					
Teneur en eau (W %)	01-25%	25-50%	50-75%	75-90%	≤ 100%
Lors état	Légèrement humide	Humide	Mouillé	Détrempé	Saturé

D'après les résultats des deux tableaux on a $W = 10.38\%$, ce qui signifie que le **sol est légèrement humide.**

➤ **L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068).**

Cet essai (NF P 94-068) est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à la saturation.

Tableau II .10 Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène						
(d'après la Norme NFP11-300)						
Valeur VBS	VBS<0.1	0.2≤VBS<1.5	1.5 ≤VBS<2.5	2.5 ≤VBS<6	6 ≤VBS<8	VBS<8
Catégorie de sol	Sol insensible à l'eau	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau	Sol sablo argileux , peu plastique	Sol limoneux de plasticité moyenne	Sol argileux	Sol très argileux

D'après les essais réalisés, on a obtenu ; $2.5 < VBS = 2.67 < 6$ et selon la Classification de Norme NFP 11-300, cela implique que le sol étudié est classé comme **sol limoneux de plasticité moyenne**.

➤ **Teneur en matière organique**

Les résultats des essais sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 résultats des essais chimiques du sondages (sc-74)						
sondage	profondeur	Unité	lithologie	Analyse chimiques des sols		
				Carbonate (%)	MO (%)	Sulfate (%)
Sc-74	3.85-4.20	Tm alt	Argile	16.26	8.8	0.46144
	12.10-12.55	Tm	marne	18.92	/	0.51088
	16.04-21.00	Tm	marne	/	/	/
	20.40-21.00	Tm	marne	/	/	/
	17.70-28.10	Tm	marne	18.04	/	0.309

Pour les sols organiques, on détermine la teneur en matière organiques CMO qui détermine 3 classes :

- ✓ **3% < CMO < 10%** : sols faiblement organiques (FO)
- ✓ **10% < CMO < 30%** : sols moyennement organiques (MO)
- ✓ **CMO ≥ 30%** : sols très organiques (TO).

Dans ce cas, la teneur en matières organique CMO = 8.8 % ce qui donne un **sol faiblement organique (FO)**.

➤ Agressivité du sol selon la Norme NF P18-011.1992

Tableau II.12 classification du sol selon l'agressivité NF P18-011,1992					
		Calcium ca+2 (mg/l) Magnésium Mg+2 (mg/l)	Sulfate SO-2 (Mg/l)	PH	Co2 (Mg/l)
A1	Milieu chimique faiblement organique	100-300	250-600	6.5-5.5	15-30
A2	Milieu chimique moyennement agressif	300-1500	600-1500	5.5-4.5	30-60
A3	Milieu chimique fortement agressif	1500-3000	1500-6000	4.5-4.0	60-100
A4	Milieu chimique très fortement agressif	>3000	>6000	<4	>100

La teneur moyenne des carbonates est de 17.74% et le contenu moyen de matière organique est de 8.8%. Les résultats des essais de contenu des gypses et sels solubles sont de 1% et 0.3% respectivement. En ce qui concerne le contenu en sulfate, les résultats des essais montrent pour les formations marneuses des valeurs qui varient entre 0.2% à 1.33%.

➤ On conclut que ce sol est un sol **faiblement organique argileux peu plastique**

6. Essai œdométrique.

L'œdomètre est un appareil de mesure de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intact de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts appliqués auparavant. .

Les résultats œdométriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II .13 les résultats de l'essai œdométriques							
sondage	Profondeur	unité	lithologie	L'essai œdométrique			
				Pp (bars)	Cc (%)	Cg(%)	Cv(cm ² /s)
Sc-74	3.85-4.20	Tm alt	argile	1.81	19.3	3.16	2.1 ^E -4

- **Indice de compressibilité Cc**

La classification des sols selon leurs indices de compressibilité est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II .14 : classification du sol selon l'indice de compressibilité Cc	
Indice de compressibilité Cc	Nature de sol
$Cc < 2\%$	Sol incompressible
$02\% < Cc < 5\%$	Sol très peu compressible
$05\% < Cc < 10\%$	Sol peu compressible
$10 \% < Cc < 20\%$	Sol moyennement compressible
$20\% < Cc < 30\%$	Sol assez fortement compressible
$30\% < Cc < 50\%$	Sol très compressible
$Cc > 50\%$	Sol extrêmement compressible

Selon les résultats de laboratoire :

$$10\% < Cc = 19.3\% < 20\%$$

➤ Le sol est un **moyennement Compressible**.

6. Conclusion.

Dans le but d'assurer la sécurité humaine et matérielle, les ingénieurs confrontent un problème majeur qui est la reconnaissance du site et la détermination des paramètres à utiliser dans les calculs.

Pour cela, cette étude a été réalisée sur le site d'étude qui a connus des instabilités sur la longue de profil. Les résultats des investigations ont montré la présence de deux couches ; marne grisâtes et marne saine.

Enfin, les résultats obtenus permettront d'effectuer des calculs numériques qui seront réalisées avec logiciel PLAXIS.

Chapitre 3
Présentation de
code plaxis 2d

1 Introduction

Afin de faire une étude de stabilité d'une pente et de prévenir le risque, il faut faire un calcul des déformations, des contraintes et du coefficient de sécurité. Pour cela, l'ingénieur géotechnicien doit se baser sur les méthodes numériques qui permettent d'évaluer et de prévenir le comportement des sols en pente. Parmi ces méthodes numériques la plus utilisée, la méthode des éléments finis qui permet de discrétiser le milieu.

De plus les calculs et analyses géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour décrire l'essentiel du comportement des sols, d'où la nécessité d'un outil numérique performant.

Le code de calcul utilisé dans cette étude est le logiciel PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis, ce logiciel intègre plusieurs modèles de comportement allant de modèles élastiques simples aux modèles élasto-visco-plastiques complexes, mais ces dernières demandent un nombre de paramètres plus grand.

2 Présentation du code PLAXIS.

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage étudié. La modélisation en 2d a donné une nouvelle manière de concevoir les différents types de problèmes de la géotechnique. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages, on cite :

- ✓ Effectuer des calculs d'écoulement et de consolidation ;
- ✓ Simuler toutes les phases des travaux ;
- ✓ Prendre en compte les variations des caractéristiques des ouvrages, des couches de terrain ;
- ✓ calcule le coefficient de sécurité.

3 Hypothèses générales

Les hypothèses qui sont prises dans l'analyse du glissement avec PLAXIS sont les suivantes :

- Le sol est supposé être milieu continu
- Les déformations sont considérés planes
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR- COULOMB ;
- Le poids volumique de l'eau utilisée est de 10KN/m^3 ;
- Le régime hydraulique est statique

4. Etapes de modélisation avec PLAXIS

La modélisation avec PLAXIS consiste en l'utilisation de quatre sous-programmes qui sont : input, calcul, output, curves.

4.1. Le programmes d'entrés des données (input).

Le sous-programme **input** permet de créer et modifier un modèle géométrique, de générer le maillage, d'introduire le modèle de comportement ainsi que ces paramètres et les conditions initiales.

The image shows the 'Project properties' dialog box in the PLAXIS software. The dialog has two tabs: 'Project' and 'Model'. The 'Project' tab is active. The interface features a blue header with the PLAXIS logo and the tagline 'essential for geotechnical professionals'. Below the header, there are several input fields: 'Title' (empty), 'Company' (pre-filled with 'only @ ::LAVTeam:: (R)'), 'Directory' (empty), and 'File name' (empty). There is also a 'Comments' text area and a 'Company logo' area with a large 'X' and the text 'No logo selected'. At the bottom, there is a 'Set as default' checkbox and three buttons: 'Next', 'OK', and 'Cancel'.

Figure III.1 interface de programme PLAXIS input.

4.2. Le sous-programme de calcul (CALCULATION).

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, des calculs peuvent être effectués à l'aide du sous-programme **CALCULATION**.

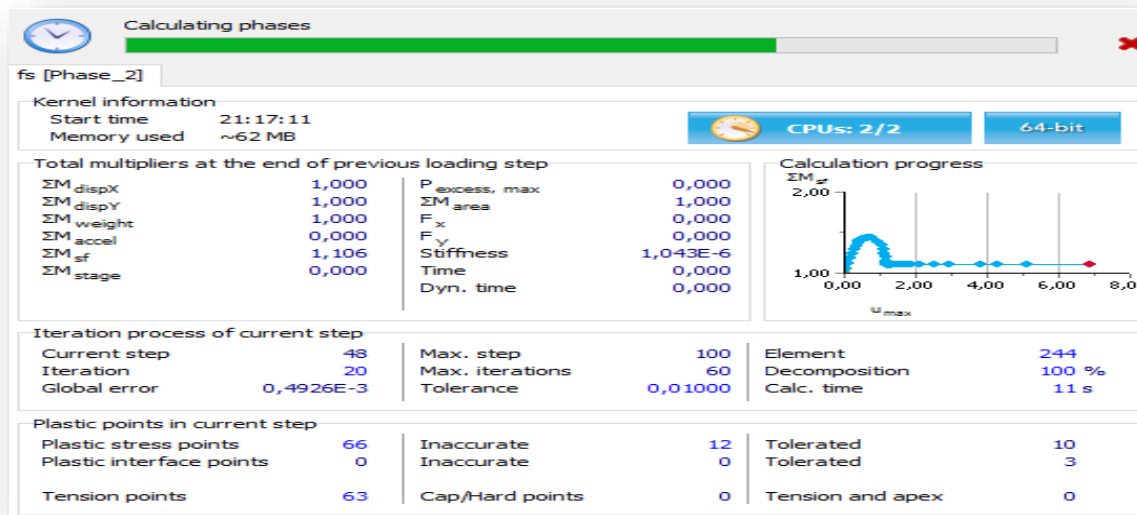


Figure III .2 Fenêtre de calcul.

4.3. Le sous-programme de résultats (output)

Nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (contour des déplacements, des contraintes et des déformations).

4.4. Le modules courbes (CURVES).

Le sous-programme CURVE permet la visualisation et la conservation des courbes de chargement -déplacements et de contraintes-déformations.

5. Les modèles de comportement.

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux depuis le modèle élastoplastique de Mohr- Colomb jusqu'aux lois de comportement les plus améliorées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis afin de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste et du comportement réel du sol

Les modèles de comportement implémentés dans le code PLAXIS, couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols, ces modèles allant du modèle élastique plastique de MOHR -COULOMB jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués.

Les règles importantes dans le chemin de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit mieux le comportement de sol ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de modélisation.

5.1. Modèles élastique linéaire.

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de HOOK donnée par la relation relative à l'élasticité linéaire isotope ;

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \delta_{ij} \sigma_{ll}$$

Les paramètres de model sont :

- Le module de YOUNG E ;
- Le coefficient de poisson ν .

Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . La relation entre le module d'Young E et le module de cisaillement est donnée par l'équation :

$$E = 2G (1 + \nu)$$

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en interaction avec le sol et pour certains problèmes numérique des roches.

6.2. Le modèle de comportement de MOHR-COULOMB.

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + C :$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et C et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure III.3).

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.

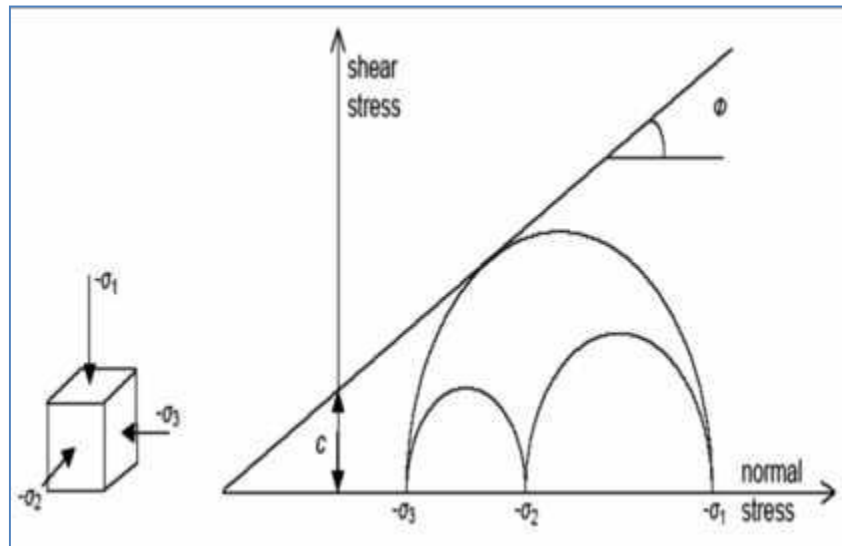


Figure II.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité

5.3 Modèle de sol avec écouissage (HARFENING SOIL model H.S.M)

Le modèle de sol avec écouissage (H S M) est basé sur le module de MOHR- COULOMB mais avec prise en compte de l'écouissage du sol, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente.

- De prendre en compte l'évolution n du module de déformation lorsque le cisaillement augmente.

- De tenir compte de la dilatation qui n'est pas indéfinie.

5.4 Modèle pour les sols mous (SOFT SOIL MODEL S.S.M)

C'est un modèle de comportement basé sur le modèle de CAM -CLAY (en abrégé SSM) destiné pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Sheffield et al.

C'est un modèle qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante. [R.B.J. Brinkgreve,2003] L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge.

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^* : indice de compression;

κ^* : indice de gonflement;

c : cohésion ; [K/m²]

φ : angle de frottement

Ψ : Angle de dilatance Par défaut,

Les paramètres d'élasticité G et ϑ .

6. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté un outil de modélisation dédié à la géotechnique, qui va être utilisé dans le cadre de cette étude, cet outil permettra d'analyser la stabilité et le renforcement du talus, sujet d'étude qui sera présenté dans le chapitre suivant.

On a présenté aussi les modèles de comportement de sol intégré dans le logiciel PLAXIS2D qui seront utilisés pour la modélisation des sols, ces modèles sont élastoplastiques parfait et avec écrouissage.

Chapitre 4
Modélisation et
Analyse Numérique
Du Cas D'étude

1 Introduction

Suite aux risques d'instabilités observés sur le site d'étude situé sur la pénétrante autoroutière reliant la ville de TIZI-OUZOU à l'autoroute EST OUEST à TIGHREMT N TIZI , à proximité de l'échangeur du stade de BOUKHALFA , et en tenant compte du fait que d'autres projets sont prévus sur ce site une analyse et étude de stabilité du de ce site est nécessaire. Le but de cette analyse est de prévoir les risques de glissement et les différents facteurs qui peuvent le déclencher et ainsi trouver les solutions favorables pour le stabiliser.

L'objectif de ce travail est d'étudier le talus avec deux modèles de comportement différents, en l'occurrence le modèle de Mohr Coulomb qui est le plus utilisé par les ingénieurs et le modèle Soft Soil, pour voir la réponse de sol.

2. Présentation du cas d'étude

Le cas analysé dans ce mémoire se trouve à la wilaya de TIZI-OUZOU, plus précisément sur le tronçon Oued Fali-Tizi Ouzou.

Les résultats de l'étude géologique et géotechnique (rapport de sondage SC74) montrent que le sol étudié est un sol argileux doté d'une plasticité moyenne, une humidité légère et une teneur en matière organique faible.

Le terrain soupçonné d'instabilité concerne une unité d'argile grisâtre, molle et moyennement ferme, par contre très compacte à partir de 1.80 m jusqu'à 7 m.

3. Modélisation numérique du talus.

3.1. Caractéristiques et géométrie du Profil.

La coupe choisie pour l'analyse du modèle, est représentée sur la (figure n°IV.1) .les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique (réalisé par le bureau d'étude).

La nature et les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats du sondage SC-74, et sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : différentes couches géologique du terrain	
Caractéristiques géotechniques du terrain	Profondeur
Marnes argileuse	7.5
Marnes saine	>7.5

3.2. Caractéristique des couches de sols

Les propriétés des différentes couches de sol, sont présentées dans ce tableau suivant :

Tableau IV.2.les paramètres utilisés dans la modélisation								
Paramètres	Modèle	γ_d KN/m ³	γ_h KN/m ³	E Kpa	C Kpa	ϕ°	ψ°	ν
Sol 1	M C	20	22.6	18X10 ³	10	9.5	0	0.33
Sol 2	M C	18.5	22.30	14X10 ³	20	26	0	0.3

3.3. Modélisation numérique du modèle d'étude

Une fois le profil, ses dimensions et ses caractéristiques sont définis, on introduit les conditions aux limites ainsi que les conditions initiales.

Le profil est montré sur la figure suivante :

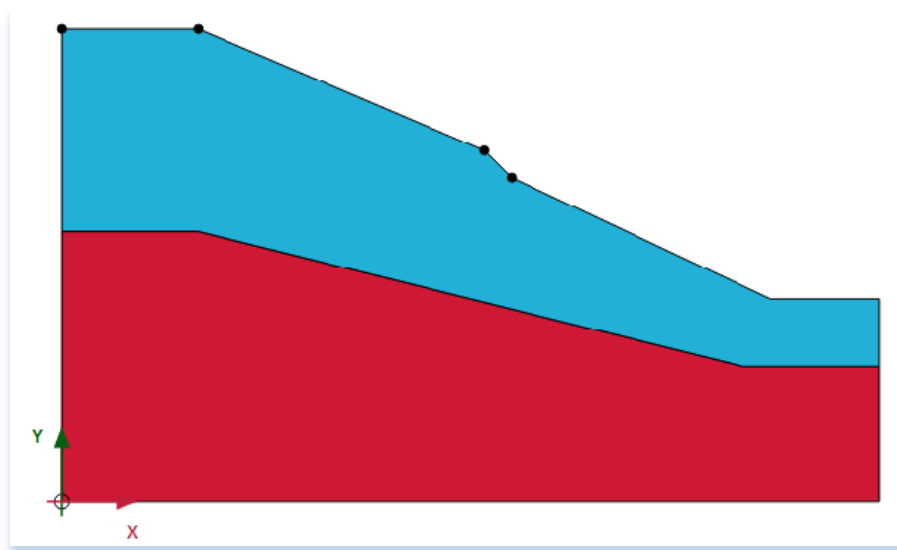


Figure .IV .1 : Géométrie du talus à étudier

3.3.1 Modélisation numérique avec le modèle de MOHR-COULOMB

En premier lieu, on attribue le modèle de comportement de Mohr-Coulomb aux différentes couches, et on procède à la modélisation du talus ; sous son poids propre, avec présence de nappe phréatique, avec charge.

3.3.1.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre.

Après avoir lancé le calcul, on passe à la visualisation des résultats.

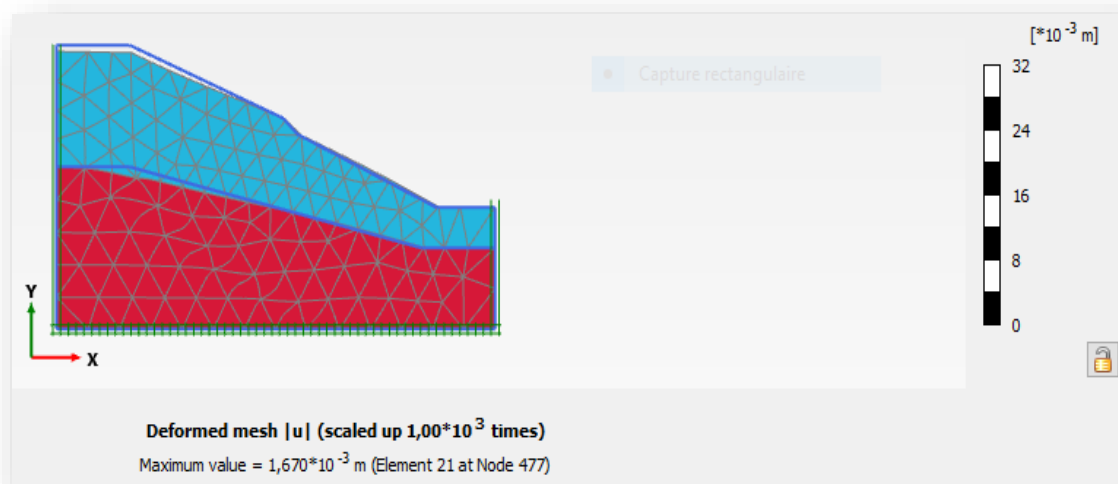


Figure IV .2 : Résultat de la modélisation du talus sous son poids propre.

Les figures suivantes représentent le résultat de la modélisation du talus sous son poids propre.

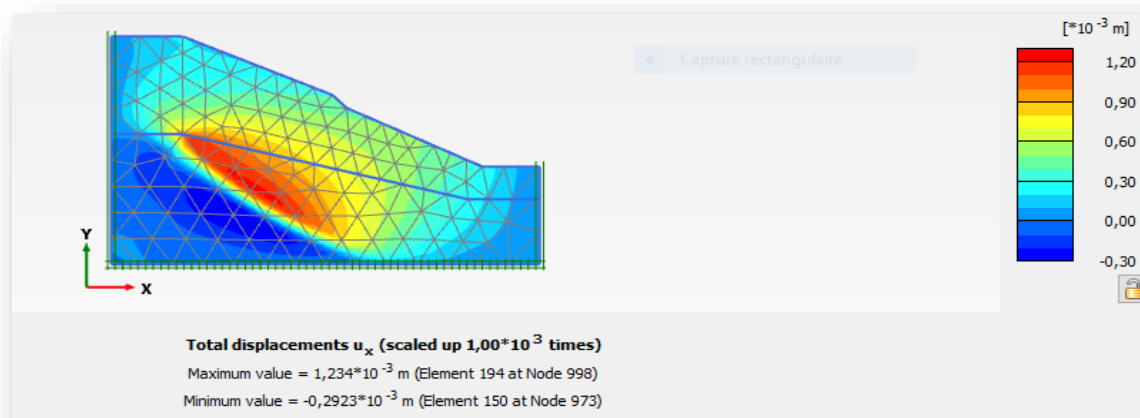


Figure IV .3 Contours des déplacements horizontaux.

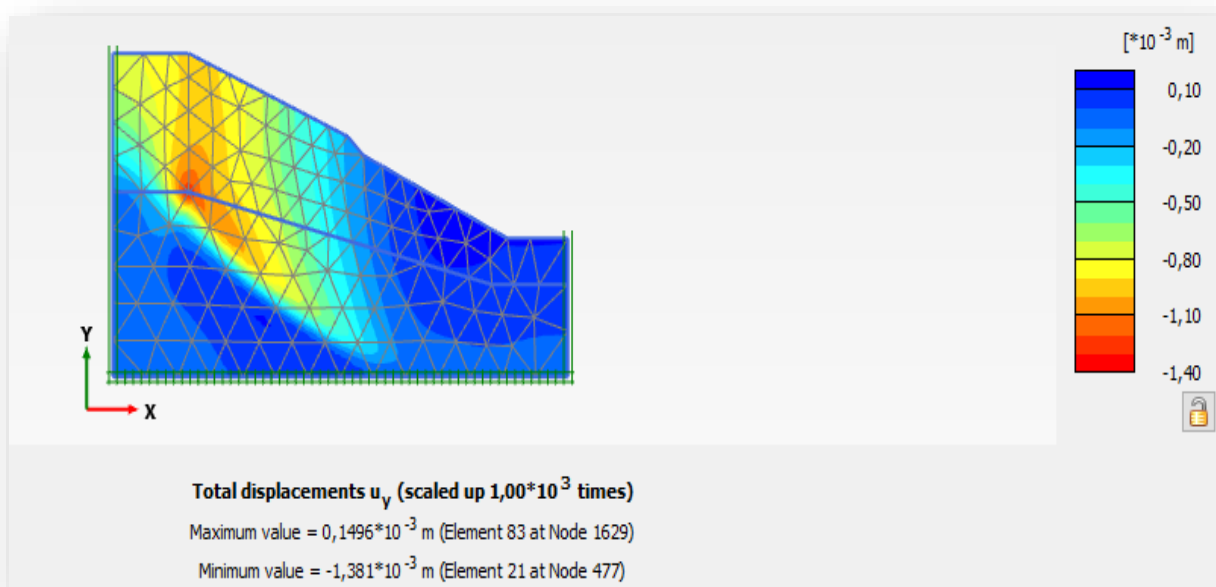


Figure IV .4. Contours des déplacements verticaux.

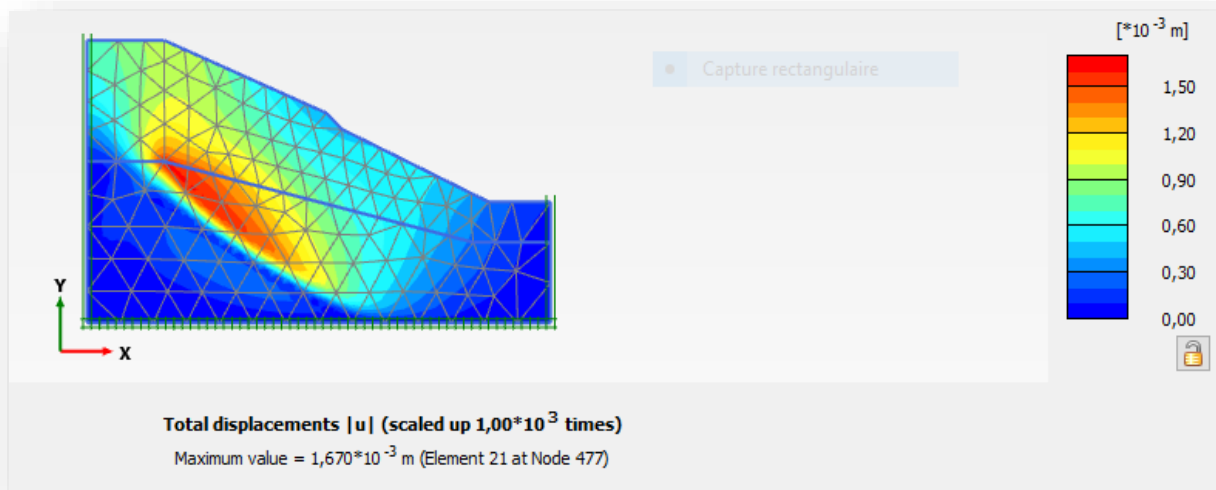


Figure IV.5 : Contours des déplacements totaux.

- **Interprétation :**

On remarque de ce premier résultat que ;

La valeur maximale des déplacements est très négligeable, elle est de l'ordre de $1,670 \times 10^{-3}$ m, alors que le coefficient de sécurité est de 1.290.

On remarque aussi que ces déplacements max se situent au sommet du talus.

D'après ces valeurs de déplacement et de coefficient de sécurité obtenus, on peut dire que le talus est stable dans le cas où il ne sera soumis à aucune charge ou déformation, mais si d'autres projets sont prévus, une étude approfondie est plus que nécessaire.

3.3.1.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique

Dans ce cas on réalise une modélisation avec une nappe qui se situe à 20m du sommet du talus, comme le montre la figure si dessous.

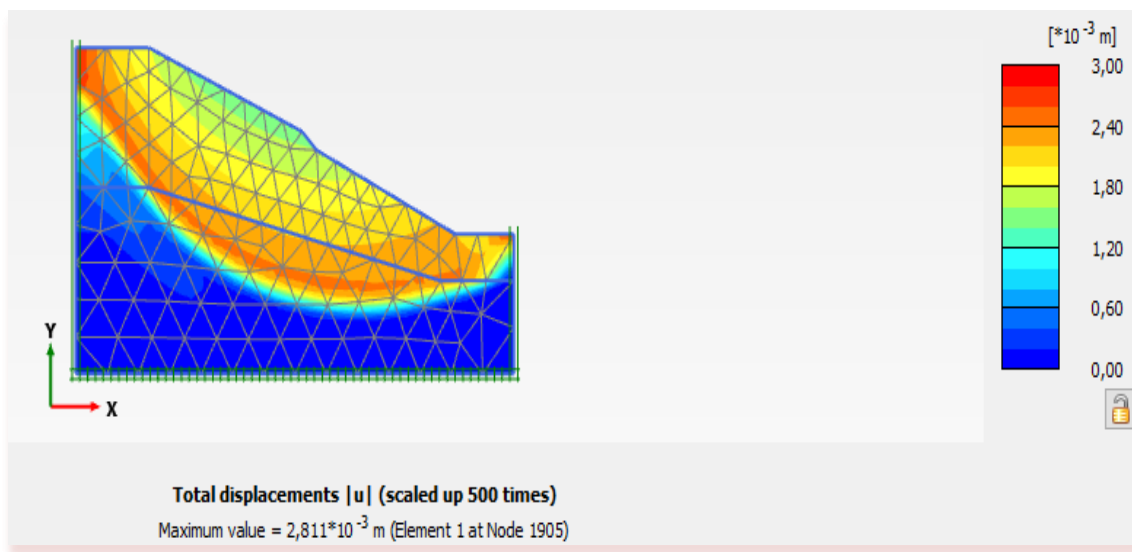


Figure IV.6 : Contours des déplacements au niveau du talus en présence d'une nappe phréatique, ($F_s=1.109$).

- **Interprétation :**

On remarque de ce résultat qu'après la mise d'une nappe phréatique, le déplacement total augmente par rapport au premier résultat où il n'y avait pas de nappe et le coefficient de sécurité a diminué ($F_s=1.109$).

D'après ce résultat le risque de glissement augmente, ce qui implique que l'eau est un facteur favorable au déclenchement de glissement sur ce talus.

3.3.1.3. Modélisation numérique du talus soumis à un chargement.

➤ **Modélisation numérique du talus sous une charge de 10 KN.**

Pour cette simulation, on a appliqué une charge uniformément répartie de 10KN/m^2 , au sommet du talus, comme le montre la figure ci-dessous.

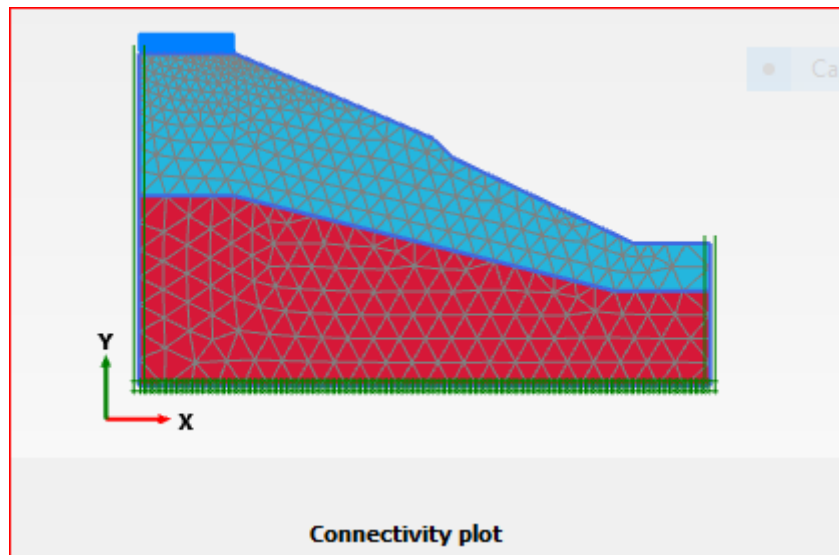


Figure IV .7 : Modélisation du talus avec application d'une charge.

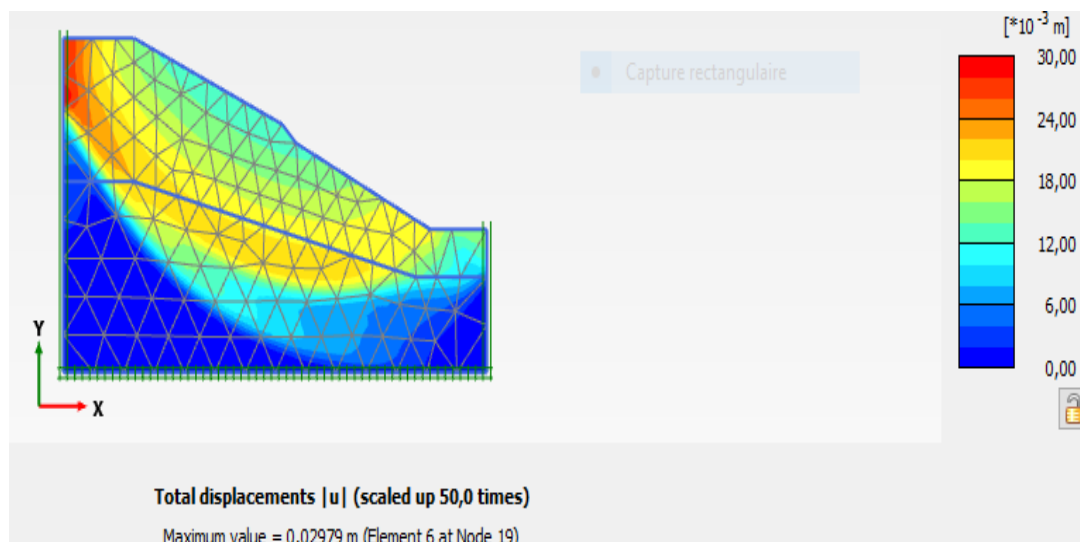


Figure IV.8 : Contours des déplacements au niveau du talus soumis à une charge de 10KN/m^2 , le coefficient de sécurité ($F_s=1.059$).

3.1.2.4 Modélisation numérique du talus soumis à une charge de 100KN/m²

Dans ce cas on a augmenté la charge à 100KN /m².

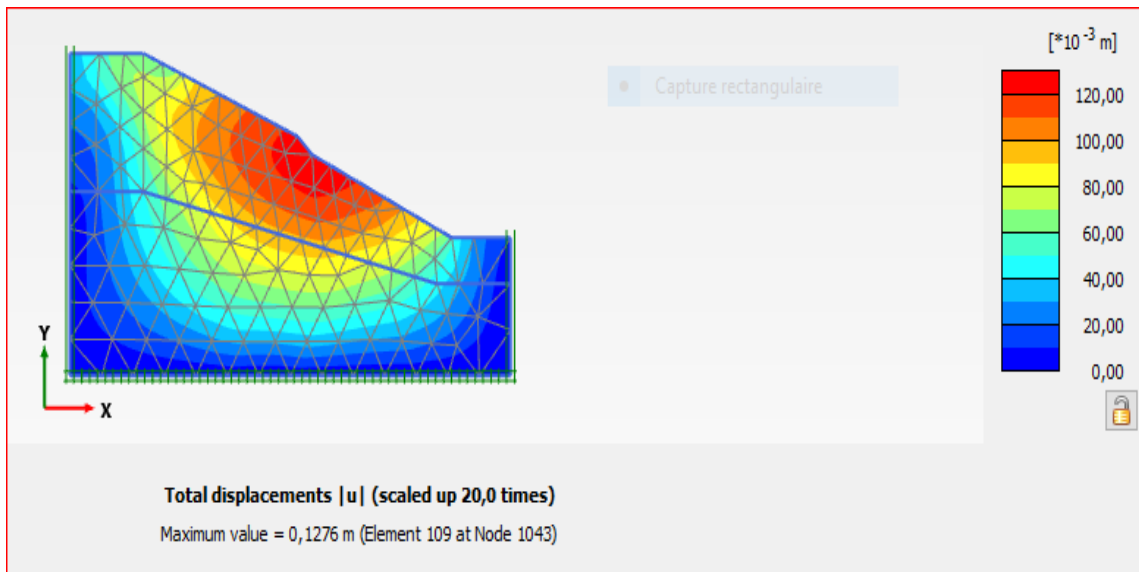


Figure IV.9 : Contours des déplacements au niveau du talus soumis à une charge de 100KN/m², le coefficient de sécurité (Fs=1.031).

- **Interprétation :**

D'après les résultats des deux simulations effectuées, on remarque que les déplacements augmentent avec l'application de la charge, ces derniers passent de 2,9 cm à 12,7cm lorsque la charge passe de 10 à 100 kN /m². On remarque aussi, que l'étendue des déplacements augmente, où le volume touché par les variations est très grand.

Le facteur de sécurité a diminué avec l'application de la charge, où plus la charge augmente plus le coefficient de sécurité diminue, ce coefficient passe de 1.059 à 1.031, ce qui permet de dire qu'il y a instabilité du talus.

3.3.1.4 Modélisation numérique du talus avec terrassement d'une partie.

Ce site va abriter d'autres projets, (comme les routes) d'où on a voulu étudier le talus dans le cas où un terrassement sera réalisé, alors on a modélisé le talus soumis à une charge plus un terrassement.

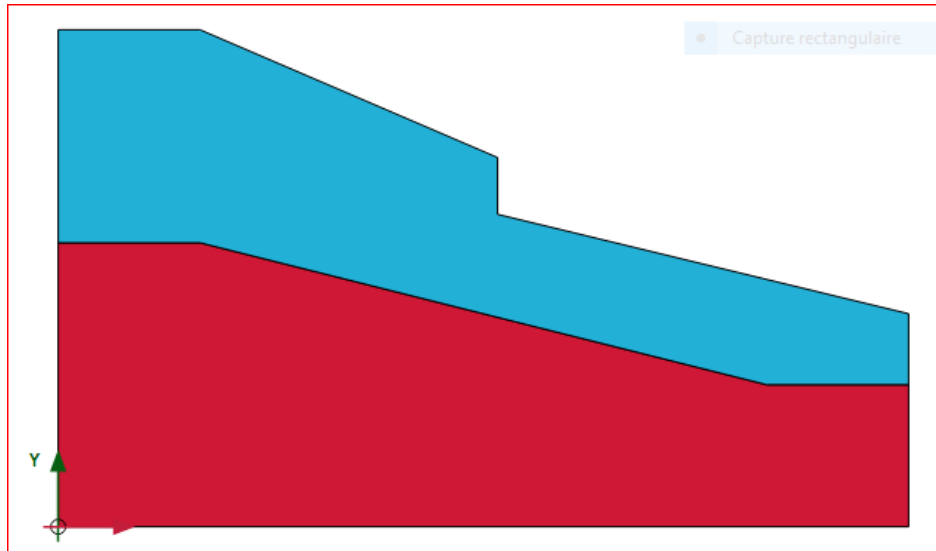


Figure IV.10 : Modélisation du talus avec réalisation d'un terrassement.

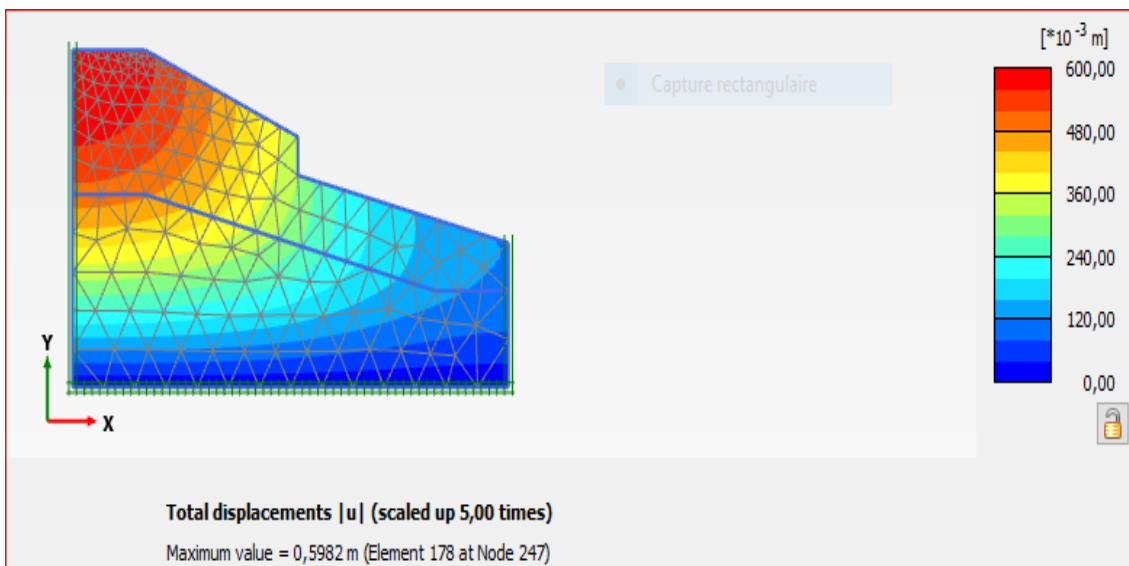


Figure IV.11: Contour des déplacements totaux après terrassement.

- **Interprétation :**

On remarque à partir de ces résultats, que les déplacements ont beaucoup augmenté après terrassement qui sont de l'ordre de 60cm, et le coefficient de sécurité a chuté jusqu'à 0,256.

Dans le tableau suivant, les valeurs du coefficient de sécurité des différents cas sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI .3: valeurs des coefficient de sécurité	
Cas statique	Coefficient de sécurité
Sous poids propre	1.290
Avec nappe phréatique	1.109
Avec chargement à 10KN/m ²	1.059
Avec chargement à 1000KN/m ²	1.031
Après terrassement	0.256

- **Commentaire :**

La réalisation d'un terrassement montre que le talus se trouve dans un état de glissement **précaire**, ce qui implique une mesure de renforcement et une étude approfondie du site.

3.2.2 Modélisation avec le modèle soft Soil model SSM.

On a vu en haut la réponse du sol dans les différents cas avec le modèle de comportement de Mohr-Coulomb, dans ce qui suit on effectue une modélisation de même talus avec le modèle Soft soil, les paramètres de comportement de ce modèle sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.les paramètres utilisés dans modélisation avec modèle S. S. M					
Paramètres	Modèle	Lamda *	kappa k *	C	ϕ °
Sol 1	S .S.M	0.08	0.013	10	9.5
Sol2	S.S.M	0.065	6.5X10 ³	20	26

3.2.2.1 Modélisation numérique du talus sous son poids propre.

En premier lieu, on effectue la modélisation du talus sous son poids propre, le résultat est montré par la figure suivante :

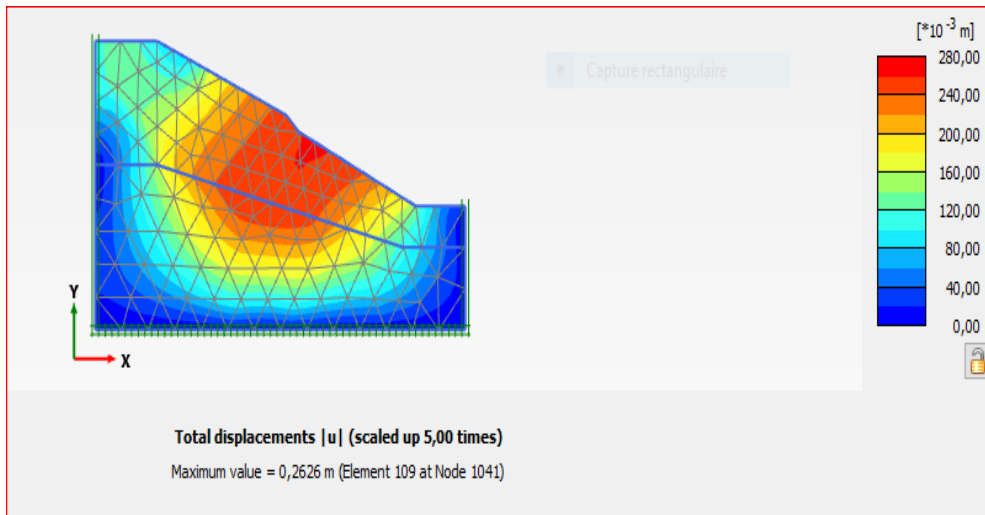


Figure IV.12 : Contour des déplacements au niveau du talus sous son poids propre.

- **Interprétation :**

On remarque à partir de cette figure que les déplacements ont augmenté et dépassent ceux trouvés avec le modèle de Mohr-Coulomb, on remarque aussi que l'étendu des déformations est plus grand. Pour le coefficient de sécurité est presque le même.

3.2.2.2 Modélisation numérique du talus en présence d'une nappe phréatique

Dans ce cas, on a inséré une nappe à une profondeur de 20m du sommet du talus, comme il est déjà fait avec le modèle de Mohr-Coulomb.

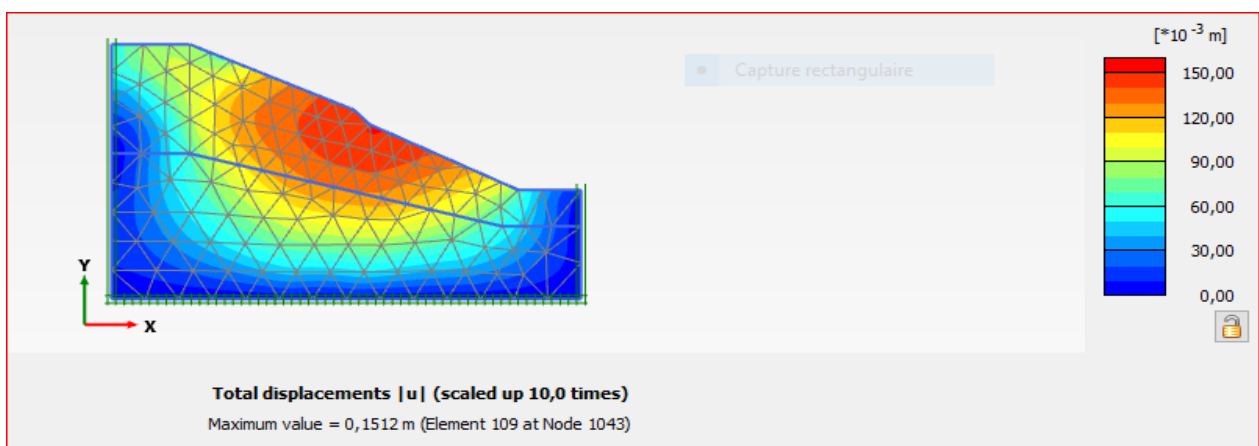


Figure IV.13 : Contour de des déplacements dans le talus en présence d'une nappe phréatique.

Dans ce cas, on remarque une diminution du déplacement total comparé à celui du talus sous son poids propre, alors que le coefficient de sécurité a diminué ($F_s = 1.209$).

3.1.2.3 Modélisation numérique du talus avec application d'une charge.

➤ **Modélisation numérique du talus soumis à une charge de 10KN/m^2 .**

La charge appliquée est une charge de 10KN au sommet du talus.

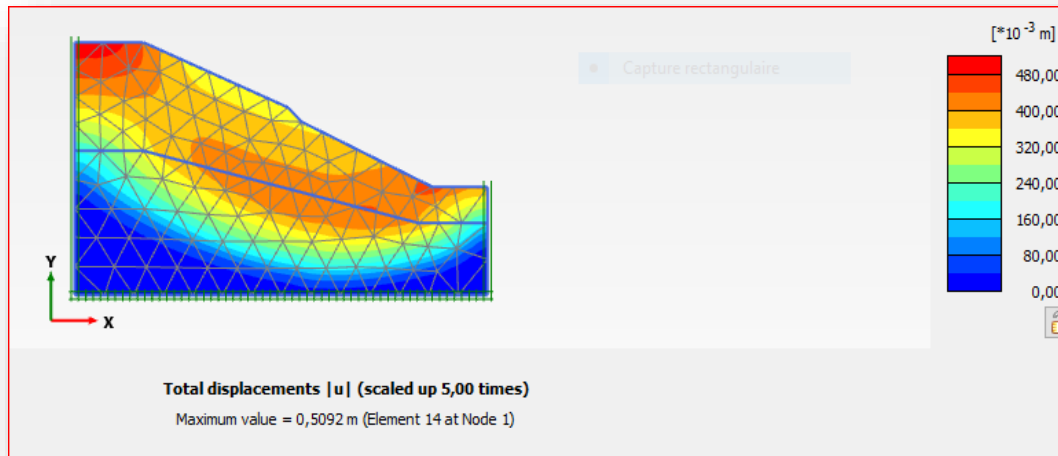


Figure IV.14 : Contour de des déplacements dans le talus en présence d'une charge de 10KN/m^2 , ($F_s=1.397$).

➤ **Modélisation numérique du talus soumis à une charge de 100KN/m^2**

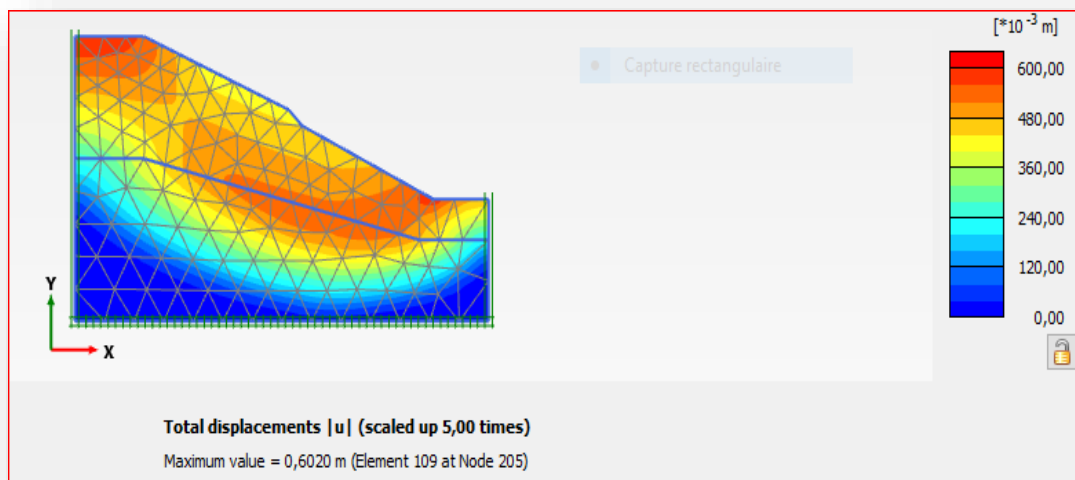


Figure IV.15 : Contour de des déplacements dans le talus en présence d'une charge de 100KN/m^2 , ($F_s=1.402$).

3.3 Interprétations des résultats

Pour faire une comparaison des deux modèles, nous avons récapitulé les résultats obtenus dans le tableau suivant.

Tableau IV.5 tableau récapitulatif des résultats obtenus		
Modèle de comportement	Valeurs de déplacement avec modèle de MOHR-COULOMB (cm)	Valeurs de déplacement avec modèle de SOFT SOIL model (cm)
Sous poids propre	0.16	26.26
Avec nappe	0.28	15.12
Avec chargement de 10KN/m ²	2.97	50.92
Avec chargement de 100KN/m ²	12.76	60.20

Commentaire

D'après les résultats du tableau, on remarque que les déplacements résultant de la modélisation avec le modèle S.S.M sont beaucoup plus importants que ceux obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb. Ce qui implique de faire plus d'études et explorer ce modèle.

4. Modélisation du modèle avec renforcement.

4.1 Définition de renforcement.

Le clouage est une technique de renforcement des sols mise en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes.

➤ **Caractéristiques du clouage.**

Les caractéristiques des clous qui seront introduits dans le talus sont données par le tableau suivant :

Paramètres	Valeurs
Hauteur	3 m
Largeur	6m
Diamètre	10
L'angle d'inclinaison	10
Epaisseur de béton projeté	25cm

4.2. Modélisation du talus conforté avec renforcement sous son poids propre.

Dans cette étude, on place un mur de clous au milieu du talus, au même niveau où on a prévu un terrassement, comme il est illustré sur la figure.

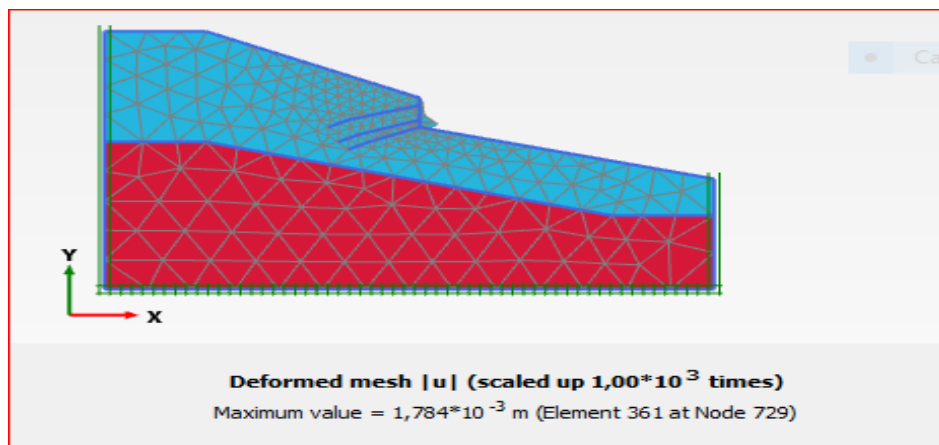


Figure IV.16 : Résultats de la modélisation du talus sous son poids propre

Le résultat de la modélisation du talus avec renforcement est donné par la figure ci-dessous.

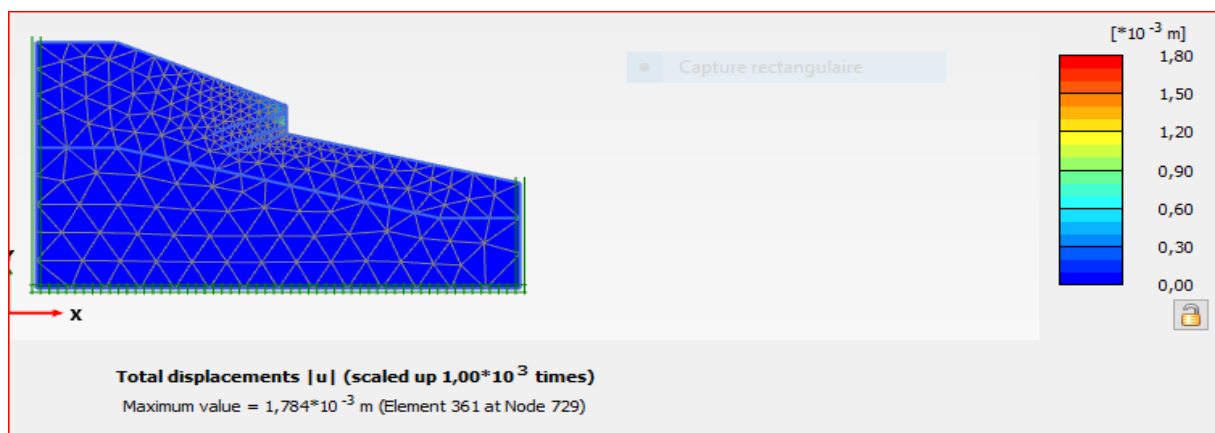


Figure IV.17 : Valeur de déplacement total après renforcement, le coefficient de sécurité (Fs=1.851).

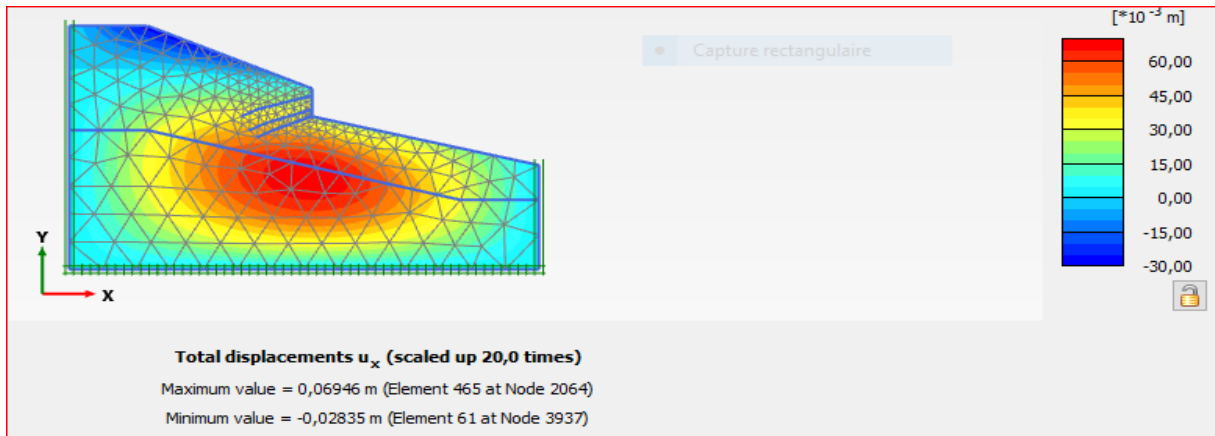


Figure IV.18: Contour des déplacements horizontaux après renforcement par clouage.

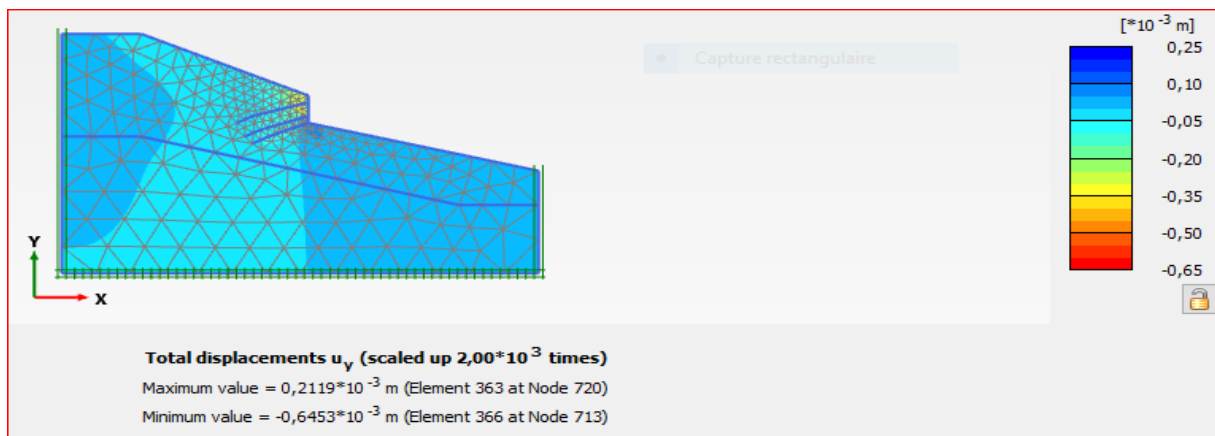


Figure IV.19: Contour des déplacements verticaux après renforcement par clouage.

4.3. Modélisation du talus avec renforcement en présence d'une nappe phréatique.

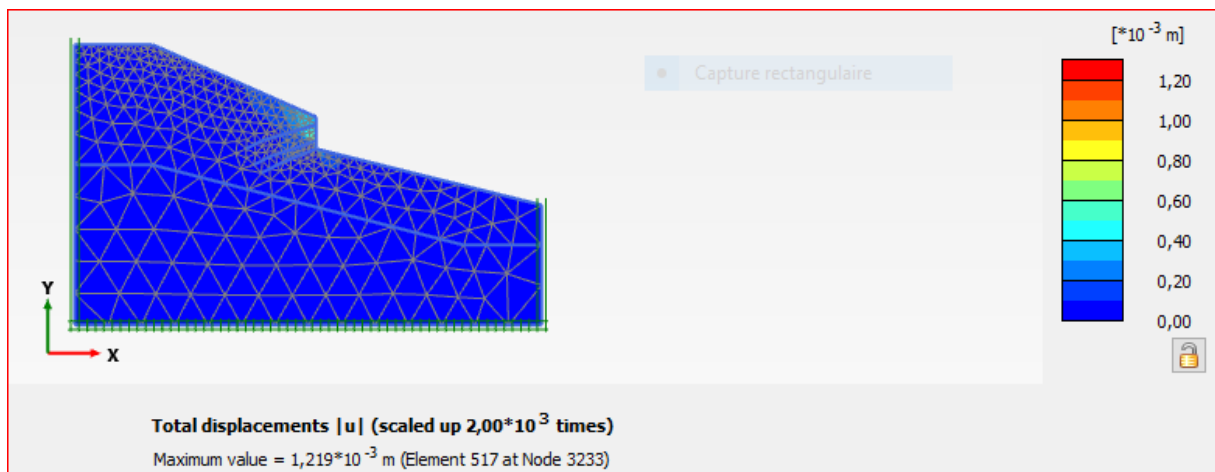


Figure IV.20: Valeur de déplacement total après renforcement en présence d'une nappe, le coefficient de sécurité ($F_s=1.714$).

- **Interprétations des résultats**

Le talus renforcé avec un mur clou reste stable dans ce cas, car les déplacements ne sont pas importants et le coefficient de sécurité reste supérieur à 1,5.

4.3.3 Modélisation du talus avec renforcement soumis à un chargement.

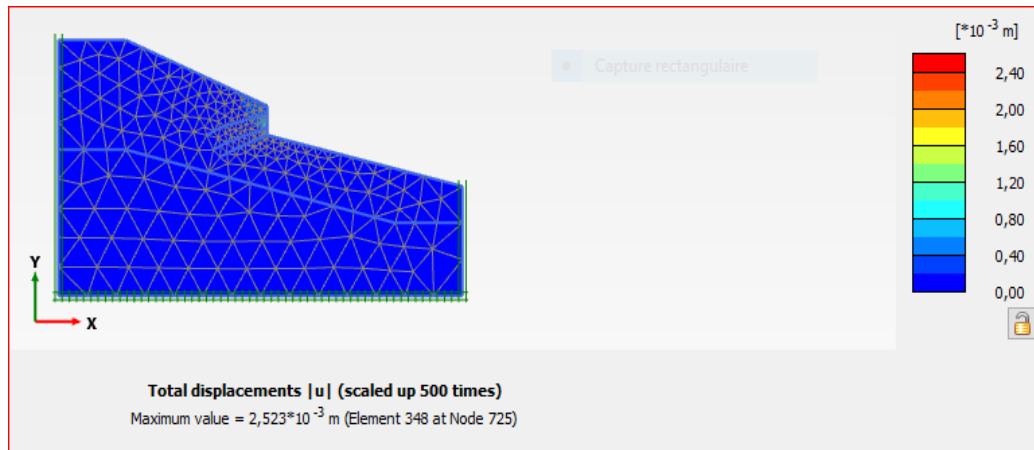


Figure IV.21 : Contour des déplacements après renforcement par clouage en présence d'une charge, le coefficient de sécurité ($F_s=1.706$).

- **Interprétations des résultats**

A partir de ces résultats, on remarque la diminution importante des déplacements lorsque le système de renforcement est placé, et la stabilité du talus est vérifiée puisque le coefficient de sécurité est supérieur à 1,5.

5. Conclusion.

Dans ce chapitre, des différentes simulations numériques du talus étudié ont été effectuées, où le talus était considéré sous son poids propre, avec présence d'une nappe et avec application de charge, le modèle de comportement utilisé est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.

D'après ces premiers résultats obtenus, on a remarqué que les déplacements augmentent en présence de nappe et de charges, et le coefficient de sécurité diminue, ce qui met en évidence l'influence de ces paramètres sur la stabilité de talus.

Vu la diversité, des comportements des sols et des modèles de comportement existant dans la bibliothèque de PLAXIS, on a modélisé le même talus avec un autre modèle élastoplastique mais avec écrouissage, qui le soft soil model.

Les résultats des simulations numériques avec ce modèle sont très intéressants vu la différence importantes des valeurs des déplacements par rapports à celles obtenues avec le modèle de Mohr-Coulomb, aussi l'étendu de ces déplacement est plus important avec le SSM, qu'avec Mohr-Coulomb.

Enfin, la simulation du talus avec renforcement par un système de clouage a fait augmenter le coefficient de sécurité et diminué les déplacements, ce qui fera une bonne solution pour la stabilité du talus.

Conclusion générale

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans la première partie de ce mémoire, qui peut être utilisée comme guide méthodologique, et reste ouvert à toute amélioration et développement. Dans la plupart des cas, la recherche d'un système de parade reste indispensable.

La pénétration autoroutière reliant la ville de TIZI- OUZOU à l'autoroute EST-OUEST, qui présente des problèmes complexes d'instabilité qui suivie toujours avec étude géologique –géotechnique qui a été fait dans l'entreprise INZAMAC.

Avant passer à la modélisation numérique de notre cas d'étude, une impose une collecte des données à partir des rapports de sol effectuée par l'entreprise INZAMAC. puis l'analyse et l'interprétation de ces données afin d'extraire celles utiles à l'étude.

L'utilisation de PLAXIS dans l'analyse de la stabilité des talus, ne permis de donner une réponse chiffrée en terme de coefficient de sécurité sur l'instabilité du talus, puis on à choisie la méthode de renforcement par clous, comme solution.

Après l'analyse, nous avons enregistré la diminution de coefficient de sécurité et augmentation des déplacements avec les deux méthodes : MOHR-COULOMB et SOFT SOIL.

Enfin, la simulation du talus avec renforcement par un système de clouage a fais augmenté le coefficient de sécurité et diminué les déplacements, ce qui fera une bonne solution pour la stabilité du talus.

Références bibliographiques

BALI ET BOUKERAS ,2018: Mémoire de master, études géotechnique de glissements terraina mascara ,123 page, université DJILLALI BOUNAAMA de KHEMIS MILIANA.

AISSA MAMOUNE S.M.HADJ BOUCHAIB, 2013 : Les glissements des terrains, cours géotechnique, centre universitaire d'Ain Temo uchent, Algérie.

DJAMEL EDDINE BENOUIS : étude d'un glissement de terrain par différents méthodes, mémoire d'ingénieur, ingénieur d'état en génie civil option construction civil et industriel 2010 ; université de Saida.

ALFONSI p, 1997 : Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans un glissement de terrain, revue française de géotechnique.

BENAISSA .A ,2003 : Glissement de terrain, calcule de stabilité .ALGER, office des publications universitaire ,2003.

DESODT -JULIEN LAUNAY 02/05/2017 : Les glissements de terrain, modélisation et prévision HORSIN MOLLINARO Clément Hélène.

DONNEES CLIMATIQUE, (2005-2015) : De la région de TIZI OUZOU pour la période source ONM, 2017.

DURVILLE JOL ET SAVE G, 1991 : Stabilité des pentes, glissement en terrain meuble .paris technique de l'ingénieur ,1991 .

DURVILLE JOL ET SAVE G, 1996 : Stabilité des pentes, glissement en terrain meuble. technique de l'ingénieur, c 254.

CHRISTAIN CHAPEAU ET JEAN LOUIS DURVILLE, septembre 2005 : L'aux et les risques de glissement de terrain.

FLAGEOLLET J.C ,1989 : Les mouvements de terrains et leur prévention, Edition Masson, série géographie, paris.

REIFFSTECK PH : Stabilité des pentes, mécanique des sols avancée, France.

JEAN LOUIS DURVILLE : Note sur les calcule de stabilité des talus avec surface de rupture.

DESODT JULIEN LAUNAY : Les glissements de terrain, modélisation et prévision.

SCHLOSSER .F et UNTERREINNE. P 1991 : Renforcement des sols par inclusion, PARIS.

ANFOR ,1997 : Essai œdométrique, norme française XP P 94-090-1.

YAIAOUI et ZIBZNI ,2013 : Mémoire de master étude de confortement d'un glissement de terrain profond, Bejaïa.

LARIBI ABDELLAH ,2015 : Analyse et modélisation d'un glissement de terrain ; mémoire master, université de KHEMIS MILIANA.

BLONDEAF ,1979 : les méthodes d'Analyse de stabilité BULL, labo .p.ch, spécial p.56-62.

BOUAFIA .A, 2009 : Glissement de terrain et confortement .Edition page bleu.

S.G EVANS et J.J CLAGUE: « «Recent Climatic change and catastrophic geomorphic processes in montain environment », geomorphology, vol.10-1994, p107-128.