



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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

جامعة البليدة 1
UNIVERSITE DE BLIDA 1

كلية التكنولوجيا - دائرة الهندسة المدنية
FACULTE DE TECHNOLOGIE - DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION "GEOTECHNIQUE"

Thème :

"ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SURVENU SUR
L'EVITEMENT DE LA VILLE DE CHERCHELL ET
PROPOSITION DE SOLUTION DE STABILITE"

Établi par :

OUGUENOUN Hakima
&
RARRBO Wissam

Promoteur :

Dr. ZITOUNI Zein El-Abidine

DEDICACES

En signe d'amour de gratitude et de respect, je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents, la source de mon inspiration, qui m'ont donné la vie et que ma vie n'est rien sans eux et qui ont été à mes côtés durant tout mon parcours, je souhaite qu'Allah me les protège ;
- Ma très chère tante Karima qui est ma deuxième mère et qui m'a apporté le support et l'aide tout au long de ma démarche ;
- Mes deux chers frères Abd Arrazak et Abd Errahmane, qui ont rendu agréable ma vie dans ma grande famille ;
- Mon cher mari Abd Essalam qui a patienté et m'a encouragé et soutenu durant mes années d'études ;
- Mon cher fils bébé Abd El-Karim, qu'Allah me le garde ;
- Ma chère petite sœur Imène ;
- Ma chère Wissam, mon binôme dans ce travail de fin d'études ;
- À tous les membres de ma famille, mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Hakima

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à tous ceux qui sont toujours présents dans mon cœur : mes très chers parents pour leurs soutiens, leurs patiences et

leurs sacrifices ;

A mon chère frère Amirouche, à mes chères sœurs Imen, Soumia, Houda et

Rania, pour m'avoir encouragé et être toujours à mes cotés ;

A mes chères neveux et nièces Mohamed Amine, Nilly Yassmine et Rihame ;

A tous les membres de la famille Rarrbo et Bousbaci ;

A tous mes amis et collègues exceptionnels Zineb, Amel, Kaouther et

Khadidja ;

A ma chère Hakima, mon binôme dans ce travail de fin d'études ;

A toute la promotion Géotechnique 2018 / 2019 ;

Wissam

INTRODUCTION GENERALE

Le manque de terrains plats a amené les habitants à construire sur les pentes et sur les ruisseaux et les vallées, à éliminer la végétation et à construire des routes menant aux sites de ces installations et à forer et extraire des carrières pour extraire des roches et du sol à des fins de construction. La zone entraîne la rupture des forces de liaison entre les couches de roche et leur chute et le sol glisse.

Le glissement de terrain est une catastrophe environnementale et se produit généralement sur les pentes lorsque les facteurs en cause sont disponibles et peuvent s'effondrer soudainement ou par étapes ou par intervalles.

La stabilisation des glissements de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique. L'ingénieur géotechnicien dispose d'une panoplie de techniques de stabilisation et d'atténuation, qui se regroupent en trois grandes familles à savoir : les changements apportés à la géométrie, les techniques de drainage ainsi que les différents types de renforcement (souples et rigides).

Notre étude concerne un glissement de terrain qui s'est produit pendant la réalisation du contournement de la ville de Cherchell, sur une distance de 17.5 km dans la zone du PK12.

L'objectif de notre étude est d'étudier les raisons de ce glissement et de concevoir un système de confortement pour la mise en sécurité de la zone du glissement.

Le présent travail comporte cinq parties, qui sont les suivantes :

Un premier chapitre sur l'étude bibliographique comportant des définitions sur les types de glissement, les moyens de reconnaissance des sols et les différents types de soutènement.

Un deuxième chapitre qui portera sur l'étude de reconnaissance préliminaire de notre site (situation géographique, géologie, hydrogéologie, le climat, etc....), la morphologie de la région ainsi que les différents désordres dus aux glissements de terrains.

Le troisième chapitre portera sur l'investigation géotechnique et les différents essais réalisés sur notre site d'étude.

Un quatrième chapitre contient l'expertise et le calcul de stabilité dans le but de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité.

Le cinquième chapitre portera sur la conception et l'étude des différents systèmes de confortement avec une comparaison entre les solutions proposées.

On conclura le projet par une conclusion générale qui reprend l'essentiel de ce que nous avons proposé comme méthodes d'étude et de calcul de confortement du glissement étudié, ainsi que tous les résultats auxquels nous sommes arrivés au sujet de l'ouvrage de confortement du glissement et enfin aux résultats de la comparaison technico-financière.

REMERCIEMENTS

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier **الله** le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions en deuxième lieu nos très chers parents, qui nous ont guidé durant les moments les plus pénibles au cours de ce long chemin ; en effet, nos mères nous ont donné l'espoir pour achever nos études, et nos pères ont sacrifié toute leur vie, afin de nous voir devenir ce que nous sommes ; un grand merci à vous nos parents.

Nous exprimons toute notre profonde reconnaissance à notre encadreur Dr. ZITOUNI Zine El-Abidine, pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Nous remercions aussi Monsieur KARADANIZ El-Hachemi, ingénieur en géotechnique, pour ses précieux conseils

Nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Nos remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Blida 1, pour le savoir dans le domaine de génie civil qui ont bien voulu nous le transmettre avec compétence.

Hakima & Wissam

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Liste des figures	
Liste des photos	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale	

CHAPITRE I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Généralité sur le glissement d'un terrain	3
I.1.1.Introduction.....	3
I.1.2. Les mouvements des terrains.....	3
I.1.2.1.Les différentes formes d'instabilités d'un terrain.....	3
A) Le fluage.....	4
B) Les coulées boueuses.....	4
C) Les éboulements.....	5
D) Glissement de terrain.....	5
I.1.2.2. Classification des glissements de terrain.....	7
a) Vitesse moyenne de glissement de terrain.....	8
b) Profondeur de glissement	8
I.1.2.3. Causes des glissements de terrain.....	8
I.1.3. Reconnaissance du site.....	8
I.1.3.1.Etude géologique	9
I.1.3.2.Etude hydrogéologique.....	9
I.1.3.3. Etude géotechnique.....	10
A) Sondage et prélèvement d'échantillon.....	10
B) Les essais géotechniques.....	10
C) Les essais in situ.....	10
D) Les essais au laboratoire.....	11
I.2. Méthodes d'analyse de stabilité au glissement	12
I.2.1. Introduction.....	12
I.2.2. Notion sur la résistance au cisaillement du sol.....	12
I.2.2.1. Critère de Mohr-Coulomb.....	12

TABLE DES MATIERES

I.2.3. Définition de coefficient de sécurité (Fs)	13
I.2.4. Méthodes de calcul de stabilité	14
I.2.4.1. Méthode d'équilibre limite	14
A) Méthode de Fellenius	16
B) La méthode de BISHOP [1954]	17
C) La méthode de perturbation.....	18
D) La méthode de Taylor.....	20
E) La méthode de Janbu simplifiée	21
F) La méthode de Morgenstem-Price 1965	21
G) La méthode de Spencer	22
I.2.4.2. Méthodes des caractéristiques de contraintes	23
I.2.4.3. Méthode des éléments finis	23
I.2.5. Choix de la méthode	24
I.2.6. Récapitulation des hypothèses et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.....	24
I.3. Méthode de confortement des terrains en pente.....	26
I.3.1. Introduction	26
I.3.2. Principales techniques de confortement.....	26
I.3.2.1. Confortement par terrassements.....	26
A) Remblai de pied.....	27
B) Allègement en tête.....	28
C) Reprofilage.....	28
D) Substitution totale ou partielle.....	29
E) Effet de la végétation.....	29
I.3.2.2. Dispositifs de drainages.....	29
A) Collecte et canalisation des eaux de surface.....	30
B) Tranchées drainantes.....	30
C) Drains subhorizontaux.....	31
D) Drains verticaux, galeries drainantes.....	32
E) Domaine d'utilisation	32
I.3.2.3. Confortement mécanique.....	33
A) Ouvrages de soutènements.....	33
1. Soutènement rigide.....	33
2. Soutènement souple.....	33

TABLE DES MATIERES

B) Inclusion d'éléments souples ou rigides.....	33
1. Les clous et micro-pieux.....	34
2. Pieux et barrette.....	35
C) Les tirants d'ancrage.....	35
I.4. Conclusion.....	36

CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction.....	38
II.2. Présentation du projet.....	38
II.2.1. Localisation du site.....	39
II.3. Géologie	40
II.3.1. Géologie régionale.....	40
II.3.2. Géologie locale(au droit du tracé)	40
II.3.2.1. Géologie superficielle	40
II.3.2.2. Géologie en profondeur	41
A) La strate du système crétacé	41
B) Les strates miocènes	41
C) Stratigraphie du Quaternaire(couche d'alluvions).....	41
II.4. Hydrogéologie	41
II.5. Cadre sismique.....	42
II.6. Climats de la région.....	43
II.7. Description de notre glissement.....	44
II.8. Raison possible de notre glissement.....	45
II.9. Conclusion.....	46

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE III: SYNTHES D'ETUDE GEOTECHNIQUE REALISEE

III.1. Introduction.....	47
III.2. Travaux d'investigation sur le terrain et essais au laboratoire et in-situ	47
III.2.1. Catégories d'essais de laboratoire	47
III.2.2. Liste des essais de laboratoire réalisés.....	47
III.2.2.1. Essais identification.....	49
A) Poids volumique.....	49
B) Teneur en eau naturelle.....	49
C) Degré de saturation.....	49
D) Analyse granulométrique.....	49
E) Limite d'Atterberg.....	51
F) Valeur au bleu de méthylène.....	52
III.2.2.2. Essais mécanique.....	53
A) Essai de compression simple	53
B) Essai de résistance au cisaillement.....	53
III.3. Interprétation des essais sur place.....	54
III.3.1.Sondage carotté	54
III.3.2.Sondage pressiométrique.....	55
III.3.2.1.Définition.....	55
III.3.3. Résultats des essais in-situ.....	56
III.3.4.1. Essai pressiométrique	56
III.3.4.2. Les sondages carottés.....	56
III.4.Proposition d'un profil géotechnique.....	57
III.4.1. Lithologie du site.....	57
III.5. L'étude de l'homogénéité des caractéristiques	57
III.5.1.Couche d'argile.....	57
III.6. Conclusion.....	59

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE IV: CALCUL DE LA STABILITE ET SOLUTIONS DE CONFORTEMENT

IV.1. Introduction.....	60
IV.2. Présentation du logiciel TALREN v4.....	60
IV.2.1. Les avantage de TALREN4	61
IV.2.2. Méthodes de calcul utilisé par TALREN4	63
IV.2.3. Hypothèses de calcul	63
IV.3. Présentation du logiciel GEO05.V.19.....	63
IV.4. Modélisation et calcul de facteur de sécurité.....	63
IV.4.1. Profile d'analyse	64
IV.4.2. L'effet de séisme sur le facteur de sécurité.....	66
IV.5. Proposition d'ouvrage de confortement.....	67
IV.5.1. Confortement par pieux avec tranchée drainante.....	67
IV.5.2. Confortement par géotextile.....	73
IV.5.3. Confortement par paroi moulée.....	75
IV.6. Conclusion.....	78

CHAPITRE V: ETUDE COMPARATIVE

V.1. Introduction	79
V.2. Comparaisons technico-financière entre les trois solutions.....	79
V.2.1. Comparaisons technique.....	79
V.2.2. Comparaisons financière.....	80
V.3. Conclusion.....	81

TABLE DES MATIERES

CONCLUSION GENERALE

Le principal objectif de l'étude que nous avons menée, dans le cadre du projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master en géotechnique, est d'étudier la stabilité du talus d'un glissement de terrain survenu au contournement de la ville de Cherrhell, sur une distance de 17,5 km de la RN11 au PK12+000.

A cet effet, nous avons d'abord analysé le glissement sur les lieux, pour déterminer les raisons de ce glissement. Il nous est apparu qu'il y a trois raisons essentielles, à savoir "Les terrassements faits pour réaliser la route", "la nature du sol de type argile limoneuse assez friables" et "les eaux de sources existantes sous le lieu du glissement, ainsi que les eaux pluviales qui s'infiltrent dans le sol et qui provoquent des ruissellements importants".

Nous avons ensuite analysé la stabilité du talus non renforcé ; les valeurs du coefficient de sécurité sont dans ce cas inadmissibles ; le site sans ouvrage de soutènement n'est donc pas stable.

Pour stabiliser le talus, nous avons proposé trois variantes :

- 1^{ère} variante : "Rideau de pieux" ;
- 2^{ème} variante : "Renforcement par géotextile" ;
- 3^{ème} variante : "Parois moulée".

Techniquement, toutes ces solutions de renforcement donnent des coefficients de sécurité admissibles.

Par contre, sur le plan financier, le calcul a montré qu'il y a une nette différence entre les montants de réalisation des trois variantes; En effet, par ordre croissant de ces variantes, le premier est celui des pieux, égal à 55 800 000 DA, le deuxième est celui de la paroi moulée, égale à 77 490 000 DA, et la variante renforcement par géotextile avec un montant de 147294806 DA. Raison pour laquelle, nous recommandons d'adopter la variante "Rideau de pieux" pour stabiliser le site ; cette variante consiste à la réalisation de 62 pieux non jointifs ayant un diamètre $\varnothing = 1.0\text{m}$ et une longueur $L = 18.0\text{m}$.

LISTE DES PHOTOS

LISTE DES PHOTOS

Chapitre I

Photo I.1: Fluage (RN11, CHRCHEL, Algérie).....	4
Photo I.2: Coulée de boue a tizi ouzou.....	5
Photo I.3: Eboulement d'Aokas bejaia 2015.....	5
Photo I.4: Glissement de terrain année 2010(Taiwan).....	6
Photo I.5: Exemple d'un glissement plan.....	6
Photo I.6: Exemple d'un glissement rotationnel simple.....	7
Photo I.7: Exemple d'un glissement rotationnel multiple En bordure de la rivière chicoutimi.....	7
Photo I.8: Photo d'un Clouage de talus instables.....	34

Chapitre II

Photo II.1: Photo satellitaire du site.....	39
Photo II.2: Argile avec des intercalations de bancs de grés très minces.....	40
Photo II.3: Eroulement d'une masse de terre.....	44
Photo II.4: Effondrement de terrain.....	45
Photo II.5: Modification des pentes.....	45

Chapitre III

Photo III.1: Echantillon de sol extraite par sondage carotté SC 1.....	54
Photo III.2: Echantillon de sol extraite par sondage carotté SC2.....	54
Photo III.3: La zone des deux sondages.....	55
Photo III.4: Photo de prélèvement de sondage carotté.....	55
Photo III.5: Plan d'implantation des sondages carrotés.....	57

LISTE DES PHOTOS

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: Le mécanisme de fluage.....	4
Figure I.2: Coulée de boue.....	5
Figure I.3: Mécanisme de glissement plan.....	6
Figure I.4: Mécanisme de glissement rotationnel simple.....	7
Figure I.5: Mécanisme d'un glissement rotationnel complexe.....	7
Figure I.6: Forces agissant sur une tranche.....	15
Figure I.7: Hypothèse de Bishop détaillée sur une tranche.....	18
Figure I.8: Abaque de Taylor pour un sol purement cohérent ($F_s=1$).....	20
Figure I.9: Les fonctions typiques de $f(x)$	22
Figure I.10: Résultante des forces parallèles-spencer.....	23
Figure I.11: Les différentes actions de terrassement.....	27
Figure I.12: Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte.....	27
Figure I.13: Allègement en tête.....	28
Figure I.14: Technique de reprofilage.....	28
Figure I.15: Confortement par substitution.....	29
Figure I.16: Coupe transversale d'une tranchée drainante.....	31
Figure I.17: Implantation d'un drain subhorizontal.....	32
Figure I.18: Schéma présente Le principe du drainage vertical.....	32
Figure I.19: Stabilisation par ancrages précontraints.....	34

CHAPITRE II

Figure II.1: Unités géologique de la ville de Cherchell.....	39
Figure II.2: Classification sismique des wilayas d'Alger.....	43
Figure II.3: Diagramme et courbe climatique de Cherchell.....	43

CHPITRE IV

Figure IV.1: Interface de Talren4.....	60
Figure IV.2: Navigateur des phases et situations.....	61
Figure IV.3: Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.....	61
Figure IV.4: Exemple de tableau récapitulatif des surcharges.....	62
Figure IV.5: Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.....	62
Figure IV.6: Modélisation de la coupe verticale.....	64
Figure IV.7: Facteur de sécurité par la méthode de Bishop	65
Figure IV.8: Facteur de sécurité par la méthode de Fellenius	65
Figure IV.9: L'effet de séisme sur la facture de sécurit par la méthode de Bishop.....	66
Figure IV.10: L'effet de séisme sur le facture de sécurité par la méthode de Fellenius	66
Figure IV.11: les caractéristiques des pieux	67
Figure IV.12: La structure de pieux en 3D.....	68
Figure IV.13: Résultat trouvé par la méthode de Bishop	68
Figure IV.14: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius	69
Figure IV.15: Résultat trouvé par la méthode de Bishop	69
Figure IV.16: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius	70
Figure IV.17: Les sollicitations mobilisées dans la structure (pieux).....	70
Figure IV.18: Résultat des forces internes appliquées à la structure (pieux).....	71
Figure IV.19: Résultat de déformation et la pression appliquée à la structure (pieux).....	71
Figure IV.20: Résultat du tassement.....	72
Figure IV.21: Détaille de ferrailage de pieux.....	73
Figure IV.22: Echantillons de géotextiles.....	73
Figure IV.23: Résultat trouvé par la méthode de Bishop	74
Figure IV.24: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius	74
Figure IV.25: Résultat trouvé par la méthode de Bishop	75
Figure IV.26: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius	75
Figure IV.27: Les caractéristiques de la paroi moulée	76

LISTES DES FIGURES

Figure IV.28: Résultat par la méthode de Bishop.....	76
Figure IV.29: Résultat sans par la méthode de Fellenius.....	77
Figure IV.30: Résultat sans par la méthode de Bishop.....	77
Figure IV.31: Résultat par la méthode de Fellenius.....	78

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone.

C : Cohésion du sol.

C' : Cohésion effective su sol.

φ : Angle de frottement.

σ : Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

σ' : Contrainte effective.

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

τ_{\max} : Résistance au cisaillement du sol.

Fs : Coefficient de sécurité.

σ_i : Valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i.

σ_{i0} : Valeur initiale approché ,générelement égale à $\lambda h \cos 2\alpha$.

P : fonction de perturbation.

W : Poids de la tranche.

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche.

T : Force d'inter tranché verticale de cisaillement entre les tranches.

b : Largeur de tranche ;

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

b : Largeur de la tranche.

ω_n : Teneur en eau.

γ_h : Poids volumique humide.

γ_d : Poids volumique sèche.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

Sr : Degré de saturation.

W_L : Limite de liquidité.

W_P : Limite de plasticité.

I_P : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

LISTE DES SYMBOLES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.....	8
Tableau I.2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	8
Tableau I.3: Formules de calcul du coefficient de sécurité.....	14
Tableau I.4: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.....	24

Chapitre II

Tableau II.1: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version2003).....	42
Tableau II.2: Tableau climatique de la ville de Cherehell.....	44

Chapitre III

Tableau III.1: Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site.....	48
Tableau III.2: Récapitulatif les résultats des essais physique.....	49
Tableau III.3: Récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique	50
Tableau III.4: Résultats de la classification des sols.....	51
Tableau III.5: Récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg.....	51
Tableau III.6: Les résultats de VBs.....	52
Tableau III.7: Les mesures de résistance à la compression simple.....	53
Tableau III.8: Résultats de la résistance au cisaillement de sol du site.....	53
Tableau III.9: Récapitulatif les résultats de l'essai pressiométrique.....	56

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre V

Tableau V.1: Le devis quantitatif et estimatif de renforcement par pieux.....	80
Tableau V.2: Le devis quantitatif et estimatif de renforcement par géotextile.....	80
Tableau V.3: Le devis quantitatif et estimatif de renforcement par paroi moulée.....	81

I.1 GENERALITE SUR LE GLISSEMENT D'UN TERRAIN

I.1.1 INTRODUCTION

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent 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.

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou pouvant devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoque des dégâts au niveau des infrastructures considérables.

Stabiliser les glissements de terrain est une tâche importante dans la géotechnique.

I.1.2. LES MOUVEMENTS DES TERRAINS

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.)

Les glissements de terrain sont l'un des types de mouvement gravitaire(ou mouvement de masse de géo matériau) La quantité de matériaux mis en mouvement peut être relativement peu importante jusqu'à affecter des masses énormes.

Seuls les mouvements brutaux et soudains (chute de pierres, avalanche de sérac) provoquent des victimes. Mais les mouvements de terrains ont des effets souvent considérables sur le bâti qui vont de simples fissurations des crépis à l'obligation d'abandonner jusqu'à des villages entiers devenus dangereux.

I.1.2.1.Les différentes formes d'instabilités d'un terrain

Des glissements de terrain peuvent également impliquer d'autres types de mouvements, soit au début de la rupture ou même plus tard.

Il existe diverses classifications de glissements de terrain, qui sont fonction du type mouvement et du type du matériau déplacé, ainsi on définit :

1. Le fluage ;
2. La coulée boueuse ;
3. Les éboulements ;
4. Les glissements ;

- Glissement plan ;
- Glissement rotationnel simple ;
- Glissement rotationnel complexe.

A) Le fluage

Déformation progressive d'un matériau soumis à un effort prolongé (par opposition à la déformation élastique qui à charge constante, est indépendante de temps.)

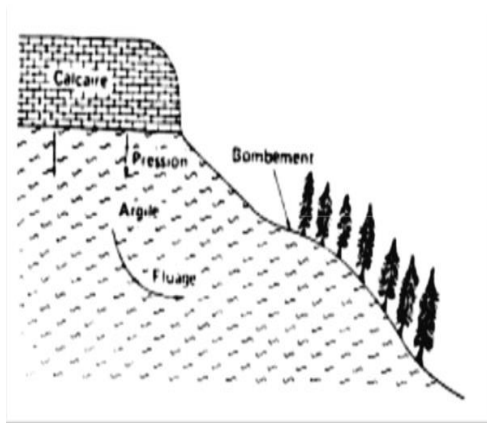


Figure I.1 : Le phénomène de fluage. [9]



Photo I.1 : Fluage (RN11, CHRCHEL, Algérie). [1]

B) Les coulées boueuses

Les coulées boueuses sont des phénomènes très rapides affectant des masses de matériaux remaniés, soumis à de forte concentration en eau, sur de faibles épaisseurs généralement (0-5 m). Ce type de phénomène est caractérisé par un fort remaniement des masses déplacées, une cinématique rapide et une propagation importante.

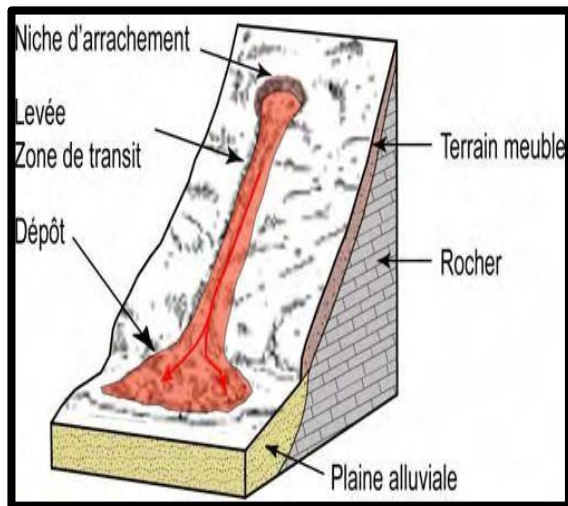


Figure 1.2 : coulée de boue. [13]



Photo I.2 : Coulée de boue a tizi ouzou. [2]

C) Les éboulements

Ce phénomène touche les massifs rocheux. On parle d'éboulement, lorsque le volume déplacé est compris entre 100 et 10000m³ par événement.



Photo I.3 : Eboulement d'Aokas, Bejaia 2015. [17]

D) Glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture.



Photo I.4: Glissement de terrain année 2010(Taiwan). [9]

➤ **Glissement plan**

Ce type de glissements se caractérise par une surface de rupture plane se développant souvent à la faveur d'une couche mince de caractéristiques mécaniques médiocres.

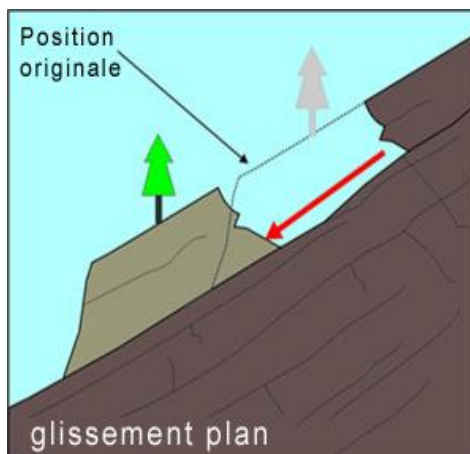


Figure I.3: Mécanisme de glissement plan. [3]



Photo1.5 : Exemple d'un glissement plan. [9]

➤ **Glissement rotationnel simple**

C'est un glissement de terrain sur lequel la surface de rupture est incurvée vers le haut. et le plus fréquent.

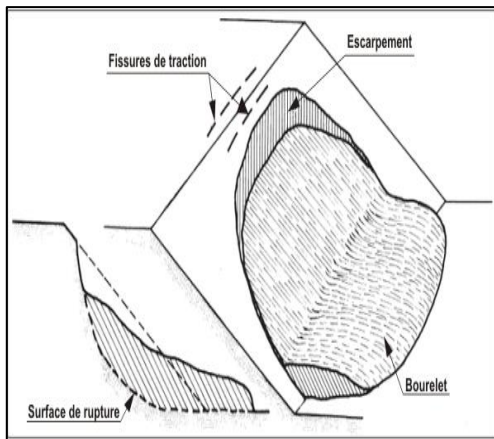


Figure 1.4 : Mécanisme de glissement rotationnel simple. [16]



photo1.6 : Exemple d'un glissement rotationnel simple.[4]

➤ **Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit de glissements multiples les uns dans les autres.

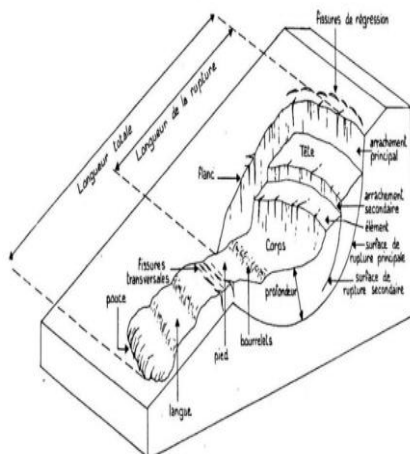


Figure I.5 : Mécanisme d'un glissement rotationnel complexe.[10]



photoI.7 : Exemple d'un glissement rotationnel multiple En bordure de la rivière chicoutimi.[2]

I.1.2.2. Classification des glissements de terrain

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements.

a) Vitesse moyenne de glissement de terrain

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau I.1 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

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

b) Profondeur de glissement

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau I.2 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

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

I.1.2.3. Causes des glissements de terrains

Les causes de glissement de terrain sont classées en 3 grandes catégories :

- Géométriques
- Hydrauliques
- Mécaniques

I.1.3. RECONNAISSANCE DU SITE

L'étude de la stabilité d'un terrain ne peut être menée qu'en possession des données d'une reconnaissance détaillée du terrain.

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent :

I.1.3.1. Etude géologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site :

- Nature des terrains du substratum,
- Épaisseur des formations superficielles,
- Présence de failles, etc.

L'étude géologique il faut s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages ; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages ;
- levés morphologique et géologique de terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible) : géologie, géomorphologie, etc. ;
- géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment) ;
- sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

I.1.3.2. Etude hydrogéologique

L'eau joue un rôle majeur dans le glissement de terrain alors l'étude hydrogéologique est très importante.

Grace à cette étude nous pouvons déterminer la distribution de la pression interstitielle dans le sol.

Les techniques utilisées sont ;

- La piézométrie ;
- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits ;
- Les mesures de débits de sources ;
- Le recueil des données météorologiques.

I.1.3.3. Etude géotechnique

L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations.

Cette étude a pour but de :

- ✓ Définir avec précision la géologie du site étudié ;
- ✓ Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pentes ;
- ✓ Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement ;
- ✓ Mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.

A) Sondage et prélèvement d'échantillon

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après une étude géotechnique effectuée au préalable. Le prélèvement d'échantillons peut se faire à partir d'une :

- tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols ;
- carottier pour la mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols.

B) Les essais géotechniques

Elle se manifeste par les différents procédés qui peuvent être mis en œuvre sur le terrain, pour obtenir une description correcte des différentes couches du sol et de préciser la configuration générale de la zone étudiée.

Elle doit donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées :

- Les essais in situ ;
- Les essais au laboratoire.

C) Les essais in situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur

échantillons Intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

- Sondages et forages ;
- Echantillonnage et essais dans les sols granulaires ;
- Essai inclinométrique et piézométrique.

D) Les essais au laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par sondage carottage, on définit :

- Le poids spécifique;
- La teneur en eau;
- Les limites d'Atterberg ;
- La granulométrie;
- La résistance au cisaillement (φ et c) ;
- Analyse chimique;
- Essai œnométrique.

II.1. INTRODUCTION

Des mouvements de terrain sont apparus sur un versant situé au niveau du contournement de la Ville de Cherchell sur 17 Km dans la wilaya de Tipaza.

Dans ce chapitre, nous définissons le projet, avec principalement sa localisation, ses données climatiques, géologiques, hydrologiques, morphologiques et l'ensemble des observations correspondant au glissement de terrain avec les résultats des différentes investigations opérées, cela pour déterminer les facteurs et causes du déclenchement de ce dernier.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

Le tracé du projet de la Réalisation du Contournement de la Ville de Cherchell sur 17.5KM commence de l'échangeur du PK45 de la voie express de Bou-Ismaïl à Cherchell. Il contourne la ville de Cherchell et se termine à la commune Sidi Ghilès.

Le ralliement du nouveau projet à la RN11 se fera par l'exécution de deux pénétrantes : pénétrant (1) au PK7+170 en passage supérieur, et pénétrant (2) au PK12+270 en passage inférieur.

La géomorphologie très accidentée du site contrainte de franchir la zone située entre le PK6+300 et le PK625 par un tunnel de 325m de longueur.

Le projet compte également six (06) viaducs à la traversée des grands oueds (Haizer , El Hammam, Sidi Ghiles etc .) et des zones accidentée, Dont les longueurs respectives sont les suivantes :

- Viaduc 1 : L= 1550 m (PK 2 +800 au PK4+350)/hauteur pile max=88.34 m
- Viaduc 2 : L= 965 m (PK 9 +410 au PK10+375)/hauteur pile max=104.46 m
- Viaduc 3 : L= 650 m (PK 11 +150 au PK11+800)/hauteur pile max=73.93m
- Viaduc 4 : L= 275 m (PK 13 +200 au PK13+475)/hauteur pile max=41.78m
- Viaduc 5 : L= 325 m (PK14 +050 au PK14+375)/hauteur pile max=33.11m
- Viaduc6 : L= 600 m (PK15 +150 au PK15+725)/hauteur pile max=69.61m

Après les travaux de la partie Pk12+075 et Pk11+950, réservée à la construction du route, un glissement de terrain important s'est produit, suite à les sources d'eau.

II.2.1. LOCALISATION DU SITE

Le contournement situé dans le nord de l'Algérie, entre la Wilaya de Tipaza. Le contournement de la ville de Cherchell sera aménagé en deux fois deux voies sur un linéaire total de 17.5 kms, il démarre du futur échangeur voie express RN11-CW109, jusqu'au giratoire RN11-CW103 proximité de Hadjret Ennous, qui se trouve à quelques encab Le site a pour coordonnées géographiques :

- Altitude : 146 m ;
- Latitude : 36°33'51.04"N;
- Longitude : 2°14'13.78"E.

La vue satellitaire « Google » suivante (figure II.1), présente la zone instable. lures de Sidi Ghiles (côté Est).



Photo II.1 : photo satellitaire du site [6]

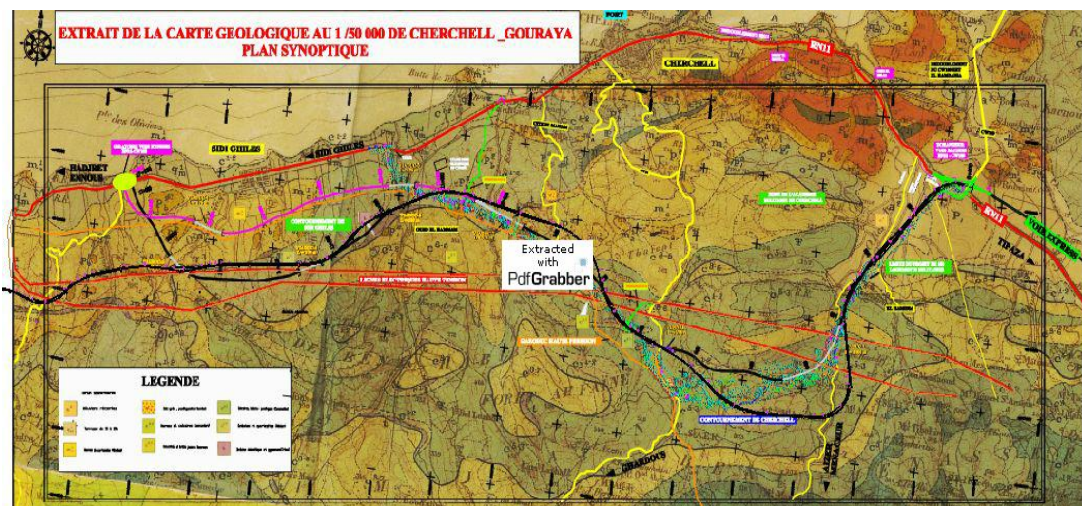


Figure II.1 : Unités géologique de la ville de Cherchell. [6]

II.3. GEOLOGIE

II.3.1. GEOLOGIE REGIONALE

La région de Cherchell appartient au domaine de l'Atlas tellien (tell septentrional), elle comprend plusieurs zones stratigraphiques et tectoniques différenciées, d'après la carte géologique au 1/50 000ème de Cherchell Gouraya, à savoir :

Le Néogène transgressif, occupant les parties déprimées bordant la mer (zone synclinales), constituent ainsi le prolongement du sahel d'Alger et de Tipaza (côté Ouest de la feuille de Cherchell Gouraya); Il comprend :

- La molasse (bancs de calcaires sableux avec des lits sableux), et marnes grises du Pliocène.
- Marne, grès et poudingues du Miocène (quaternaire).

Un socle métamorphique ancien du Chenoua, formé de roches métamorphiques, schistes, surmontés de grès rouges du Permo-Trias.

Des vallées larges remblayées par les alluvions des oueds (Hachem et Damous).

A ce complexe, métamorphique et sédimentaire, sont associées des roches.

II.3.2. GEOLOGIE LOCALE (AU DROIT DU TRACE)

II.3.2.1. Géologie superficielle

En reconnaissant sur le site et analysant de la carte géologique (1 /50000) de Cherchell-Gouraya pour distinguer l'état géologique de la partie peu profonde au long du tracé, dont la plus grande partie est le terrain Crétacé qui est très représentatif dans la zone de Cherchell, et composé de la plupart du massif montagneux ondulé.

Voilà les figures de l'état naturel du terrain superficiel au long du tracé :



Photo II.2 : Argile avec des intercalations de bancs de grès très minces. [6]

II.3.2.2. Géologie en profondeur

Identifier le caractère de la strate en état naturel au long de la route, d'après le profil d'exploration géologique du carottage, le test d'essai pressiométrique et le résultat des tests de laboratoire.

Distinguer la distribution latérale du stratigraphique au long du contournement de la ville de Cherchell.

A) La strate du système créacé

- Le schiste
- Les grès calcaires
- L'argile schisteuse
- Roche altérée complète et sol résiduel

B) Les strates miocènes

Les strates miocènes ne se dévoilent pas dans le tronçon de modification, il manque donc la formation de cette couche.

C) Stratigraphie du Quaternaire (couche d'alluvions)

Cette couche au long du tronçon de modification montre une distribution inégale, dans laquelle se répartit généralement une zone de terrasse de vallée.

Cette couche, qui se forme en bas d'argile, contenant de grandes quantités de gravier et la pierre concassée.

II.4. HYDROGEOLOGIE

La région de Cherchell est drainée par de nombreux oueds importants à savoir :

O. Bellah, O. Hafiri, O. El Hamam O. Sidi Ghiles Messelmoune, O. Hachem, etc. ; qui ont déterminé la formation des plaines alluviales quaternaires.

Les schistes, grès de calcaire concassés, argiles et alluvions s'occupent de la distribution et de la circulation de l'eau sous terrain au long du tronçon de modification.

L'eau souterraine à l'état naturel à une profondeur de 3.6m sous la surface selon le sondage, et il n'existe pas d'eau souterraine dans autres points de sondage.

II.5. CADRE SISMIQUE

Le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long terme, de ce fait, la sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles para sismiques algériennes RPA 99/version 2003.

L'ouvrage doit être classé dans l'un des quatre groupes de fines ci-après :

Groupe1A : Ouvrages d'importance vitale.

Groupe1B : Ouvrages de grande importance.

Groupe2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Groupe3 : Ouvrages de faible importance.

Tableau II.1: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).

zone				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	0.12	20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Le projet de contournement de la ville de Cherchell est considéré d'une grande importance (groupe 1B), et d'après la carte de zonage sismique insérée ci-dessous, la région de Cherchell appartient à la Zone III (sismicité élevée) ; le coefficient d'accélération à prendre en compte est : $A=0.30$.

La sismicité actuelle s'inscrit dans la continuité des mouvements Plio- Quaternaires, il est par conséquent impératif de prendre en considération le facteur sismique dans le dimensionnement des ouvrages d'art.

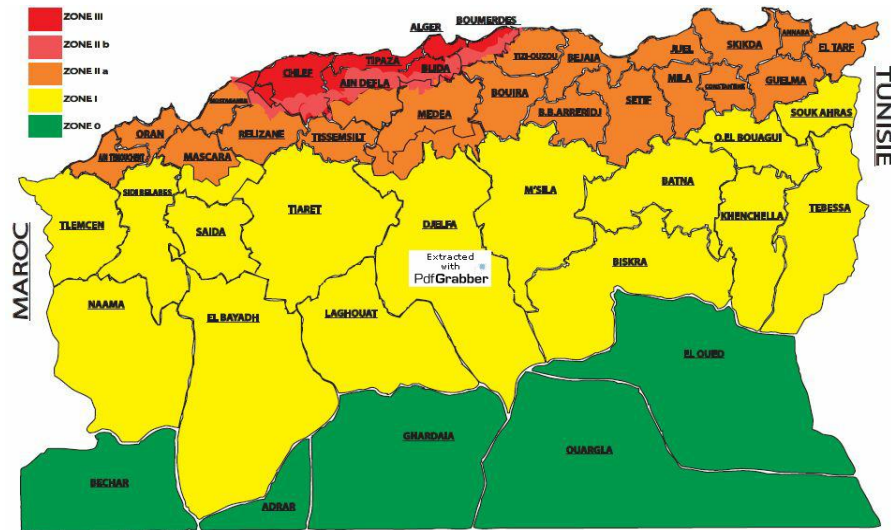


Figure II.2 : classification sismique des wilayas d’Alger. [6]

II.6. CLIMATS DE LA REGION

Le climat de Cherchell est chaud et tempéré. La pluie dans Cherchell tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. Cherchell affiche 19.1 °C de température en moyenne sur toute l'année. La moyenne des précipitations annuelles atteints 608 mm.

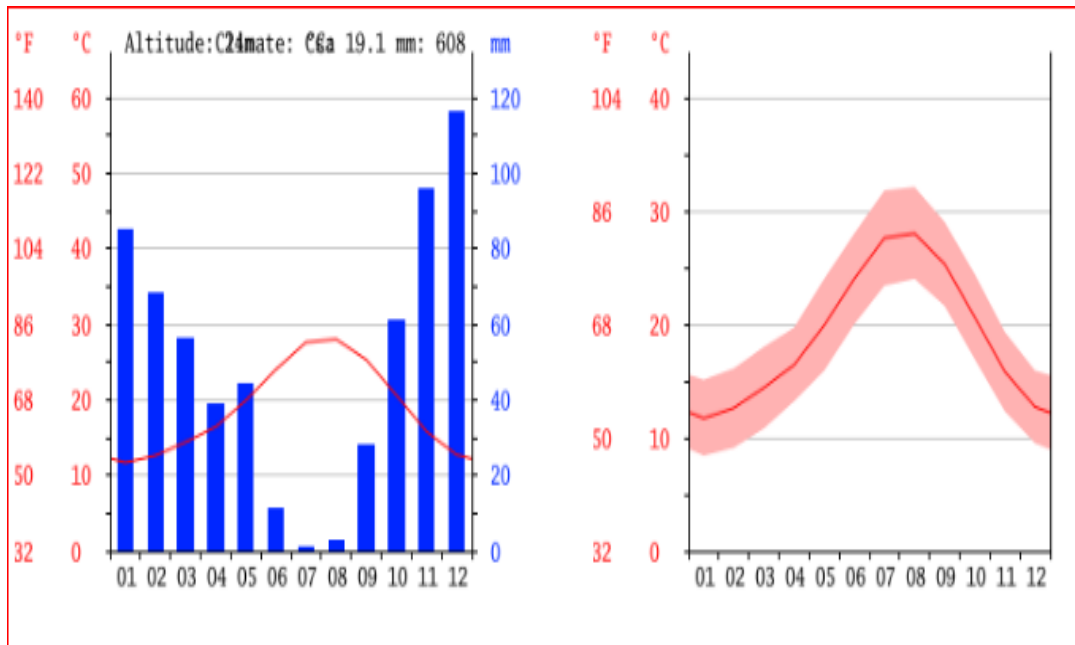


Figure II.3 : diagramme et courbe climatique de Cherchell. [7]

Tableau II.2 : tableau climatique de la ville de Cherchell.

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	11. DES7	12.6	14.4	16.4	19.9	24	27.6	28	25.3	20.6	15.8	12.7
Température minimale moyenne (°C)	8.4	9.1	10.8	13.2	15.9	20	23.4	24	21.6	16.9	12.3	9.5
Température maximale (°C)	15.1	16.1	18	19.7	24	28	31.8	32.1	29	24.4	19.3	15.9
Précipitations (mm)	85	68	56	39	44	11	1	3	28	61	96	116

II.7 DESCRIPTION DE NOTRE GLISSEMENT

La description du site est basée sur nos visites. Parmi les observations sur le terrain, nous mentionnons la détérioration suivante:



Photo II.3 : Ecoulement d’une masse de terre. [6]

- Des dégâts **naturels**.



Photo II.4 : Effondrement de terrain. [6]

- Eroulement d'une importante masse de terre du talus.

II.8. RAISON POSSIBLE DE NOTRE GLISSEMENT

- Conditions morphologiques (géométriques) : La dénivellation, L'inclinaison



Photo II.5: Modification des pentes. [6]

- Conditions géotechniques (géologiques) : la nature des matériaux formant le talus (argile limoneuse assez friable) ;
- Conditions climatiques : L'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau, les sources d'eau et le ruissellement des eaux ;

- Conditions mécanique: Terrassement qui à enlevé les terres qui servaient du butée et ayant généré des talus raides .

II.9.CONCLISION

D'après les donnes géologique et hydrogéologique, sismique, climatique de se projet et d'après la connaissance des causes de notre glissement on peut poser des solutions adéquats pour la rectification du glissement de terrain de notre projet.

I.2. METHODES D'ANALYSE DE STABILITE AU GLISSEMENT

I.2.1. INTRODUCTION

Le calcul de la stabilité des talus, après détermination de la résistance au cisaillement, de la pression de l'eau interstitielle, de la géométrie de la pente..., doivent être effectués pour s'assurer que les forces stabilisantes ont suffisantes et supérieures à celle qui tend à provoquer une pente à l'échec.

Plusieurs méthodes de calcul des pentes ont été élaborées par différents auteurs afin d'analyser et de prévoir l'instabilité de certaines pentes. Ces méthodes s'appuient sur la recherche de la relation entre la cinématique du mouvement, les mécanismes de déformation et les facteurs influants.

La détermination du facteur de sécurité est très importante, elle permet de s'assurer que les forces stabilisantes sont suffisantes et supérieures à celles qui tendent à provoquer la rupture des pentes.

I.2.2. NOTION SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SOL

A l'état de rupture, La loi de HOOK n'est plus valable, on utilise alors une nouvelle loi appelée Critère de rupture représentée par la courbe intrinsèque qui est l'enveloppe des cercles de MOHR correspondant à la rupture.

Au moment de la rupture d'un sol, il y'a un glissement entre les particules solides, d'où le terme résistance au cisaillement.

On définit la résistance au cisaillement des sols comme la contrainte maximale que peut supporter un sol.

I.2.2.1. Critère de Mohr-Coulomb

Pour la plupart des méthodes de calcul de la rupture, on utilise le critère de la loi de plasticité de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Dans lequel τ et σ désignant la contrainte tangentielle et normale sur une surface de rupture donnée.

c Et φ désignent la cohésion et l'angle de frottement interne du sol eu point considéré. Ce critère est valable pour un corps homogène monophasique, mais malgré que le sol et souvent hétérogène on applique ce critère pour les bousions des calculs.

I.2.3. DEFINITION DE COEFFICIENT DE SECURITE (Fs)

Le coefficient de sécurité, FS, est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface de rupture considérée.

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Où :

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol ;

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

Si $F > 1$: il n'y a pas rupture (talus stable).

Si $F < 1$: il y'a rupture (talus très instable).

Si $F = 1$: il y a équilibre limite.

Où :

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1.1) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{\tau_{ult}}{F_s} \quad (1.1)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb, si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1.2) est écrite comme :

$$\tau = \frac{C + \sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (1.2)$$

Ou :

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (1.3)$$

Avec

C : La cohésion du sol ;

φ : L'angle de frottement du sol ;

σ : La contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1.4) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F_s} \quad (1.4)$$

Où

c' et ϕ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et u est la pression de l'eau interstitielle.

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

Tableau I.3: Formules de calcul du coefficient de sécurité [15]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$
Rapport de forces	$F = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$
Rapport de moments	$F = \frac{M_{résist}}{M_{moteur}}$

I.2.4. METHODES DE CALCUL DE STABILITE

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois catégories :

- Méthodes d'équilibre limite
- Méthode d'éléments finis
- Méthodes des caractéristiques de contraintes (ou des lignes de glissement)

I.2.4.1. Méthode d'équilibre limite

Ces méthodes supposent que la rupture se manifeste le long d'une courbe plane au sein du massif, le reste du sol est en équilibre surabondant. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable $y(x)$. Le matériau sol est caractérisé par l'angle de frottement ϕ , la cohésion C et le poids volumique γ .

Les méthodes d'équilibre limites reposent sur le principe suivant :

- Découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches ;
- D'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure I.6.

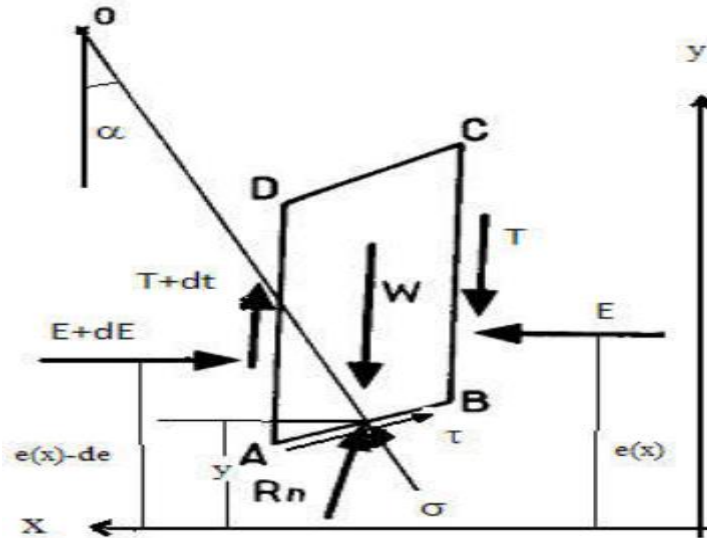


Figure I.6 : Forces agissant sur une tranche. [4]

Avec :

W - Poids de la tranche ;

E - Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche ;

T - Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches ;

σ - Force normale sur le fond de la tranche ;

τ - Force de cisaillement sur le fond de la tranche ;

$e(x)$ est l'équation des points d'application des forces inter-tranches.

L'équilibre des forces horizontales, verticales et des moments (par rapport à la base de la tranche) donne respectivement :

$$E - (E + dE) - \tau \cos \alpha ds + \sigma \sin \alpha ds = 0 \tag{1.5}$$

$$-T + (T + dT) - \gamma h \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds + \sigma \cos \alpha ds = 0 \tag{1.6}$$

$$T - E \frac{de}{dx} + \frac{dE}{dx(e-y)} = 0 \tag{1.7}$$

Avec :

$$dX = ds \cos \alpha$$

La combinaison des équations permet d'écrire les contraintes normales et tangentielles comme suit :

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\frac{\tan \alpha dE}{dX} + \frac{dT}{dX} + \gamma h \right] \quad (1.8)$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left[\frac{dE}{dX} + \frac{\tan \alpha dT}{dX} + \gamma h \tan \alpha \right] \quad (1.9)$$

Ces contraintes vérifient le critère de rupture de Mohr –Coulomb :

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (1.10)$$

Ainsi, on dispose de 4 équations à 5 inconnues, à savoir :

$T(x), E(x), \sigma(x), \tau(x)$ et $e(x)$.

Le problème est indéterminé et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire. C'est d'ailleurs le point de divergence de différentes méthodes des tranches.

Les méthodes des tranches les plus connues sont :

- ✓ Fellenius (1927)
- ✓ Taylor (1948)
- ✓ Caquot (1954)
- ✓ Janbu (1954)
- ✓ Biarez (1955)
- ✓ Bishop (1954)
- ✓ Morgenstern de Price (1965)
- ✓ Méthode des perturbations de Raulin et Toubol (1974)

On se limite ci-après à l'étude des méthodes de Fellenius, et de Bishop et des perturbations.

A) La méthode de Fellenius

Hypothèses

Il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro. Et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (N_n) et l'autre tangentielle (T_n).

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches sur les moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches.

La force normale à la base de la tranche est calculée en additionnant les forces dans la direction perpendiculaire à la direction de la base de la tranche. Une fois que la force normale est calculée, les moments par rapport au centre du cercle de glissement sont additionnés pour calculer le coefficient de sécurité.

Le facteur global de sécurité peut être défini pour les N tranches est (k=1,N) :

$$F_s = \frac{\sum \text{Momentrésistant}}{\sum \text{Momentmoteur}} = \frac{\sum_k R (C_k ds_k + \sigma ds_k tg \varphi_k)}{\sum_k RW_k \sin \alpha_k} \quad (1.11)$$

Dans le cas particulier d'un talus non chargé, la contrainte normale σ est donnée par l'équation et le facteur de sécurité devient :

$$F_s = \frac{\sum \text{Momentrésistant}}{\sum \text{Momentmoteur}} = \frac{\sum_k (C_k \frac{b}{\cos \alpha_k} + W_k \cos \alpha_k tg \varphi_k)}{\sum_k W_k \sin \alpha_k} \quad (1.12)$$

Avec

b : largeur de tranche ;

w : poids de tranche tel que $w = (s=b*h)$;

α : L'angle de l'inclinaison ;

C_k et φ_k sont les caractéristique mécaniques de la couche traversée par la tranche k.

La stabilité de glissement est assurée si la valeur minimale est supérieure à 1,5. C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

B) La méthode de BISHOP [1954]

Hypothèse

Cette méthode est fondée sur l'hypothèse que les forces inter tranches sont horizontales. La surface de glissement est également supposée circulaire. Les forces sont additionnées dans la direction verticale. L'équation d'équilibre résultante est combinée avec l'équation de (Mohr-Coulomb) et avec la définition du coefficient de sécurité pour déterminer les forces à la base de la tranche.

Le facteur sécurité F_s est constant le long de surface de glissement.

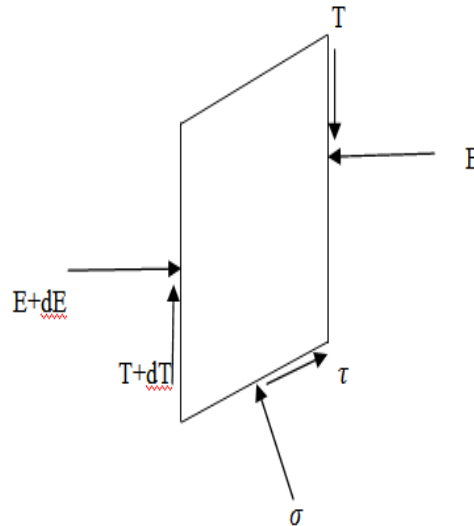


Figure I.7: Hypothèse de Bishop détaillée sur une tranche. [4]

Le facteur global de sécurité peut être défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c_k b + W_k \tan \phi_k}{\cos \alpha_k + \frac{\sin \alpha_k \tan \phi_k}{F_s}}}{\sum W_k \sin \sigma_k} \quad (1.13)$$

C) La méthode de perturbation

✓ **Hypothèses**

Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaires que non circulaires. En outre, elle vérifie toutes les équations de la statique.

L'hypothèse supplémentaire de cette méthode concerne la distribution de la contrainte normale le long de la surface de rupture. Celle-ci s'écrit :

Le principe de cette méthode est d'analyser l'équilibre global du terrain qui se traduit par les équations suivantes.

Avant d'expliciter cette méthode, on présente d'abord la méthode de Bell qui est exprimé par la formule suivante :

$$\frac{\sigma_i}{l_i} = \lambda_i \frac{(W \cos \alpha_i)}{l_i} + \lambda_2 \sin 2\pi \left(\frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} \right) \quad (1.14)$$

Lorsque x_i varie de x_0 à x_n , $\frac{(x_0 - x_i)}{(x_0 - x_n)}$ varie de 0 à 1 et donc le deuxième terme tend vers 0 quand x_i tend vers x_n ou vers x_0 .

Pour la méthode des perturbations, l'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal σ_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme p . On peut écrire formellement.

$$\sigma_i = \sigma_{i0} p \quad (1.15)$$

Avec :

σ_i : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i .

σ_{i0} : est une valeur initiale approchée, généralement égale à $\lambda h \cos 2\alpha$.

P : fonction de perturbation.

Telle que :

$$p = \mu_1 + \mu_2 \theta(M_i) \quad (1.16)$$

μ_1, μ_2 : paramètres inconnus de perturbation ;

$\theta(M_i)$: fonction de perturbation définie au point M_i de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (μ_1 proche de 1 et μ_2 proche de 0). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber σ_{i0} .

✓ **Choix de σ_{i0} :**

Le choix consiste à formuler σ_{i0} à partir de la méthode de Fellinius ; considérons une tranche de sol verticale sans effort intertranches (hypothèse de Fellinius) son poids est W_i . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à α en M :

$$W_i \cos \alpha_i \quad (1.17)$$

Soit:

$$\sigma_{i0} = W_i \cos \alpha_i \quad (1.18)$$

✓ **Choix de $\theta(M_i)$:**

Des calculs ont été faits à partir des répartitions des contraintes, concluaient à donner $\theta(M_i)$ la valeur de $\tan \alpha_i$ au point considéré.

Donc :

$$\sigma_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \tan \alpha_i) \quad (1.19)$$

Avec :

α_i : angle de facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique) ;

W_i : poids de la tranche i ;

σ_i : effort à la base de la tranche i .

D) La méthode de Taylor

On peut exploiter l'abaque de la figure I.8 pour déterminer N_s en fonction de l'angle β du talus et du coefficient n_d , afin d'étudier les caractéristiques géométriques ou mécaniques de ce talus, en état d'équilibre limite ($F_s=1$), on peut ainsi déduire de l'équation (1.20) la hauteur H_c correspondant à l'équilibre du talus, ou la cohésion minimale C_u^{min} assurant la stabilité au glissement.

On définit le nombre de stabilité par

$$N_s = \frac{\gamma H}{c_u} \tag{1.20}$$

On définit un coefficient de sécurité global par rapport à la hauteur H du talus par :

$$F_s = \frac{H_c}{H} \tag{1.21}$$

Ou par rapport à la cohésion drainée :

$$F_s = \frac{c_u}{c_u^{min}} \tag{1.22}$$

L'abaque précise aussi le type de cercle de glissement.

Pour un angle β supérieur à 53° ; il s'agit d'un glissement par un cercle en pied, et pour un angle plus petit, le type de cercle de glissement dépend de N_s et n_d .

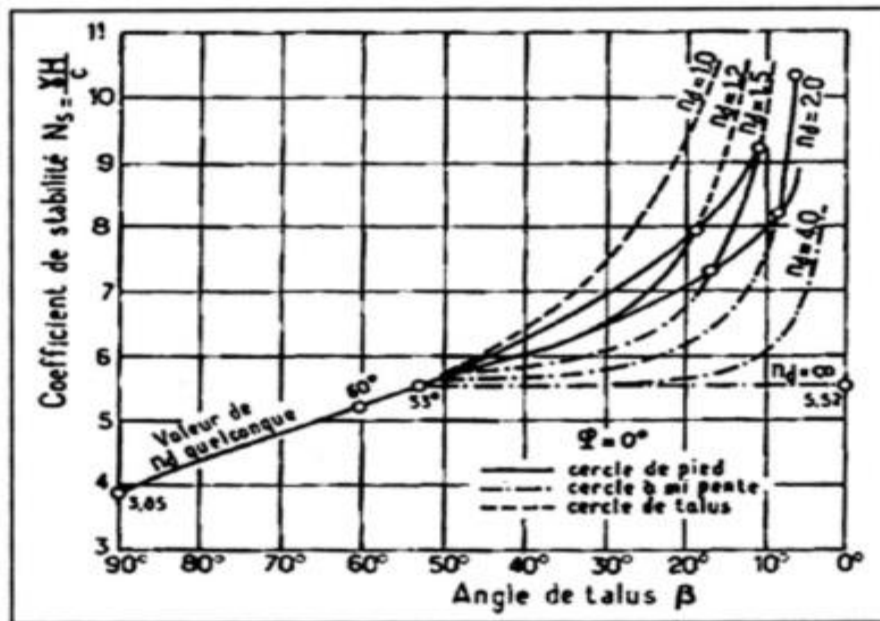


Figure I.8: abaque de Taylor pour un sol purement cohérent ($F_s=1$). [3]

E) La méthode de Janbu simplifiée✓ **Hypothèses**

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F_s = \frac{\sum [c' + (\sigma - ul) \operatorname{tg} \varphi'] \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (1.23)$$

Janbu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur $F = F_s F_0$

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p-u) \operatorname{tg} \varphi')}{n_\alpha} \right]}{\sum w \operatorname{tg} \alpha} \quad (1.24)$$

Et

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s} \right) \quad (1.25)$$

F) La méthode de Morgenstem-Price 1965✓ **Principe**

La méthode consiste à découper le volume de sol intéressé en certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (figure I.9).

✓ **Hypothèses**

En général, cette méthode :

- ❖ Considère les deux forces inter tranches ;
- ❖ suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$;
- ❖ Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;
- ❖ Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

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

$$T = f(x) \lambda E \quad (1.26)$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (I.8).

Avec

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

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

Le facteur de sécurité donnée comme suite :

$$F_s = \frac{\sum[(C'+(N-ul)\text{tg}\phi')\text{sec}\alpha]}{\sum(w-(dT))\text{tg}\alpha + \sum(dE)} \quad (1.27)$$

Le rapport $T/E = \lambda f(x)$, où $f(x)$ est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, λ étant le facteur d'échelle.

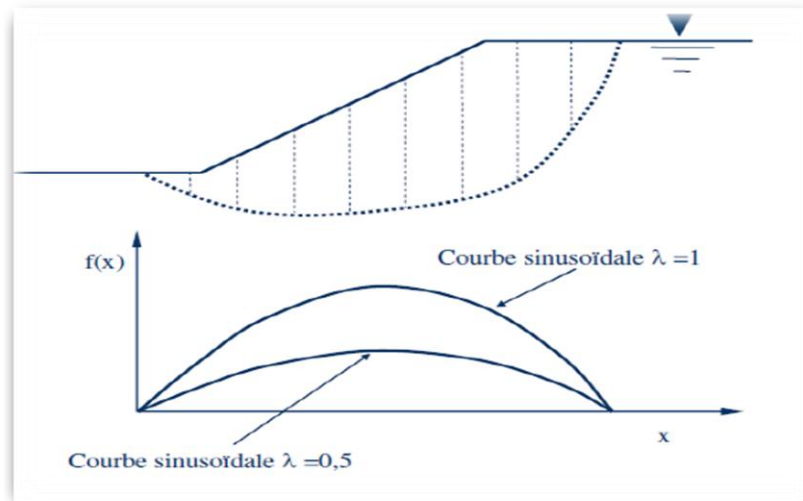


Figure I.9 : les fonctions typiques de $f(x)$. [8]

G) La méthode de Spencer

✓ Hypothèses

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

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

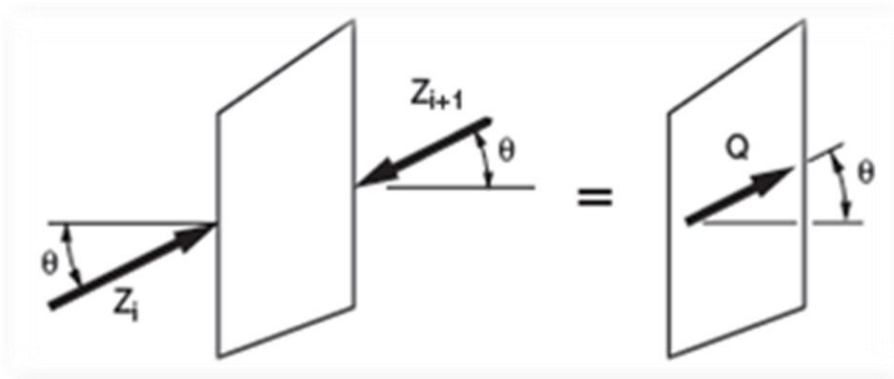


Figure I.10 : Résultante des forces parallèles-spencer. [11]

Spencer est donné le facteur de sécurité comme suit :

$$F_s = \frac{\frac{Cb}{\cos\alpha} [w \cos\alpha - Q \sin(\alpha - \theta)] \tan\varphi}{Q \cos(\alpha - \theta) - w \sin\alpha} \quad (1.28)$$

I.2.4.2. Méthodes des caractéristiques de contraintes

Dans ce cas de méthodes, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite.

Dans ce type des méthodes, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée à priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite. Bien que cette approche due à Sokolovski (1960) n'est pas bien développée.

I.2.4.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis, est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles, un objet (ou une partie d'un objet) dont on veut étudier certaines de ses propriétés. Ces sous-ensembles sont appelés éléments, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds. La discrétisation de l'objet se nomme le maillage, ainsi notre objet est représenté par des fonctions définies sur chaque élément. Ces fonctions

locales ont l'avantage d'être plus simple que celles que l'on pourrait éventuellement utiliser pour représenter la totalité de l'objet.

Lors de notre étude on utilisera cette méthode via le logiciel PLAXIS.

I.2.5. CHOIX DE LA METHODE

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement :

En pratique, on considère trois types de ruptures :

- La rupture plane ;
- La rupture circulaire ;
- La rupture de forme quelconque.

I.2.6. RECAPITULATION DES HYPOTHESES ET DES INCONNUS DANS LES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE

Le tableau (I.4) énumère quelques méthodes d'analyse de la stabilité, ainsi que les hypothèses qui sont faites, et les équations d'équilibres et les inconnus qu'ils soient résolus pour calcul le coefficient de sécurité.

Tableau I.4: Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.

[12]

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	Etendue infinie ; La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	\sum Forces perpendiculaires à la pente. \sum Forces parallèles à la pente.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base.
Fellenius	La surface de rupture est circulaire; Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	Le coefficient de sécurité.
Bishop	La surface de rupture est circulaire; Les forces sur les côtés des tranches sont	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base de la

	horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	\sum des forces dans le sens vertical.	surface de rupture.
Spencer	<p>Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison).</p> <p>La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p>\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<p>Le coefficient de sécurité.</p> <p>La force normale (N) à la base.</p> <p>Inclinaison des forces inter-tranche (θ).</p> <p>Résultante des forces inter-tranches (Z).</p> <p>Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</p>
Morgenstern et Price	<p>Les forces inter tranche de cisaillement sont liée aux forces normale par : $T = \lambda f(x) E$.</p> <p>La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p>\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<p>Le coefficient de sécurité.</p> <p>La force normale (N) à la base.</p> <p>Le coefficient (λ).</p> <p>Les forces inter tranche horizontales.</p> <p>Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</p>
Sarma	<p>Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche.</p> <p>La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</p>	<p>\sum Moments de n'importe qu'elle point sélectionné.</p> <p>\sum des forces dans le sens vertical.</p> <p>\sum des forces dans le sens horizontal.</p>	<p>Le coefficient de sismicité (k).</p> <p>La force normale (N) à la base.</p> <p>Le coefficient (λ).</p> <p>Les forces inter tranche horizontales.</p> <p>Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</p>

I.3. METHODE DE CONFORTEMENT DES TERRAINS EN PENTE

I.3.1. INTRODUCTION

La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Dans cette partie nous présentons des méthodes et concevoir des ouvrages dans le but est de stabiliser les zones affectées par le glissement, par plusieurs méthodes ci-dessus.

I.3.2. PRINCIPALES TECHNIQUES DE CONFORTEMENT

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative, la plus efficace et la moins coûteuse.

D'une manière générale les méthodes de confortement peuvent être subdivisées en trois groupes :

- Confortement par terrassements ;
- Dispositifs de drainage ;
- Confortement mécanique.

I.3.2.1. Confortement par terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement est considéré comme le moyen d'action le plus naturel et le moins cher par rapport aux autres méthodes de confortement. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

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

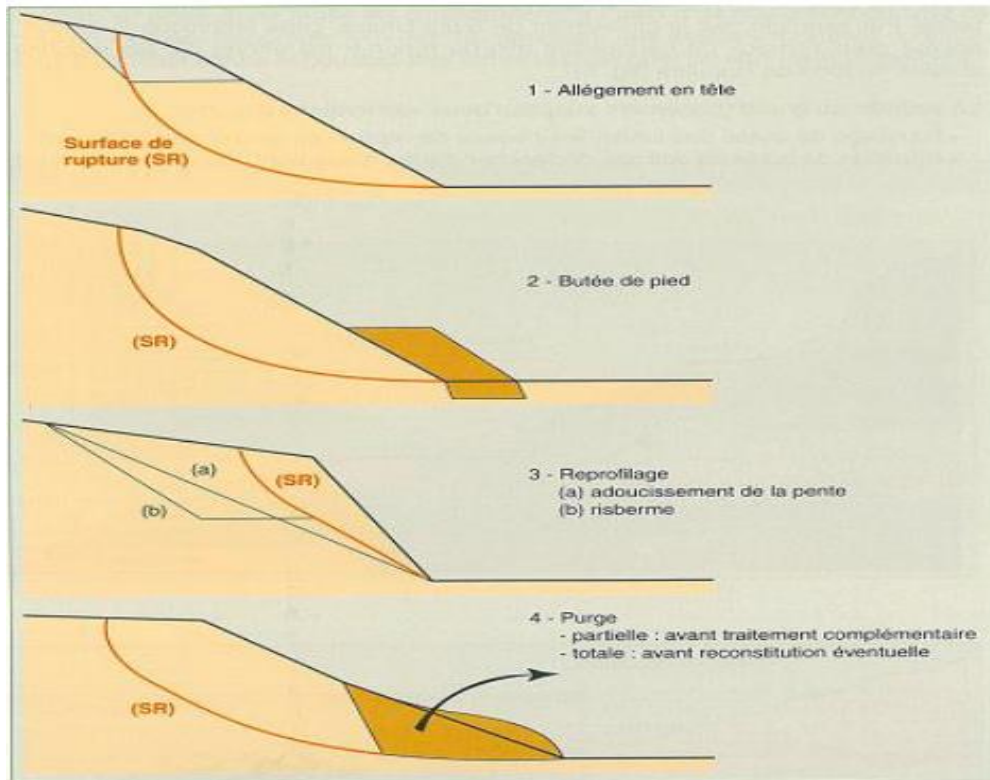


Figure I.11 : Les différentes actions de terrassement. [5]

A) Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

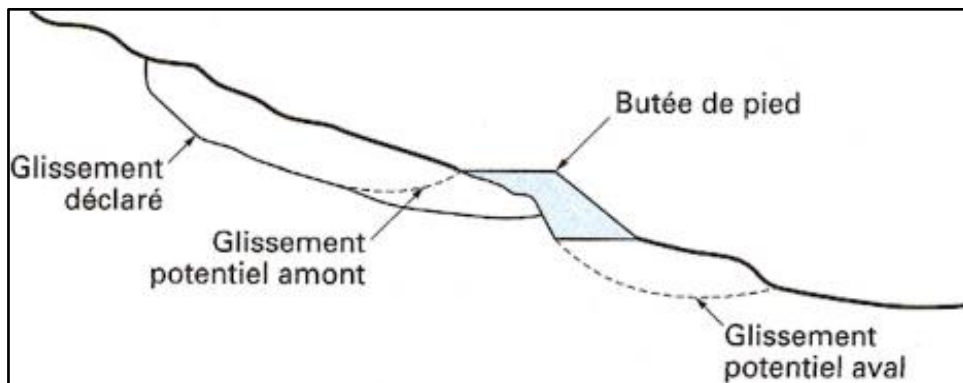


Figure I.12 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte. [3]

B) Allègement en tête

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

On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

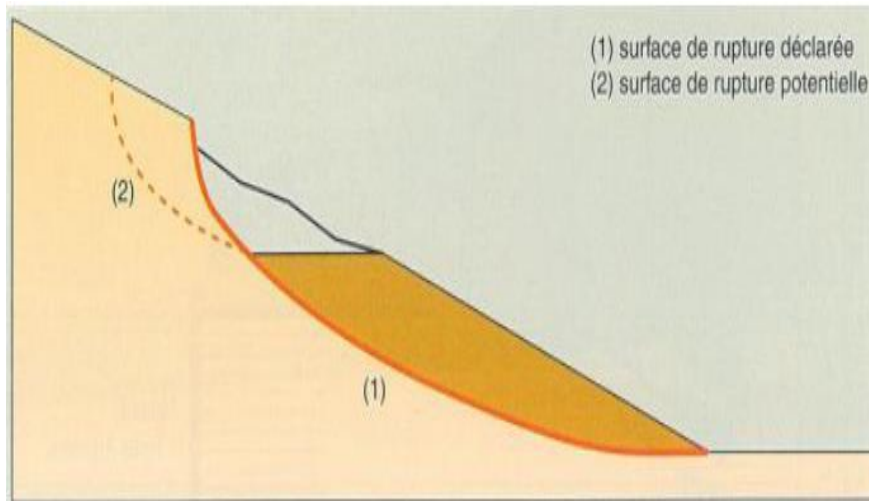


Figure I.13 : Allègement en tête. [10]

C) Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

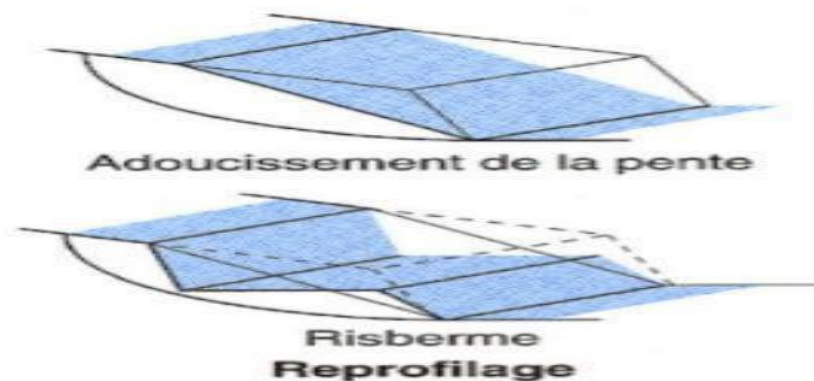


Figure I.14 : Technique de reprofilage. [4]

D) Substitution totale ou partielle

Cette solution consiste à éliminer toute la masse glissée en la remplaçant par un bon matériau. La purge est évidemment un traitement très radical qui nécessite toutefois de prendre quelques précautions :

- Etre bien certain du volume concerné par le glissement.
- Purge plus profondément que la surface de glissement sous peine de réaliser un confortement sans aucune efficacité.
- Assurer un bon accrochage au contact massif sol en place et un bon drainage du massif de substratum.
- S'assurer que les travaux ne présente pas de phase dangereuse et que l'on ne risque pas de provoquer d'autre mouvement plus en amont.

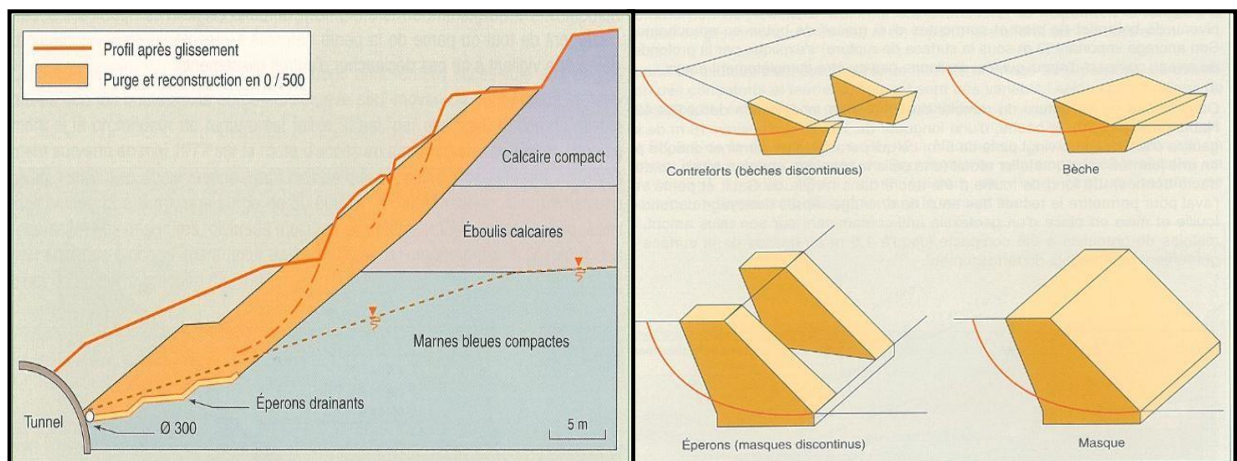


Figure I.15 : Confortement par substitution. [14]

E) Effet de la végétation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.

I.3.2.2. Dispositifs de drainages

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilisent couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

- Capturer les eaux de surface.
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Les paragraphes ci-dessous présentent les techniques couramment utilisées ; On distingue schématiquement :

- les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux,
- les tranchées drainantes,
- les drains subhorizontaux.

A) Collecte et canalisation des eaux de surface

Il s'agit ici de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir d'une couche superficielle aquifère, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou sur un bassin de stockage à l'amont, ou plus simplement des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente ou en contre-pente, mettant ainsi en pression la surface de rupture.

B) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure ci-dessous, 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.

Le choix de l'implantation dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de la tranchée.

L'effet stabilisateur provient, dans le cas des tranchées drainantes, de la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

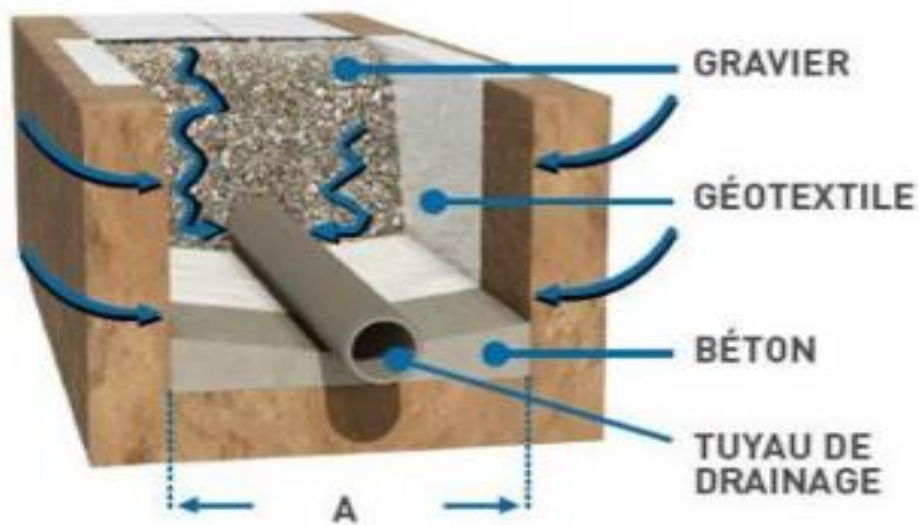


Figure I.16 : Coupe transversale d'une tranche drainante. [10]

C) Drains subhorizontaux

L'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes généralement en PVC, parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- nappe de versant,
- couche et poches aquifères,
- circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

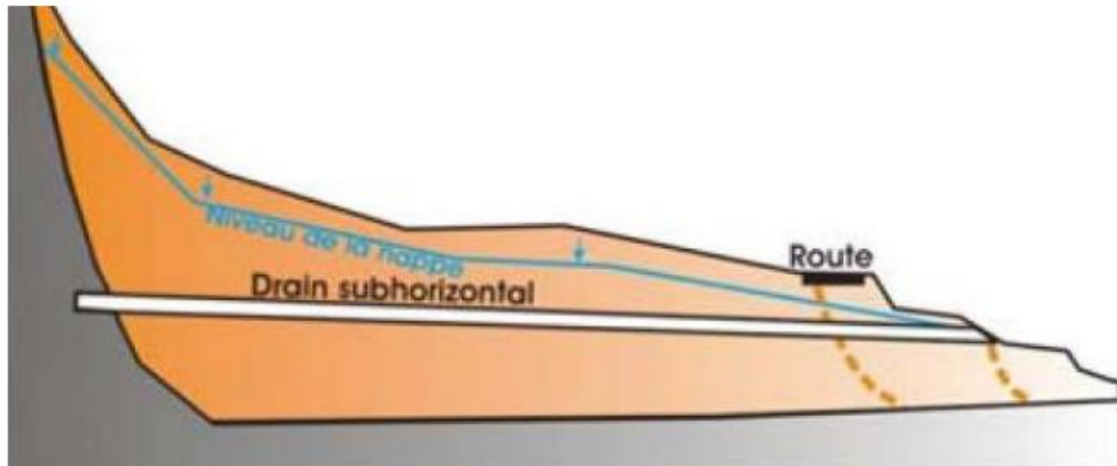


Figure I.17 : Implantation d'un drain subhorizontal. [10]

D) Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée.

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).

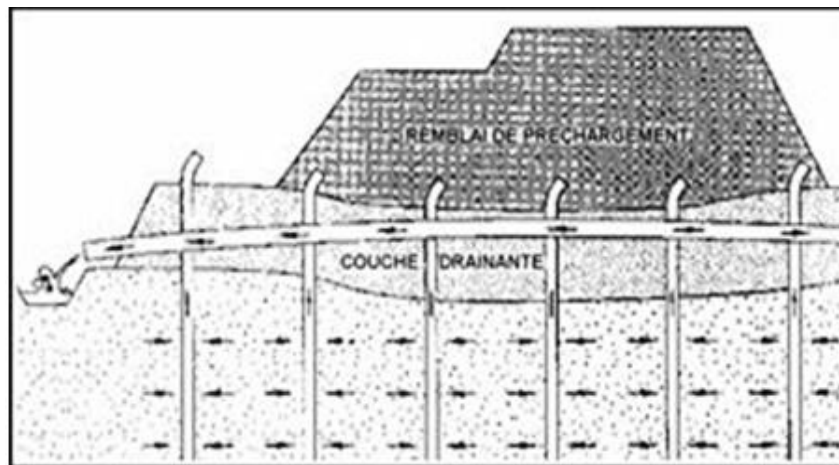


Figure I.18 : Schéma présente le principe du drainage vertical. [3]

E) Domaine d'utilisation

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement ;
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les galeries drainantes elles sont utilisées dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement.

Les tranchées drainantes

Ces tranchées comprennent essentiellement des tranchées drainantes longitudinale, qui sont des anciennes méthodes, elles traitent localement les venues d'eaux dans les talus, leur rôle est de ramener le niveau de la nappe au bas de ces tranchées.

I.3.2.3. Confortement mécanique

Il existe plusieurs mécanismes, qui ont pour but d'opposer ou bien de réduire la contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

A) Ouvrages de soutènements

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton.) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

1. Soutènement rigide

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Un ouvrage de soutènement rigide peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

2. Soutènement souple

Sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

B) Inclusion d'éléments souples ou rigides

Les procédés examinés précédemment sont utilisées pour réaliser des soutènements en remblai, l'ouvrage étant monté progressivement depuis sa base.

La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- ❖ les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement ;
- ❖ les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

1. Les clous et micro-pieux

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

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.



Photo I.8 : Photo d'un Clouage de talus instables. [3]

2. Pieux et barrette

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction.

C) Les tirants d'ancrage

Les ancrages par tirants nécessitent un système de traverses entretoisées, toute une structure de soutien en treillis métallique ou en béton armé pour stabiliser une telle pente.

Cette méthode est coûteuse, et elle est utilisée pour des zones d'instabilités locales.

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

Les tirants d'ancrages est composé :

- ❖ D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
- ❖ D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.

- ❖ D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Un tirant peut être actif ou passif :

- ✓ Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- ✓ Actif, il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

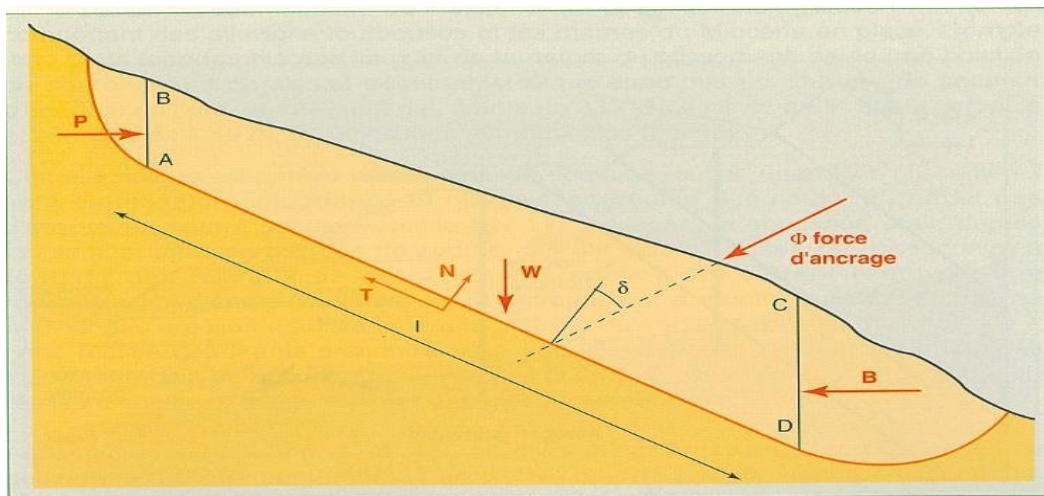


Figure I.19 : Stabilisation par ancrages précontraints. [4]

I.4.CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons identifié les glissements de terrain et leurs différents type qui sont difficiles à étudier.

Phénomène des glissements de terrain à plusieurs causes dont (géométrique, mécanique, hydraulique), doit donc être traité par des techniques de confortement.

Vous avez également besoin des données nécessaires sur le site instable, issues de la reconnaissance géologique, géotechnique, et hydrogéologique.

Nous avons également analysé et calculé la méthode de stabilité qui est divisée en 3 catégories suivantes :

- ✓ Méthodes d'équilibre limite;
- ✓ Méthode d'éléments finis;
- ✓ Méthodes des caractéristiques de contraintes.

La terre est consolidée grâce à des technologies majeure :

- ✓ Confortement par terrassements ;
- ✓ Dispositifs de drainage ;
- ✓ Confortement mécanique.

IV.1. INTRODUCTION

L'analyse de la stabilité a pour but de déterminer les coefficients de sécurité des cercles de glissements les plus probables. Le calcul se fait d'une manière automatique.

Le but de l'étude de stabilité c'est la recherche de la surface de rupture correspondant au facteur de sécurité minimal.

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE, GEO5, GEOFIVE). Les calculs sont faits à l'aide de deux logiciels :

- ❖ TALREN 4.
- ❖ GEO5.V.19.

IV.2. PRESENTATION DU LOGICIEL TALREN v4

Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport à la version précédente de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97, et est un logiciel très convivial fonctionnant sous Windows.

Le logiciel TALREN version 4 consiste à tester plusieurs surfaces (circulaires ou quelconques) de rupture probable, chaque surface est représentée par une valeur du coefficient de sécurité F_s .

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité F_s est calculé par les méthodes de Bishop et Fellenius, et en rupture non circulaire par la méthode des perturbations, Et la méthode du calcul à la rupture.

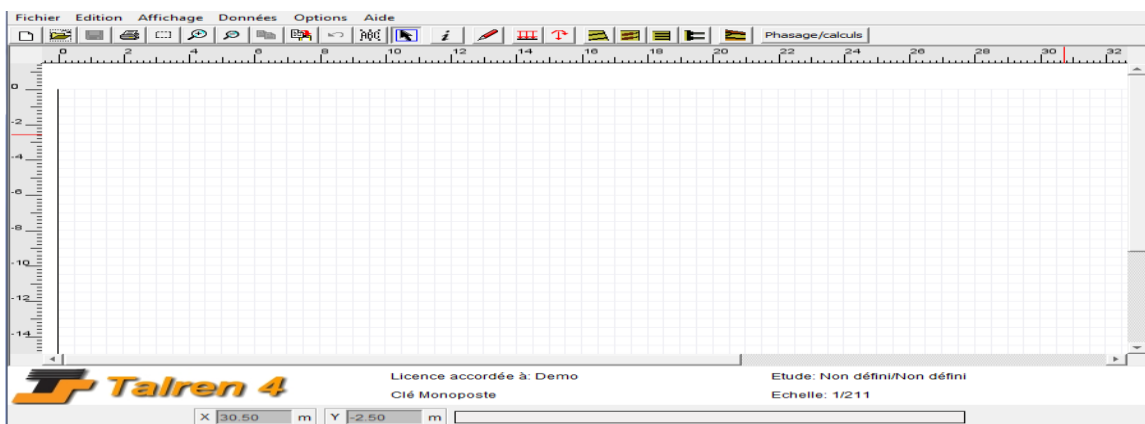


Figure IV.1: Interface de talren4.

IV.2.1. Les avantages de TALREN4

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- Assistants et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, choix de qs).

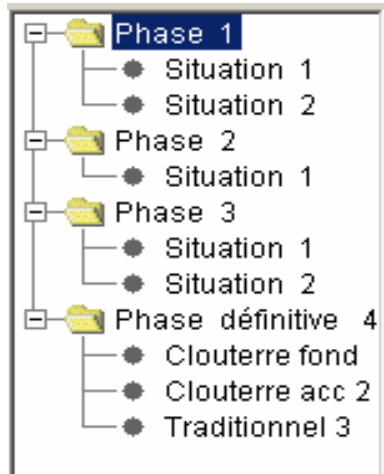


Figure IV.2: Navigateur des phases et situations.

Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol...

Exporter...

Nom	γ (kN/m ³)	φ (°)	c(kPa)	Δc (kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

OK Aide

Figure IV.3: Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.

Tableau récapitulatif des surcharges...

Surcharges réparties

Exporter...

Num	X gauche(m)	Y gauche(m)	q gauche(kPa)	X droite(m)	Y droite(m)	q droite(kPa)	Ang/ horizontale(°)
Sr 1	-25	22.5	20	-19	22.5	20	90
Sr 2	-18	17	110	-13	17	110	90
Sr 3	-13	17	22.5	-8	17	22.5	90
Sr 4	-32	23	45	-27	23	30	90

OK Aide

Figure IV.4: Exemple de tableau récapitulatif des surcharges.

Tableau récapitulatif des renforcements...

Clous Tirants

Exporter...

Nom	X(m)	Y(m)	Φbarre(m)	Rayon équivalent(m)	Espacement horizontal(m)	Inclinaison/horizontale(°)	Largeur base de diffusion(m)	Angle de difusi
Clou 1	0	157.25		0.047	2.5	10	2	20
Clou 2	0	155		0.047	2.5	10	2	20
Clou 3	0	152.75		0.047	2.5	10	2	20
Clou 4	-0.1	160		0.1	1.25	90	1	20

OK Aide

Figure IV.5: Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.

IV.2.2. Méthodes de calcul utilisé par Talren4

Talren4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations.
- Prise en compte des sollicitations hydriques.
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique.
- Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement, flexion.
- Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

IV.2.3. Hypothèses de calcul

Sur un profil représentatif du glissement, on s'assure que le calcul de stabilité donne un coefficient de sécurité $F_0=1$ avec les paramètres (résistance au cisaillement mobilisable, niveau de la nappe, géométrie, etc.) à l'époque de la rupture on fait alors varier l'équilibre des masses, les niveaux des nappes, les caractéristiques mécaniques, la surcharge du trafic routier, le séisme etc., ce qui fournit, pour chaque technique de stabilisation, le gain de stabilité $\Delta F/F_0$ que l'on peut espérer obtenir.

IV.3. PRESENTATION DU LOGICIEL GEO05.V.19

GEO05.V.19 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis, il offre plusieurs programmes pour effectuer l'analyse de stabilité des pentes et des pentes rocheuses, des murs et des soutènements et des remblais nouvellement réalisés.

IV.4. MODELISATION ET CALCUL DE FACTEUR DE SECURITE

Pour calculer le facteur de sécurité en utilisant TALREN V.4 on doit d'abord définir le profil de calcul, les caractéristiques du sol et des ouvrages et enfin les intégrer dans le logiciel.

IV.4.1. Profil d'analyse

Le profil à analyser est représenté sur la figure IV.6 Les coordonnées x, y de la modélisation de la coupe géotechnique :

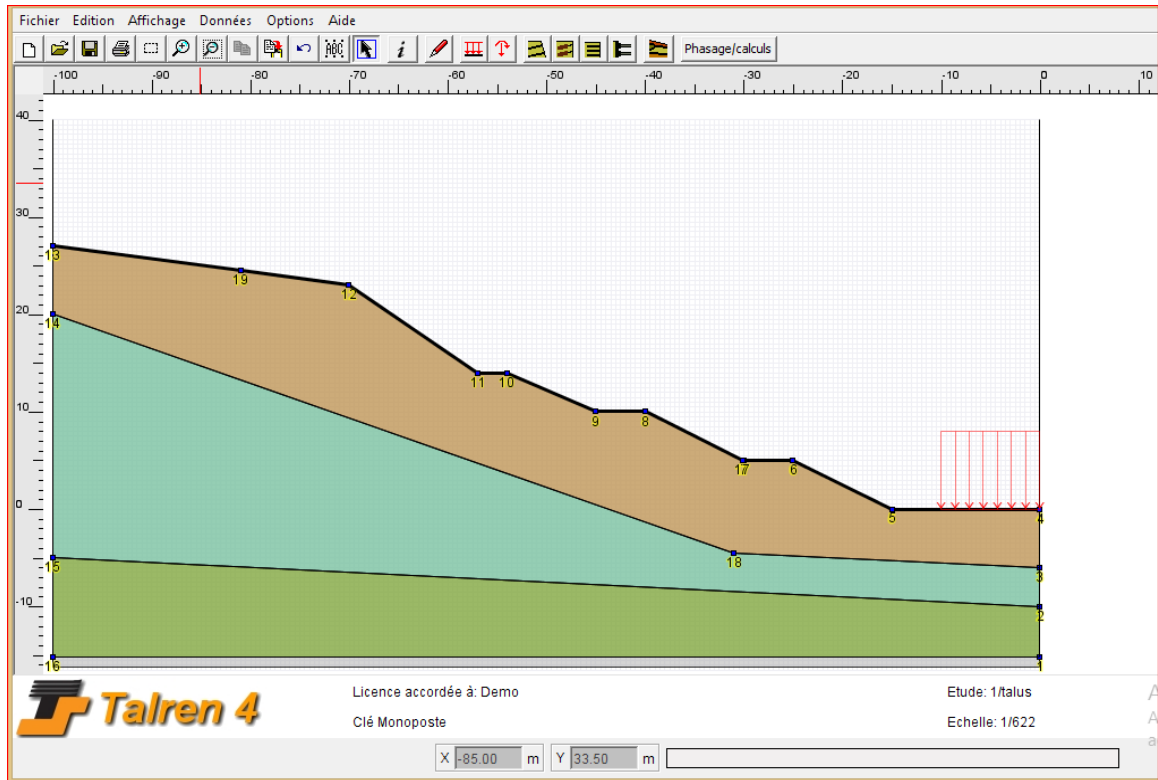


Figure IV.6 : Modélisation de la coupe verticale.

- **Calcul du facteur de sécurité**

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes BISHOP et FELLENIUS à l'état statique et sismique.

Sans séisme

❖ Par la méthode de BISHOP

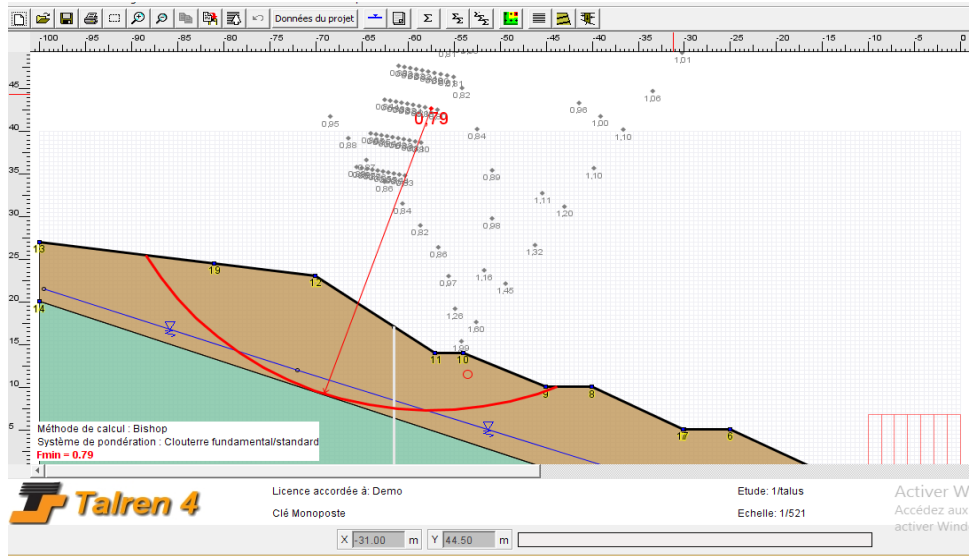


Figure IV.7: Facteur de sécurité par la méthode de BISHOP.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

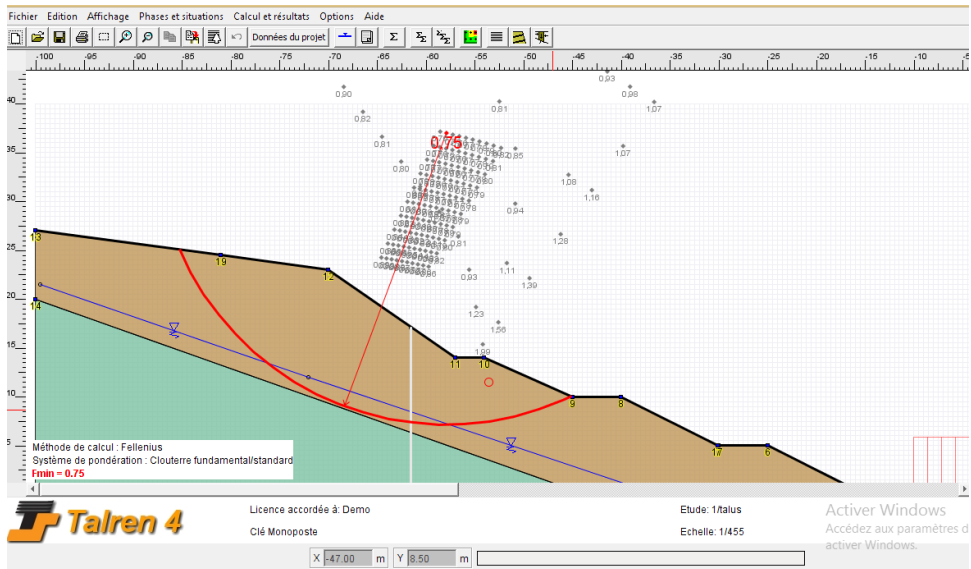


Figure IV.8: Facteur de sécurité par la méthode de FELLENIUS.

Les résultats de logiciel par la méthode de Bishop et la méthode de Fellenius (sans séisme et sans système de confortement) on a trouvé les coefficients de sécurité suivant :

$F_s=0.79$ & $F_s=0.75 < 1$ Donc il y a un risque de glissement.

IV.4.2. L'effet de séisme sur le facteur de sécurité

Parmi les obstacles d'instabilité de terrain le séisme qui diminue le de facteur de sécurité par a rapport l'état statique.

La zone sismique est de la classe III de groupe d'usage 1B comme indiqué avant, donc le coefficient d'accélération de cette zone est : $A=0.30$

$$K_h=0.5A$$

$$K_v=0.3K_h$$

$$K_h=0.15$$

$$K_v=0.045$$

Les variations de coefficient de sécurité qui on a étudié sont montré ci-dessous :

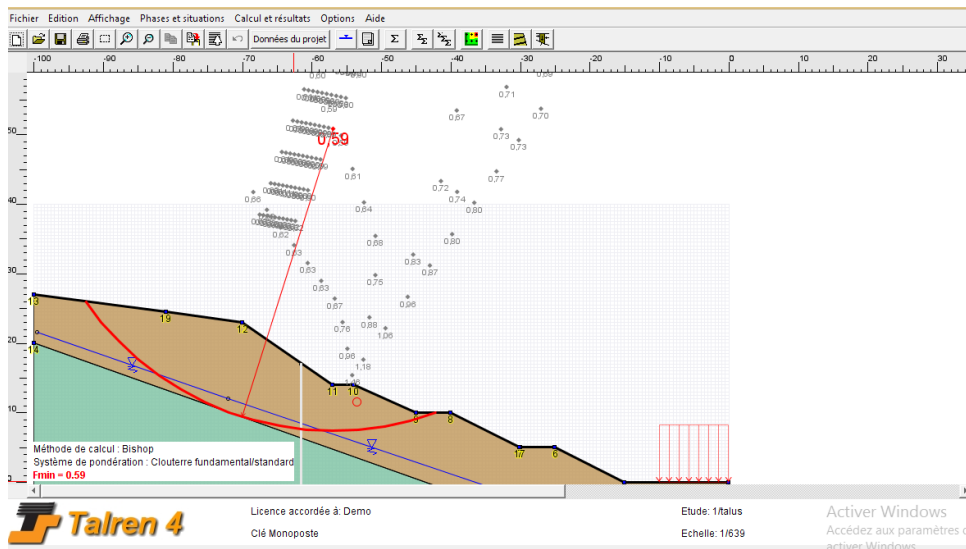


Figure IV.9: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de BISHOP.

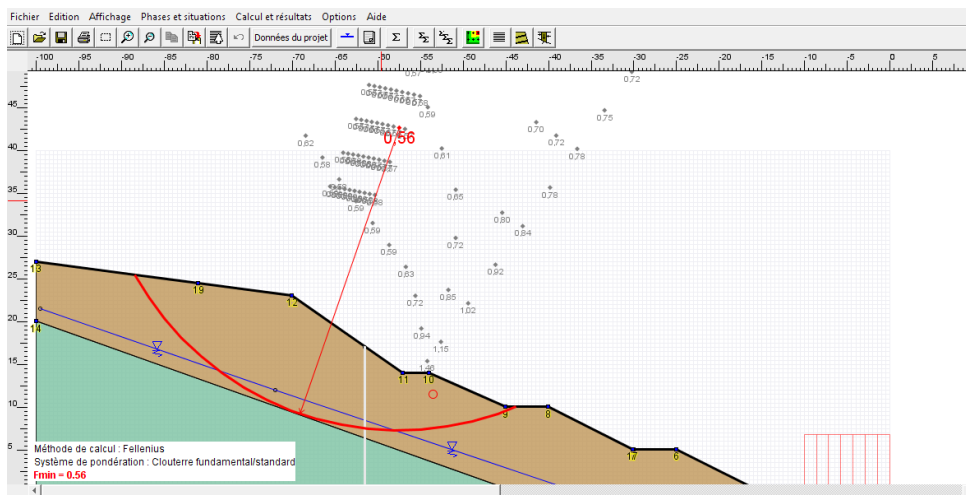


Figure IV.10: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de FELLENIUS.

L'effet de séisme est augmente le risque de glissement car le coefficient de sécurité est diminuée.

L'influence de l'action sismique sur la stabilité du talus est montrée dans le tableau suivant :

Phase / Méthode	Fellenius	Bishop
Fondamental	0,75	0,79
Accidentelle	0,56	0,59

On constat que les résultats par les deux méthodes sont approchée mais la méthode de Fellenius donne des coefficients de sécurité plus faible par rapport la méthode de Bishop.

IV.5. PROPOSITION D'OUVRAGE DE CONFORTEMENT

Après l'analyse des données de sol on utilise logiciel GEO5 par la méthode de Bishop et la méthode de Fellenius on a trouvé que le terrain est instable alors on a traité plusieurs solutions permet qui sans vérifier : les pieux de diamètre (1.0m) et longueur de (18m) et de l'espacement (2m), plus excavation du sol après la mise en œuvre du géotextile et paroi moulée.

IV.5.1. Confortement par pieux avec tranchée drainante

Le choix de ce type de pieux et justifié par la présence des couches de sol peu stable, de circulation d'eau souterraine.

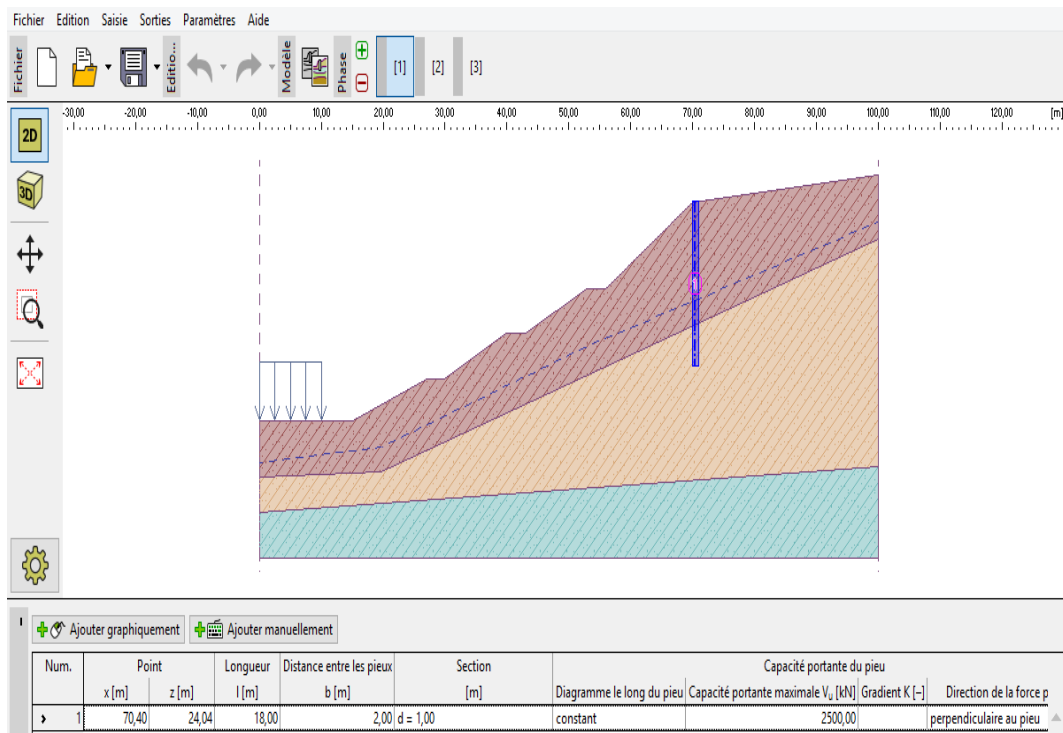


Figure IV.11: Les caractéristiques des pieux.

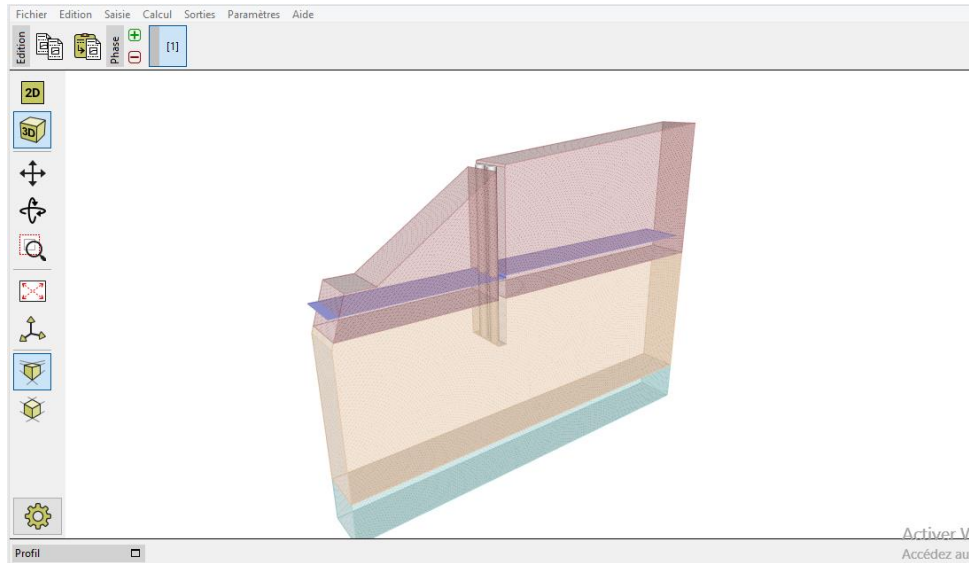


Figure IV.12: La structure de pieux en 3D.

Les résultats d'analyse de confortement :

Les résultats sont les suivant :

✚ Sans séisme

❖ Par la méthode de BISHOP :

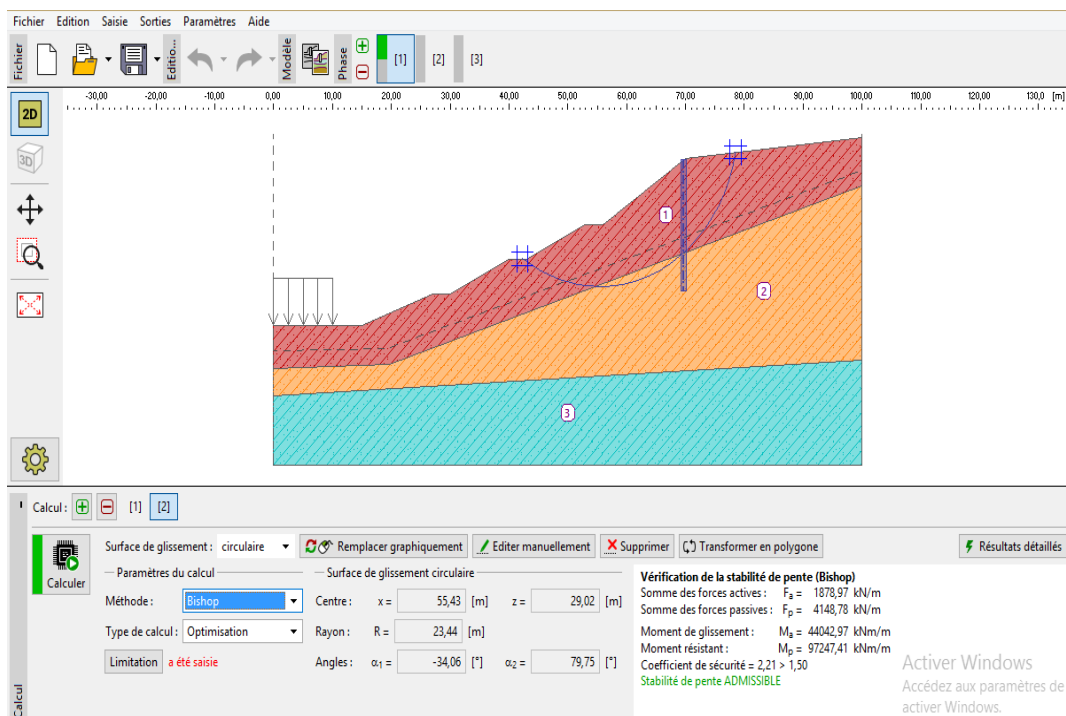


Figure IV.13: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

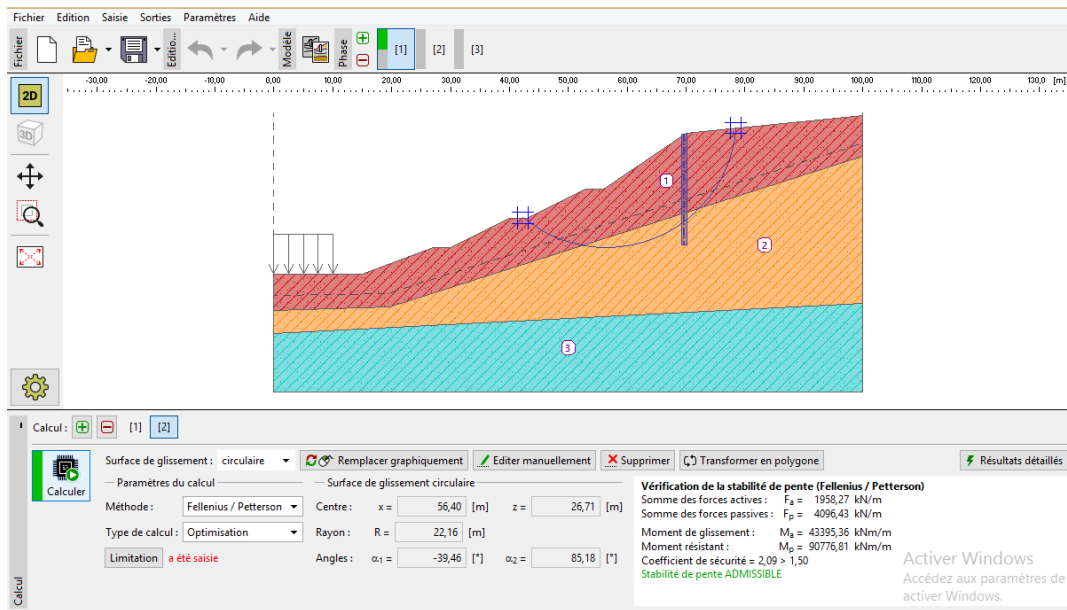


Figure IV.14: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius.

Le résultat après la solution proposé qui a vérifié par les deux méthodes Bishop et Fellenius on a trouvé les coefficients de sécurité suivant :

$F_s=2.21$ & $F_s=2.09 > 1.5$ Donc pas de risques de glissement.

➦ Avec séisme

❖ Par la méthode de BISHOP

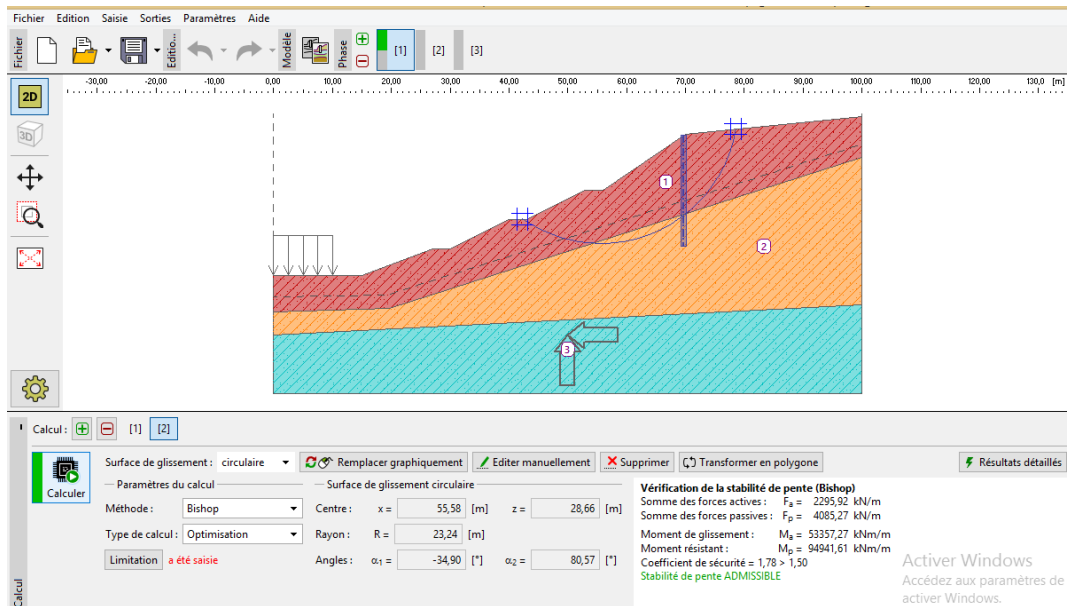


Figure IV.15: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

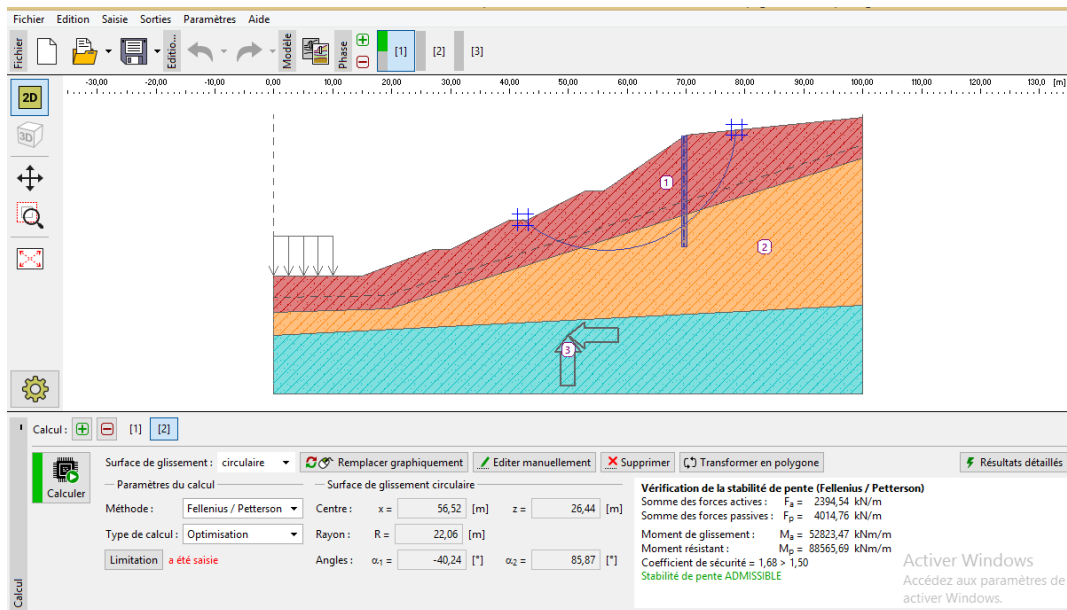


Figure IV.16: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius

On remarque à l'état sismique que le coefficient de sécurité diminué pour les deux méthodes avec $F_s=1.78$ & $F_s = 1.68$ supérieur à 1.5 donc la stabilité de terrain est vérifiée.

🔗 Interprétation des résultats

Les facteurs de sécurité après confortement augmentent dans les deux méthodes ce qui implique que la stabilité du terrain est vérifiée même en cas d'un séisme.

• Vérification des pieux

- Dimensionnement des pieux.

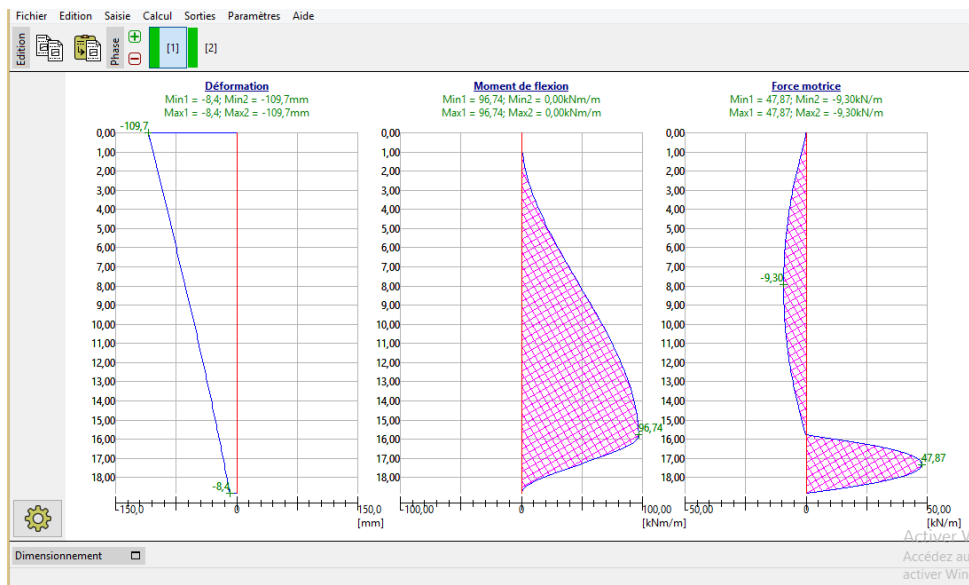


Figure IV.17: Les sollicitations mobilisées dans la structure (pieux).

- Les forces internes appliquées à la structure.

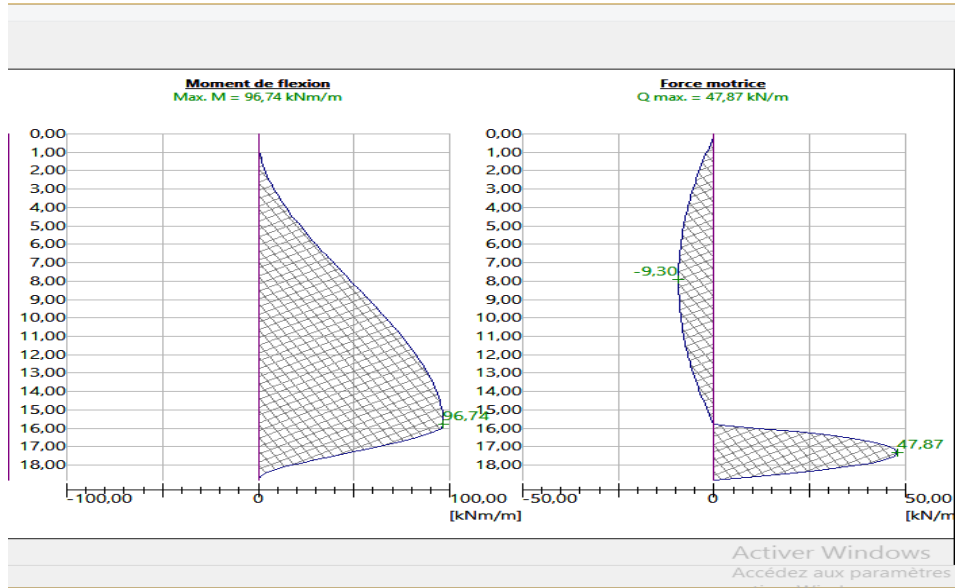


Figure IV.18: Résultat de les forces internes appliquées à la structure (pieux).

- Les déformations et les pressions appliquée à la structure.

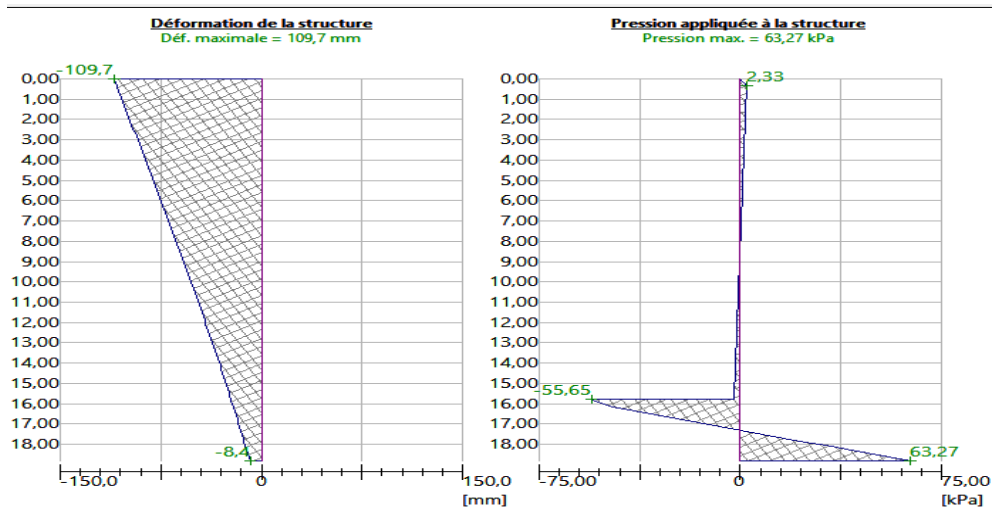


Figure IV.19: Résultat de déformation et la pression appliquée à la structure (pieux).

- Tassement du terrain derrière la construction

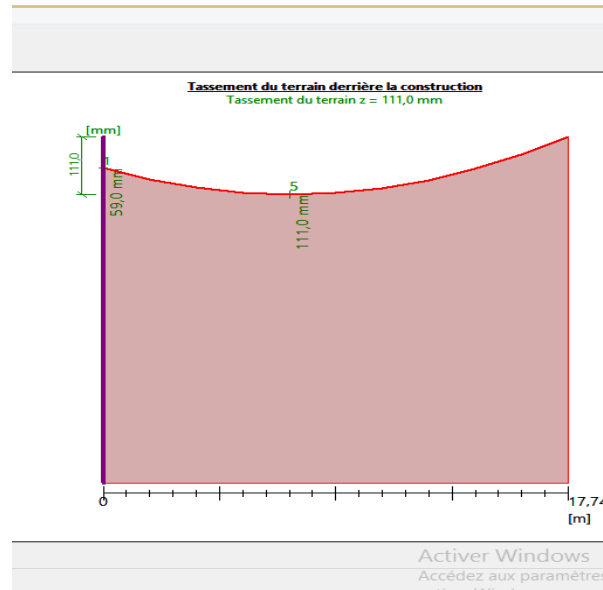


Figure IV.20: Résultat du tassement.

✚ Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux calcule à l'aide de même logiciel

• Vérification de la résistance à la flexion

-Armature - 16 T20;

-Enrobage 70 mm ;

-Type de structure (pourcentage de l'armature)

La section totale d'armature doit être égale selon D.T.R.B.E 1.32 :

Au moins à 0,5%

Au plus à 3%

-Pourcent. d'armat. $\rho = 0,63 \% > 0,5 \% = \rho_{\min}$;

-Charge : $M_{Ed} = 193,49 \text{ kN.m}$;

-Capacité portante : $M_{Rd} = 959,55 \text{ kN.m}$.

Conception de l'armature du pieu ADMISSIBLE.

• Vérification de la résistance au cisaillement

-Armature de cisaillement T12 ;

-Espacement : 15,0 mm ;

- $A_{sw} = 15079,6 \text{ mm}^2$;

-Force motrice limite ultime: $V_{Rd} = 2331,65 \text{ kN} > 95,74 \text{ kN} = V_{Ed}$.

Vérification globale: Section ADMISSIBLE.

- Ferrailage

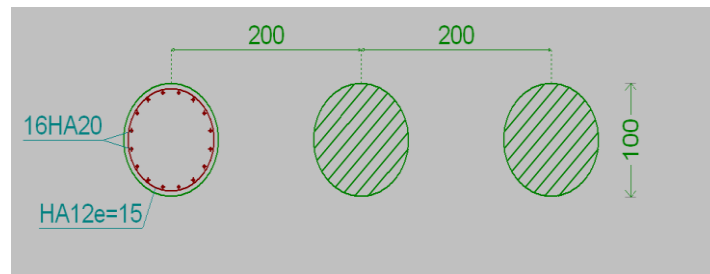


Figure IV.21: Détail le ferrailage de pieux

IV.5.2. Confortement par géotextile

Un géotextile est défini par la norme NF EN ISO 10318 comme une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique) pouvant être non tissé, tricoté ou tissée utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. [19]

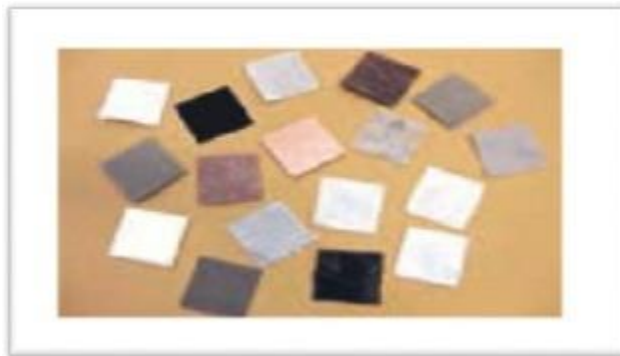


Figure IV.22: Echantillons de géotextiles. [19]

✓ Vérification de la stabilité du talus

La vérification est donnée par les deux méthodes suivant :



✚ Sans séisme :

✦ Par la méthode de BISHOP

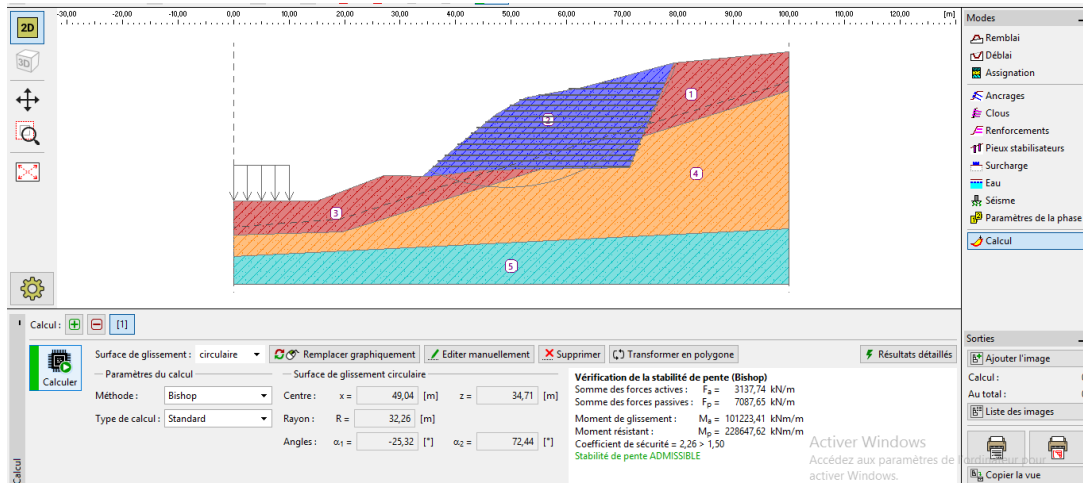


Figure IV.23: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

✦ Par la méthode de FELLENIUS

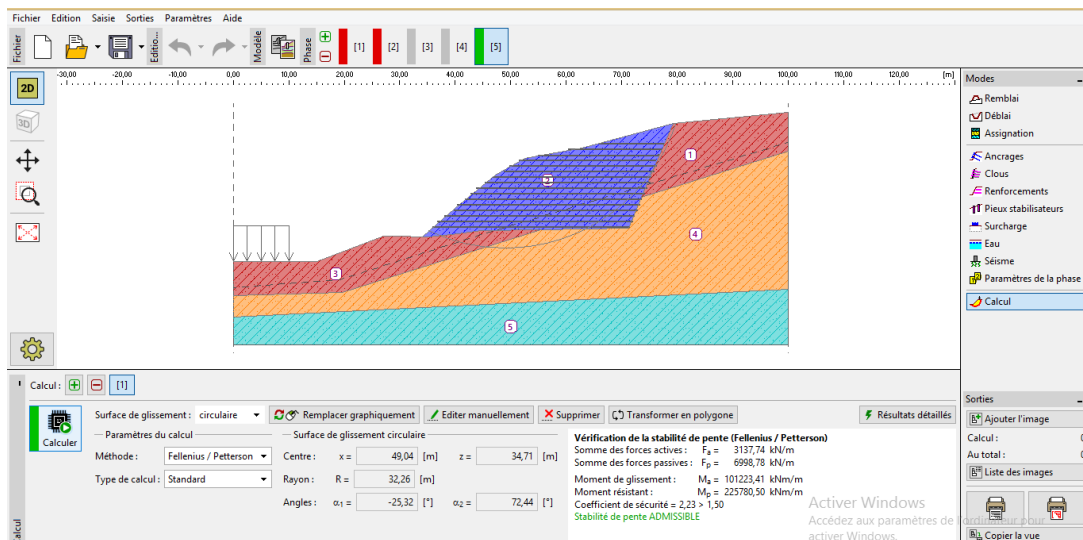


Figure IV.24: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius.

On a vérifié la stabilité dans le cas statique et les résultats obtenus par les deux méthodes. $F_s = 2.26$ $F_s = 2.23 > 1.5$.

Avec séisme

❖ Par la méthode de BISHOP

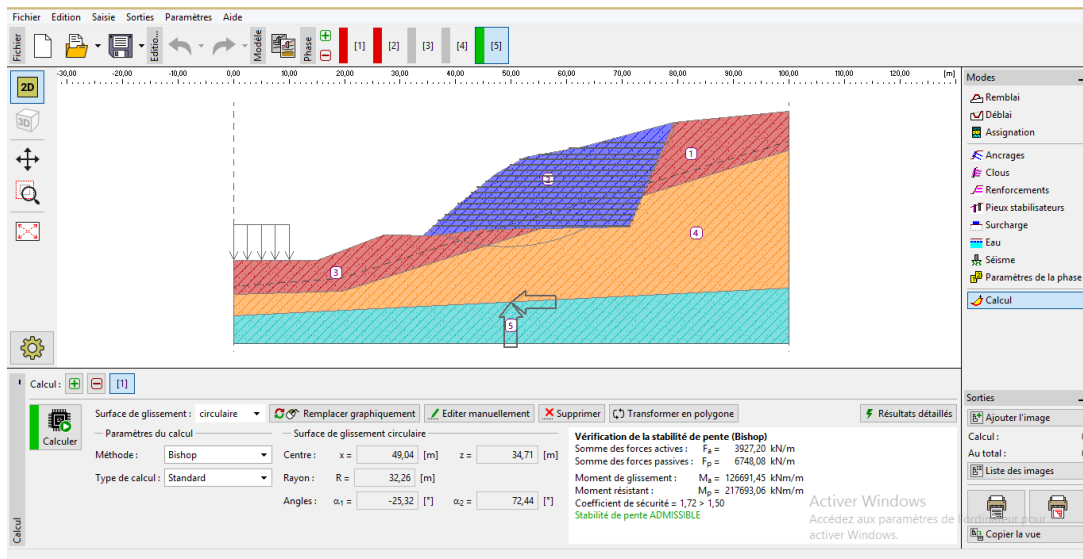


Figure IV.25: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

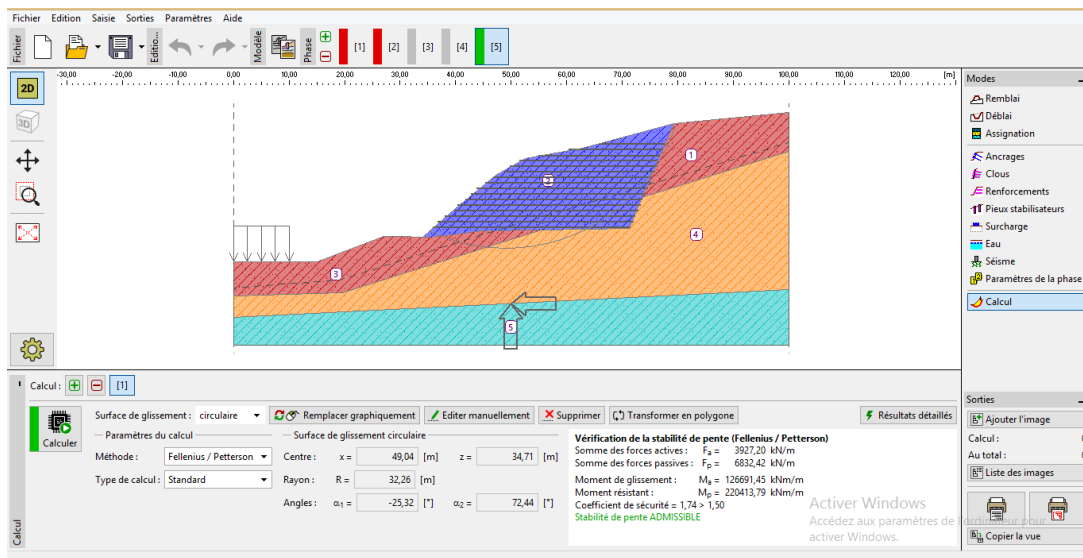


Figure IV.26: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius.

Les facteurs de sécurités après confortement sont acceptables dans le cas sismique ($F_s=1.72$ & $F_s=1.74 > 1.5$) par les deux méthodes Bishop et Fellenius.

IV.5.3. Confortement par paroi moulée

Le principe consiste en exécution d'un ouvrage en béton armé par moulage du béton en tranchée ouverte ou sein du sol.

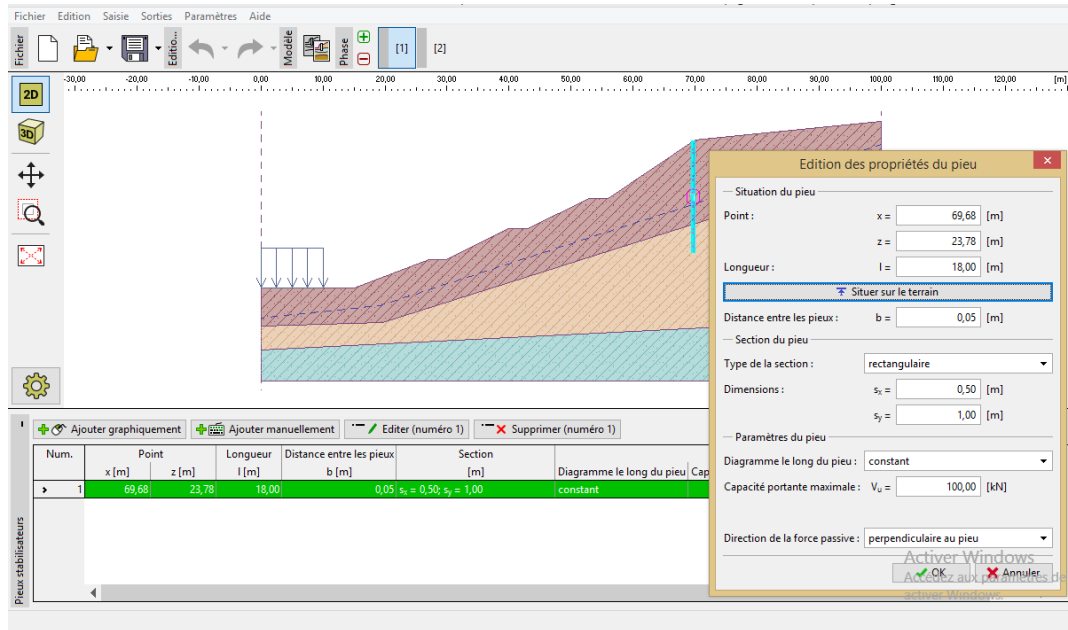


Figure IV.27: Les caractéristiques de la paroi moulée.

✓ **Vérification de la stabilité du talus**

La vérification est donnée par les deux méthodes suivant :

✚ **Sans séisme**

❖ **Par la méthode de BISHOP**

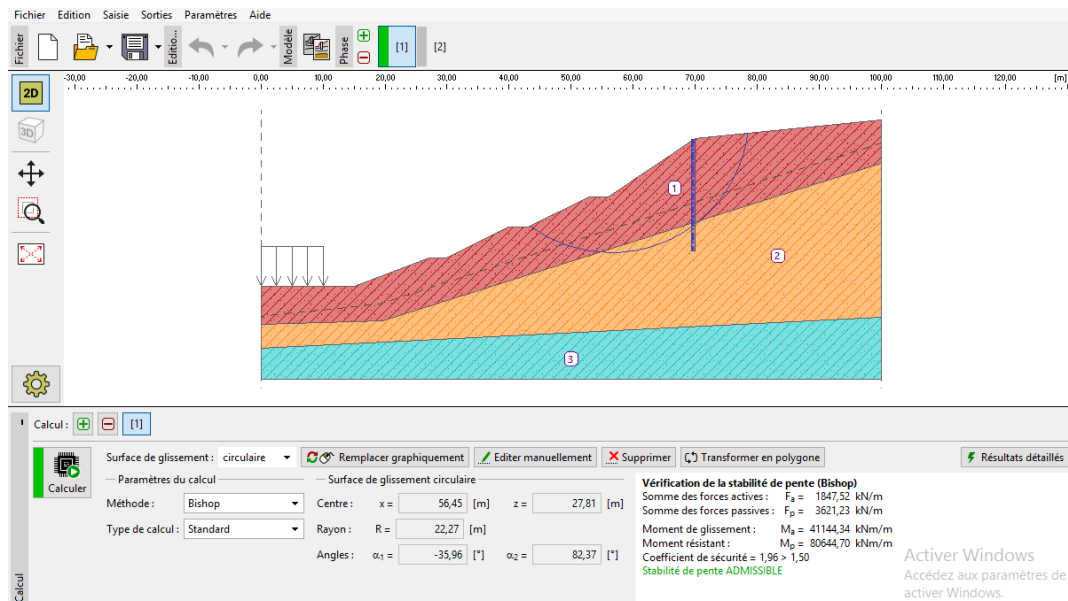


Figure IV.28: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

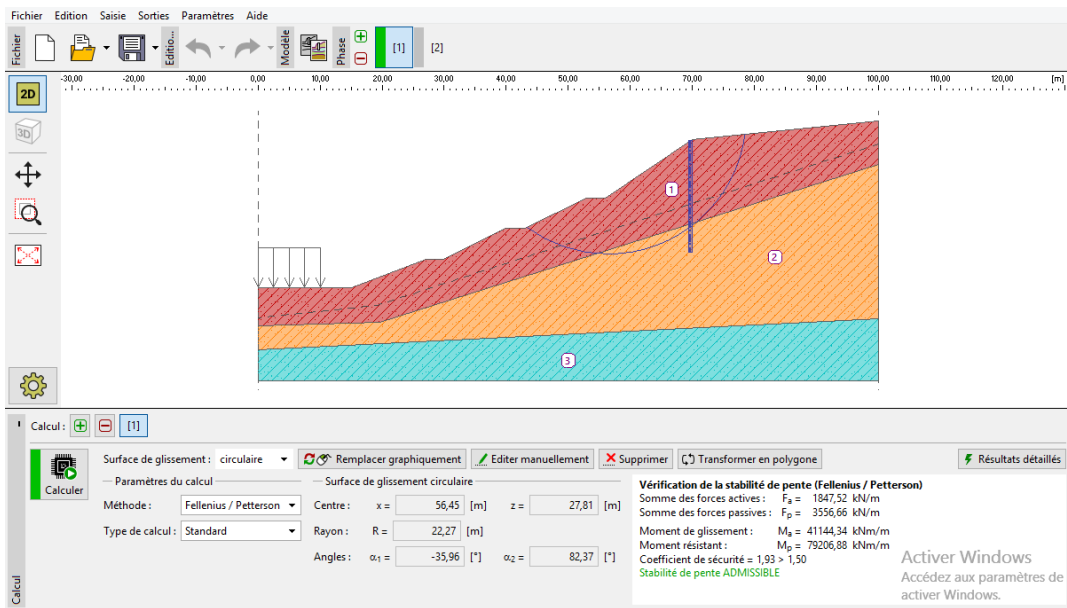


Figure IV.29: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius.

Le résultat de cette solution qui a été vérifié par les deux méthodes Bishop et Fellenius a les coefficients de sécurité suivant :

$F_s = 1.96$ & $F_s = 1.93 > 1.5$ Donc pas de risques de glissement.

✚ Avec séisme

❖ Par la méthode de BISHOP

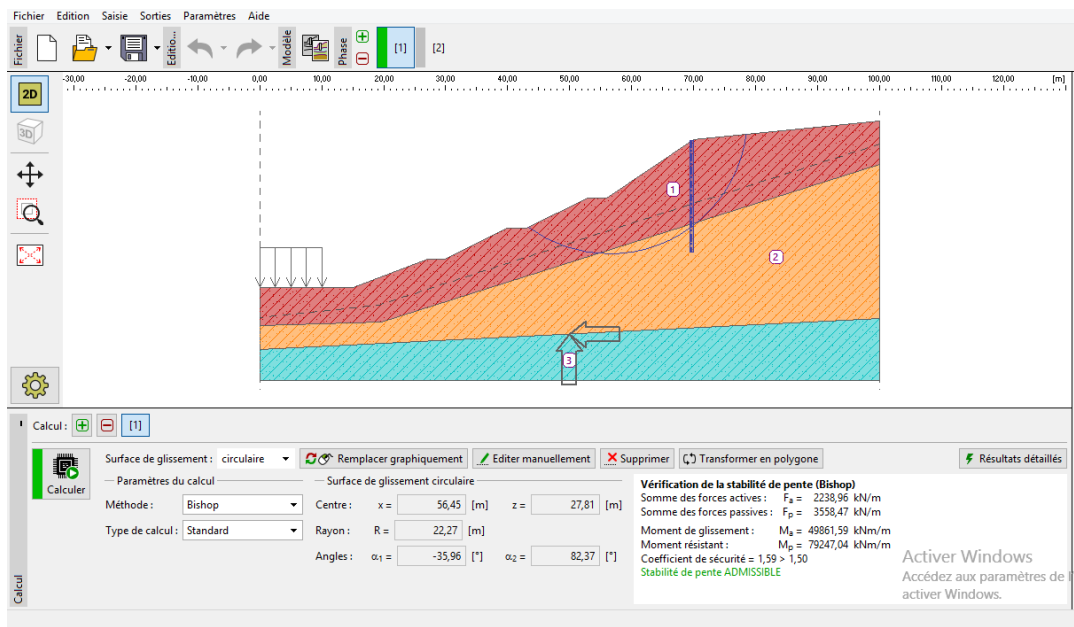


Figure IV.30: Résultat trouvé par la méthode de Bishop.

❖ Par la méthode de FELLENIUS

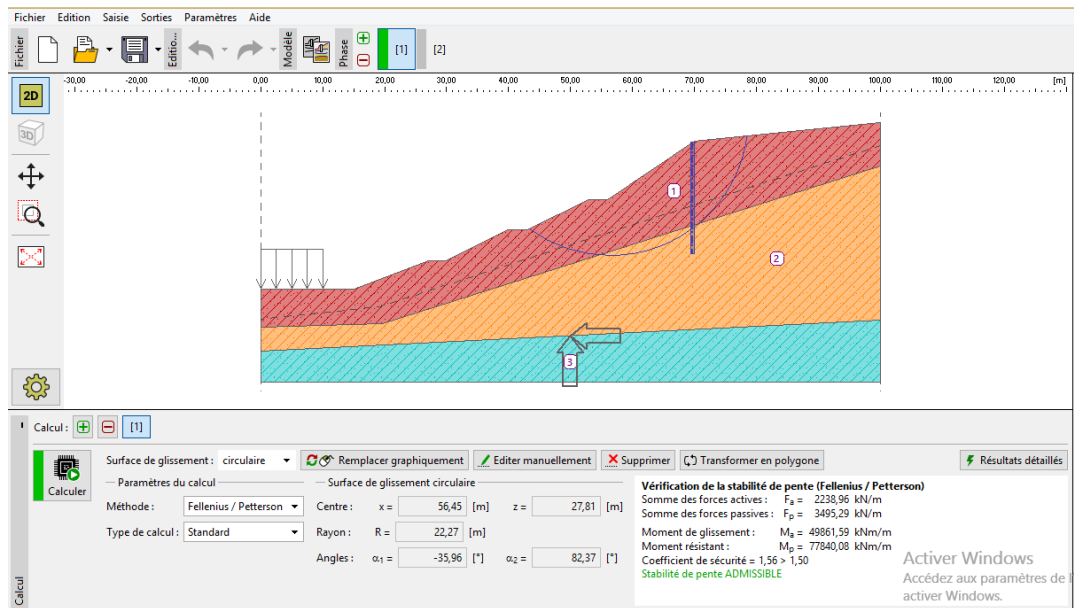


Figure IV.31: Résultat trouvé par la méthode de Fellenius.

L'effet de séisme est influence sur le coefficient de sécurité mais le terrain reste stable
Avec $F_s=1.59$ & $F_s =1.56 > 1.5$ donc la stabilité de terrain est vérifiée.

IV.6. CONCLUSION

Après l'étude et l'analyse du glissement sur RN11 PK12+000, nous avons constaté que le site se trouve dans un état instable, ce qui vient à confirmer les confortements de qui sont indispensables. Nous n'observons que les deux méthodes de confortement garanti la stabilité de terrain.

Le principal intérêt de ce chapitre est de vérifier la stabilité du talus avec les différentes solutions de confortement.

L'étude économique sera donc traiter dans la partie qui suit avec comparaison entre celle-ci d'un point de vu technico- économique.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIUE

- [1] TAOUNZA Seyyid Ali BEZARI Ismail « Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au pk 43+950, El Oumaria, Médéa. » Pour obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2012/2013).
- [2] www.couléeboueatiziouzou.com
- [3] TOUGOURTI Med Amine « Etude de comportement d'un glissement survenu sur la RN10 au PK10+700 » Pour obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2011/2012) UNIVERSITE SAAD DAHLB BLIDA .
- [4] SAADI Hamza BAHA Mahdi « Etude du glissement de terrain survenu sur l'autoroute Est-Ouest au PK176+800 » Pour obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2018).
- [5] LATRAOUI Med et Mohamed Elhadj, « Etude et traitement de glissement de terrain extension de capacité sur la RN n°01 PK 82+700 MEDEA » Pour l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2011/2012).
- [6] Rapport d'étude de sol « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction "LNHC " ».Unité Oued-Smar.
- [7] www.CLIMATE-DATA.ORG
- [8] CHERBOUL Fatima « Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain » Pour l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2015/2016), UNIVERSITE LARBI TEBSSI –TEBESSA-
- [9] HAZEM Fateh SILEM karime «Etude d'un glissement de terrain de la route national 5 (RN5) survenu à Tijellabin Wilaya de Boumerdes» Pour l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2016/2017).
- [10] Mémoire 69-TP-17.
- [11] BERKACHE Kamel et MOSSAB Samir« Etude de Confortement d'un Glissement Survenu sur la RN05 au PK ' 35+800 ' Boudouaou (W. Boumerdes) » Pour l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2012/2013).
- [12] LADGHEM, C .F. ,(2009).prévention du risque de mouvement terrain par l'utilisation des paramètre, Mémoire de magister, Université de M'sila
- [13] Ziane,F. ,et Mamria,H.,(2012). Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain à Oued – Ghir Mémoire d'ingénieur, Université A.MIRA. De Bejaia.
- [14] Cour de géologie appliquée. Université Joseph Fourier. Grenoble – I.

[15] Séve , G., et pouget., P .(1998). Guide Technique Stabilité des glissements de terrain (LCPC).

[16] Philipponnat , G.,(1998). Fondation et ouvrages en terre, édition Eyrolles .paris.

[17] <http://www.eboulement> d'aokas, Bejaia 2015.com/Watch=k3iRWXx5CMo

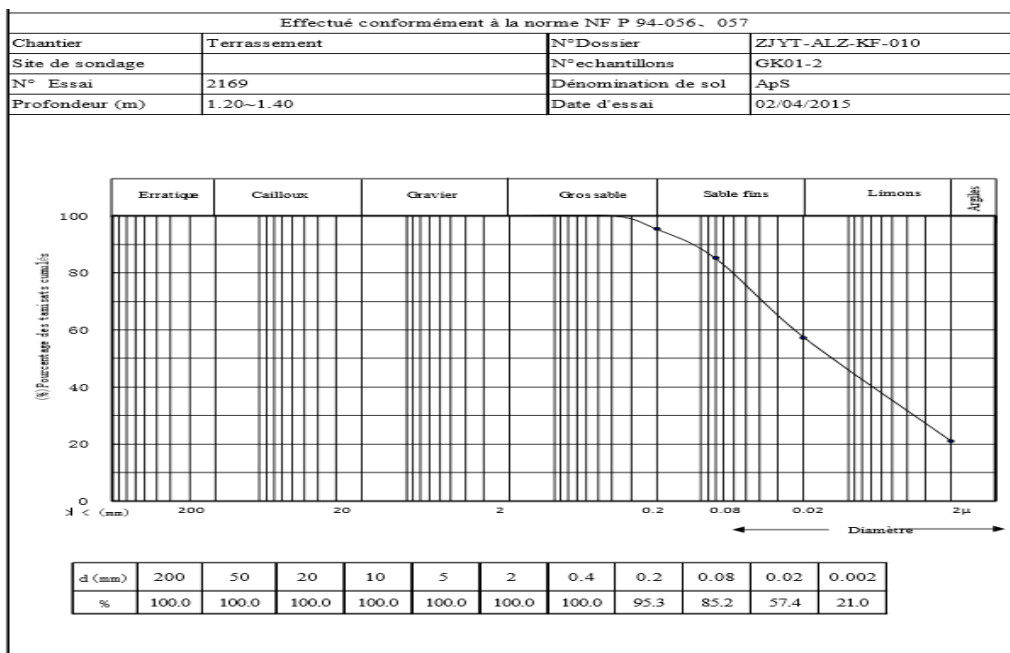
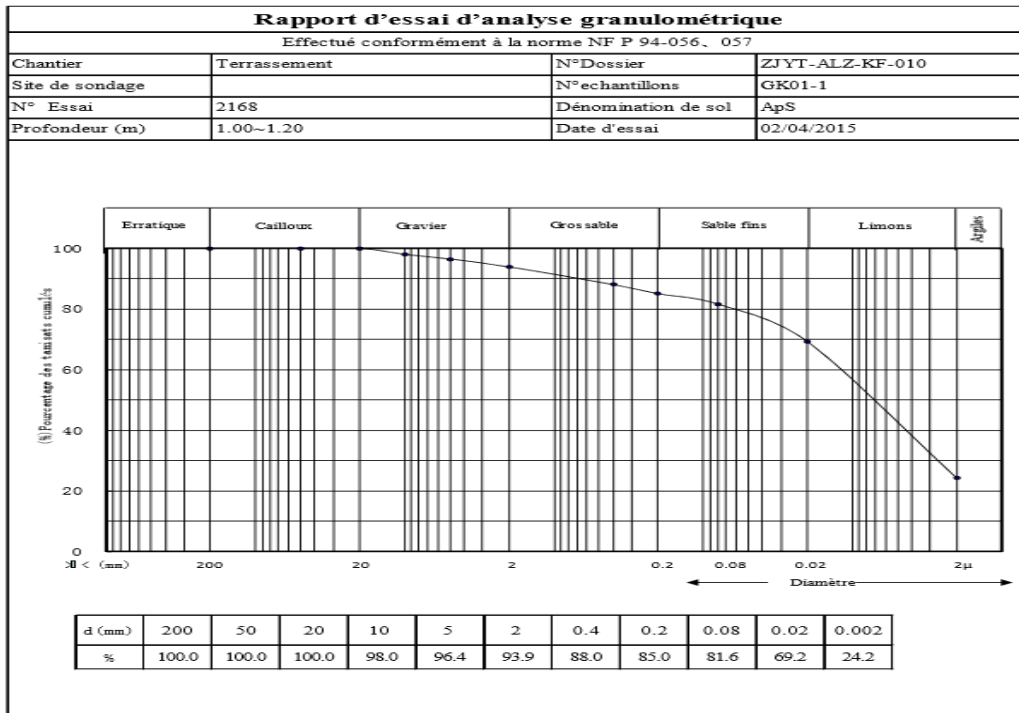
[18] HANAFI Kamila et HIDJAB Lila « Etude de stabilité d'un Glissement de terrain sis à Bouyeblatene (Sidi Ahmed) Wilaya de Bejaia » Pour l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil (2015/2016).

[19] le moniteur, Définition, mise œuvre et dimensionnement des géosynthétiques, cahier élaboré par le comité français des geosynthétiques, N°5811 du 10 avril 2015.

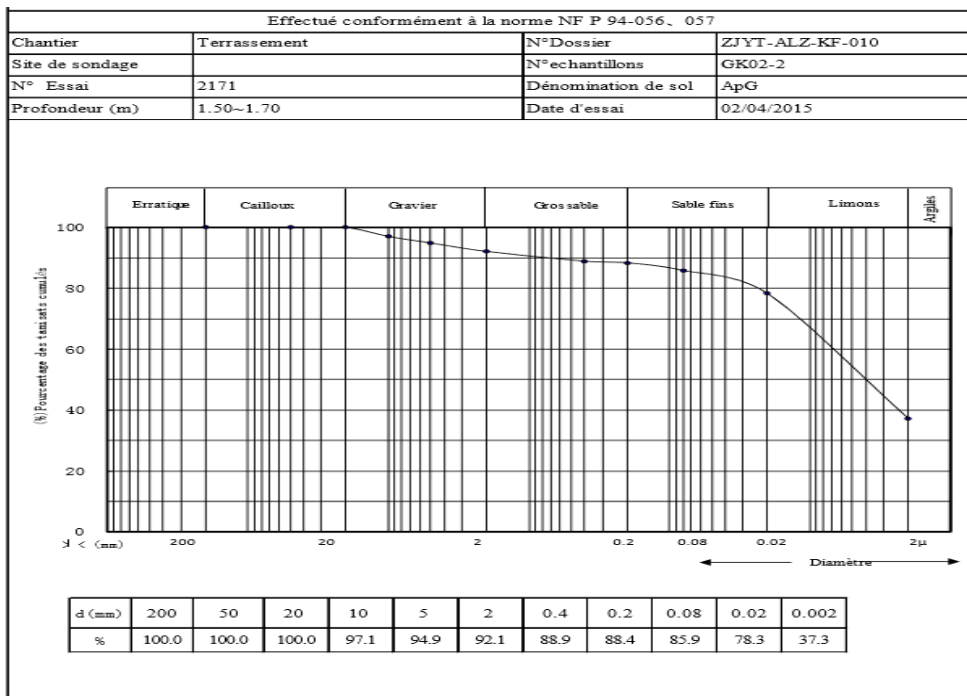
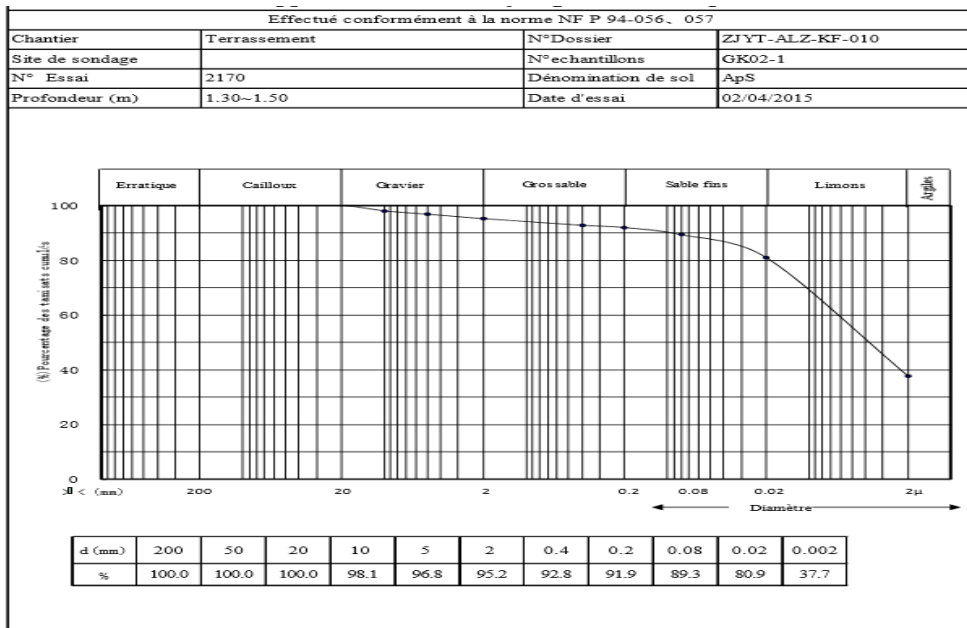
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIUE

ANNEXE A

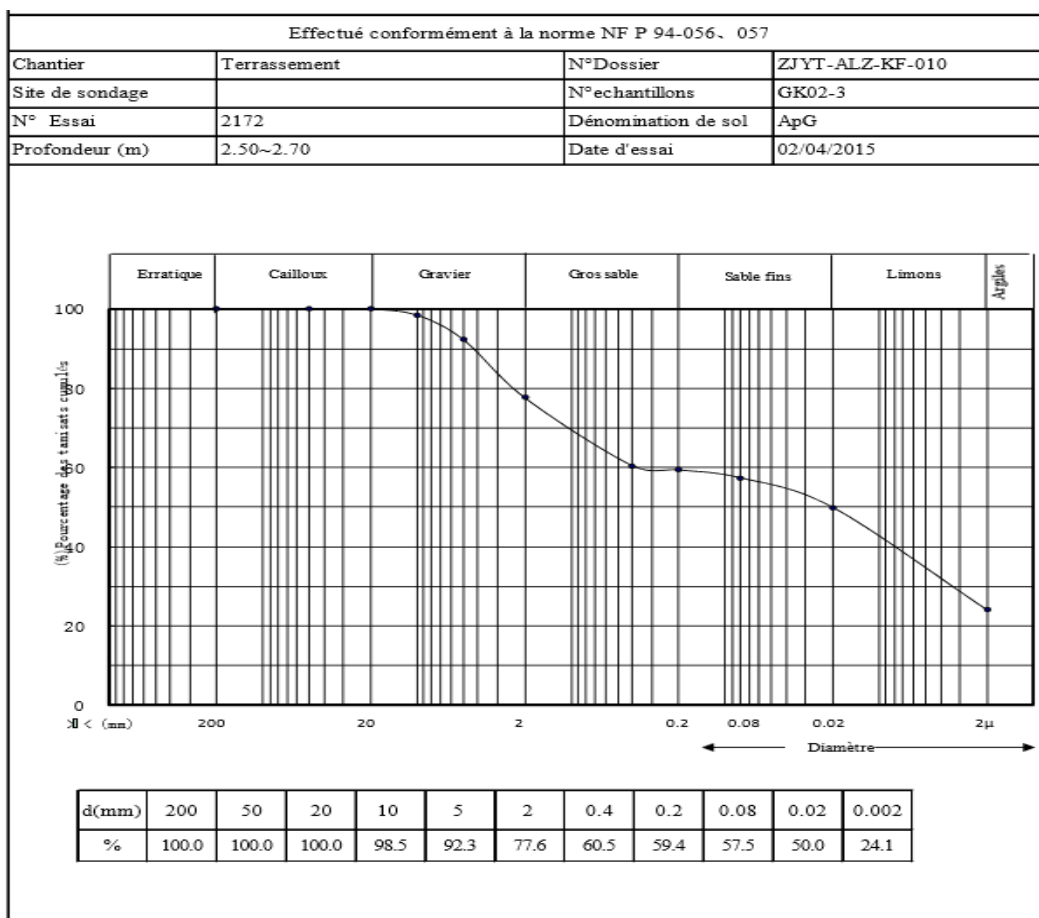
1. Essai analyse granulométrique



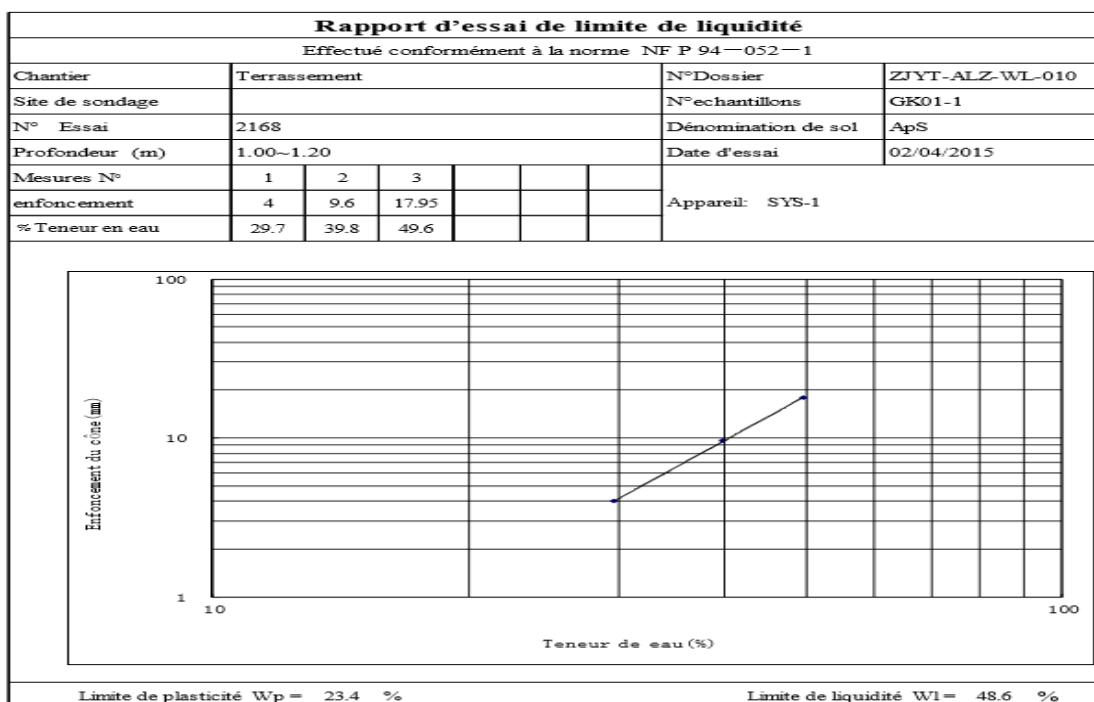
ANNEXE A



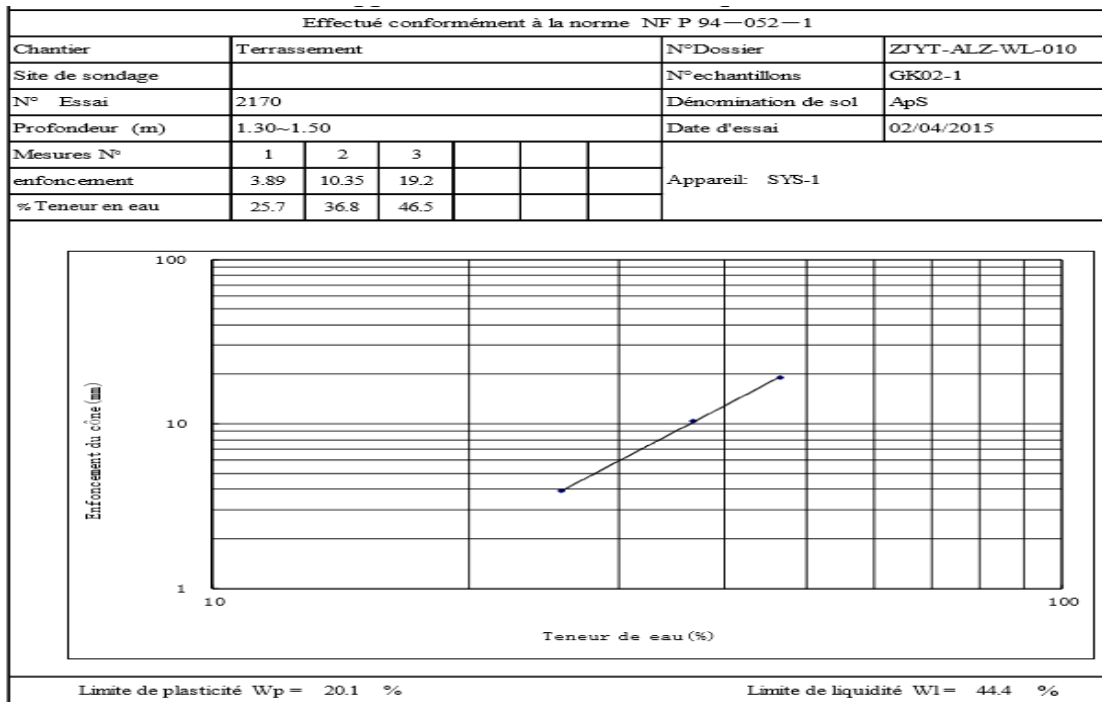
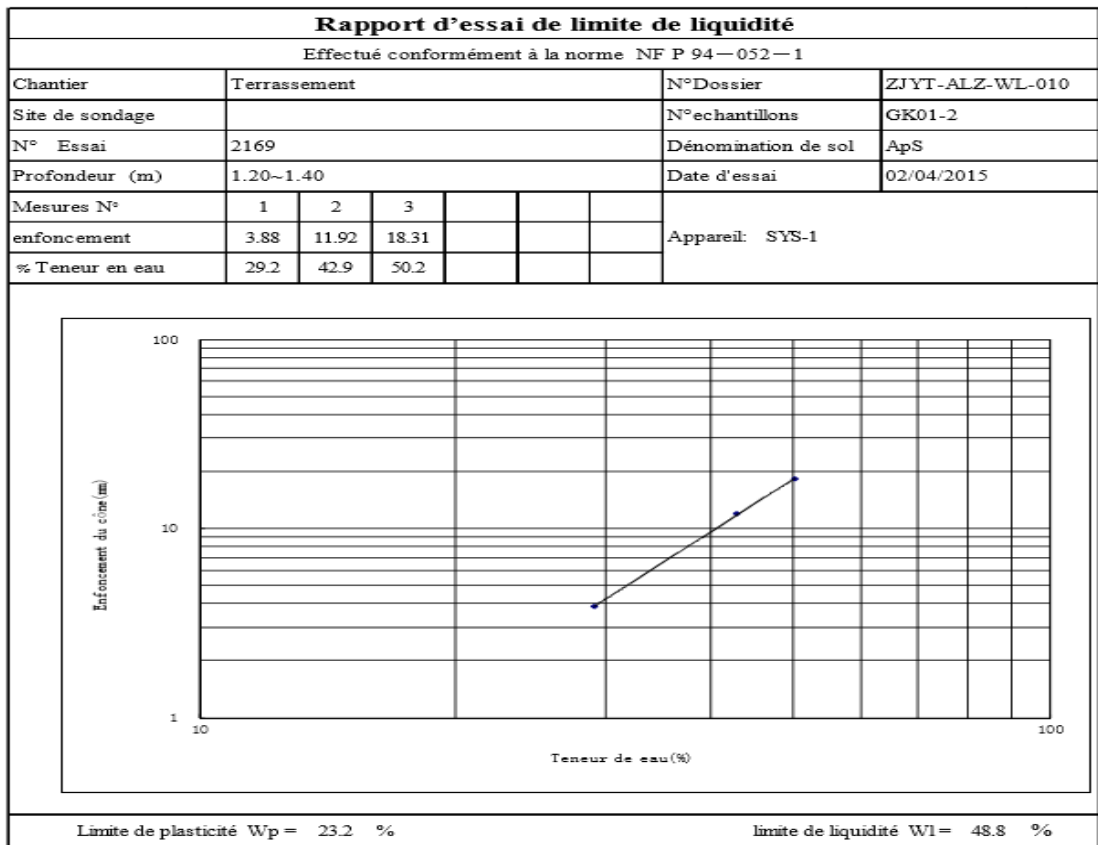
ANNEXE A



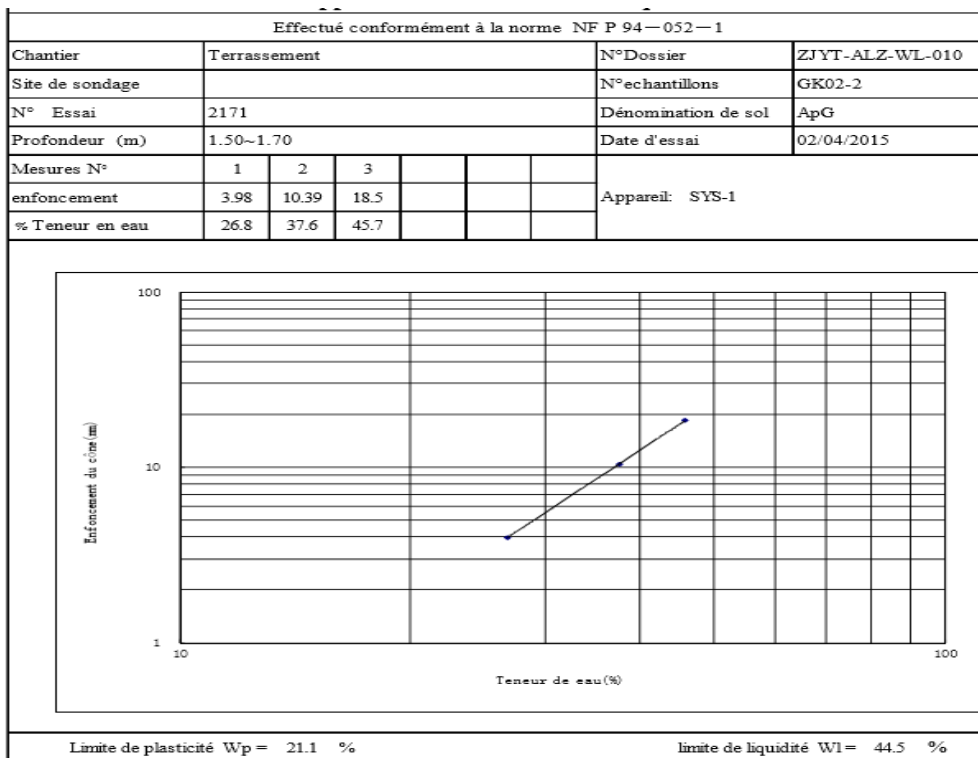
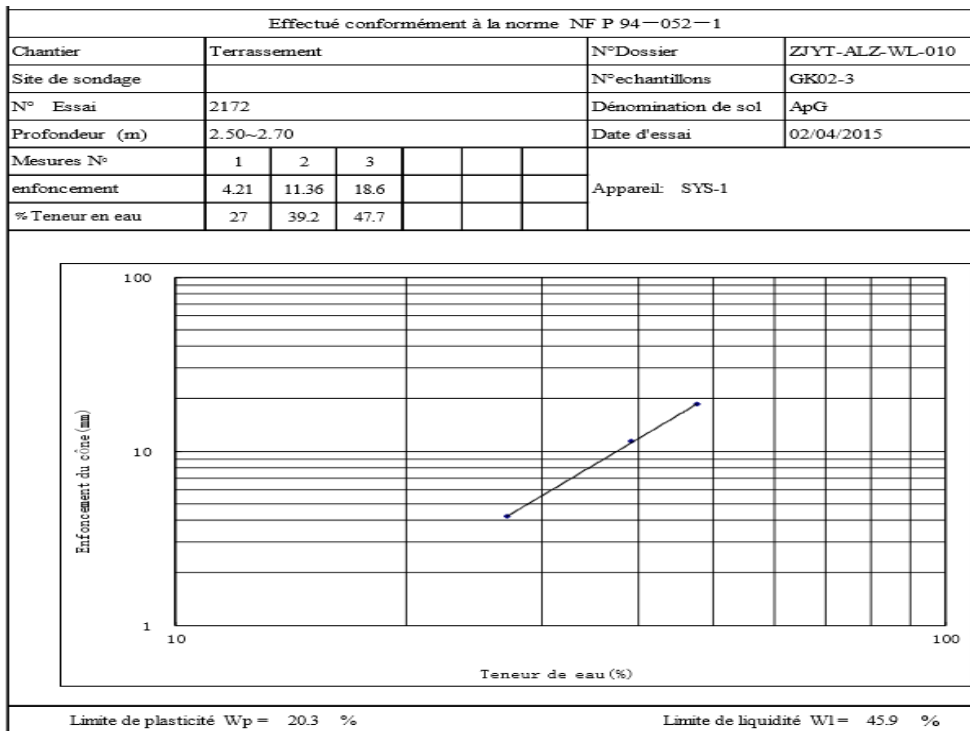
2. Essai limite de liquidité



ANNEXE A

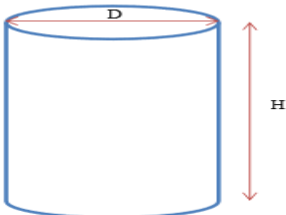


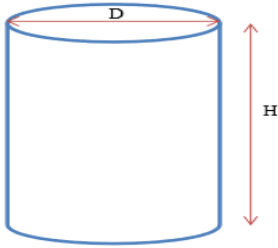
ANNEXE A



ANNEXE A

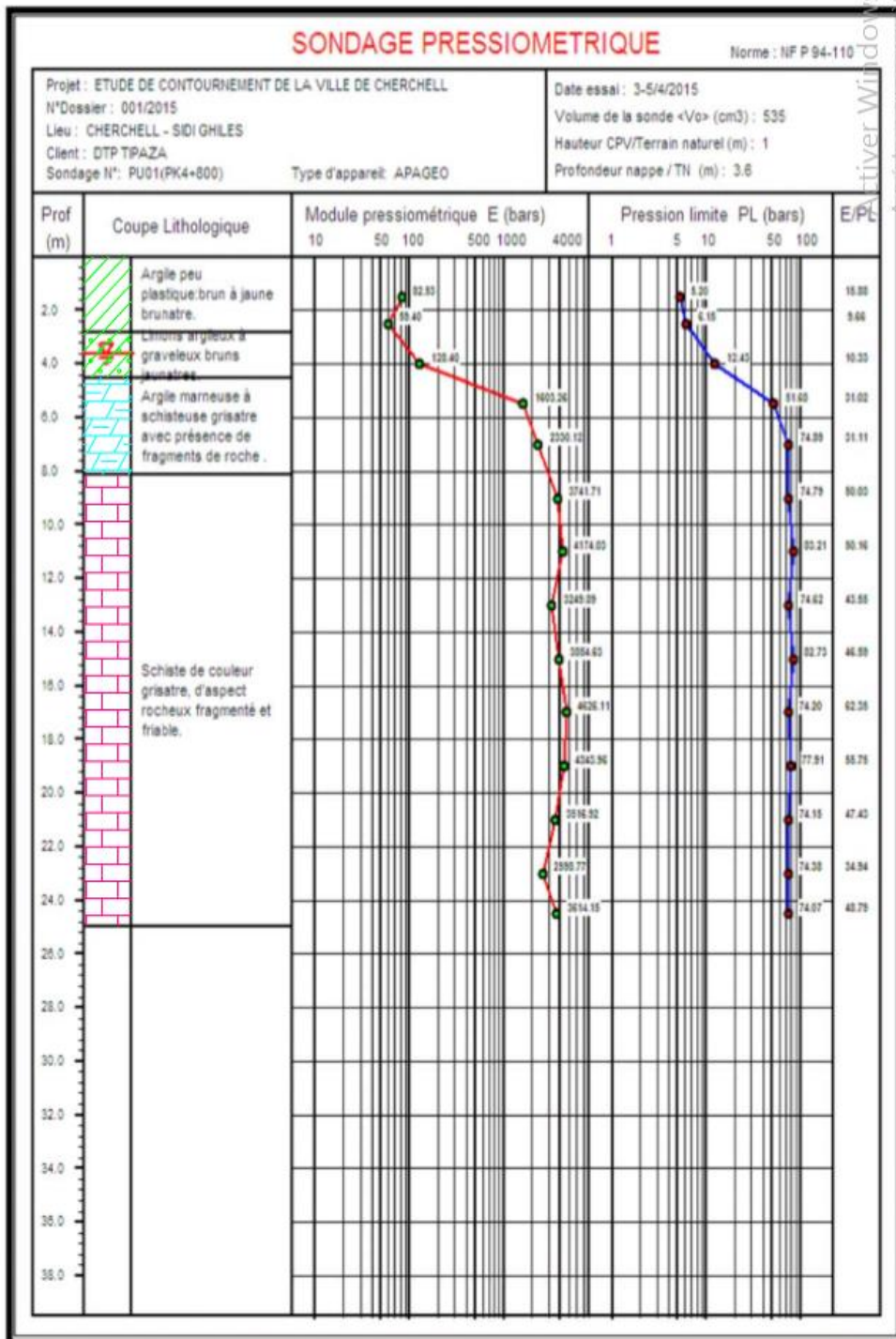
3. Essai de résistance a la compression simple

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE SUR ROCHE			
Effectué conformément à la norme NF P94-420			
Projet	Réalisation du contournement de la ville de Cherchell sur 17Km		
Chantier	Terrassement	N°Dossier	ZJYT-ALZ-RC-015
Site de sondage		N°echantillons	GK01-R1
N° Essai	39	Dénomination	
Profondeur (m)	7.20~7.70	Date d'essai	05/04/2015
Caracteristiques de l'echantillon		Schema de l'echantillon	
Hauteur(H):	104.5 mm		
Diametre(D):	85.0 mm		
Poids(m)	1441.0 g		
Section(A)	5671.63 mm ²		
Volume(V)	592.68 cm ³		
Densite(γ)	2.43 g/cm ³		
Charge a la rupture(P)	34.766 KN		
Coefficient correction			
Etat d'étalonnage	naturel		
Resultat de la R.C.S:			

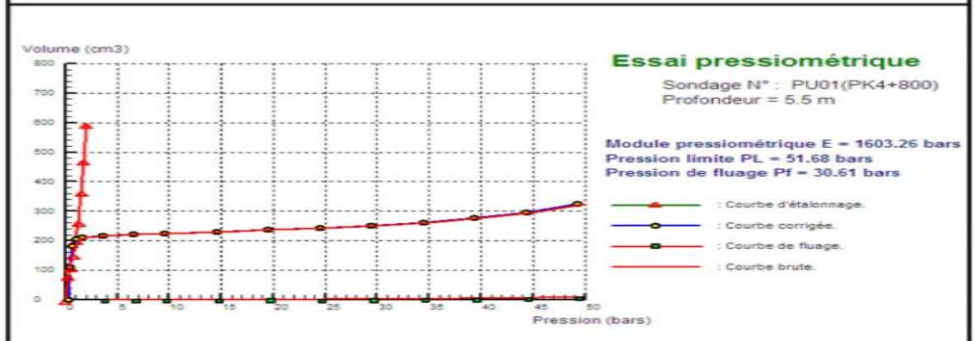
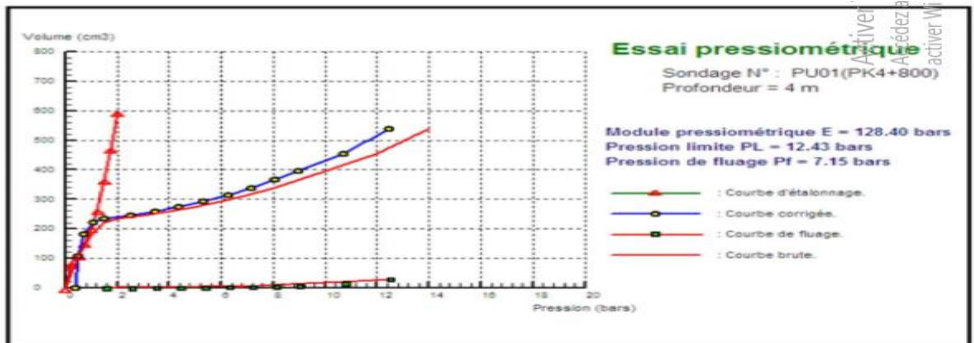
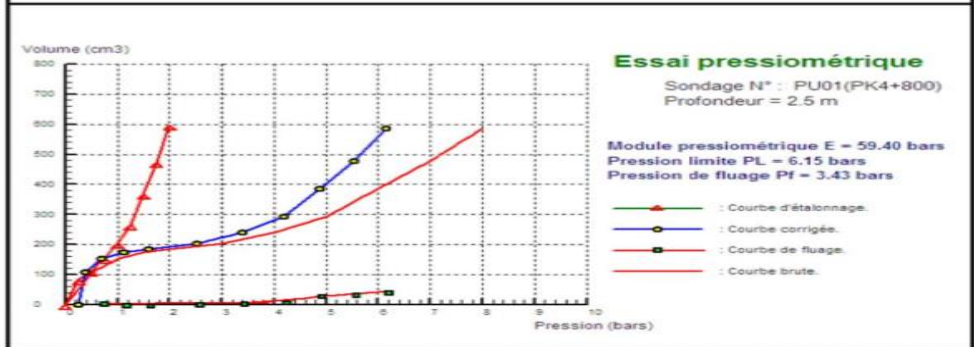
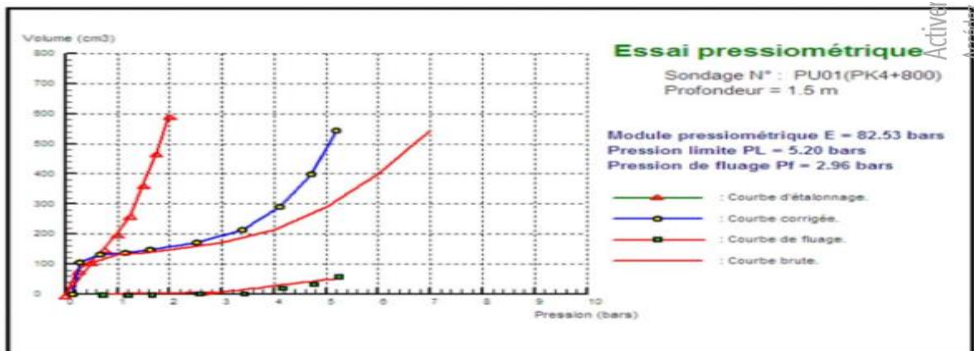
RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE SUR ROCHE			
Effectué conformément à la norme NF P94-420			
Projet	Réalisation du contournement de la ville de Cherchell sur 17Km		
Chantier	Terrassement	N°Dossier	ZJYT-ALZ-RC-015
Site de sondage		N°echantillons	GK01-R1
N° Essai	39	Dénomination	
Profondeur (m)	7.20~7.70	Date d'essai	05/04/2015
Caracteristiques de l'echantillon		Schema de l'echantillon	
Hauteur(H):	103.5 mm		
Diametre(D):	85.0 mm		
Poids(m)	1450.0 g		
Section(A)	5671.63 mm ²		
Volume(V)	587.01 cm ³		
Densite(γ)	2.47 g/cm ³		
Charge a la rupture(P)	25.981 KN		
Coefficient correction			
Etat d'étalonnage	saturant		
Resultat de la R.C.S:			

ANNEXE A

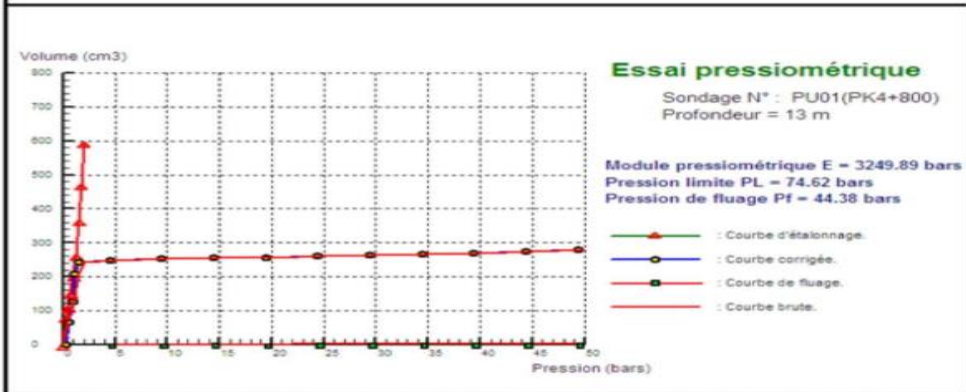
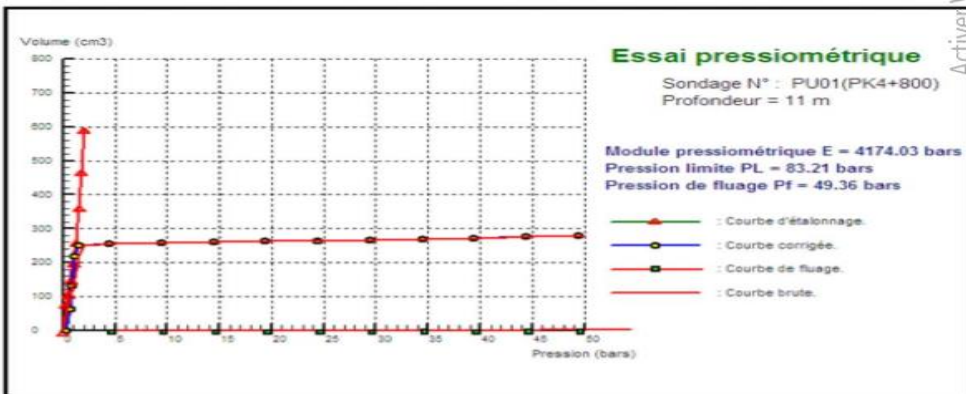
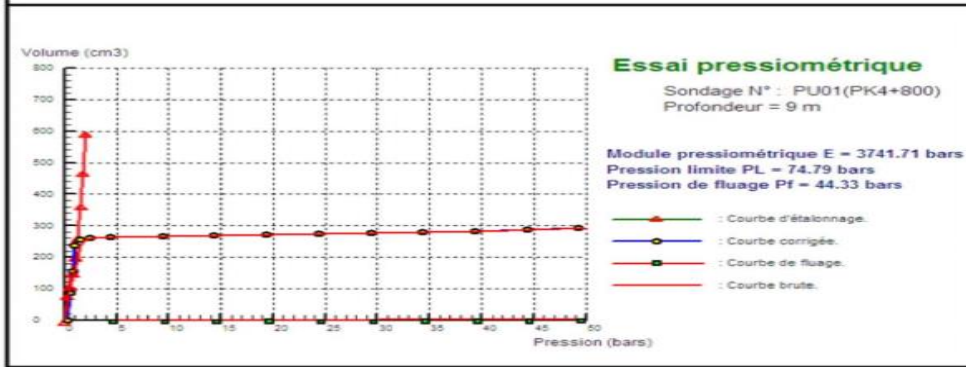
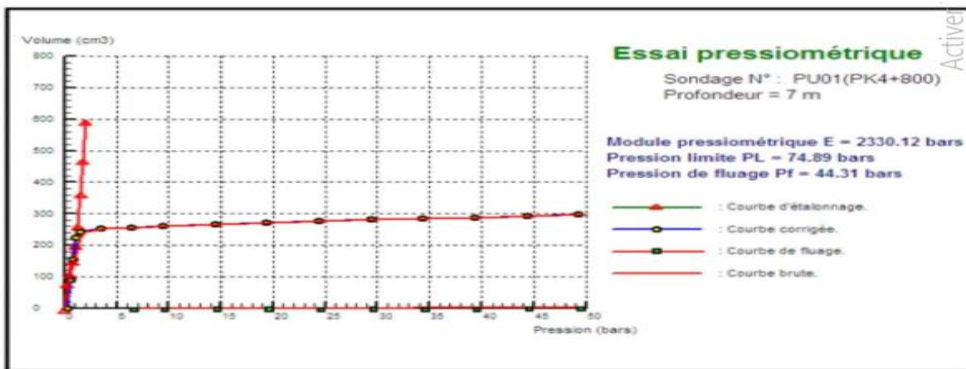
4. Essai préssiométrique



ANNEXE A



ANNEXE A



ANNEXE B

Photo le glissement de terrain de PK12



ANNEXE B



ANNEXE B



ANNEXE B



ANNEXE B

