REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude de stabilité du glissement de terrain sur le chemin communal relient l'Alalma et Thelth Edouair au pk 5+100, wilaya de Médéa

---

Présenté par

Boussouar Mohamed youcef yacine
Daoudi Mounir

Proposé et Dirigé par

Dr. BENSAADA ABDELHALIM

Promotion Juin 2023

Remerciement

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur : Dr.BENSAADA ABDELHALIM pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.

Je tiens ensuite à remercier mes parents pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet professionnel est défini.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

Au nom d'Allah, le tous miséricordieux, le très miséricordieux.

Tous d'abord je tiens a remercier le tous puissant de m'avoir donné le courage, et la patience pour arriver a cet stade afin de réaliser ce modeste travail que

Je dédie :

Ames très chers parents : Mon cher père ***Ali*** *et ma mère* ***Saliha.***

Ames frères et mes sœurs : ***Mohamed*** *et* ***Wassila****.*

A toute la famille surtout : ***Mélina*** *,* ***Ait ibrahim***

A tous mes amis : ***Benaissa*** *et* ***Hussein*** *.*

À mon meilleur ami et mon plus grand soutien dans ma carrière universitaire : ***Soumia*** *.*

A tous qui m'aiment et que j'aime.

Daoudi Mounir

Dédicace

Au nom d'Allah, le tous miséricordieux, le très miséricordieux.

Tous d'abord je tiens a remercier le tous puissant de m'avoir donné le courage, et la patience pour arriver a cet stade afin de réaliser ce modeste travail que

Je dédie :

*A mes très chers parents : **Nassereddine** et **Kheira** .*

A mes trois sœurs et.

*A toute la famille et **Rahil** .*

A tout mes amis .

A toute la promotion 2023.

A tous qui m'aiment et que j'aime.

Boussouar Mohamed Youcef Yacine

ملخص

هذا العمل مبني على دراسة وتحسين المنحدر الغير مستقر للتربة في قسم الطريق المؤدي من العلالمة إلى ثلاث واير في ولاية المدية. هدف هذه الدراسة هو المساهمة في فهم المنحدر الغير مستقر وانهيارات التربة شكل عام باستخدام رمز الحساب ثنائي الأبعاد TALREN 4 للتحقق من استقرار الهياكل الجيوتقنية، وذلك بالاعتماد على طرق الحساب الأساسية لـ Fellenius و Bishop و Perturbations . أولاً، سيتم إجراء مناقشة عامة حول حركة التربة وانزلاقها، بالإضافة إلى العوامل المختلفة التي تساهم في حدوثها. بعد ذلك، قمنا بدراسة الوضع الفعلي للمثال المذكور أعلاه وتحليل إمكانية معالجته ودعمه. في النهاية، سنقدم أفضل حل يضمن الاستقرار والتكلفة ومدة التنفيذ.

الكلمات المفتاحية : منحدر، انزلاق، استقرار، جدار داعم.

Résumé

Ce travail est basé sur l'étude et l'amélioration de la pente instable de sol dans le tronçon de route vers allalma vers tlatet eddouair, wilya Médéa. Le but de cette étude est de contribuer à la compréhension de la pente instable et des glissements de terrain à l'aide du code de calcul bidimensionnel TALREN 4 pour qu'il permette de vérifier la stabilité des structures géotechniques, et cela dépond des méthodes de calcul de base Fellenius, Bishop et perturbation. Tout d'abord on va faire une discussion générale sur le mouvement du sol et de son glissement, en plus les déférents facteurs qui lui permettent de se produire ; après cela, nous avons étudié la situation réelle de l'exemple ci-dessus et avec l'analyse de la possibilité de le traiter et de le soutenir. Enfin, on va présente la meilleur solution qui assure la stabilité le cout et la duré de réalisation .

Mots clé : Pente , Glissement , Stabilité , Gabions.

Abstract

This work is based on the study and improvement of the unstable slope of the soil in the road section from Allalma to Tlatet Eddouair, Médéa province. The aim of this study is to contribute to the understanding of the unstable slope and landslides using the two-dimensional calculation code TALREN 4, in order to verify the stability of geotechnical structures. This depends on the basic calculation methods of Fellenius, Bishop, and perturbation. First, a general discussion will be carried out on soil movement and sliding, as well as the various factors that contribute to their occurrence. After that, we have studied the actual situation of the aforementioned example and analyzed the possibility of treating and supporting it. Finally, we will present the best solution that ensures stability, cost-effectiveness, and implementation duration.

Keywords: Slope, Landslide, Stability, Gabions.

Table des matières

ملخص.....

Résumé.....

Abstract .....

Introduction Général.....1

Chapitre I : Les Mouvements des terrains.....1

1. Introduction. 3

2. Définition des mouvements des terrains 3

3. Types des mouvements des terrains 3

3.1. Les mouvements rapides et discontinus 4

3.1.1. Les effondrements 4

3.1.2. Les éboulements ou écoulements.....4

3.1.3. Les coulées Boueuses 5

3.2. Les mouvements lents et continu.....5

3.2.1. Les affaissements 5

3.2.2. Le tassement (retrait-gonflement).....6

3.2.3. Fluage.....6

3.2.4. Glissement des Terrains.....7

3.2.5. Solifluxion 7

4. Conclusionr 8

Chapitre II : Glissements de Terrain.....3

1. Introduction. 10

2. Définition des glissements de terrain 10

3. Les causes des glissements 10

3.1. Causes géologiques 11

3.2. Causes morphologiques 11

3.3. Causes humaines 11

4. Les types de glissements 11

4.1. Selon la vitesse de mouvement 11

4.2. Selon la forme du plan de rupture 12

4.2.1. Glissement plan 12

4.2.2. Glissement rotationnel 12

4.2.3. Glissement quelconque 12

5. Classifications des glissements des terrains 13

6. Le glissement dans l'algerie ..... Erreur ! Signet non défini.

7. Conclusion 14

Chapitre III : Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements 10

1. Introduction 16

2. Calcul de la stabilité 16

3. Notion de la resistance au cisaillement 16

4. Définition du coefficient de sécurité 16

5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité 18

6. Méthodes de calcules de la stabilité 19

6.1. Calcul à la rupture (méthode classiques) 20

6.1.1. Calcul à la rupture plane 20

6.2. Méthode d'équilibre limite 21

6.2.1. Méthodes des tranches 22

6.2.2. Méthode de FELLENIUS (1927) 22

6.2.3. Méthode de Bishop (Bishop, 1955) 25

6.2.4. La méthode de Janbu simplifiée (1954) 25

6.2.5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) 26

6.2.6. La méthode des perturbations : 26

6.3. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur 27

6.4. La méthode des éléments finis 27

7. Méthodes de confortements 28

7.1. Terrassement 28

7.2. Soutènements 30

7.3. Drainage 33

8. Conclusion 33

Chapitre IV : Analyse du site et études géotechniques 16

1. Introdution 35

2. Présentation de la région 35

2.1. Contexte géologique de la région 35

2.2. Morphologie de la région 36

2.3. Sismicité de la région 37

2.4. Climat de la région 38

3. Désordres et manifestations pathologiques 38

4. Reconnaissance géotechnique 39

4.1. But de l'etude 39

4.2. Reconnaissance Du site 40

4.3. Essais in-situ 40

4.3.1. Sondages 40

4.3.2. Essai pénétromètriques NF P94-115 :.....41

4.3.2.1. Principe : P.D type B 41

4.3.2.2. Méthode d'exploitation des résultats 42

4.3.2.3. Caractéristiques de l'appareil utilisé 42

4.3.2.4. Résultats des essais 43

4.3.2.5. Interprétation des résultats pénétromètriques 46

4.4. Essais au laboratoire 47

4.4.1. Détermination de teneur en eau naturelle NF P94-050.....47

4.4.2. Détermination des Limites d'Atterberg NF P94-051 47

4.4.3. Essai de cisaillement rectiligne NF P94-071 48

4.4.4. Essai de compressibilité à l'oedomètre NF P94-090 49

4.4.5. Analyses chimiques NF P 18-011 50

5. Conclusion 51

Chapitre V : Calcule de stabilité 35

1. Introduction 53

2. Présentation du logiciel 53

3. Les principales caractéristiques de Talren4 53

3.1. L'interface graphique interactive 53

3.2. La gestion du phasage 54

3.3. La recherche automatique de surfaces de rupture 54

3.4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques) 54

3.5. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface 54

4. Les différentes options pour la manipulation de l'interface 55

4.1. Les différentes zones à l'écran 55

4.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur 55

4.2.1. Le menu principal 55

4.2.2. La barre de boutons principale 56

4.2.3. Les barres de boutons contextuelles 56

4.2.4. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs 57

5. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) 57

5.1. Méthode de Fellenius 57

5.2. Méthode de bishop simplifiée 58

5.3. Méthode des perturbations 58

6. Application au glissement étudié 59

6.1. Caractéristiques des couches 59

6.2. Les surcharges 59

6.3. Prise en compte de l'effet sismique 59

6.4. Vérification de la stabilité initiale 59

6.4.1. la géométrie de talus étudié 60

6.5. présentation des résultats de calcul 60

6.5.1. Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop 60

6.5.2. Calcul de «Fs »Par méthode de Fellenius 60

6.5.3. Calcul de «Fs » Par méthode de perturbation 61

6.5.4. Interprétation des résultats 62

6.6. Solutions proposé 62

6.6.1. Solutions retenues 62

6.6.2. Mur en gabions 62

6.7. calcul de la stabilité après le confortement 62

6.7.1. Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop 62

6.7.2. Calcul de «Fs »Par la méthode de Fellenius 63

6.7.3. Calcul de «Fs » Par la méthode de perturbation 63

7. Conclusion :..... 65

Conclusion générale : 66

Référence bibliographique : .....

ANNEXES .....

Liste des figures

Figure 1: Les éboulements ou écroulements 5
Figure 2: Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement. 6
Figure 3: Schéma simplifié de deux sources de désordre sur une maison construite sans fondations suffisantes sur un sol argileux 6
Figure 4: Schématisation du phénomène de fluage. 7
Figure 5: Schématisation du phénomène de glissement de terrain. 7
Figure 6: Phénomène de solifluxion. 8
Figure 7: Illustration de différents types de glissements de terrain selon Varnes 1978 [8]. 13
Figure 9 : la ligne de glissement. 17
Figure 10 : Glissement plan: équilibre d'un bloc 21
Figure 11: Découpage d'un talus en tranches [4] 22
Figure 12 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS. 23
Figure 13:(A)La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale 25
Figure 14: (B) les démentions d'une tranche 25
Figure 15: Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche 25
Figure 16:Les forces sur une tranche methode de JANBU. 26
Figure 17: principe du remblai de pied 28
Figure 18: principe de l'allégement en tête. 29
Figure 19 : Reprofilage 29
Figure 20: Purge totale. 30
Figure 21 : Mur en maçonnerie de pierres sèches 31
Figure 22: Mur en maçonnerie de pierres jointoyées 31
Figure 23: Mur en gabions 32
Figure 24 : Murs en éléments préfabriqués en béton empilés 32
Figure 25 : Situation géographique de Médéa 35
Figure 26 : Situation sismique de Médéa (RPA 99 version 2003). 38
Figure 27:Etat du site 39
Figure 28:Coupe lithologique d'un sondage carotté Sc01 41
Figure 29: Pointe perdu (matiere en acier doux) 43
Figure 30: resultat de l'esssai penetrometriques ST1 44
Figure 31: resultat de l'esssai penetrometriques ST2 45

Figure 32: resultat de l'esssai penetrometriques ST3 46
Figure 33: resultat de l'esssai limites d'atterberg 48
Figure 34: resultat de l'esssai cisaillement rectiligne 49
Figure 35: resultat de l'esssai a l'oedometre 50
Figure 36: Le menu principal de talren 56
Figure 37 : La barre de boutons principale. 56
Figure 38:Les barres de boutons contextuelles 57
Figure 39: Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs 57
Figure 40: La géomètre de modèle étudier 60
Figure 41: Résultats de la méthode de Bishop 60
Figure 42: Résultats de la méthode de Fellenius. 61
Figure 43: Résultats de la méthode de Perturbations. 61
Figure 44: Résultats de la méthode de Bishop après confortement 63
Figure 45: Résultats de la méthode de Fellenius après confortement 63
Figure 46: Résultats de la méthode de Perturbations après confortement 64

Liste des Tables

Table 1: Classification des glissements de terrain. 13
Table 2 : différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE 18
Table 3 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage 18
Table 4 *:* Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus 19
Table 5: Coefficients d'accélération (A). 37
Table 6 : resultat de l'esssai de teneur en eau naturelle 47
Table 7: resultat de l'esssai limites d'atterberg 48
Table 8: resultat de l'esssai cisaillement rectiligne 49
Table 9: resultat de l'esssai a l'oedometre 50
Table 10: resultat de l'esssai anlyses chimiques 51
Table 11: les caractéristiques des couches. 59

Introduction Général

Les glissements de terrain sont considérés comme des dangers naturels permanents présents dans tous les pays du monde en raison des effets importants qu'ils peuvent avoir sur les êtres humains et les biens, pouvant entraîner des dommages matériels se chiffrant en millions de dollars. Les gouvernements doivent accorder une grande attention à ce phénomène. Pour cela, il est essentiel de prendre en compte ces phénomènes et leurs dangers, et de prendre les précautions nécessaires pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

Dans ce contexte, nous allons aborder un cas de glissement de terrain affectant la PK 5+100 A CC A LALALMA. Nous analyserons la cinématique de ce glissement, ainsi que les aspects géologiques, hydrogéologiques et hydrauliques, afin de proposer un système de renforcement des talus. L'étude se concentre sur la vérification de la stabilité de ce talus en calculant son coefficient de sécurité, dans le but de trouver la meilleure solution de traitement des glissements.

À partir de ce problème posé, notre travail est divisé en deux parties. La première partie consiste en une étude bibliographique sur les glissements de terrain, incluant leurs causes, les méthodes de calcul, ainsi que les méthodes de renforcement. La deuxième partie est consacrée à :

- La description du site.
- L'étude géotechnique du site.
- Le calcul de stabilité.
- L'étude de renforcement.
- L'estimation économique.

Chapitre I :

Les Mouvements des terrains

1. Introduction :

Le mouvement de terrain étant un phénomène naturel pouvant être très destructeur. Les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments, et les dommages matériels dépendent de l'amplitude et la durée du mouvement de terrain ainsi que des modes de construction. Il peut s'agir de détérioration des structures (fissurations) ou de destruction (écroulements des bâtiments), dégradation des infrastructures (ponts, routes, voies ferrés,…etc.), ruptures des conduites d'eau, de gaz, et d'assainissement.

Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Il se développe dans un massif de sol meuble ou de roche argileuse tendre et se produit dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

2. Définition des mouvements des terrains :

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Dans la vie quotidienne ces phénomènes menacent en premier lieu les personnes c'est-à-dire présentent des risques sur sa vie et ses constructions.

3. Types des mouvements des terrains :

Les classifications des mouvements de terrain qu'ils soient d'origine naturelle ou anthropique sont nombreuses.

On peut citer la classification internationale (Hutchinson, 1988) ; la classification Européenne (Soldait, 1996) ; la classification automatique, (Dikau et al, 1996), etc.

Divers caractéristiques ont été prises en compte dans ces classifications, elles peuvent se baser sur : les mécanismes et la composante principale du déplacement, (Varnes, 1984; Martin , 2006) ;La géométrie et l'état d'activité (Dikau et al, 1996); les caractéristiques géotechniques et les vitesses de déplacement (Hungret al, 2001); le type de matériaux (Corominas, 1998); le contexte géologique et géomorphologique (Hutchinson, 1988) et voire même la combinaison tous les critères précédents, (Antoine et Giraud, 1993; Hadji, 2015).

Selon la vitesse du déplacement deux types peuvent être distingués :

- Les mouvements lents : pour lesquelles la déformation est progressive et peut être accompagné par des ruptures : lis regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait- gonflement et le fauchage.
- Les mouvements rapides : se propagent d'une manier brutal et soudain, selon le mode de propagation des matériaux en masse ou à l'état remanié : les effondrements, les chutes de pierres ou blocs, les éboulements ou les écroulements, les laves torrentielles et les coulées boueuses.

On peut classer les mouvements de terrains on deux grands types :

- Les mouvements de pentes : concernent les déplacements obliques sur des surfaces libres inclinés ou ils affectent les pentes naturelles ou artificielles.
- Les mouvements verticaux : concernent les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales.

3.1. Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

On distingue :

3.1.1. Les effondrements :

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol. Deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes, c'est le phénomène de suffusion.[1]

3.1.2. Les éboulements ou écoulements :

Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ils consistent en la chute libre ou le roulement au départ, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). L'ampleur du phénomène est liée à

la quantité et au volume de blocs mobilisables et à la surface et la topographie de l'aire de réception des blocs éboulés. [2]



Figure 1: Les éboulements ou écroulements .

3.1.3. Les coulées Boueuses :

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, lahar : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne)
- coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été)[3]

3.2. Les mouvements lents et continu :

La déformation de ces masses est progressive, présente souvent des phases d'évolution lentes parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.

3.2.1. Les affaissements :

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde, sans rupture apparente ou bien par une évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels.

Les cavâtes peuvent être :

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses, etc…
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterrains (calcaire, craie, mines de sel, de charbon…).

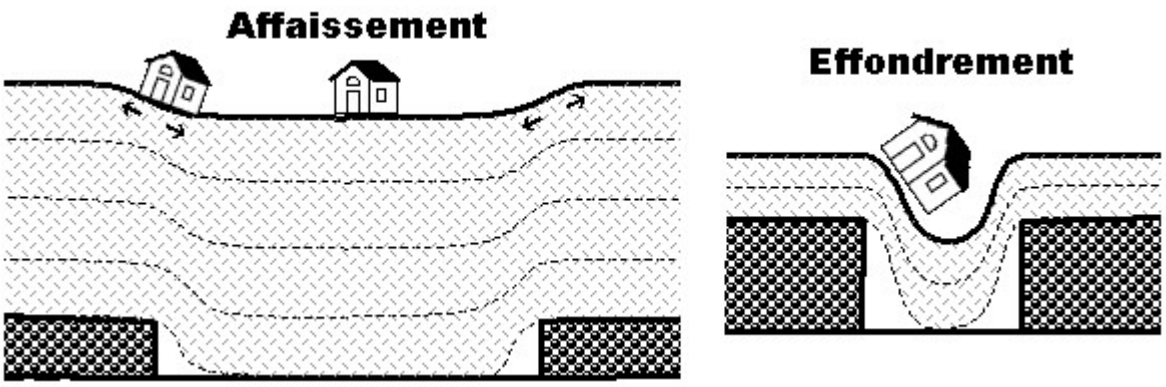


Figure 2: Schéma expliquant la différence entre affaissement minier et effondrement.

3.2.2. Le tassement (retrait-gonflement) :

Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse .

Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène.

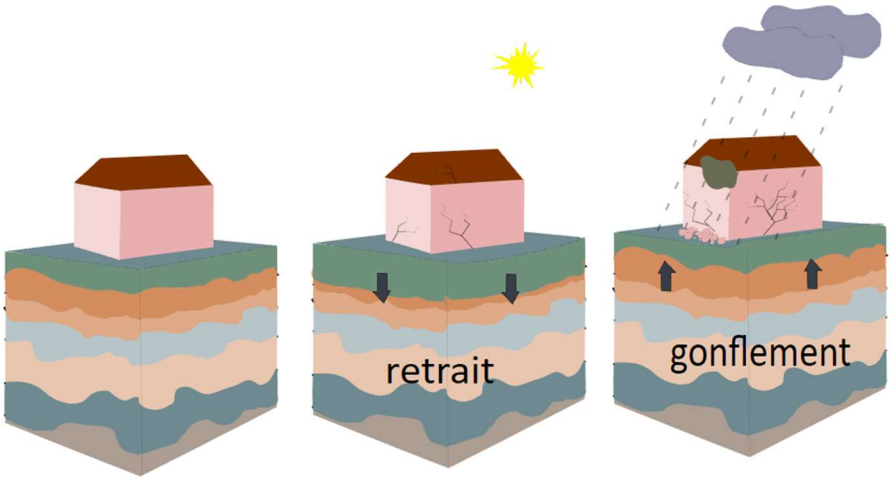


Figure 3: Schéma simplifié de deux sources de désordre sur une maison construite sans fondations suffisantes sur un sol argileux.

3.2.3. Fluage :

Est une déformation lente et irréversible d'un terrain qui subit des contraintes continues, se produit généralement au sein de formation de grande épaisseur supportant une surcharge, due à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique).

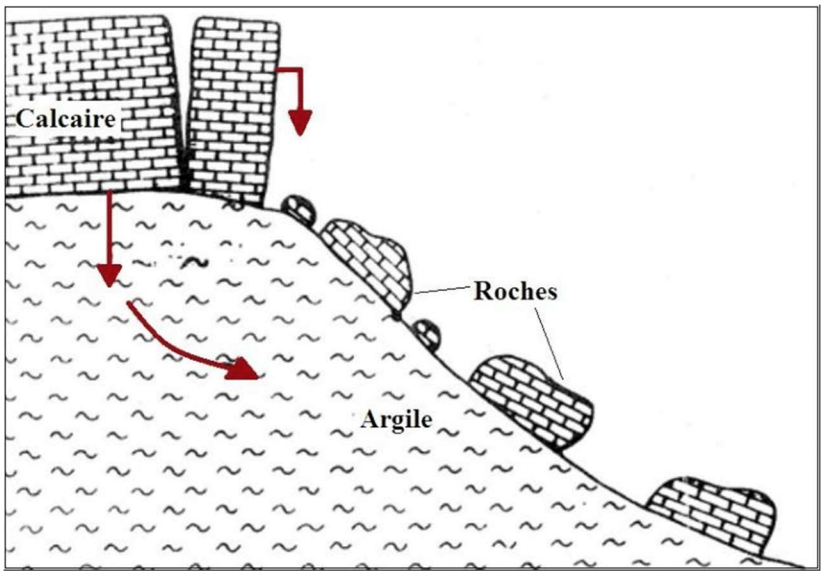


Figure 4: Schématisation du phénomène de fluage.

3.2.4. Glissement des Terrains :

Le glissement est un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voir une centaine de mètres pour certains glissements de versant.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain (niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de conservation d'eau, etc.)[4]

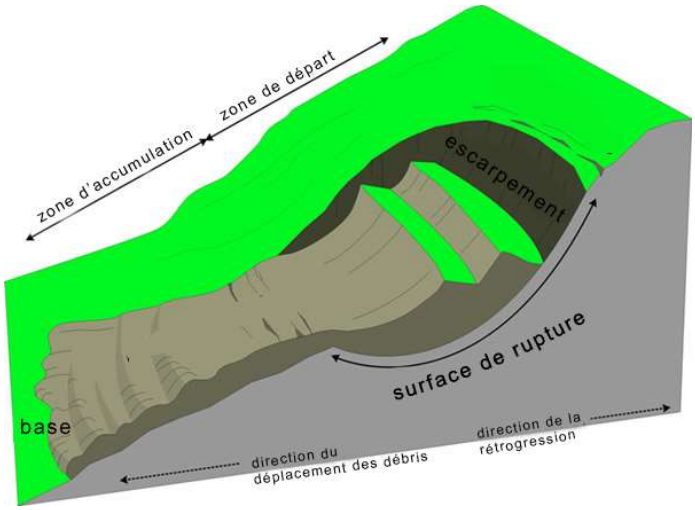


Figure 5: Schématisation du phénomène de glissement de terrain.

3.2.5. Solifluxion :

L a solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles,

elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

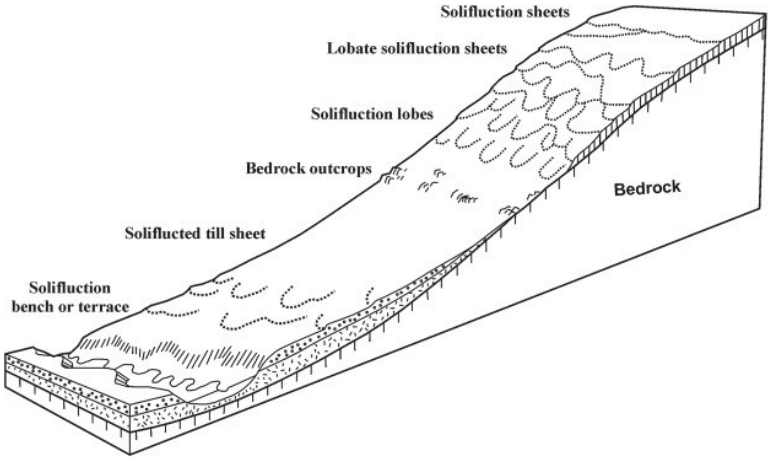


Figure 6: Phénomène de solifluxion.

4. Conclusion :

Le terme "mouvement de terrain" englobe divers types de phénomènes naturels qui diffèrent considérablement les uns des autres en termes de nature, de comportement et de conséquences pour l'humanité. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements ou de coulées boueuses, ces phénomènes impliquent toujours le déplacement gravitationnel d'un volume de roche ou de sol instables en raison de contraintes naturelles telles que de fortes pluies, des séismes, la fonte des neiges, ou d'origine humaine comme des travaux de terrassement ou le déboisement. Ces divers phénomènes évoluent de manière irrégulière au fil du temps, passant de phases d'évolution lente à des phases d'accélération parfois abrupte, entraînant des catastrophes plus ou moins graves**.**

Chapitre II :

Glissements de Terrain

1. Introduction :

es glissements de terrain et les coulées de boue sont des mouvements lents le long d'une surface de défaillance incurvée ou plate. Les coulées de boue sont causées par l'évolution d'un glissement de terrain dans sa partie aval. Ils impliquent un déplacement rapide de grandes quantités de matériaux retravaillés. La taille du glissement de terrain varie, allant d'un simple glissement de terrain en pente à des mouvements à grande échelle qui peuvent affecter toute la pente. La profondeur de la surface de glissement varie de quelques mètres à des dizaines de mètres. Les signes visibles des glissements de terrain en surface sont généralement spectaculaires, tels que des fissures dans les murs des maisons, des champs en perles, des poteaux, etc., tandis que les glissements de terrain profonds sont plus difficiles à détecter car ils présentent moins de preuves visibles.

La nature géologique des terrains, l'eau et la pente sont parmi les principaux facteurs qui contribuent à ces phénomènes. Les matériaux affectés varient considérablement, allant des roches marneuses ou schisteuses aux formations tertiaires altérées, aux colluvions fines, aux moraines argileuses, etc. La saturation des terrains en eau, due à la présence de sources, à de fortes précipitations ou à la fonte brutale des neiges, joue également un rôle clé dans le déclenchement de ces phénomènes. Dans la plupart des cas, l'eau joue un rôle important en exerçant des pressions interstitielles, en générant des écoulements souterrains ou en provoquant des pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

2. Définition des glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des aléas naturels courants et dangereux qui se produisent dans le monde entier, causant souvent de graves impacts directs sur les vies humaines, les propriétés publiques et privées et les infrastructures essentielles.

Par conséquent, il est impératif d'identifier les zones sensibles aux glissements de terrain pour éviter ou atténuer les dommages éventuels. Les glissements de terrain se produisent lorsque la contrainte de cisaillement le long d'un plan de rupture dans les matériaux géologiques d'une pente dépasse la résistance au cisaillement du matériau.

Les glissements de terrain sont généralement déclenchés par des précipitations intenses de courte durée ou des précipitations prolongées, des tremblements de terre ou des activités humaines.

3. Les causes des glissements :

On peut deviser les causes des glissement en trois sections :

3.1. Causes géologiques :

- Matériaux fragiles ou sensibles.
- Matériaux vieillis.
- Matériaux cisaillés, joints ou fissurés.
- Discontinuité défavorablement orientée.
- Contraste de perméabilité et/ou de rigidité des matériaux.

3.2. Causes morphologiques :

- soulèvement tectonique ou volcanique.
- Rebond glaciaire.
- Érosion fluviale, ondulatoire ou glaciaire du pied de pente.
- Érosion souterraine.
- Enlèvement de la végétation (par le feu, la sécheresse).
- Altération par le gel et le dégel.
- Altération par rétrécissement et gonflement.

3.3. Causes humaines :

- Excavation de la pente ou de son pied.
- Chargement de la pente ou de sa crête .
- La déforestation.
- Irrigation.
- Exploitation minière.
- Vibrations artificielles.
- Fuite d'eau des services publics. [8]

4. Les types de glissements :

Les glissements de terrain peuvent être classés selon la forme estimée de la surface de glissement et selon la vitesse d'activité, définie par une évaluation de la vitesse moyenne à long terme des mouvements. [5]

4.1. Selon la vitesse de mouvement :

Selon sa nature, la vitesse d'évolution se situe entre quelques centimètres par an à plusieurs Kilomètres par heures. Mais pour un glissement, cette vitesse peut varier dans le temps, un glissement passe par une phase tranquille et une phase active, souvent brutale; par rapport à la vitesse d'activité:

- Glissement sub-stabilisé, très lent: 0 - 2 cm/an

- Glissement peu actif, lent: 2 - 10 cm/an
- Glissement actif (ou lent avec phases rapides): > 10 cm/an.[5]

4.2. Selon la forme du plan de rupture :

Le modèle de classification typologique le plus couramment utilisé pour les mouvements de pente a été développé par Varnes (1978).

Conformément à cette classification, les types de glissements de terrain les plus signalés sont les suivants :

4.2.1. Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable, et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs Kilomètres carrés. [6]

4.2.2. Glissement rotationnel :

Les glissements de terrain rotationnels sont caractérisés par une surface de rupture qui a une forme incurvée concave. Les escarpements affectés sont généralement relativement grands et leur impact reste visible sur la surface topographique, car la rupture de pente gravitationnelle transporte généralement un gros corps principal de masse terrestre. Par rapport à un axe parallèle à la surface, le glissement décrit un mouvement plus ou moins rotatif lorsqu'il est déclenché**.**

4.2.3. Glissement quelconque :

Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation, et se développent dans les dépôts hétérogènes, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. [7]

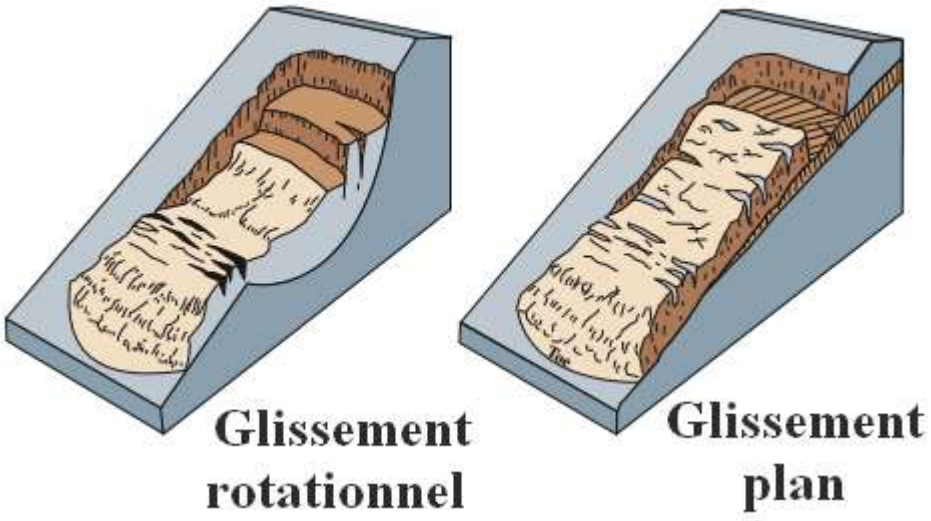


Figure 7: Illustration de différents types de glissements de terrain selon Varnes 1978 [8].

5. Classifications des glissements des terrains :

Les glissements de terrain sont souvent classés en considérant leur magnitude. Cette magnitude ou intensité peut être exprimée de manière quantitative et qualitative. La classification d'un glissement de terrain se fait selon plusieurs paramètres, nous citons dans ce qui suit les deux paramètres les plus importants qui sont la surface du mouvement ainsi que sa vitesse moyenne [9]

Table 1: Classification des glissements de terrain.

Classification d'après la profondeur de lasurface de glissement (en m sous la surface du sol)		Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
Glissement	Surface deglissement	Glissement	Vitesse de glissement
Superficiel	0 – 2 m	Substabilité, très len	0 – 2 cm/an
Semi-profond	2 – 10 m	Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Profond	10 – 30 m	Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an
Très profond	>30 m		

6. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons présenté une variété de types de glissements de terrain, en mettant en évidence les mouvements naturels du sol, leurs caractéristiques et les facteurs qui les déclenchent. Nous avons également mentionné plusieurs exemples de glissements de terrain observés à travers le monde.

Chapitre III :

Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortement

1. Introduction :

La stabilité des pentes est un des problème les plus complexe.

Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de nombreux paramètres (paramètres mécaniques et physique du sols) , En plus la géométrie des différentes couches de sols ne pas être connue précisément.

Dans ce chapitre nous présenterons les mécanismes qui causent la rupture de certain talus ou pentes naturelles.

Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer la stabilité des talus .

Il existe plusieurs méthodes qui se diffère par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème

2. Calcul de la stabilité :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles.

Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité (**Fs**). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de **Fs** la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné.

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité.[10]

3. Notion de la resistance au cisaillement :

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement τ le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement maximum (τ_{ults}) que le sol peut supporter sous une contrainte normale σ.

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, et ils ne s'écrasent pas.

4. Définition du coefficient de sécurité :

On considère qu'il y a glissement (c'est-à-dire rupture le long de la ligne de glissement) lorsque la contrainte de cisaillement mobilisée (ou motrice) τ_{moteur} le long de la ligne de glissement est égal ou supérieure à la contrainte de cisaillement résistante $\tau_{résistant}$ (soit la contrainte de

cisaillement à la rupture).

Pour une ligne de glissement donnée on définit le facteur de sécurité F_s tel que :

$$F_s = \frac{\tau_{résistant}}{\tau_{moteur}}$$

Équation 1: facteur de securité

Possibles. Une pente sera considérée comme stable si le facteur de sécurité F_s est suffisamment grand pour chacune des lignes de glissement. Autrement dit, vérifier la stabilité d'une pente revient à rechercher la ligne de glissement conduisant à la plus petite valeur de F_s. Pour les cas courants, la valeur minimale généralement admise est F_s=1,5 pour avoir une sécurité suffisante [11]

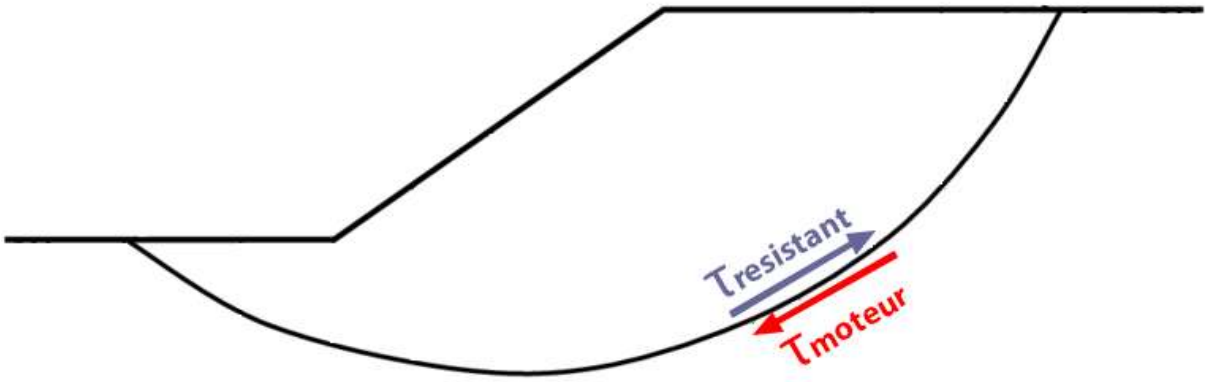


Figure 8 : la ligne de glissement.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour F_s=1, les caractéristiques correspondantes [13].
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus [14].

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite.

Table 2 : différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s=\tau_{max}/\ \tau$
Rapport de forces	$F_s= M_{resist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_s=M_{resist} / E_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H_{max}

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

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

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.[15]

Table 3 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importantssécurité contestable pour les barrages,ou bien quand la rupture seraitcatastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25,

alors que FS = 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

6. Méthodes de calcules de la stabilité :

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus au moins sophistiquées et plus au moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, de l'outil informatique, et de l'analyse numérique. Little et al. (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution [12]. Ces méthodes apparaissent en général trop simples et trop élaborées et de maniement délicat. Les différentes méthodes sont représentées dans le tableau suivant :

Table 4 *:* **Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus**

Méthode	Caractéristiques
Abaque de stabilité de pente (Janbu 1968 ; Duncan et al.1987)	-Assez précise pour plusieurs résolutions. -Plus rapide que les analyses détaillées par ordinateur. -Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. -Ne satisfait pas l'équation d'équilibres des forces horizontales et verticales. - Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Bishop simplifiée (Bishop 1955)	-Uniquement pour les surfaces de glissementcirculaires.- Satisfait l'équilibre des forces horizontales.-Satisfait l'équation d'équilibre des moments.

Méthode de Perturbation (1972)	-N'importe quelle forme de surface de glissement.-Satisfait l'équilibre des forces verticales et horizontales.-Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Procédure généralisée des tranches de (Janbu 1968)	-N'importe quelle forme de surface de glissement -Satisfait toutes les conditions d'équilibre. -Permet la variation de la position des forces latérales intertranches. -Problèmes numériques plus fréquents que certaines autres méthodes.
Morgenstern et Price's (Morgenstern et Price 1965)	-N'importe quelle forme de surface de glissement. -Satisfait toutes les conditions d'équilibre. -Permet de faire varier l'orientation des forces latérales intertranches.
Méthode de Spencer (Spencer 1967)	-N'importe quelle forme de surface de glissement.-Satisfait toutes les conditions d'équilibre.-Les forces latérales intertranches sont supposées parallèles.

6.1. Calcul à la rupture (méthode classiques) :

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de **FS** et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif [16]

6.1.1. Calcul à la rupture plane:

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : ***W*** le poids du bloc de sol considéré, ***V*** et ***H*** les

efforts sur les côtés du bloc, ***N*** et ***T*** les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, ***UL*** l'effort dû à la pression d'eau latérale, et ***U*** l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que ***V* = 0** et que ***H*** et ***U*L** s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer ***N*** et ***T***, ainsi que le coefficient de sécurité [16]

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

Équation 2

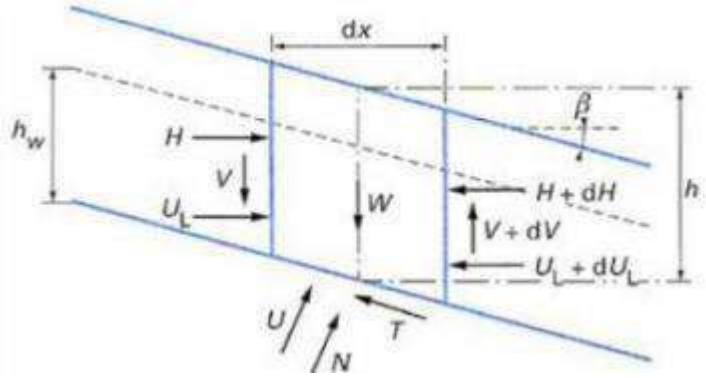


Figure 9 : Glissement plan: équilibre d'un bloc

6.2. Méthode d'équilibre limite:

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogène ne présentant pas discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

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

Équation 3

C : cohésion effective

φ : Angle de frottement interne effectif

Angle de frottement interne effectif Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern etPrice1965, ……)[17]

6.2.1. Méthodes des tranches :

La masse libre est divisée en de nombreuses tranches verticales et l'équilibre dechaque tranche est considéré.

- méthode suédoise du cercle (Fellenius).
- méthode de bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicables seulement aux surfaces de rupture circulaire.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autre formes de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraire, leur choix tient toute fois compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site [4]

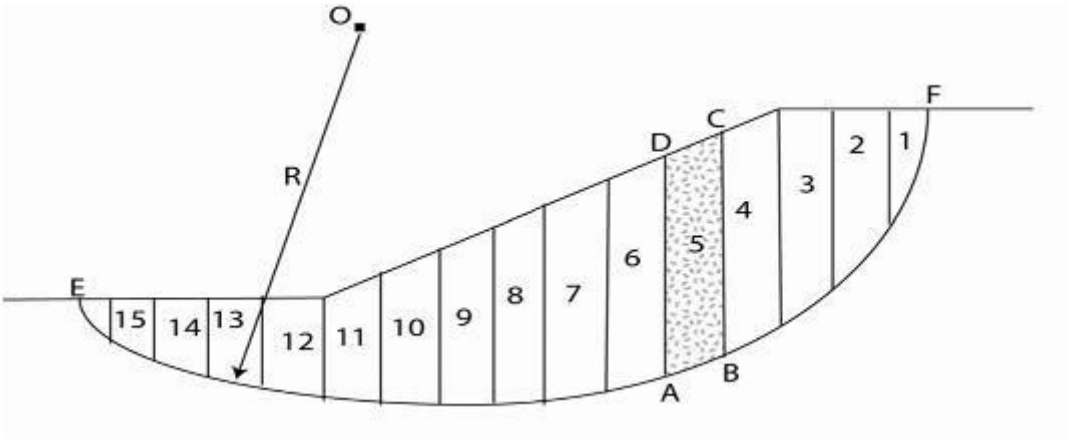


Figure 10: Découpage d'un talus en tranches [4]

6.2.2. Méthode de FELLENIUS (1927) :

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des momentsrésistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement.

$$F = \frac{\sum moments\ résistants\ maximaux}{\sum moments\ moteurs}$$

Équation 4

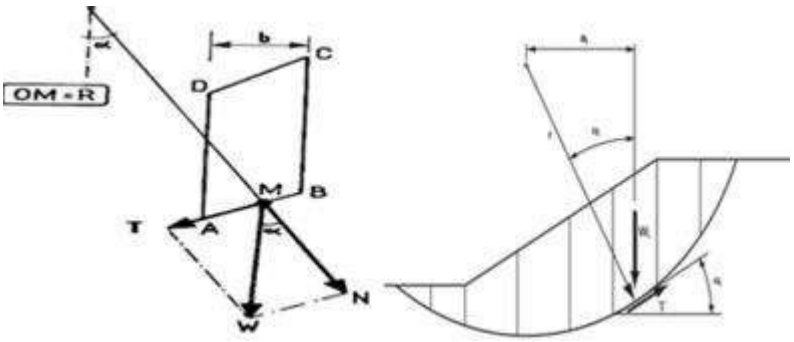


Figure 11 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- Par rapport au centre O, on peut définir :

Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement. Le moment résistant maximal fourmi par valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle,

D'après la loi de Coulomb :

$$Rn = Cn * AB + Nn * \tan \phi_n$$

Équation 5

Avec : $Nn = Wn \cos \alpha_n$

Équation 6

Donc :

$$Rn = Cn * AB + (Wn * \cos \alpha_n) * \tan \phi_n$$

Équation 7

D'autre part :

$$AB = I_n * \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

Équation 8

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_{1}^{m} R(ci\frac{b_n}{\cos\alpha_n} + W_n \cos\alpha_n \tan\phi_i$$

Équation 9

Avec :

m : nombre total des tranches .

C_i , ϕ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T_n est égal à T_n * R par ailleurs :

$$T_n = W_n * \sin\alpha_n$$

Équation 10

En remplaçant (Équation 7) et (Équation 8) dans l'équation (Équation 5), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

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

Équation 11

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b : la largeur des tranches ;
- α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENUS (1927).cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraints effectives sur la surface de glissement. Elle est sure pour des sols homogènes seulement. Comme autres méthodes des tranches dans la littérature

scientifique. On retrouve la méthode simplifiée de BISHOP (C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement . [19]

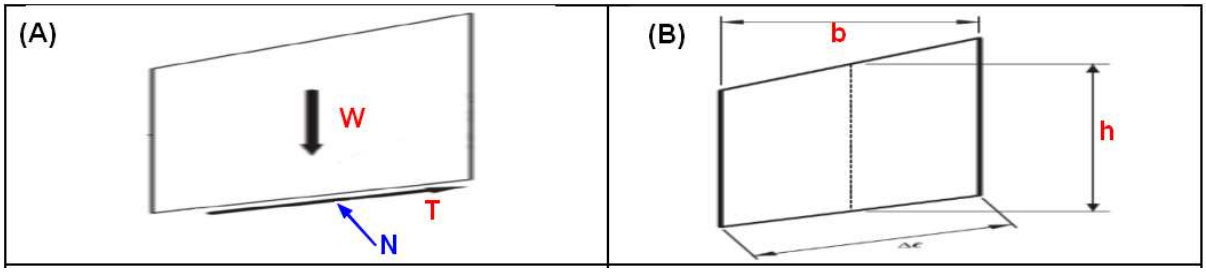


Figure 12:(A)La représentation des forces sur une tranche dans la méthode à surface générale

Figure 13: (B) les démentions d'une tranche

6.2.3. Méthode de Bishop (Bishop, 1955) :

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces intertranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

- Réactions inter-tranches horizontales Vi=0 .
- $\boldsymbol{\tau = \frac{\tau_{max}}{F} = \frac{(\delta - u)\tan\varphi'}{F} + \frac{c'}{F}}$
- Projection sur la verticale : $W_i = (\delta' + u)\ b\ \tan\alpha\ \frac{\tan\ '}{F} +\ c'\ b\ \tan\alpha_1$
- Moment global : $\sum[W_i R \sin\alpha] = \frac{1}{F}\sum[\delta' \tan\varphi + c' \frac{b}{\cos\alpha}\ R$

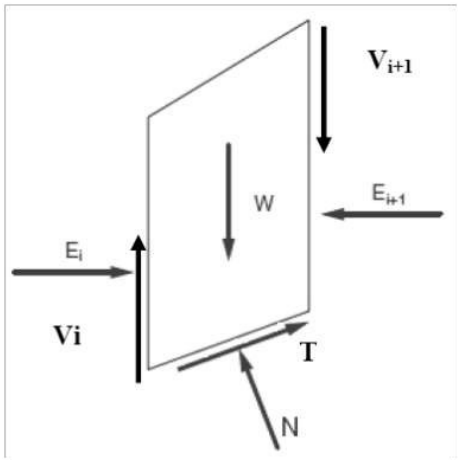


Figure 14: Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.

6.2.4. La méthode de Janbu simplifiée (1954) :

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 (**Tr**). La base de la force normale (**P**) est

déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par: [16]

$$F_s = \frac{\sum(c'l\cos\alpha + (P + ul)\tan\varphi')\cos\alpha}{\sum P \sin\alpha}$$

Avec : $P = \frac{[W - \frac{c'l\sin\alpha}{F_s} + \frac{ul\tan\varphi'\sin\alpha}{F_s}]}{m_\alpha}$

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F_s = f_0 F_{s_0}$$

Équation 12

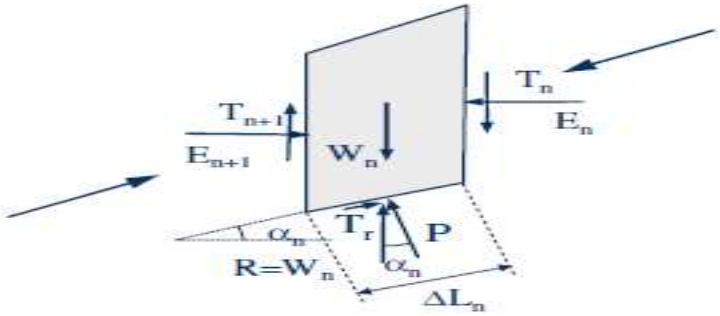


Figure 15:Les forces sur une tranche methode de JANBU.

6.2.5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

Aussi satisfaire à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces intertranches. (A.KOUDERY, 2005) .

6.2.6. La méthode des perturbations :

Circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

- Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les

condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime . [20]

6.3. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur :

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité Fs et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales:

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données

- Géométriques (profil topographique).
- Géotechniques (c, φ).
- Hydraulique (profil de la nappe).

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement [20]

6.4. La méthode des éléments finis :

consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente

un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

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

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

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

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

Talren – Plaxis – Geostudio –Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal… [20]

7. Méthodes de confortements :

Pour assurer la protection contre les risques de glissement de terrain, il est essentiel d'étudier le phénomène dans sa globalité, en examinant les caractéristiques du terrain, la vitesse de déplacement, le volume déplacé et les facteurs déclencheurs. Cette étude permettra de déterminer les méthodes de stabilisation les plus efficaces et économiquement avantageuse parmi les méthodes proposer par le système de confortement.

On va présenter les différentes méthodes de confortement proposées par le système de confortement , qui ont pour objectif de stabiliser les volumes instables en éliminant les masses instables, en réduisant les forces motrices et en augmentant les efforts résistants.

Le choix de la méthode de stabilisation dépend de plusieurs facteurs, tels que les conditions techniques du site (paramètres techniques et faisabilité de mise en œuvre) ainsi que le coté cout et l'aspect environnementales.

7.1. Terrassement :

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes, selon la nature du problème, parmi ces méthodes on cite:

- **Remblai de pied :**

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. [16]

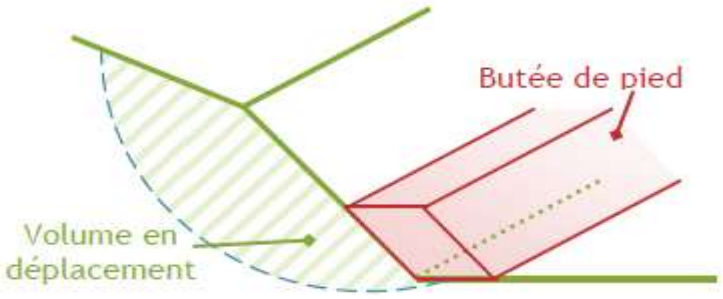


Figure 16: principe du remblai de pied

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. 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. [16]

- **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. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire,…..). [16]

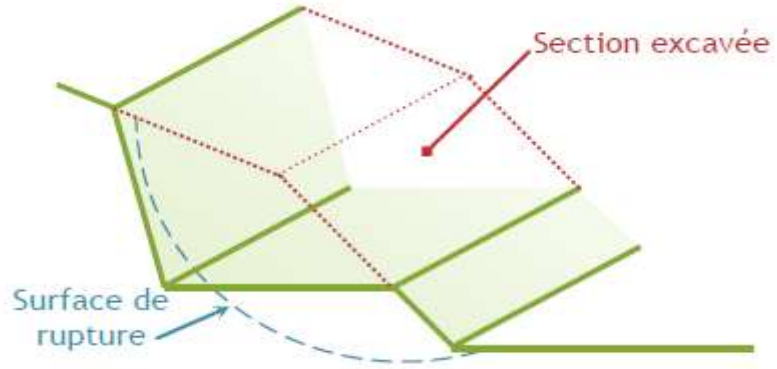


Figure 17: principe de l'allégement en tête.

- **Reprofilage :**

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. [16]

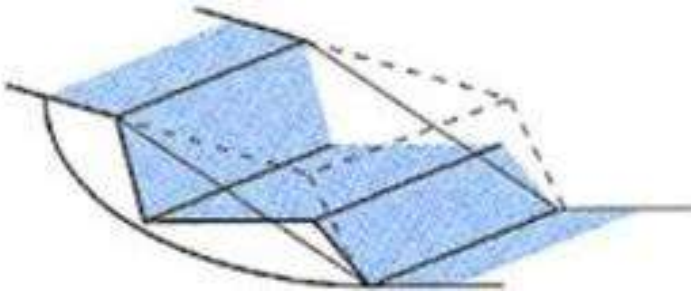


Figure 18 : Reprofilage

Notons que, l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique, et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. [21]

- **Purge :**

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille

modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. [23]

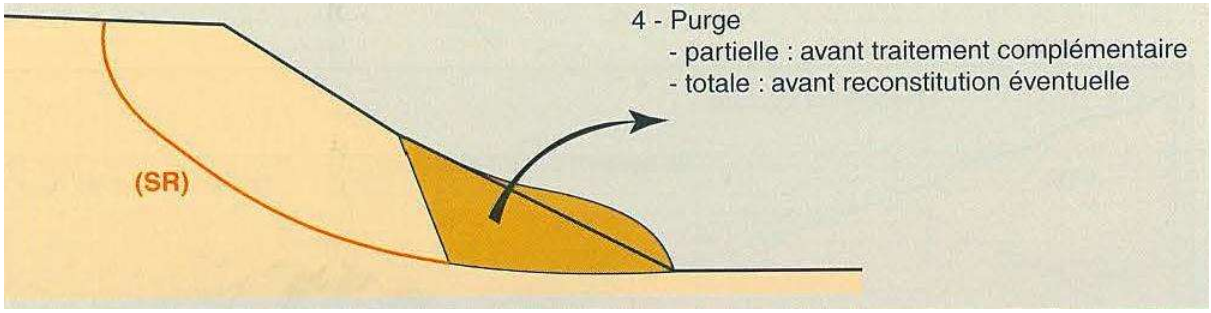


Figure 19: Purge totale.

- **Substitution totale ou partielle :**

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux, et celle du talus définitif dans lequel, on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [16]

7.2. Soutènements :

Un ouvrage de soutènement est conçu pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, en contrebas de l'ouvrage.

A ce titre, il est soumis aux efforts provenant des terres soutenues (poussée des terres) et éventuellement de l'eau. Le mode de fonctionnement d'un ouvrage peut alors être défi ni en fonction de son comportement vis-à-vis de ces efforts, et plus précisément selon la manière dont, il va solliciter la résistance du sol de fondation, ainsi que celle des éléments qui le constituent. [21]

Il existe différents types de soutènement, on peut les citer ci-dessous: [22]

- **Les murs poids en maçonnerie de pierres sèches :**

est un soutènement très simple, il consiste à disposer des roches en général assez grosses pour former un talus, selon un angle plus ou moins fort. La stabilité est assurée par la masse des roches. Les joints entre les pierres sont laissés vides, ce qui facilite le drainage.[22]



Figure 20 : Mur en maçonnerie de pierres sèches

- **Les murs poids en maçonnerie jointoyée:**

ces murs sont un assemblage régulier de blocs de pierres ou de roches de grandes dimensions et de différents calibres jointoyés entre eux avec de mortier. Pour ce type d'ouvrage, le drainage s'avère nécessaire, car l'eau ne peut plus passer entre les pierres, pour éviter l'augmentation de la poussée sur l'ouvrage due à l'accumulation de l'eau. Ces ouvrages peuvent être réalisés en roches de forme naturelle ou des moellons calibrés de grandes tailles plus simples à empiler.[22]



Figure 21: Mur en maçonnerie de pierres jointoyées

- **Les murs poids en béton:**

murs en béton non armé ou en béton cyclopéen (Moellons noyés dans du béton) coulés en place.

- **Les murs poids en gabions:**

ce mur est constitué par l'assemblage d'éléments parallélépipédiques en grillage métallique galvanisé remplis de pierres. Les gabions entrent également dans la catégorie de la maçonnerie. Ils se présentent sous l'aspect d'une grande toile

métallique rectangulaire, peuvent être superposées permettant d'atteindre une hauteur

importante. Ils sont généralement utilisés dans la protection des ouvrages en rivière. Toutefois, étant perméable, ils n'interviennent pas en tant que dispositif d'étanchéité mais seulement en tant que protection ou matériau filtran.



Figure 22: Mur en gabions

- **Les murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés:**

murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non). Ces éléments peuvent se présenter sous différentes formes (caissons, poutres,….), être remplis de terre et permettre une végétalisation partielle du parement.

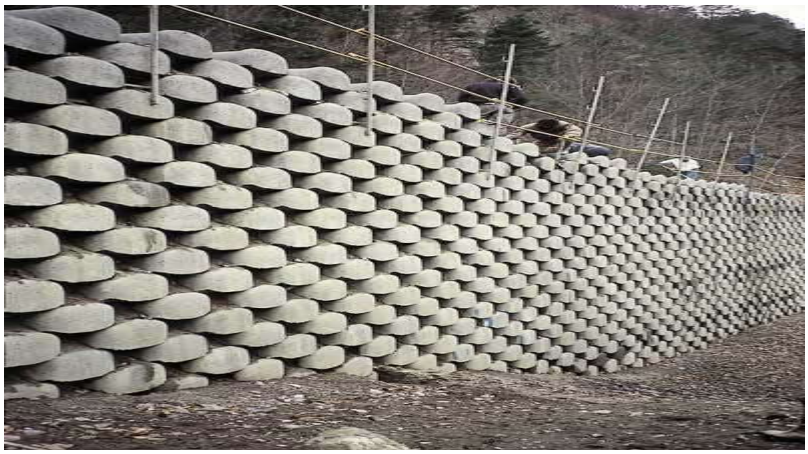


Figure 23 : Murs en éléments préfabriqués en béton empilés

- **Les murs en béton armé encastrés sur semelle:**

ouvrages en béton armé constitués d'un voile encastré sur une semelle. En coupe, ces murs ont une forme de T ou de L renversé. Certaines variantes de conception existent: murs avec contreforts avant ou arrière, murs avec console, murs sur pieux,…. Ces ouvrages peuvent être coulés en place, partiellement préfabriqués (voile ou parement du voile préfabriqué) ou totalement préfabriqués.

7.3. Drainage :

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres systèmes de parades.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, ainsi que les alimentations et les exutoires. Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas continuellement réalisé, peut leur ôter toute efficacité. [23]

8. Conclusion :

Les glissements de terrain deviennent de plus en plus fréquents, ce qui pose un danger pour la population.

Afin de remédier à ce problème, différentes méthodes calcules et de renforcement ont été définies en fonction des contraintes spécifiques des sites étudiés et de la faisabilité des travaux. Les résultats obtenus serviront à guider l'ingénieur dans le choix le plus approprié (une solution qui assure les trois critères : sécurité, cout, temps de réalisation).

Actuellement, dans le domaine de la géotechnique, la science et la technologie fournissent à l'ingénieur des outils de calcul très avancés pour l'analyse de la stabilité, ce qui permet de trouver une solution de renforcement pour notre cas d'étude présenté dans les chapitres suivants**.**

Chapitre IV :

Analyse du site et études géotechniques

1. Introdution :

Dans ce chapitre, nous présentons le projet sujet de notre étude : il s'agit du glissement de terrain survenu au PK 5+100 dans la ville de Douar Alalma, Tlatet Eddouair (Wilaya de Médéa). une première présentation a concerné le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site.

Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

2. Présentation de la région :

Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatrevingt-huit (88) kilomètres au Sud d'Alger. Elle est limitée au Nord par la wilaya de Blida, au Sud par la wilaya de Djelfa, à I'Est par les wilayas de M'silla et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt (voir la figure 4.1). Sa superficie totale est de 8700km2 et sa population est estimée à 722 000 habitants.



Figure 24 : Situation géographique de Médéa

2.1. Contexte géologique de la région :

Sur le plan géologie, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement

développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud, les grands ensembles géologiques de la région sont :

- **Le quaternaire :**

Composé de formation continentale, constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus anciennes, ainsi que par des éboulis des pentes qui sont des débris de poudingues du carténien et produits de désagrégation des roches Crétacé sur les marnes du carténien.

- **Le miocène :**

Il constitue la bordure méridionale du grand bassin de Médéa, qui se prolonge à l'ouest par le bassin du Chéliff, dans le secteur d'étude le miocène et représenté par le miocène supérieur et le miocène inférieur.

- **Miocène supérieur marin:** Il est composé de calcaire de grès et d'argile, il est représenté par le symbole « mm » sur la carte géologique.
- **Miocène inférieur marin (Burdigalien) :** Il est formé de marnes argileuses grises et d'argile marneuse avec des couches de grès durs et conglomérats rouges. Il est représenté par le symbole « mi » sur la carte géologique.

- **Le crétacé :**

Les formations datant du Crétacé sont les plus répandues dans la région étudiée. Il est représenté par les faciès suivants :

- **Crétacé supérieur marin (Cs):** il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté principalement par une alternance de calcaire et de marnes vertes et en moindre quantité par des dolomies, des grès, des argiles gypsifères et des lentilles de gypse purs.
- **Crétacé moyen (Cm):** Il est composé de dépôts marin ou lagunaire, représenté par des alternances de grés carbonatés, des argiles, des calcaires et des roches argileuses gypsifère.
- **Crétacé inférieur (Ci):** C'est un faciès marin, composé d'alternance de calcaires dolomitique, avec des bancs d'argiles et de marnes.

2.2. Morphologie de la région :

Le relief de la Wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

La zone montagneuse : elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya. Cette zone s'étend des monts de I'Ouarsenis jusqu'à Tablat.

- La zone Tellienne : Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.

- La zone des plaines : Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Cesplaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.
- La zone du Sud : Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

2.3. Sismicité de la région :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), la wilaya de Médéa est classée zone « II a» c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;
- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Les coefficients d'accélération à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau :

Table 5: Coefficients d'accélération (A).

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

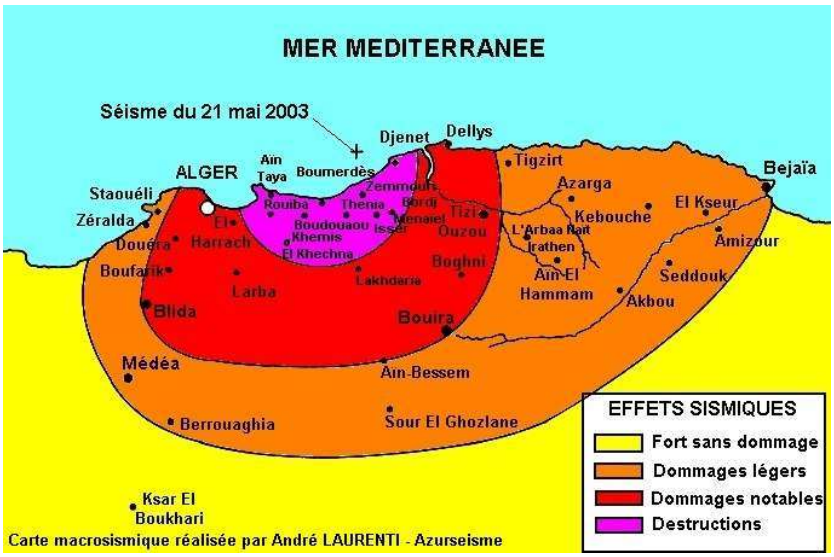


Figure 25 : Situation sismique de Médéa (RPA 99 version 2003).

2.4. Climat de la région :

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- Son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao) ;
- Sa position sur les monts de l'Atlas tellien ;
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de I'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelques degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune d'Ouled Hellal et la commune d'Ain Boucif .

3. Désordres et manifestations pathologiques :

Les multiples visites effectuées au site durant la phase APS ont permis de faire les constatations suivantes :

- Fissures et glissement de la moitié de chaussée.
- Pied du versant fissuré constitué de argile liminaux
- Fossés non réalisé laissant les eaux s'infiltrer sous la chaussée.
- Manque d'exécutoire des ouvrages busés
- Ecoulement des eaux pluviales sur le talus de la chaussé

L'examen de la morphologie du terrain et des remblais rompus montre que les désordres sont dus à des pressions interstitielles qui se développent au contact des remblais et des eaux. Les

fissures observées en tête de talus sont dues à l'emplacement de la butée trop en amont du glissement.[R]



Figure 26:Etat du site .

4. Reconnaissance géotechnique :

4.1. But de l'etude :

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

4.2. Reconnaissance Du site :

Le programme de reconnaissance et d'études de ce terrain est défini par le cahier de charge remis lors de la consultation mais restait à notre laboratoire de positionner les sondages et les essais pénétrométriques et de faire les analyses nécessaires. Des prélèvements d'échantillons intacts devaient nous permettre de mieux identifier, définir, les sols de la couche de fondation, particulièrement. Ce programme a abouti à notre conclusion géotechnique. Il comporte:

- 01 Sondage.
- 03 essais de pénétration dynamique.
- Des analyses de laboratoire
- Analyses chimiques

4.3. Essais in-situ :

4.3.1. Sondages :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser. Dans notre cas Un sondage carotté a été fait .

Le sondage, a montré la succession lithologique suivante, du haut vers le bas :

Sondage n°01

- 0.0 m - 0.30 m : TVC
- 0.30 m - 5.00 m: Argiles faiblement sableuses de couleur grisâtre à rougeâtres comportant quelques éléments graveleux, Constituées d'éléments siliceux ferrugineux.

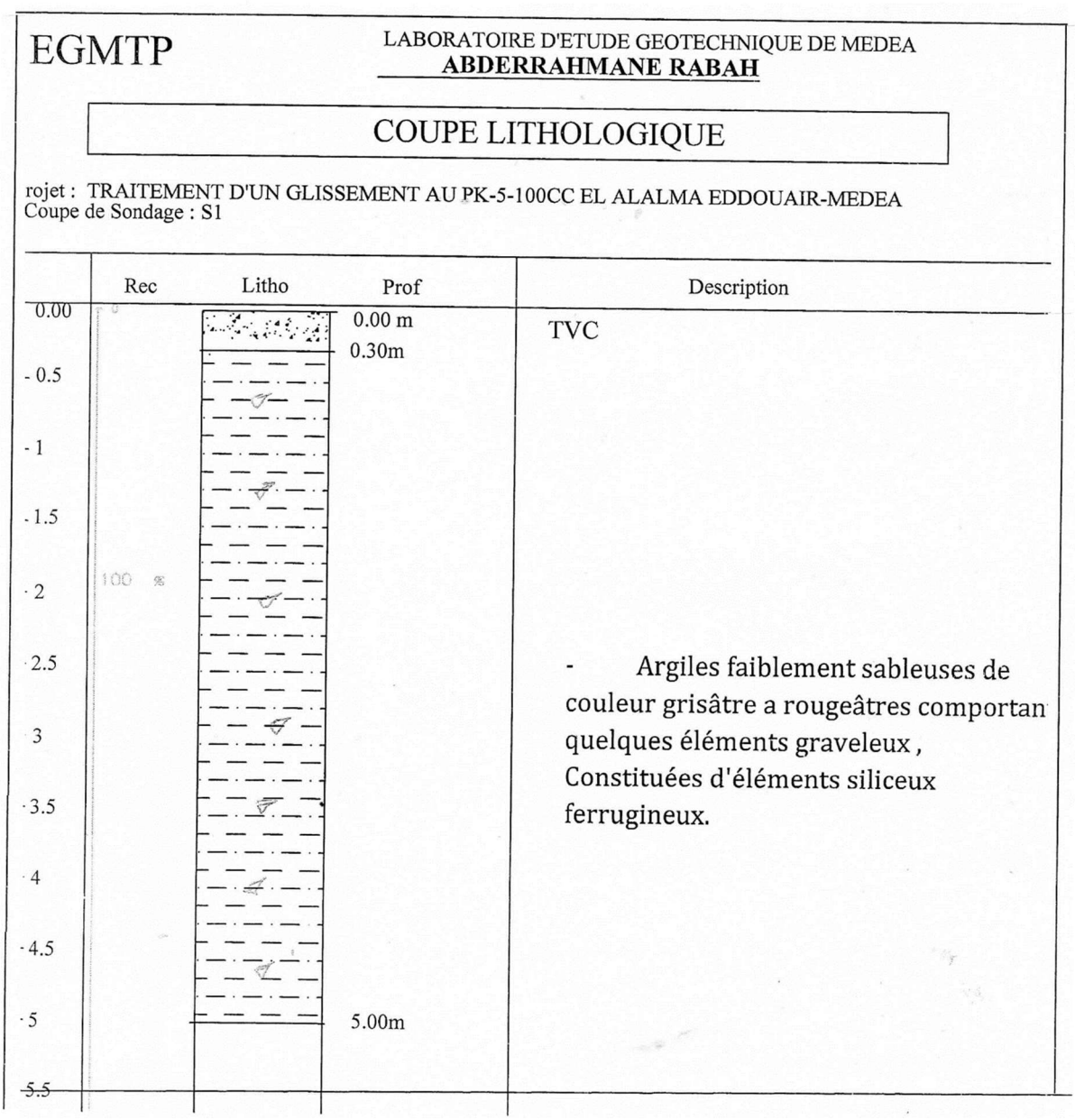


Figure 27:Coupe lithologique d'un sondage carotté Sc01.

4.3.2. Essai pénétromètriques NF P94-115 :

4.3.2.1. Principe : P.D type B :

L'essai de pénétration dynamique, selon les normes suédoises, consiste en l'enfoncement dans le sol, par battage, d`un train de tiges terminé par une pointe métallique ou « pointe perdue » (acier doux) .

Ce battage est réalisé par l'action d'un « mouton » d'une masse M, tombant répétitivement, d'une hauteur fixe H sur un train (ou chute libre) , par l'intermédiaire d'une enclume qui assure une transmission optimale des forces de percussion .

L'appareil enregistre le nombre de coups ne nécessaire pour obtenir un enfoncement dans le sol

de longueur fixe L(L = 20cm) ou longueur de référence.

Le pénétromètre utilisé dans cet essai (Borro type B2) est un pénétromètre à pointe : le diamètre de cette pointe (Φ =45 mm) est supérieur à celui des tiges (Φ =32 mm) : ainsi la résistance à la pénétration est due, normalement à la résistance de la pointe, seule. Le battage est réalisé a un rythme de 25 coups /mn.

4.3.2.2. Méthode d'exploitation des résultats :

L'exploitation quantitative des résultats de l'essai se fait par application de la formule des « hollandais », pour calculer la résistance à la pénétration, on fonction de la profondeur.

$$R_p = \frac{M2H}{A}\frac{1}{M+P_z}\frac{1}{e}$$

M = poids du mouton en kg

H = hauteur de chute du mouton en cm

Pz = poids des tiges à la hauteur z, en Kg

A = section de la pointe en cm2

e = Refus = enfoncement de référence/nombre de coups. e =L/N

Rp : Résistance dynamique de pointe en kg cm².

L'essai se fait jusqu'au refus de pénétration, considéré lorsqu'il faut plus de 300 coups pour obtenir un enfoncement de 20 cm.

Les résultats sont représentés sous forme de graphique donnant en ordonnée la profondeur et en abscisse, la résistance a la pénétration Rp (Kg/cm2).

4.3.2.3. Caractéristiques de l'appareil utilisé :

- Masse du mouton : M = 63.500 Kg.
- Hauteur de chute : H = 50 cm
- Enfoncement de référence : L = 20cm.
- Masse de l'enclume : 18 Kg.
- Diamètre des tiges : Φ =32 mm.
- Masse de la tige : 6.200 KG/M.
- Longueur de la tige : 1.00 M.
- Diamètre de la pointe perdue : Φ =45 mm.
- Section de la pointe perdue : A = 15.900 cm2.
- Angle au sommet de la pointe : 90˚
- Masse de la pointe perdue : 0.634 kg.

- Longueur de la pointe perdue : 90mm.
- Diamètre inférieur de la pointe : 2 mm.

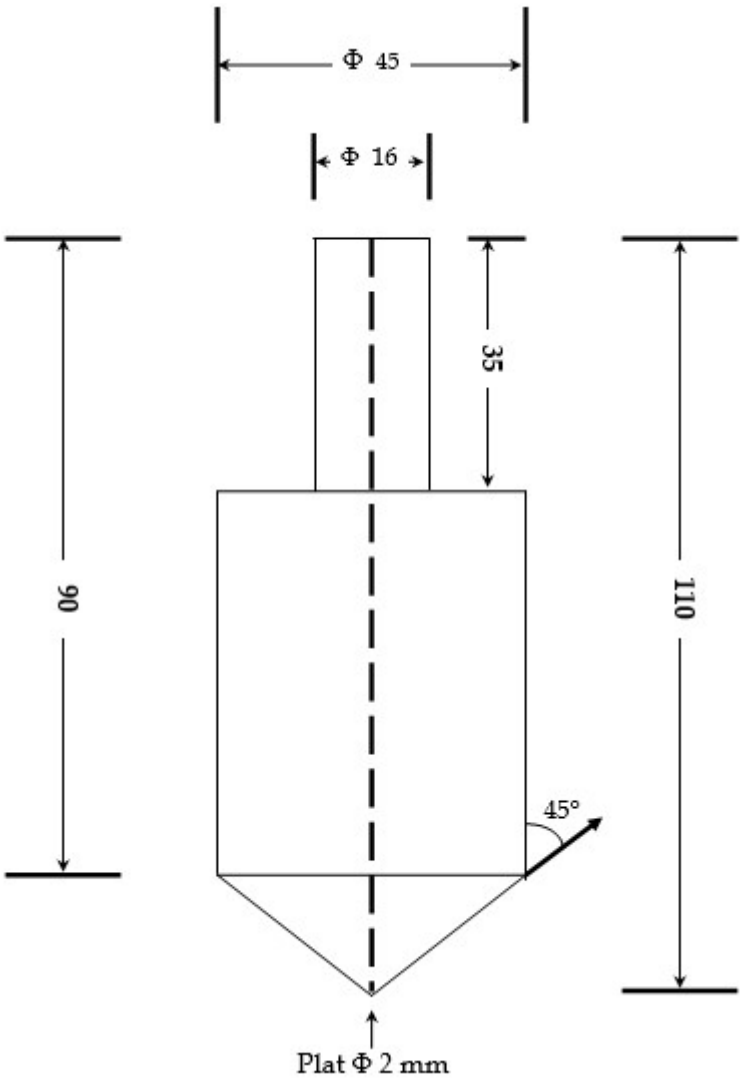
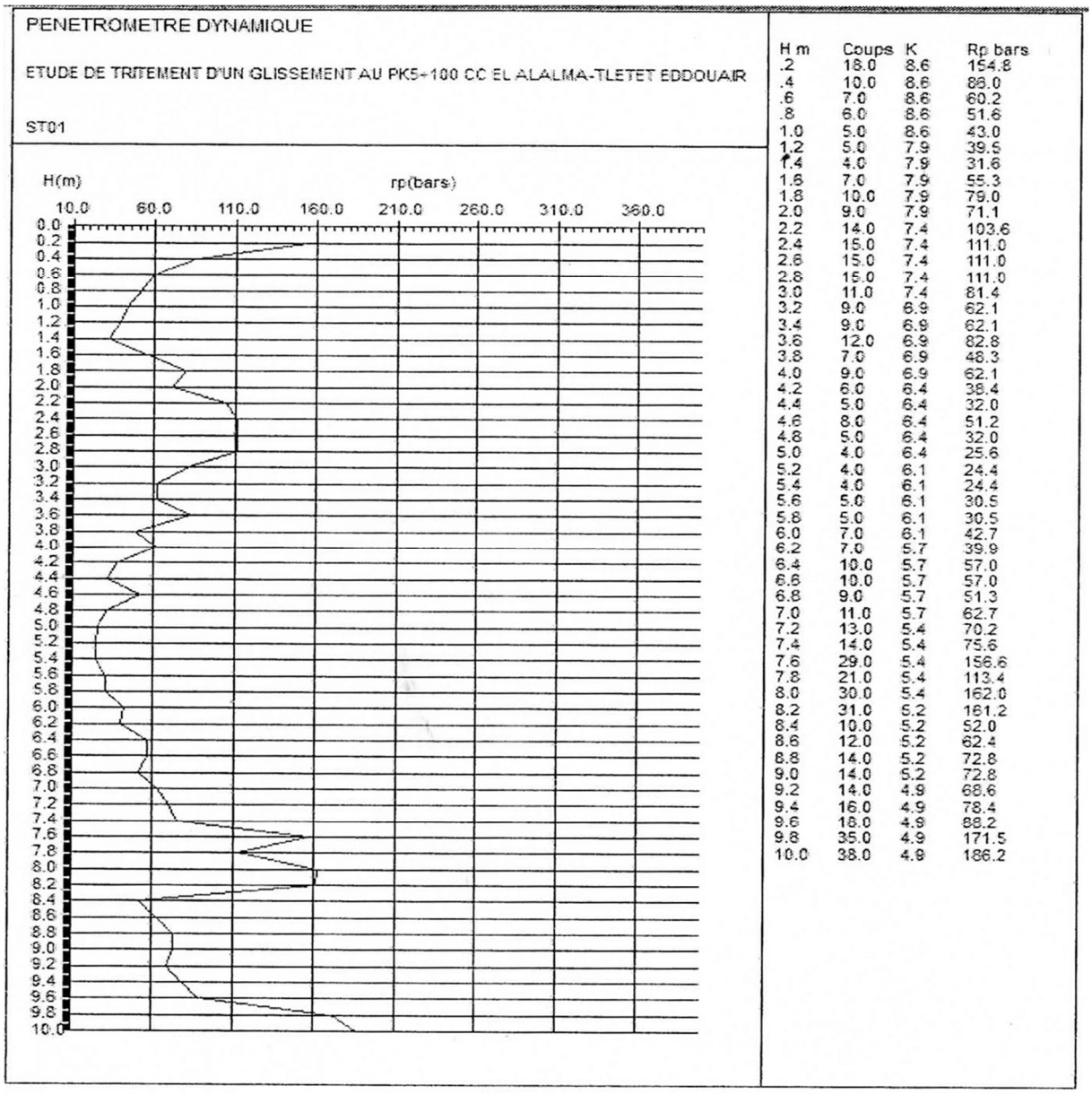


Figure 28: Pointe perdu (matiere en acier doux)

4.3.2.4. Résultats des essais :



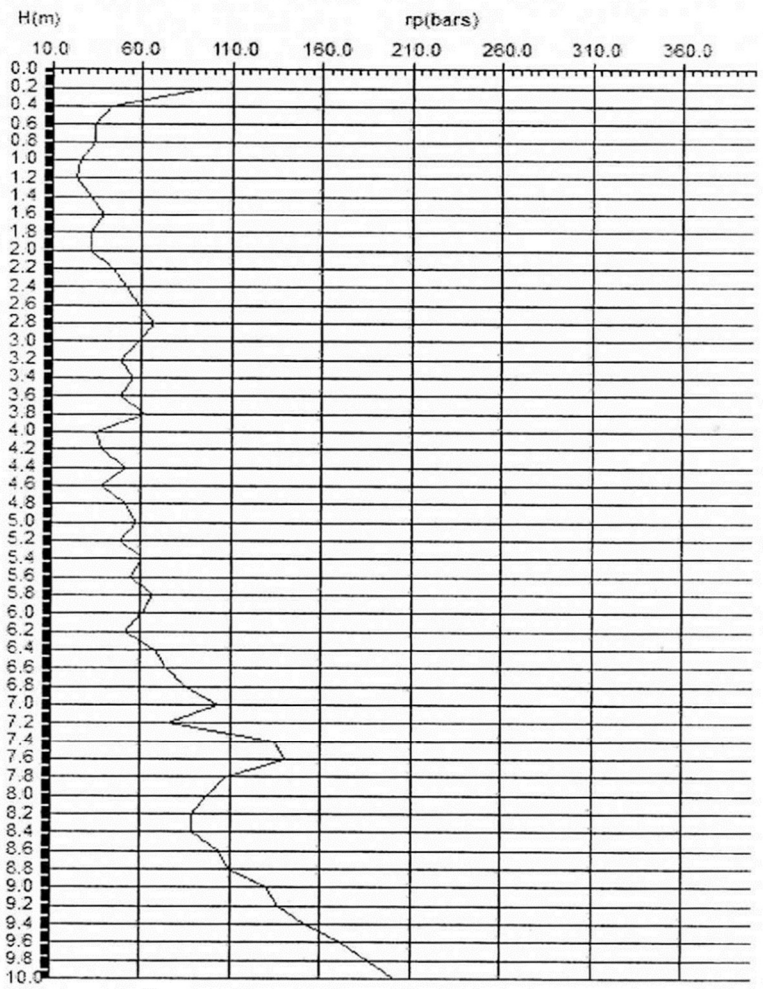
H m	Coups	K	Rp bars
.2	18.0	8.6	154.8
.4	10.0	8.6	86.0
.6	7.0	8.6	60.2
.8	6.0	8.6	51.6
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	5.0	7.9	39.5
1.4	4.0	7.9	31.6
1.6	7.0	7.9	55.3
1.8	10.0	7.9	79.0
2.0	9.0	7.9	71.1
2.2	14.0	7.4	103.6
2.4	15.0	7.4	111.0
2.6	15.0	7.4	111.0
2.8	15.0	7.4	111.0
3.0	11.0	7.4	81.4
3.2	9.0	6.9	62.1
3.4	9.0	6.9	62.1
3.6	12.0	6.9	82.8
3.8	7.0	6.9	48.3
4.0	9.0	6.9	62.1
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	5.0	6.4	32.0
4.6	8.0	6.4	51.2
4.8	5.0	6.4	32.0
5.0	4.0	6.4	25.6
5.2	4.0	6.1	24.4
5.4	4.0	6.1	24.4
5.6	5.0	6.1	30.5
5.8	5.0	6.1	30.5
6.0	7.0	6.1	42.7
6.2	7.0	5.7	39.9
6.4	10.0	5.7	57.0
6.6	10.0	5.7	57.0
6.8	9.0	5.7	51.3
7.0	11.0	5.7	62.7
7.2	13.0	5.4	70.2
7.4	14.0	5.4	75.6
7.6	29.0	5.4	156.6
7.8	21.0	5.4	113.4
8.0	30.0	5.4	162.0
8.2	31.0	5.2	161.2
8.4	10.0	5.2	52.0
8.6	12.0	5.2	62.4
8.8	14.0	5.2	72.8
9.0	14.0	5.2	72.8
9.2	14.0	4.9	68.6
9.4	16.0	4.9	78.4
9.6	18.0	4.9	88.2
9.8	35.0	4.9	171.5
10.0	38.0	4.9	186.2

Figure 29: resultat de l'esssai penetrometriques ST1

PENETROMETRE DYNAMIQUE

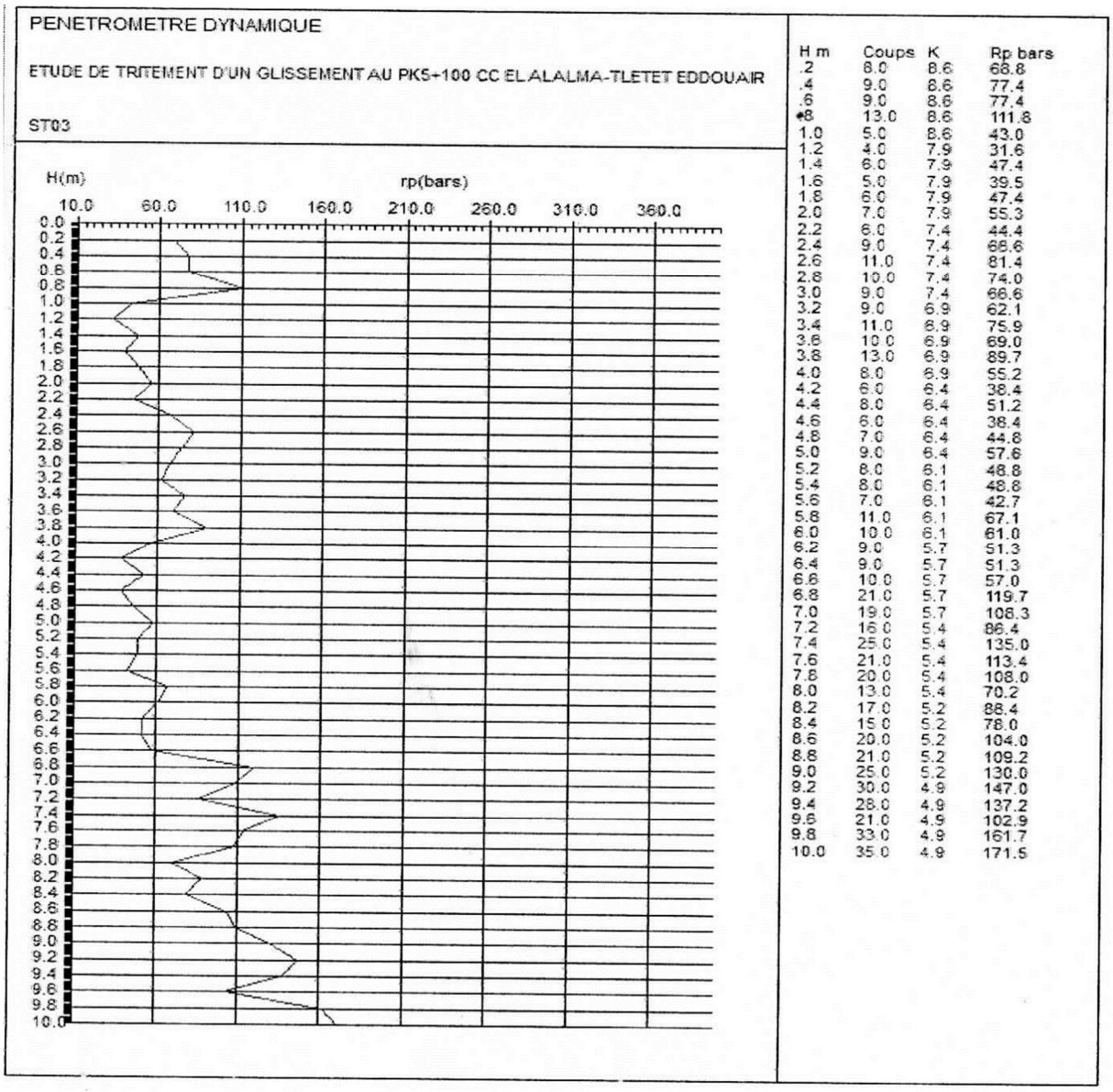
ETUDE DE TRITEMENT D'UN GLISSEMENT AU PK5+100 CC EL ALALMA-TLETET EDDOUAIR

ST02



H m	Coups	K	Rp bars
.2	11.0	8.6	94.6
.4	5.0	8.6	43.0
.6	4.0	8.6	34.4
.8	4.0	8.6	34.4
1.0	3.0	8.6	25.8
1.2	3.0	7.9	23.7
1.4	4.0	7.9	31.6
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	4.0	7.9	31.6
2.0	4.0	7.9	31.6
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	7.0	7.4	51.8
2.6	8.0	7.4	59.2
2.8	9.0	7.4	66.6
3.0	8.0	7.4	59.2
3.2	7.0	6.9	48.3
3.4	8.0	6.9	55.2
3.6	7.0	6.9	48.3
3.8	9.0	6.9	62.1
4.0	5.0	6.9	34.5
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	6.0	6.4	38.4
4.8	8.0	6.4	51.2
5.0	9.0	6.4	57.6
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	10.0	6.1	61.0
5.6	9.0	6.1	54.9
5.8	11.0	6.1	67.1
6.0	10.0	6.1	61.0
6.2	9.0	5.7	51.3
6.4	12.0	5.7	68.4
6.6	13.0	5.7	74.1
6.8	15.0	5.7	85.5
7.0	18.0	5.7	102.6
7.2	14.0	5.4	75.6
7.4	25.0	5.4	135.0
7.6	26.0	5.4	140.4
7.8	20.0	5.4	108.0
8.0	18.0	5.4	97.2
8.2	17.0	5.2	88.4
8.4	17.0	5.2	88.4
8.6	20.0	5.2	104.0
8.8	21.0	5.2	109.2
9.0	25.0	5.2	130.0
9.2	28.0	4.9	137.2
9.4	31.0	4.9	151.9
9.6	35.0	4.9	171.5
9.8	38.0	4.9	186.2
10.0	41.0	4.9	200.9

Figure 30: resultat de l'esssai penetrometriques ST2



H m	Coups	K	Rp bars
.2	8.0	8.6	68.8
.4	9.0	8.6	77.4
.6	9.0	8.6	77.4
.8	13.0	8.6	111.8
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	4.0	7.9	31.6
1.4	6.0	7.9	47.4
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	6.0	7.9	47.4
2.0	7.0	7.9	55.3
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	9.0	7.4	66.6
2.6	11.0	7.4	81.4
2.8	10.0	7.4	74.0
3.0	9.0	7.4	66.6
3.2	9.0	6.9	62.1
3.4	11.0	6.9	75.9
3.6	10.0	6.9	69.0
3.8	13.0	6.9	89.7
4.0	8.0	6.9	55.2
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	6.0	6.4	38.4
4.8	7.0	6.4	44.8
5.0	9.0	6.4	57.6
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	8.0	6.1	48.8
5.6	7.0	6.1	42.7
5.8	11.0	6.1	67.1
6.0	10.0	6.1	61.0
6.2	9.0	5.7	51.3
6.4	9.0	5.7	51.3
6.6	10.0	5.7	57.0
6.8	21.0	5.7	119.7
7.0	19.0	5.7	108.3
7.2	16.0	5.4	86.4
7.4	25.0	5.4	135.0
7.6	21.0	5.4	113.4
7.8	20.0	5.4	108.0
8.0	13.0	5.4	70.2
8.2	17.0	5.2	88.4
8.4	15.0	5.2	78.0
8.6	20.0	5.2	104.0
8.8	21.0	5.2	109.2
9.0	25.0	5.2	130.0
9.2	30.0	4.9	147.0
9.4	28.0	4.9	137.2
9.6	21.0	4.9	102.9
9.8	33.0	4.9	161.7
10.0	35.0	4.9	171.5

Figure 31: resultat de l'esssai penetrometriques ST3

4.3.2.5. Interprétation des résultats pénétromètriques :

L'ensemble des graphes nous permettent de regrouper les couches de même résistance ou des résistances assez proches les unes des autres et d'obtenir une certaine distribution des Rp en fonction de la profondeur et des zones d'investigation. Les corrélations entre les ensembles de résistances entre eux d'une part, et entre les ensembles de résistances et la lithologie des terrains traversés, d'une part, figure en annexe.

4.4. Essais au laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, extraits lors du sondage carotté. Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories:

- Les essais d'identification : Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau", les "limites d'Atterberg ", la "granulométrie" (par tamisage ou par sédimentomètrie) et l'analyse chimique.
- Les essais de résistance : Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisés pour notre projet, est l'essai de cisaillement direct.
- Les essais de compressibilité : Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai,…etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

4.4.1. Détermination de teneur en eau naturelle NF P94-050 :

Le sol de fondation, particulièrement, a une teneur en eau naturelle variant de 18.75 % à 19.23%.

Table 6 : resultat de l'esssai de teneur en eau naturelle

Sondage	Profondeur	Echant	Teneur en eau	Densité humide	Densité sèche
S1	1.50m	E1	18.75%	1.97 g/cm^3	1.65 g/cm^3
	2.00m	E2	19.23%	1.98 g/cm^3	1.66 g/cm^3

Densité humide et sèche :

Les résultats consignés sur le tableau ci-dessus montrent que la densité humide des sols de la couche de fondation, varie de 1.97 g/cm3 à 1.98 g/cm3 et la densité sèche de 1.65g/cm3 à 1.66.g/cm3.Il s'agit là de sols de compacité moyenne.

4.4.2. Détermination des Limites d'Atterberg NF P94-051 :

Les essais réalisés sur les sols de la couche de fondation, essentiellement, ont donné les résultats suivants :

Table 7: resultat de l'esssai limites d'atterberg

Sondage	Profondeur	Echant	Limite de liquidité ($W_{L)}$	Limite de Plasticité ($W_{p)}$	Indice de plasticité ($I_{P)}$
S1	5.00m	E1	49.0%	24.5%	24.5

Les valeurs indiquées ci-dessus confèrent au sol de fondation particulièrement, les caractéristiques d'un sol de plasticité moyenne (cf. Abaque de Casagrande)

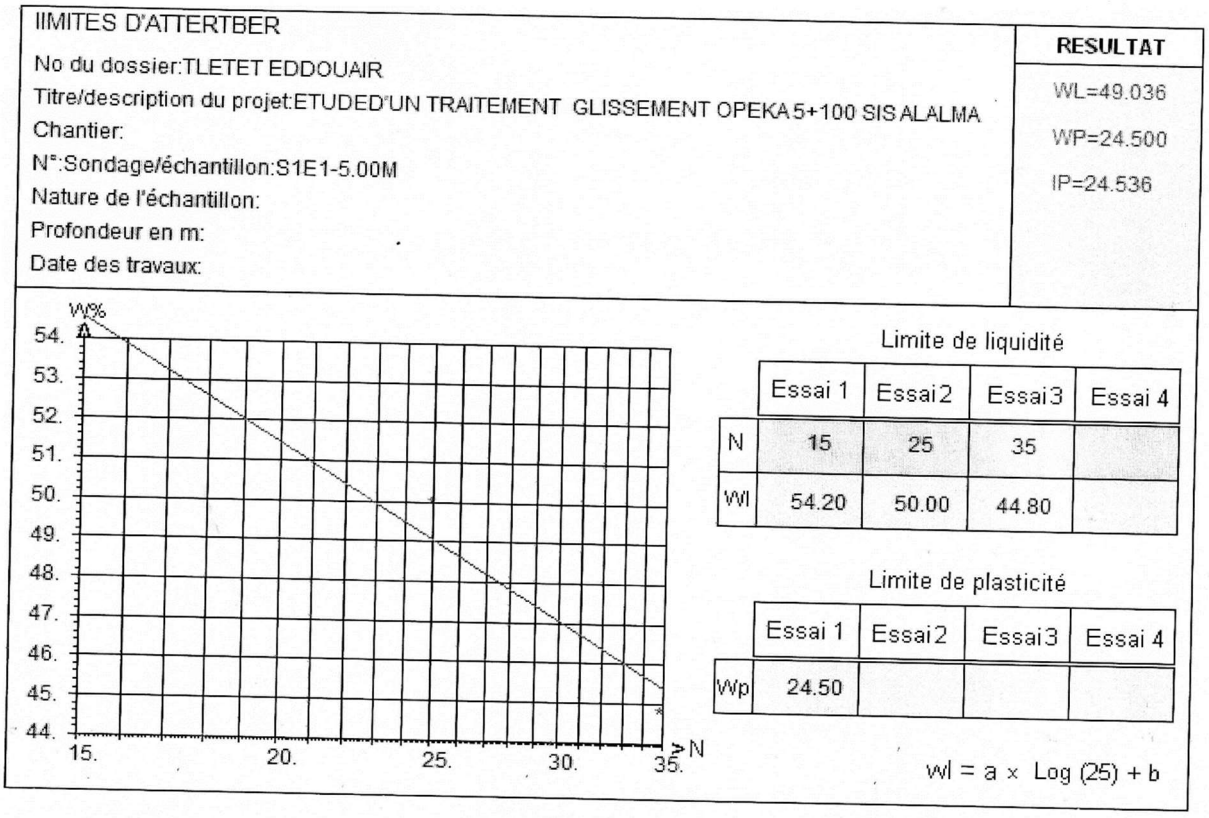


Figure 32: resultat de l'esssai limites d'atterberg

4.4.3. Essai de cisaillement rectiligne NF P94-071 :

Les essais réalisés sur les sols de la couche de fondation, essentiellement, ont donné les résultats suivants :

Table 8: resultat de l'esssai cisaillement rectiligne

Sondage	Profondeur	Echant	Cohésion « C »	Angle de frottement Φ	Termes deportance		
					Nδ	Nq	Nc
S1	5.00m	E1	0.516	22°	6.68	7.83	16.9

L'angle de frottement Φ22° est de et la cohésion c de 0.516 bar.

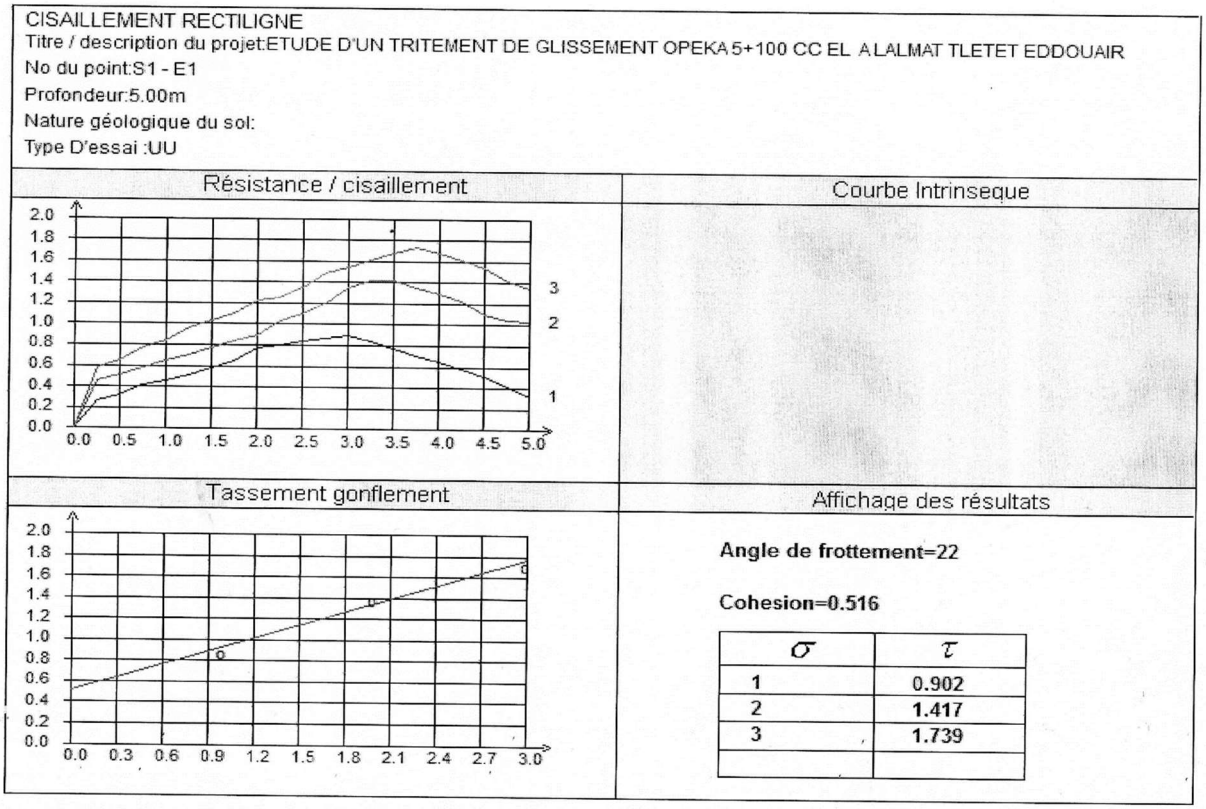


Figure 33: resultat de l'esssai cisaillement rectiligne

4.4.4. Essai de compressibilité à l'oedomètre NF P94-090 :

Nos essais sont réalisés à l'aide d'œdomètre (proeti) :

5. Table 9: resultat de l'esssai a l'oedometre

Sondage	Profondeur	Echant	Pression de consolidation	Coefficient de tassement	Coefficient de gonflement
S1	5.00m	E1	0.744	0.137	0.030

Le résultat obtenu à partir de courbe oedomètrique jointe en annexe révèle que le sol de fondation est de compression moyenne (Cc est de 0.137).La courbe de gonflement montre qu'au cours de la décharge le coefficient de gonflement est de 0.030 et est caractéristique d'un sol de gonflement faible.

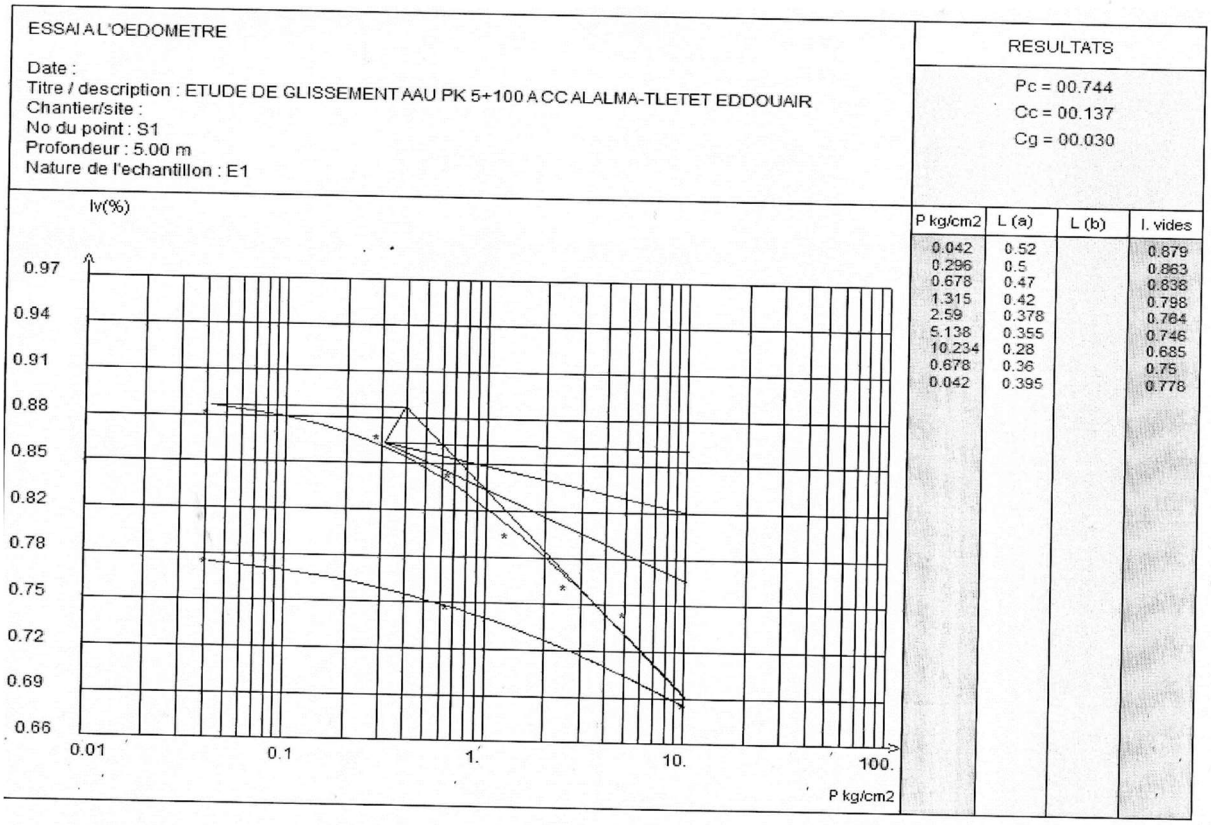


Figure 34: resultat de l'esssai a l'oedometre

5.1.1. Analyses chimiques NF P 18-011 :

Les résultats sont consignés sur le tableau ci-dessous :

Table 10: resultat de l'esssai anlyses chimiques

Puits	Profondeur	Echantillon	pH	Sulfates (SO4--)	Carbonates (CaCO3)
S1	3.00m	E1	7.6	45.0%	14.0%
S1	5.00m	E2	8.1	68.0%	15.0%

Interprétations :

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le taux de carbonates est de 13.0 à 15.0%.

Vu la norme NF.P 18.011, il s'agit d'un sol (moyennement agressif. Ce qui nécessaire un ciment résistant aux sulfates.)

6. Conclusion :

Les investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature : Argiles faiblement sableuses de couleur grisâtre a rougeâtres comportant quelques éléments graveleux, Constituées d'éléments siliceux ferrugineux. Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, peu plastique, moyenne compressibilité, peu gonflant et de faible cohésion.

Selon la classification du RPA, le sol du site est meuble de classe S3.

Dans la phase APS, les solutions de confortement qui conviennent au site étudié, et qui tiennent en compte les conditions défavorables qui étaient les causes probables du glissement, seront présentées en détail.

Chapitre V :

Calcule de stabilité

1. Introduction :

Actuellement, il existe plusieurs logiciels disponibles pour effectuer des calculs de glissements. Cependant, chaque logiciel possède ses propres algorithmes, méthodes de résolution et paramètres de modélisation.

Par conséquent, les informations obtenues peuvent varier en fonction de la méthode de résolution utilisée. Pour l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons le logiciel TALREN 4, qui est basé sur la méthode d'analyse limite.

2. Présentation du logiciel :

Le TALREN 4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Le programme TALREN 4 permet de calculer le coefficient de sécurité le plus faible, ce programme possède aussi des coefficients de pondérations selon la norme adoptée. Ainsi, avec ce logiciel selon le cas, nous pouvons distinguer trois modes d'exécution différents :

- Le mode d'exécution habituel lorsque nous avons moins d'informations sur le glissement potentiel
- Le mode d'exécution avec un point de passage imposé du glissement potentiel
- Le mode d'exécution dont le cercle de glissement potentiel doit passer tangentiellement à une couche.[24]

3. Les principales caractéristiques de Talren4 :

3.1. L'interface graphique interactive :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible, les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles

3.2. La gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, Caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements
- modification de certaines caractéristiques de sols
- modification des conditions hydrauliques [25]

3.3. La recherche automatique de surfaces de rupture :

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel.

3.4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques) :

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop, Perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques).

3.5. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface :

Le logiciel se décompose en deux grandes parties : le mode "Données" d'une part et le mode "Phasage/calculs" d'autre part. La démarche classique d'utilisation du logiciel est la suivante :

- Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données".
- Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant0.
- Définition ou modification des données générales ou éventuellement aucune modification dans le cas d'un fichier existant.
- Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons contextuelle prévu à cet effet.
- La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire.
- La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire.

- Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations.
- Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle.
- Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.[25]

4. Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

4.1. Les différentes zones à l'écran :

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

- Le menu principal (complété par le menu contextuel).
- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles.
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs).
- La zone graphique.
- La barre d'état.
- Les boîtes de dialogue.

4.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

4.2.1. Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure III.07, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier.
- Edition.
- Affichage.
- Données.
- Phases et situations.
- Calcul et résultats.
- Options.
- Aide.



Figure 35: Le menu principal de talren .

4.2.2. La barre de boutons principale :

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Nouveau fichier.
- Ouvrir un fichier.
- Enregistrer un fichier.
- Imprimer.
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur.
- Zoom avant.
- Zoom arrière.
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné.
- Capture d'écran.
- Annuler l'action
- Commentaires généraux



Figure 36 : La barre de boutons principale.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

4.2.3. Les barres de boutons contextuelles :

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel. Dans tous les cas, les boutons comportent chacun une légende qui s'affiche lorsque la souris passe dessus :

- Barre de boutons contextuelle "Données du projet :

Celle-ci comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Données du projet" :



Figure 37:Les barres de boutons contextuelles.

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes : outil "Sélection" :

- Description générale du projet
- Dessin de lignes géométriques
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Basculement en mode "Phasage/Calculs"

4.2.4. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus «Phases et situations" et "Calculs et résultats » :



Figure 38: Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Calcul de la situation sélectionnée
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

5. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) :

5.1. Méthode de Fellenius :

La méthode de Fellenius a été appliquée à l'origine aux surfaces des ruptures circulaires.

A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieurs (∑Mext=0). Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi:

$$\boldsymbol{F_{fel}} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\boldsymbol{C_i}}{\boldsymbol{F_{ci}}} + \left[\boldsymbol{F_{s1}\gamma_i h_i \cos^2\alpha_i - u_i \frac{dU_i}{b_i} \sin\alpha_i \cos\alpha_i}\right] \frac{\tan\boldsymbol{\phi_i}}{\boldsymbol{F_{\phi i}}}\right)\frac{\boldsymbol{b_i}}{\cos\boldsymbol{\alpha_i}}}{\boldsymbol{F_{s3}}\left(\sum_{i=1}^{n}\left[\boldsymbol{F_{s1}\gamma_i h_0 b_i \sin\alpha_i}\right] + \sum\frac{\boldsymbol{M_{ext}}}{\boldsymbol{R}}\right)}$$

5.2. Méthode de bishop simplifiée :

La méthode de bishop simplifiée pose comme hypothèse : dT=0. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaire, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme:

$$F_{Bishop} = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

La solution du système est obtenue en éliminant δ et en introduisant l'expression de τ ainsi calculée (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de δ est nul par rapport au centre du cercle). Il vient:

$$F_{Bish} = \frac{\int\left(\frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u)\frac{\tan\phi}{F_\phi}}{1 + \frac{\tan\alpha\tan\phi}{F_{bis}\ F_{s3}F_\phi}}\right)}{F_{s3}\left(\int F_{s1}\,\gamma.h.\sin\alpha\,dx + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

Ou $\sum Mext$ est le moment résultant de forces extérieures. [25]

5.3. Méthode des perturbations :

La méthode dite des "perturbations" mise en point par Raulin, Rouques, Toubol (1974) est une méthode de calcul en rupture non circulaire de forme quelconque. L'hypothèse complémentaire qui la caractérise porte sur la valeur de la contrainte normale effective.

Celle-ci est exprimée de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u).(\lambda + u\ \tan^n\alpha)$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int\left([\,\sigma'_{Fel}.(\lambda + u\ \tan^n\alpha) + u].(\tan\alpha - \frac{\tan\phi}{F^*_\phi}) - (\frac{c}{F^*_c} + \frac{u\ \tan\phi}{F^*_\phi})\right).dx - (E'_1 - E'_0)$$

$$- (U_1 - U_0) = 0$$

Cette méthode donne des résultats très proche de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire, et la méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "cois de glissement").[26]

6. Application au glissement étudié :

6.1. Caractéristiques des couches :

7. Table 11: les caractéristiques des couches.

N° de Couche	γ (kN/m^3)	Cohésion (kPA)	Angle de Frottement (°)
Argiles faiblement sableuses de couleur grisâtre	19.368	51.6	22°

7.1. Les surcharges :

- Corps de chaussée: 9.25 kPa
- Surcharge due au trafic : 9. 25 kPa

7.2. Prise en compte de l'effet sismique :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003), la wilaya de Médéa est classées zone « IIa » c'est-à-dire zone à sismicité moyenne A=0.25g.

Donc:

Ah/g=0.5*A => Av/g=0.5*0.25=0.125

Av/g=0.3*Ah/g => Av/g=0.3*0.125=0.0375

Alors L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélérations sismiques qui sont Ah/g=0.125 pour la composante horizontale et Av/g=0.0375 pour la composante verticale.

7.3. Vérification de la stabilité initiale :

En intégrant les diverses informations sur les caractéristiques des sols présents sur le site (leur géométrie, leurs propriétés physiques et mécaniques), ainsi que d'autres données spécifiques au logiciel de calcul TALREN4 (conditions sismiques, maillage, limites de profondeur et étendue du glissement, etc.), sans aucun confortement du site, l'analyse de stabilité a révélé que, selon ces données, le coefficient de sécurité est inférieur à , confirmant ainsi que les dommages observés sont effectivement le résultat d'un glissement actif en cours de développement.

7.3.1. la géométrie de talus étudié :

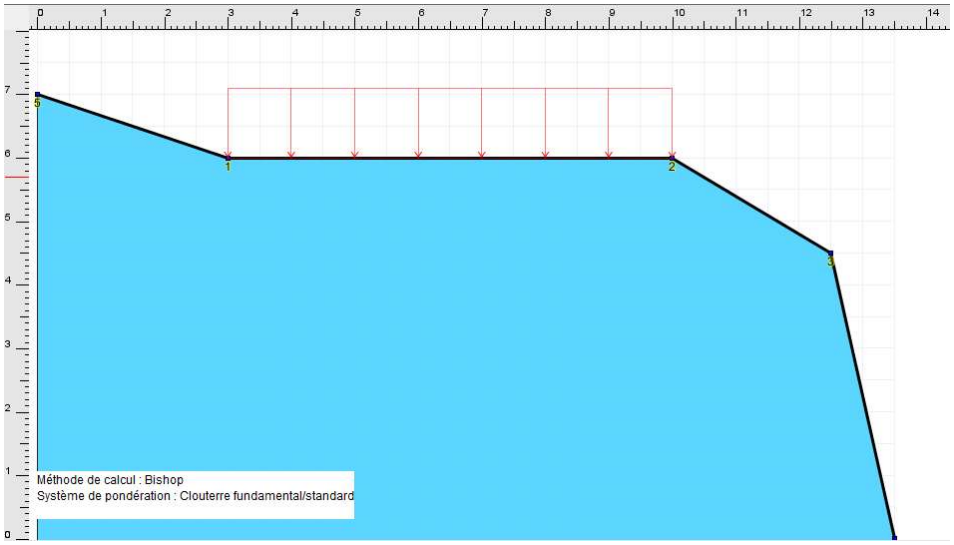


Figure 39: La géomètre de modèle étudier

7.4. présentation des résultats de calcul :

7.4.1. Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop :

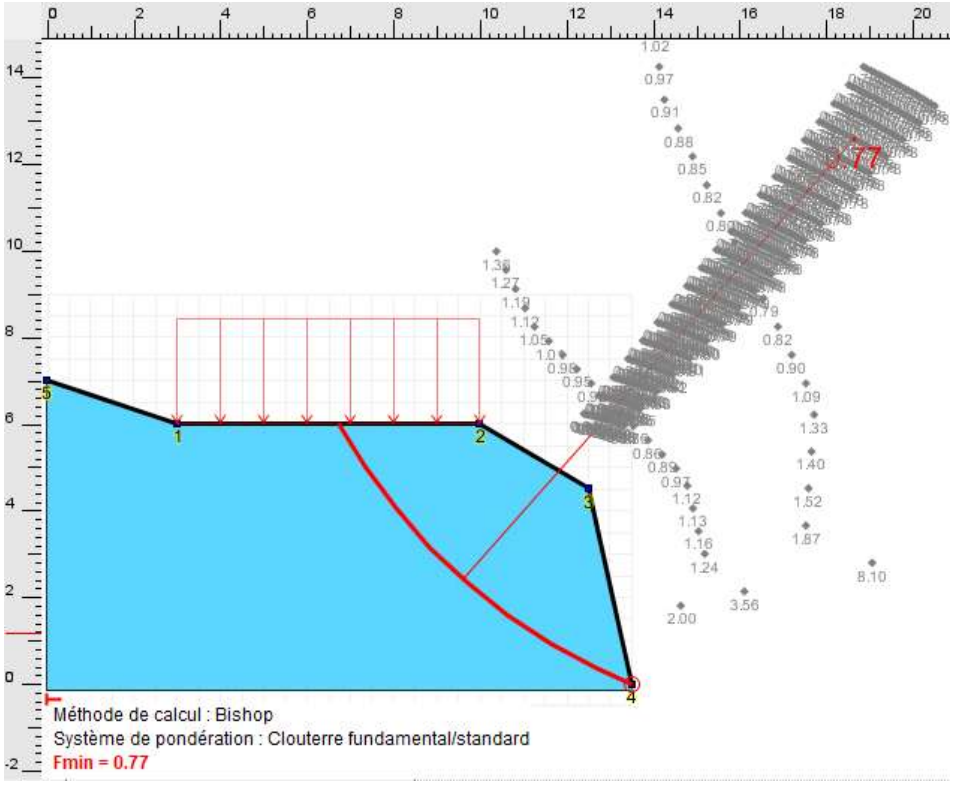


Figure 40: Résultats de la méthode de Bishop .

7.4.2. Calcul de «Fs »Par méthode de Fellenius :

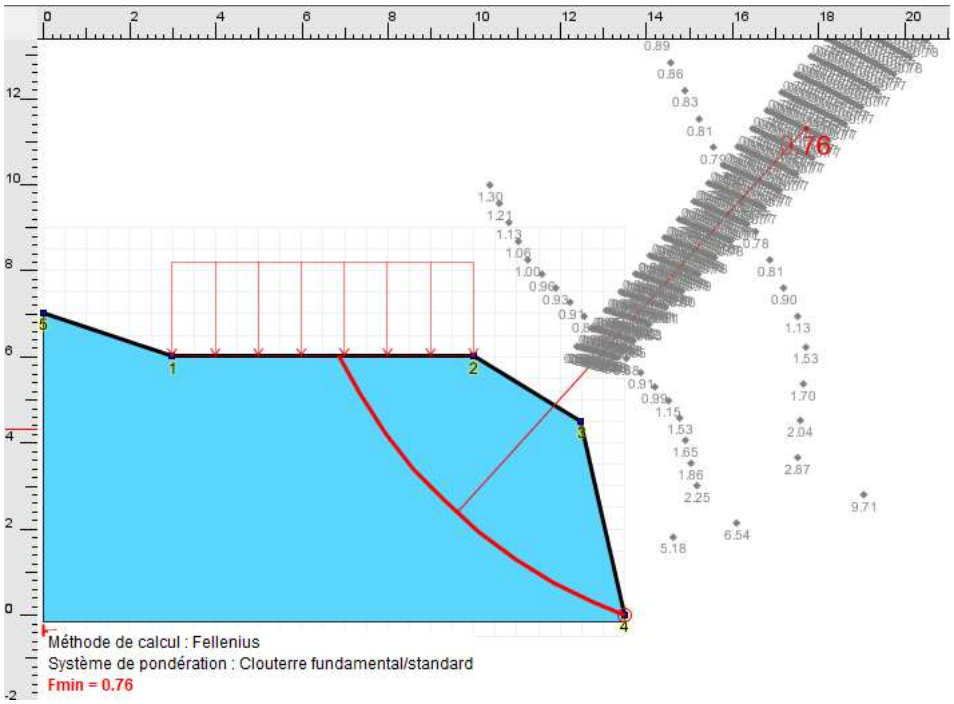


Figure 41: Résultats de la méthode de Fellenius.

7.4.3. Calcul de «Fs » Par méthode de perturbation :

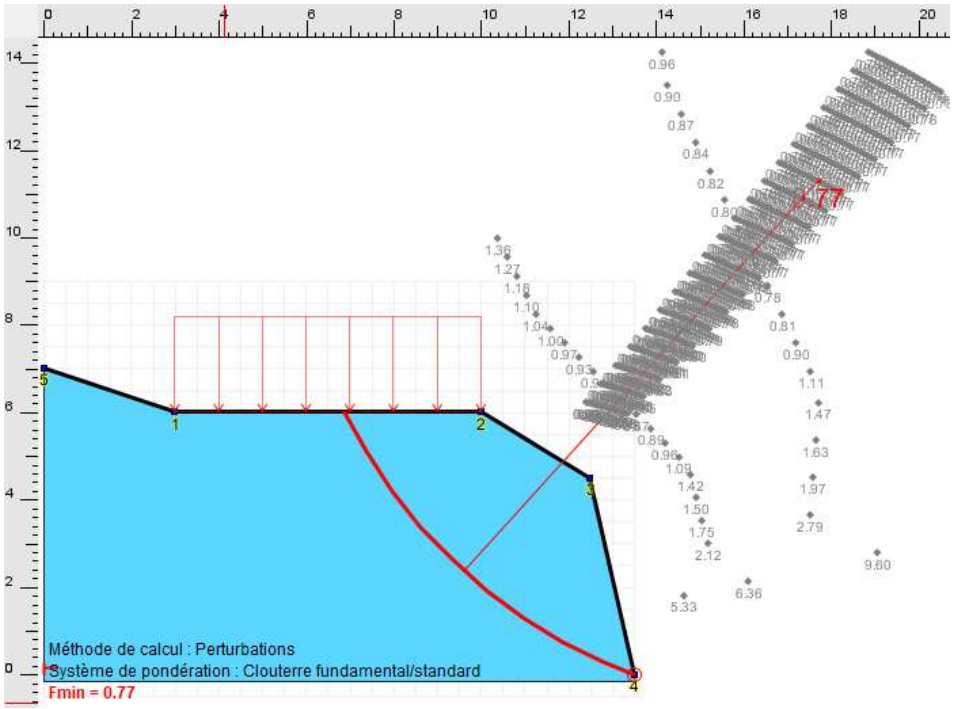


Figure 42: Résultats de la méthode de Perturbations.

7.4.4. Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement avant le confortement calculé avec les trois méthodes est de :

- La méthode de Bishop : Fs =0.77.
- La méthode de Fellenius : Fs =0.76.
- La méthode de perturbations : Fs =0.77.

On remarque que dans les trois méthodes le coefficient de sécurité est inférieur à 1.00, ce qui montre que le talus est instable. D'après les résultats de calcul obtenus, le site nécessite des solutions de confortement qui seront proposées dans la section suivante.

7.5. Solutions proposé :

Les solutions proposées pendant la phase APS sont :

- Mur en gabions
- Substitution des remblais lâches sur 1m de hauteur par un matériau noble associé à une butée.

7.5.1. Solutions retenues :.

Les propositions permet le traitement du glissement en combinant les solutions suivantes :

- Rééquilibrage d'oued en évitant en maximum le contact des eaux avec le talus
- Construction d'un mur en gabions
- Une gestion des eaux superficielles par des fossés
- Elargissement de la route vers côté déblai
- Entretien ou redimensionnement d'un 02 ouvrage busé pour évacuer les eaux cumulées
- Réalisation d'une couche du bon sol sous la chaussée (matelas résistant)
- Reconstruction de la chaussée.

7.5.2. Mur en gabions :

Les murs en gabions constituent une solution de rechange moins encombrante que les murs de soutènement traditionnels.

Cette solution consiste à purger toute la zone glissée et de construire le mur en mettant en œuvre un remblai avec un sol grossier (TVO) propre, compacté par couches successives de 0.3 m. une attention est également apportée à la mise en œuvre des nappes de renforcement pour s'assurer de leur mise en tension soignée.

7.6. calcul de la stabilité après le confortement :

7.6.1. Calcul de «Fs » Par la méthode de Bishop :

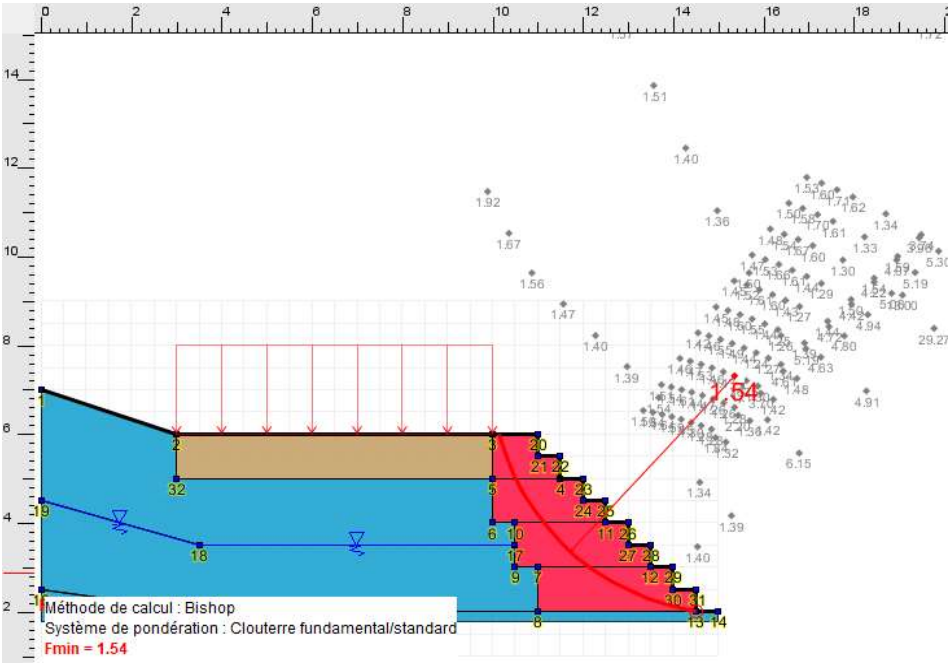


Figure 43: Résultats de la méthode de Bishop après confortement .

7.6.2. Calcul de «Fs »Par la méthode de Fellenius :

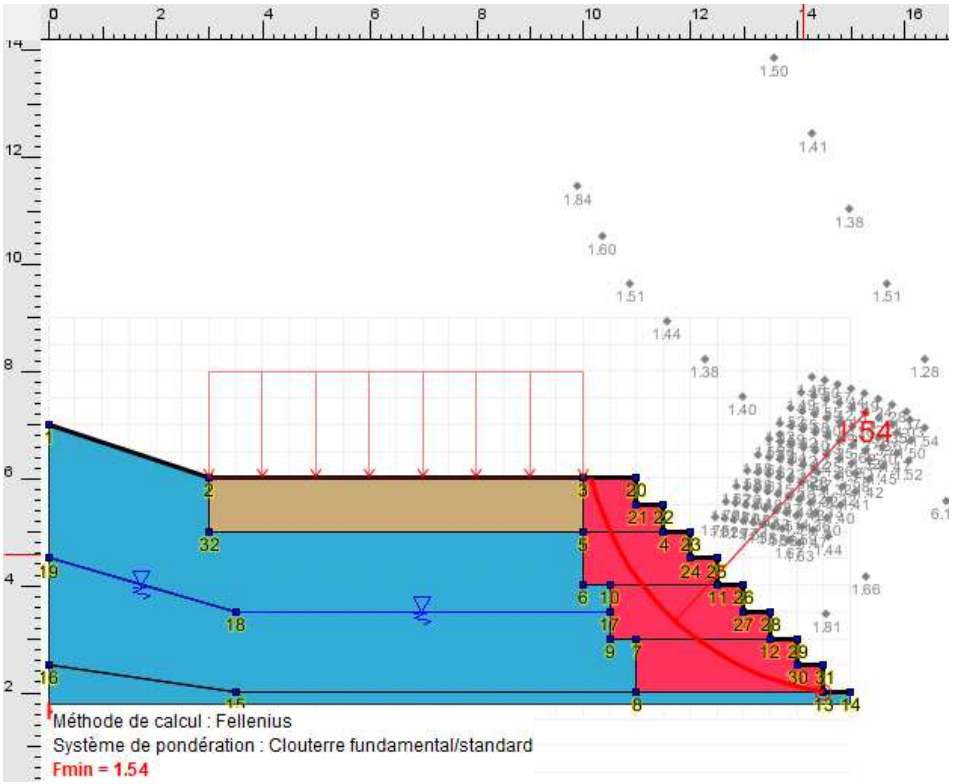


Figure 44: Résultats de la méthode de Fellenius après confortement .

7.6.3. Calcul de «Fs » Par la méthode de perturbation :

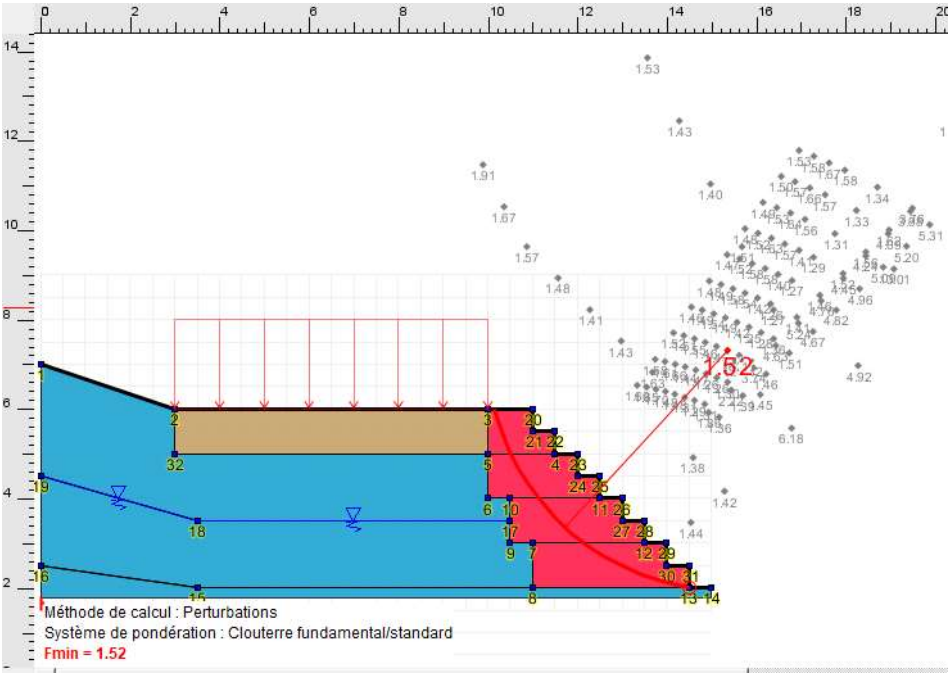


Figure 45: Résultats de la méthode de Perturbations après confortement .

Après la modélisation on a obtenue une valeur de coefficient de sécurité Fs=1.54 , ce qui traduire la réussite de la solution.

Les dimentions du mur en gabion sont :

- Le premier : 1.5m x 1m
- Le deuxième : 2.5m x 1m
- Le troisième : 3.5m x 1m
- Le quatrième : 4.5m x 1m

Les caractéristiques du sol de substitution :

notre sol sous le chaussée as une profondeur de 1m avec :

- Un poid volumique : $\gamma = 20\ kN/m^3$
- Une cohésion : C = 200 kPa
- Un angle de frottement : $\varphi = 25°$

8. Conclusion :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Ils sont provoqués le plus souvent par la présence des écoulements des eaux dans le sol et l'agressivité de oued sur le talus. En effet, les glissements en question ont pour causes la conjonction de plusieurs phénomènes, le plus important est la présence d'eau.

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement survenu dans le tronçon appartenant à la cc lalma (au PK 5+100) et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. Les solutions qui ont été retenues sont celles d'un mur en quatre gabions et une substitution de sol a 1m de profondeur .

Conclusion générale :

L'étude des glissements de terrain revêt une grande importance pratique en raison des risques qu'ils posent pour les habitations ou les structures, ainsi que de l'ampleur de ces risques. De plus, leur résolution présente une difficulté technique significative.

L'étude des glissements de terrain débute systématiquement par une étude géotechnique similaire à tout autre projet. Elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in situ et en laboratoire. Ces éléments fournissent une vision d'ensemble des différentes couches constituant le terrain, en mettant l'accent sur leurs caractéristiques, notamment la cohésion et l'angle de frottement. Ces informations nous permettent d'évaluer la surface de glissement sur laquelle nous nous appuyons pour proposer des solutions de renforcement adéquates.

Dans le calcul de la stabilité, les écarts du facteur de sécurité obtenus avec un même ensemble de données (géométrie, propriétés du sol) ne dépassent pas 10% pour les méthodes que nous avons utilisées dans cette étude, à savoir la méthode des tranches de Fellenius, la méthode simplifiée de Bishop, la méthode de Spencer, la méthode de Jan Bu et la méthode globale.

De nos jours, il est possible d'aborder les problèmes de stabilité des pentes les plus complexes sur un ordinateur, en un temps relativement court et avec convivialité. Des modèles constitutifs robustes sont disponibles pour la modélisation des sols et des roches. Des algorithmes existent pour définir l'état initial, la stabilité, la sécurité globale ou par rapport à des aspects spécifiques tels que la surface de contact ou l'ancrage, tout au long des étapes de construction. Il est même possible de définir automatiquement les mécanismes de dégradation. Des formulations d'éléments finis robustes sont utilisées pour la modélisation de milieux incompressibles et dilatants, mono- ou biphasés, partiellement ou totalement saturés.

Actuellement, l'analyse de la stabilité des pentes constitue un domaine géotechnique où la méthode des éléments finis présente de réels avantages par rapport aux méthodes d'équilibre limite. L'utilisation du logiciel TALREN4 démontre les privilèges offerts par la méthode des éléments finis dans la résolution des problèmes de stabilité des pentes. Elle permet de déterminer les contraintes, les déformations, les vitesses de déformation et les coefficients de sécurité en tout point du massif.

En conclusion, nous espérons que ce travail servira de base et de point de départ pour notre carrière professionnelle, ainsi que pour les futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Référence bibliographique :

[R] rapport géotechnique

[1] Benkiar. M , kiridi. K,(2008) glissement de terrain au pole urbain de Médéa.

[2] https://www.memoireonline.com/

[3] Habib, P., (1997).Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches.Ed. Ellipses. Paris

[4] Aissani abd errazzak et Sadmi mohammed. « Etude de glissement Lot N°01 Rn1 – Pk71+950». Mémoire de fin d'études de Master, Université de Médéa (2022). [5] Kezai.I. «Analyse des Glissements de terrain de grande ampleur par la méthode des éléments finis». Mémoire de master, département de génie civil, université des sciences et de la technologie Houari Boumediene, Alger, 2015.

[6] Boukharouba.I, Razkallah.S et Teffahi.S. «Mouvement et stabilisation des sols».Mémoire de master, département de génie civil et hydraulique, université 08 Mai 1945 de Guelma, 2016.

[7] Boudlal.O. «Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations ».Thèse de doctorat, université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, 2013.

[8] USGS 2004 , United state Geological surveys , Landslides types and processes

[9] BENKECHKACHE .I(2012). Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère en architecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains,Université Mentouri de Constantine.

[10] Boussaadi Amina et Boukhari Amira. « Etude de la stabilité de pente de contournement nord de la ville de Médéa ». Mémoire de fin d'études de Master, Université de Médéa (2022).

[11] Bouafia. A (2011) conception et calcul des ouvrages géotechniques, édition pages bleus,Alger

[13] Luc Sibille. Eléments de géotechnique : écoulements, stabilité des pentes, parois de soutènement souples IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG6.Licence. France. 2017. cel-01784598

[14] Abdelkader BENAISSA : « Glissement de terrain Calcul de stabilité. Université de Constantine, 2003 »

[15] Donald IB, Chen Z, « Slope stability analysis by the upper bound approach : fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997

[16] DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.
[17] BLONDEAU (F). mars 1976. – Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo.
P. et Ch., spécial, p. 56-62.
[18] Mr SEKKAK Mostefa, « Stabilité des mouvements de terrain en pentes (traitement de cas au niveau d'autoroute ESTOUEST) », UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID –TLEMCEN, mémoire magister.
[19] PHILIPPONAT.G(1985). *Fondation et ouvrages en terre*, éditionEyrolles, Paris, 149-198p
[20] Khoukhi Mourad et Rahal Toufiq. « Etude de glissement de terrain sur RN1 PK 83+000 situé a l'entrée de la ville Médéa, wilaya de Médéa ». Mémoire de fin d'études de Master, Université de Médéa (2022)..
[21] Chenaf.W et M'zoughem.K. «Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El kebira Sètif». Mémoire de fin d'étude, département de science de la terre, université Ferhat Abbas, 2006.
[22] Khater.I. «Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée».Thèse de doctorat, université Mohamed Khider - Biskra, 2019.
[23] Zaoui Razika et Sid El Bahdja. « Etude et diagnostique d'un glissement de terrain avec possibilité de traitement (cas : CW 162 au pk 12+000) ». Mémoire de fin d'études de Master, Université de Médéa (2020).
[24] Houamdi Salim et Ghalem Hamid. « Etude d'un glissement de terrain sur CW 08 au pk 48) ». Mémoire de fin d'études de Master, Université de Médéa (2020).
[25] ETUDE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES EN STABILITE DES PENTES University DE M'SILA
[26] Benaissa,A .2003. Glissements de terrain : Calcul de stabilité. Office des publications universitaires Ben-Aknoun (Alger) .95p.

ANNEXES

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

ABDERRAHMANE RABAH

Projet : ETUDE DE TRAIREMENT D'UN GLISSEMENT AU PK 5+100 CC EL ALALMA-

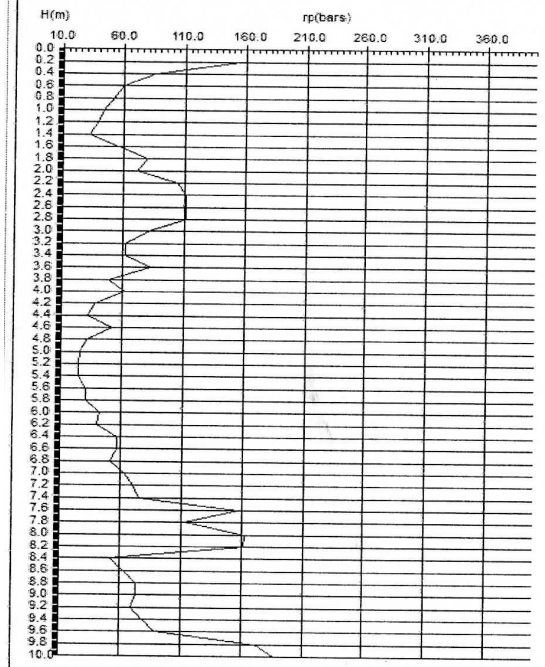
Chantier/Site : TLETET EDOUAIR-WILAYA DE MEDEA

Sondage : ST 01 ET ST 02

PENETROMETRE DYNAMIQUE

ETUDE DE TRITEMENT D'UN GLISSEMENT AU PK5+100 CC EL ALALMA-TLETET EDDOUAIR

ST01

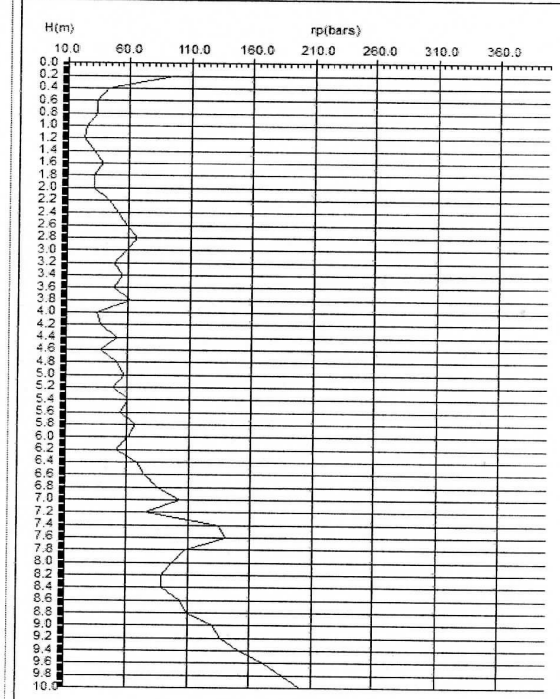


H m	Coups	K	Rp bars
.2	18.0	8.6	154.8
.4	10.0	8.6	86.0
.6	7.0	8.6	60.2
.8	6.0	8.6	51.6
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	5.0	7.9	39.5
1.4	4.0	7.9	31.6
1.6	7.0	7.9	55.3
1.8	10.0	7.9	79.0
2.0	9.0	7.9	71.1
2.2	14.0	7.4	103.6
2.4	15.0	7.4	111.0
2.6	15.0	7.4	111.0
2.8	15.0	7.4	111.0
3.0	11.0	7.4	81.4
3.2	9.0	6.9	62.1
3.4	9.0	6.9	62.1
3.6	12.0	6.9	82.8
3.8	7.0	6.9	48.3
4.0	9.0	6.9	62.1
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	5.0	6.4	32.0
4.6	8.0	6.4	51.2
4.8	5.0	6.4	32.0
5.0	4.0	6.4	25.6
5.2	4.0	6.1	24.4
5.4	4.0	6.1	24.4
5.6	5.0	6.1	30.5
5.8	5.0	6.1	30.5
6.0	7.0	6.1	42.7
6.2	7.0	5.7	39.9
6.4	10.0	5.7	57.0
6.6	10.0	5.7	57.0
6.8	9.0	5.7	51.3
7.0	11.0	5.7	62.7
7.2	13.0	5.4	70.2
7.4	14.0	5.4	75.6
7.6	29.0	5.4	156.6
7.8	21.0	5.4	113.4
8.0	30.0	5.4	162.0
8.2	31.0	5.2	161.2
8.4	10.0	5.2	52.0
8.6	12.0	5.2	62.4
8.8	14.0	5.2	72.8
9.0	14.0	5.2	72.8
9.2	14.0	4.9	68.6
9.4	16.0	4.9	78.4
9.6	18.0	4.9	88.2
9.8	35.0	4.9	171.5
10.0	38.0	4.9	186.2

PENETROMETRE DYNAMIQUE

ETUDE DE TRITEMENT D'UN GLISSEMENT AU PK5+100 CC EL ALALMA-TLETET EDDOUAIR

ST02



H m	Coups	K	Rp bars
.2	11.0	8.6	94.6
.4	5.0	8.6	43.0
.6	4.0	8.6	34.4
.8	4.0	8.6	34.4
1.0	3.0	8.6	25.8
1.2	3.0	7.9	23.7
1.4	4.0	7.9	31.6
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	4.0	7.9	31.6
2.0	4.0	7.9	31.6
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	7.0	7.4	51.8
2.6	8.0	7.4	59.2
2.8	9.0	7.4	66.6
3.0	8.0	7.4	59.2
3.2	7.0	6.9	48.3
3.4	8.0	6.9	55.2
3.6	7.0	6.9	48.3
3.8	9.0	6.9	62.1
4.0	5.0	6.9	34.5
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	6.0	6.4	38.4
4.8	8.0	6.4	51.2
5.0	9.0	6.4	57.6
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	10.0	6.1	61.0
5.6	9.0	6.1	54.9
5.8	11.0	6.1	67.1
6.0	10.0	6.1	61.0
6.2	9.0	5.7	51.3
6.4	12.0	5.7	68.4
6.6	13.0	5.7	74.1
6.8	15.0	5.7	85.5
7.0	18.0	5.7	102.6
7.2	14.0	5.4	75.6
7.4	25.0	5.4	135.0
7.6	26.0	5.4	140.4
7.8	20.0	5.4	108.0
8.0	18.0	5.4	97.2
8.2	17.0	5.2	88.4
8.4	17.0	5.2	88.4
8.6	20.0	5.2	104.0
8.8	21.0	5.2	109.2
9.0	25.0	5.2	130.0
9.2	28.0	4.9	137.2
9.4	31.0	4.9	151.9
9.6	35.0	4.9	171.5
9.8	38.0	4.9	186.2
10.0	41.0	4.9	200.9

ESSAI AU PENETROMETRE LOURD

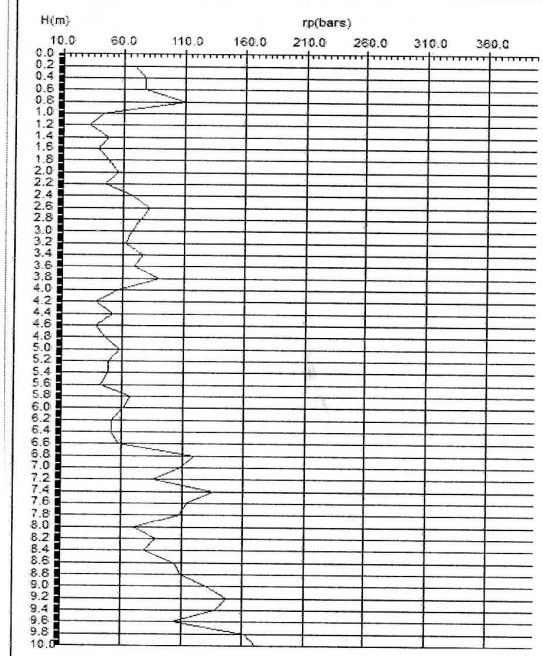
ABDERRAHMANE RABAH

Projet :	**ETUDE DE TRAIREMENT D'UN GLISSEMENT AU PK 5+100 CC EL ALALMA-**
Chantier/Site :	TLETET EDOUAIR-WILAYA DE MEDEA
Sondage :	**ST 03**

PENETROMETRE DYNAMIQUE

ETUDE DE TRITEMENT D'UN GLISSEMENT AU PKS+100 CC EL ALALMA-TLETET EDDOUAIR

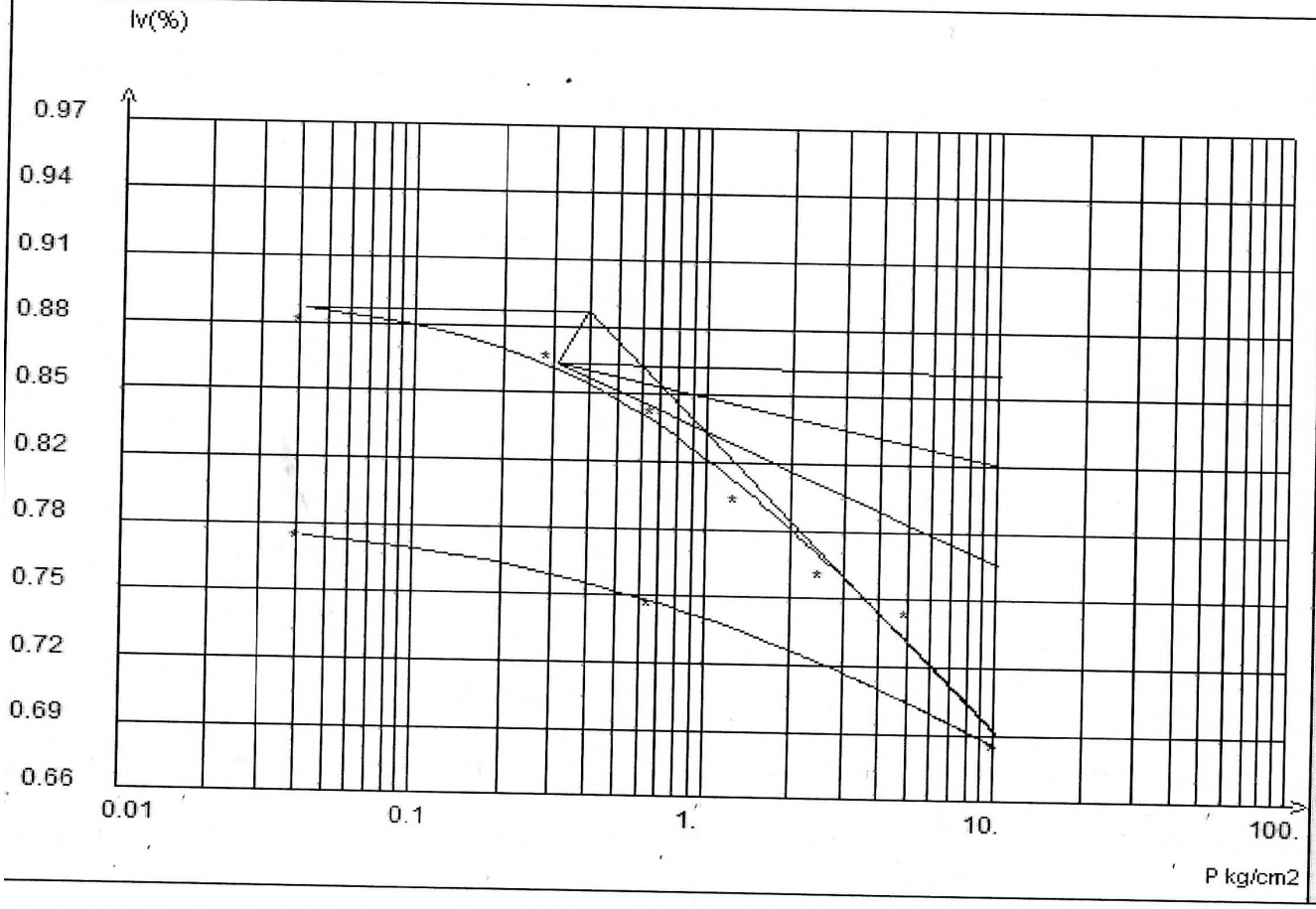
ST03



H m	Coups	K	Rp bars
.2	8.0	8.6	68.8
.4	9.0	8.6	77.4
.6	9.0	8.6	77.4
.8	13.0	8.6	111.8
1.0	5.0	8.6	43.0
1.2	4.0	7.9	31.6
1.4	6.0	7.9	47.4
1.6	5.0	7.9	39.5
1.8	6.0	7.9	47.4
2.0	7.0	7.9	55.3
2.2	6.0	7.4	44.4
2.4	9.0	7.4	66.6
2.6	11.0	7.4	81.4
2.8	10.0	7.4	74.0
3.0	9.0	7.4	66.6
3.2	9.0	6.9	62.1
3.4	11.0	6.9	75.9
3.6	10.0	6.9	69.0
3.8	13.0	6.9	89.7
4.0	8.0	6.9	55.2
4.2	6.0	6.4	38.4
4.4	8.0	6.4	51.2
4.6	6.0	6.4	38.4
4.8	7.0	6.4	44.8
5.0	9.0	6.4	57.6
5.2	8.0	6.1	48.8
5.4	8.0	6.1	48.8
5.6	7.0	6.1	42.7
5.8	11.0	6.1	67.1
6.0	10.0	6.1	61.0
6.2	9.0	5.7	51.3
6.4	9.0	5.7	51.3
6.6	10.0	5.7	57.0
6.8	21.0	5.7	119.7
7.0	19.0	5.7	108.3
7.2	16.0	5.4	86.4
7.4	25.0	5.4	135.0
7.6	21.0	5.4	113.4
7.8	20.0	5.4	108.0
8.0	13.0	5.4	70.2
8.2	17.0	5.2	88.4
8.4	15.0	5.2	78.0
8.6	20.0	5.2	104.0
8.8	21.0	5.2	109.2
9.0	25.0	5.2	130.0
9.2	30.0	4.9	147.0
9.4	28.0	4.9	137.2
9.6	21.0	4.9	102.9
9.8	33.0	4.9	161.7
10.0	35.0	4.9	171.5

ESSAI A L'OEDOMETRE

Date :
Titre / description : ETUDE DE GLISSEMENT AAU PK 5+100 A CC ALALMA-TLETET EDDOUAIR
Chantier/site :
No du point : S1
Profondeur : 5.00 m
Nature de l'echantillon : E1



RESULTATS

Pc = 00.744
Cc = 00.137
Cg = 00.030

P kg/cm2	L (a)	L (b)	I. vides
0.042	0.52		0.879
0.296	0.5		0.863
0.678	0.47		0.838
1.315	0.42		0.798
2.59	0.378		0.764
5.138	0.355		0.746
10.234	0.28		0.685
0.678	0.36		0.75
0.042	0.395		0.778

CISAILLEMENT RECTILIGNE

Titre / description du projet:ETUDE D'UN TRITEMENT DE GLISSEMENT OPEKA 5+100 CC EL ALALMAT TLETET EDDOUAIR

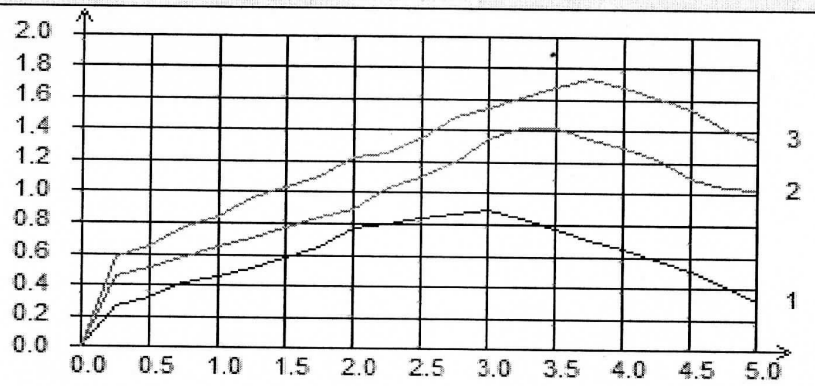
No du point:S1 - E1

Profondeur:5.00m

Nature géologique du sol:

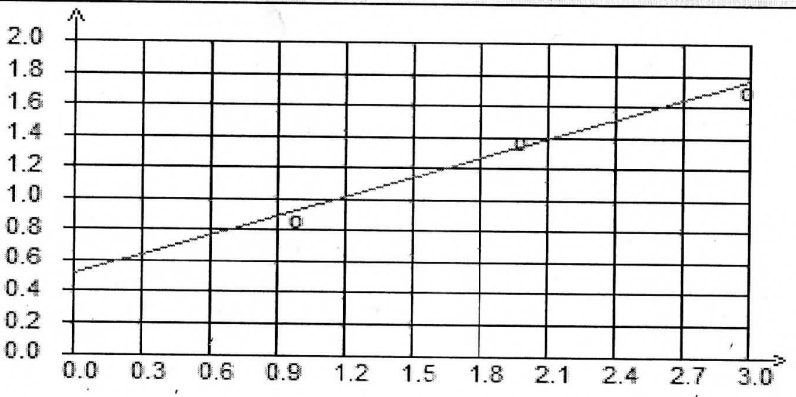
Type D'essai :UU

Résistance / cisaillement



Courbe Intrinseque

Tassement gonflement



Affichage des résultats

Angle de frottement=22

Cohesion=0.516

σ	τ
1	0.902
2	1.417
3	1.739

IIMITES D'ATTERTBER

No du dossier:TLETET EDDOUAIR

Titre/description du projet:ETUDED'UN TRAITEMENT GLISSEMENT OPEKA 5+100 SIS ALALMA

Chantier:

N°:Sondage/échantillon:S1E1-5.00M

Nature de l'échantillon:

Profondeur en m:

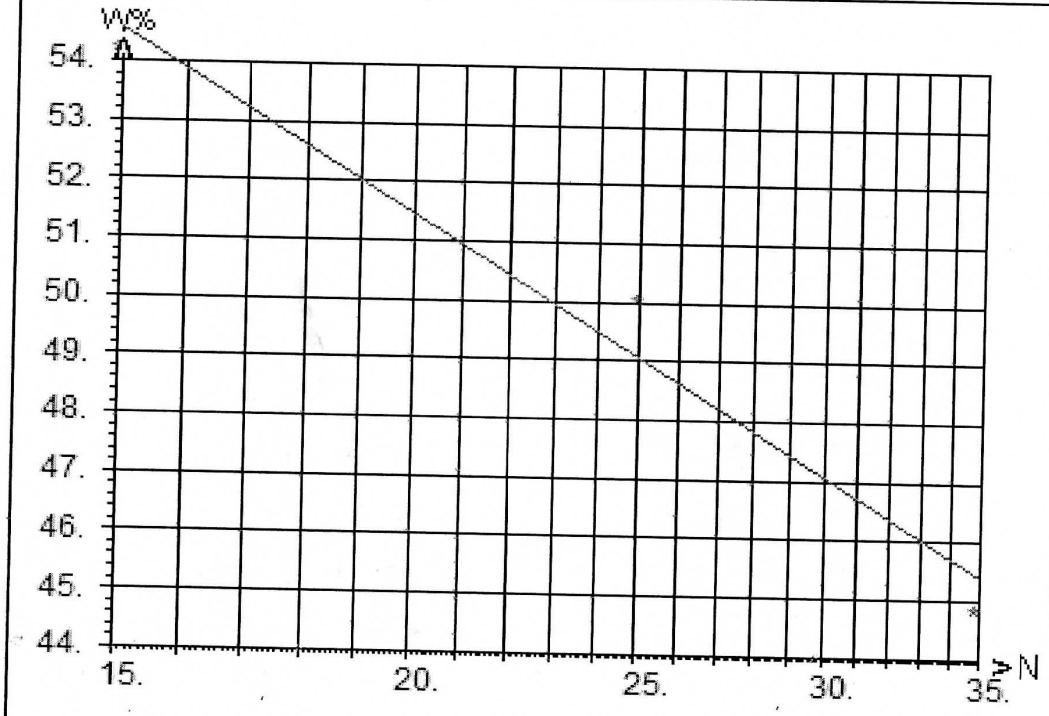
Date des travaux:

RESULTAT

WL=49.036

WP=24.500

IP=24.536



Limite de liquidité

	Essai 1	Essai2	Essai3	Essai 4
N	15	25	35	
Wl	54.20	50.00	44.80	

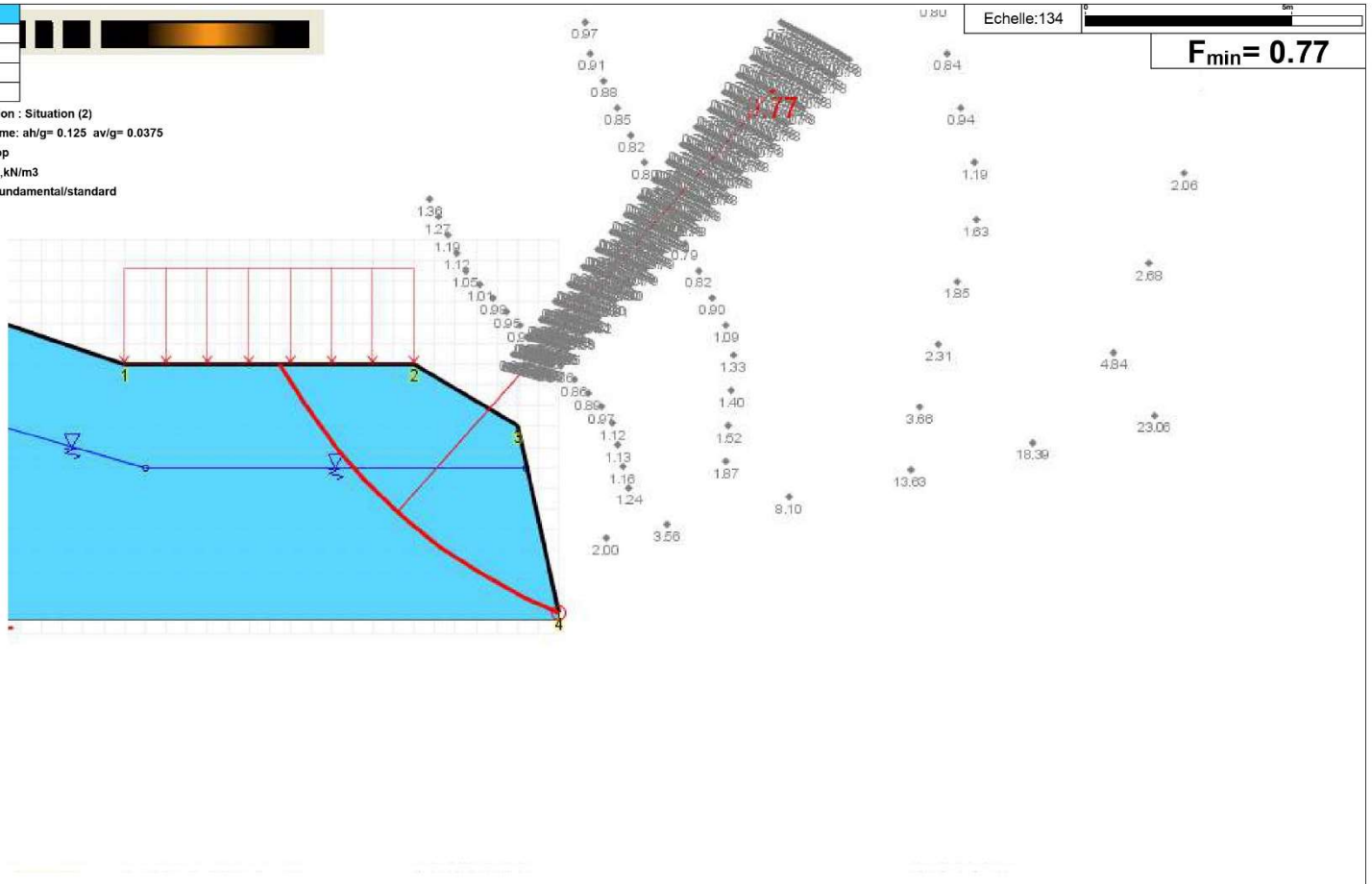
Limite de plasticité

	Essai 1	Essai2	Essai3	Essai 4
Wp	24.50			

wl = a × Log (25) + b

Sol n°	1
γ(kN/m3)	19.37
φ(°)	22.00
c(kPa)	51.60
Δc(kPa/m)	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (2)
Prise en compte d'un séisme: ah/g= 0.125 av/g= 0.0375
Méthode de calcul : Bishop
Système d'unités : kN,kPa,kN/m3
Pondérations : Clouterre fundamental/standard

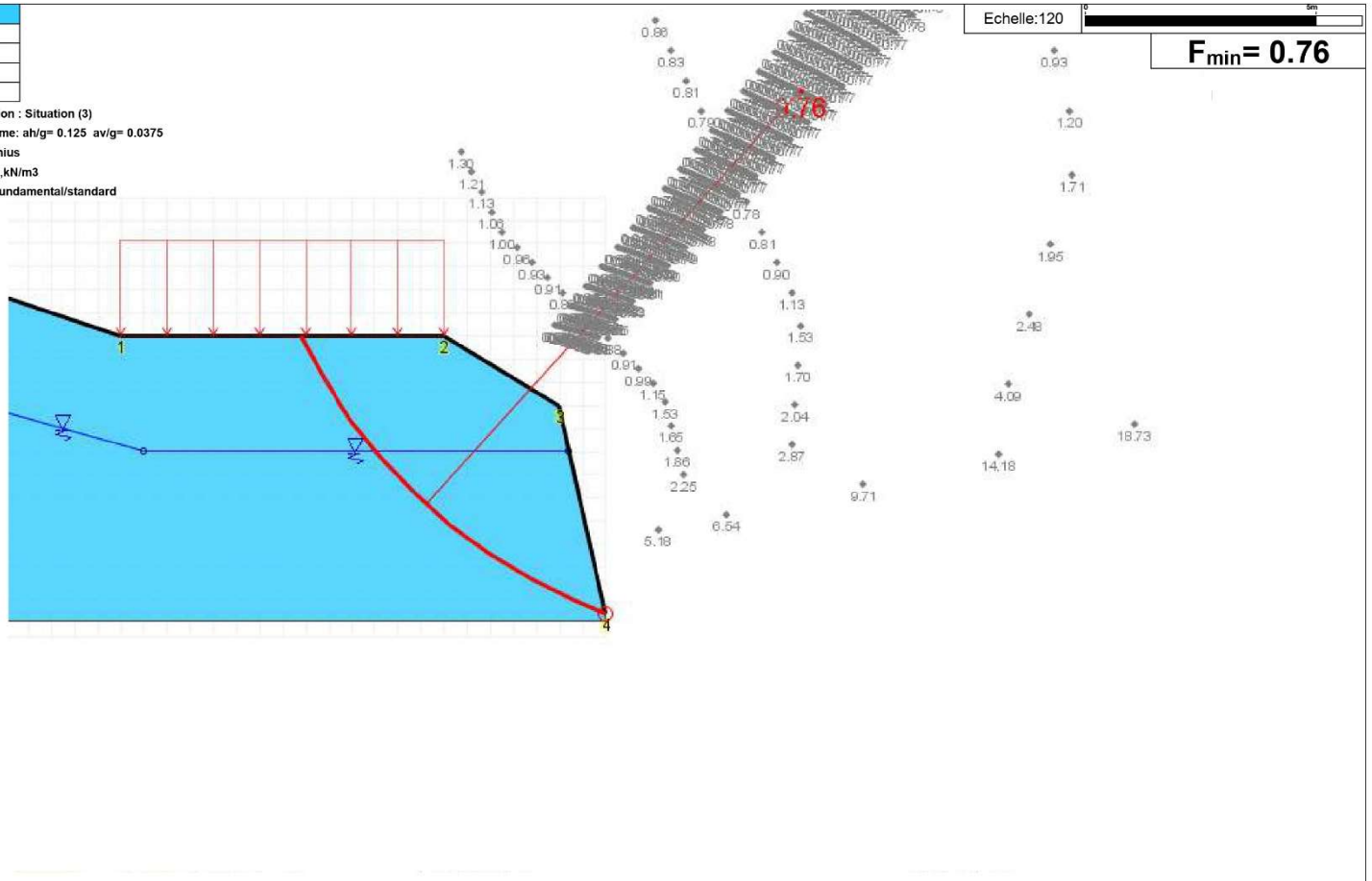


1 Argile origi

TALREN 4 v2.0.3 TERRASOL	1212 / Allalma Sans Confor Z:\xdddd\sans conforte.prj	Etude réalisée par : Demo Imprimée le : 6/1/23 à 8:42:12 PM

Sol n°	1
γ(kN/m3)	19.37
φ(°)	22.00
c(kPa)	51.60
Δc(kPa/m)	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (3)
Prise en compte d'un séisme: ah/g= 0.125 av/g= 0.0375
Méthode de calcul : Fellenius
Système d'unités : kN,kPa,kN/m3
Pondérations : Clouterre fundamental/standard

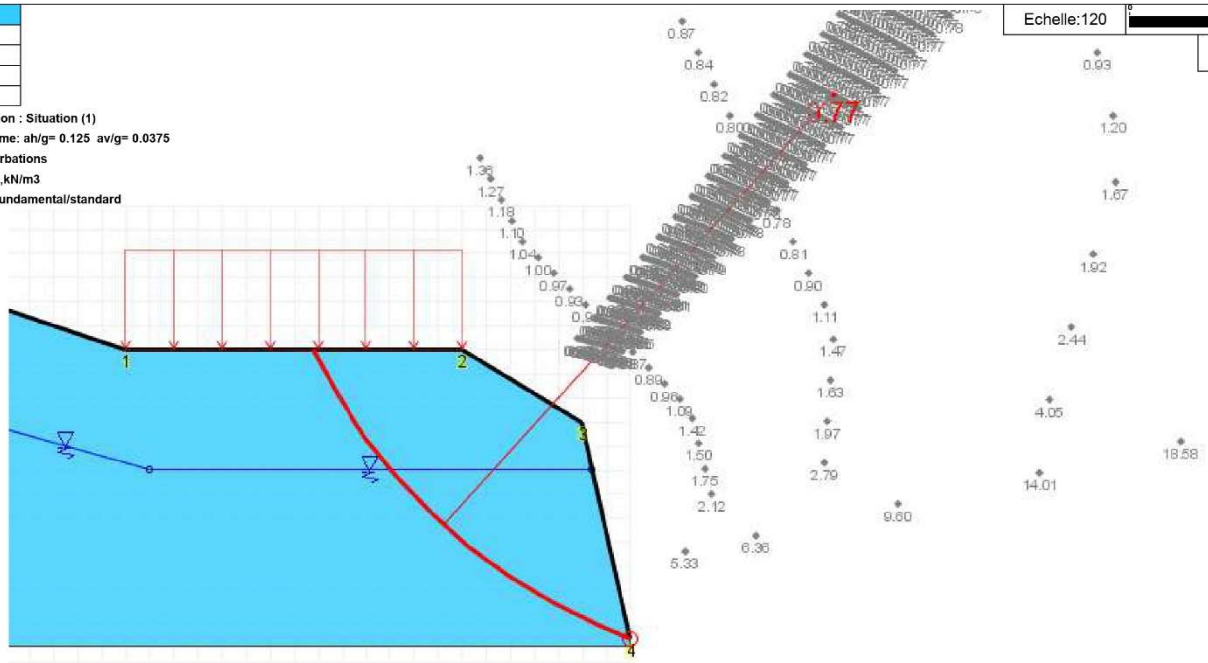


1 Argile origi

TALREN 4 v2.0.3 TERRASOL	1212 / Allalma Sans Confor Z:\xdddd\sans conforte.prj	Etude réalisée par : Demo Imprimée le : 6/1/23 à 8:42:17 PM

Sol n°	1
γ(kN/m3)	19.37
φ(°)	22.00
c(kPa)	51.60
Δc(kPa/m)	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)
Prise en compte d'un séisme: ah/g= 0.125 av/g= 0.0375
Méthode de calcul : Perturbations
Système d'unités : kN,kPa,kN/m3
Pondérations : Clouterre fundamental/standard



1 Argile origi

TALREN 4 v2.0.3

TERRASOL

1212 / Allalma Sans Confor

Z:\xdddd\sans conforte.prj

Etude réalisée par :
Demo

Imprimée le : 6/1/23 à 8:42:28 PM