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

Université YAHIA Farés de MEDEA
Faculté de la Technologie
Département de Génie de la matière
Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etude
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Génie Géotechnique

Thème

Analyse et modélisation d'un glissement de terrain CW 138 PK17+350

Présenté par :
- MELOUANE Mohamed Amine
- BOUDERBALA Zahira

Encadré par :
- Dr. MESSAD Ali

Promotion : Juin 2017

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour
A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes
Moments les plus difficiles.
A ma grand-mère, mon père et ma mère

Pour leur amour Et leur support continu

Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés et de Vos prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santé et longue vie afin que je puisse à mon tour vous combler.

A mon seul frère Elhachemi. Mes chères sœurs Houria, Zohour, ma petite sœur Maroua et Meriem

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que je ressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon cœur. Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et de succès.

A ma très chère Fatiha et mes collègues proches Abderrahmane et Amine

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons moments passés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.
En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.
J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines

A tous ma famille, petits et grands merci pour vos encouragements.

A tous ceux qui me sont chers.

Zahira

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour
A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes
Moments les plus difficiles.
A ma grand-mère, mon père et ma mère

Pour leur amour Et leur support continu

Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés et de Vos prières quotidiennes.

Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santé et longue vie afin que je puisse à mon tour vous combler.

A mon seul frère Abdelatif. Mes chères sœurs Salma, et ma petite sœur Samah

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que je ressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon cœur. Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et de succès.

A mes collègues proches Zahira et Zineb, Amer, Chouaib, Zakaria, Badro et marwa

A mes chérs amis billel, lotfi, ouwais, assam, oussama et surtout la famille de ness elkhir-medea

En témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons moments passés ensemble. En souvenir de nos éclats de rire.
En souvenir de tout ce qu'on a vécu ensemble.
J'espère de tout mon cœur que notre amitié durera éternellement.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines

A tous ma famille, petits et grands merci pour vos encouragements.

A tous ceux qui me sont chers.

Amine

REMERCIMENT

En premier lieu, nous tenons d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier et à exprimer nos gratitudes à notre encadreur Mr. MESAAD ALI qui nous a orienté et nous a soutenu durant notre projet de fin d'études.

Nous témoignons reconnaissance et gratitudes aux aimable crut personnes, quel que soit de près ou de loin, qui nous ont soutenu, acceptent et orientant durant notre projet de fin d'étude.

Nous Remercions Mr MAHMOUDI et tous les employeurs de la DTP et laboratoire MEZAAD ROAD pour leur disponibilité qui nous a infiniment aidés dans notre travail.

Table des matières

LISTE DES FIGURE ..... **I**

LISTE DES TABLEAUX ..... **III**

LISTE DES NOTATIONS ..... **III**

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN **1**

I. Introduction : **2**

II. Les mouvements des terrains et les différents types : **2**

II.1. Définition des mouvements terrains : **2**

II.2. les Différents Types d'instabilités des terrains : **2**

II.2.1. Les effondrements et affaissements : **5**

II.2.2. Les tassements par retrait : **7**

II.2.3. Les éboulements, les chutes des blocs et des pierres : **9**

II.2.4. coulées de boue associées et fluages : **12**

II.2.5. Le glissement terrain : **14**

II.2.5.1. Définition générale du glissement terrain : **14**

II.2.5.2. définition mécanique du glissement terrain : **15**

II.2.5.2.1. Augmentation de la résistance au cisaillement : **15**

II.2.5.2.2. Réduction de la résistance des matériaux : **16**

II.2.5.3. Les type du glissement : **16**

II.2.5.3.1. les glissements rotationnels : **16**

II.2.5.3.2. les glissements plans : **16**

II.2.5.3.3. les glissements complexes : **17**

II.2.5.4. Classification des glissements : **18**

II.2.5.5. l'origine et les causes des glissements de terrain : **18**

II.2.5.5.1. Les causes augmentant les moments moteurs : *18*

II.2.5.5.2. Les causes diminuant les moments résistants : *19*

II.2.5.5.3. Les causes naturelles : **19**

II.2.5.5.4. Les Causes humaines : **19**

II.2.5.5.5. Les Causes géologiques : **20**

II.2.5.5.6. Les Causes morphologiques : **20**

II.2.5.6. Les Phases des glissements : **20**

II.2.5.6.1. Glissements de terrain actifs : **20**

II.2.5.6.2. Glissements de terrain réactivés : **21**
II.2.5.6.3. Glissements de terrain inactifs : **21**
III. Quelques statistiques sur les mouvements de terrains : **22**
III.1. À l'époque : **22**
III.2. A l'année 2017: **22**
III.3. En Algérie: **22**
VI. Les Techniques et les moyennes de confortement : **23**
VI.1. Généralités : **23**
VI.2. Les différentes techniques : **23**
VI.2.1. Terrassements : **24**
VI.2.1.1. Remblai de pied : **25**
VI.2.1.2. Allègement en tête : **25**
VI.2.1.3. Reprofilage : **26**
VI.2.2. Dispositifs de drainage : **27**
VI.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface : **27**
VI.2.2.2. Tranchées drainantes : **28**
VI.2.2.3. Drains verticaux, galeries drainantes : **29**
VI.2.3. Introduction d'éléments résistants : **29**
VI.2.3.1. Ouvrages de soutènement : **30**
VI.2.3.2. Les murs de soutènements : **30**
VI.2.3.3. Les rideaux de palplanches : **31**
VI.2.3.4. La terre armée: **31**
VI.2.4. Les tirants d'encrage : **32**
VI.2.5. Le clouage : **33**
VI.2.6.Les géotextiles : **34**
V. Conclusion : **35**

CHAPITRE II : METHODES DE CALCUL DES GLISSEMENTS DE TERRAIN **36**

I. Introduction : **37**
II. Hypothèse et calcule de stabilité des pentes : **37**
II.1. Définition du coefficient de sécurité : **37**
II.2. Méthode de calcul : **38**
II.3. Méthodes d'équilibres limite : **38**
II.4. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite : **39**
II.4.1. Méthode de calcul en rupture plane : **39**
II.4.2. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité: **42**

II.4.2.1. Méthodes de l'équilibre des moments : 42
II.4.2.1.1. La méthode générale des tranches pour une surface de rupture Circulaire : 42
II.4.2.1.2. La méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise) : 45
II.4.2.1.3. Méthode de Bishop (1955): 47
II.4.2.1.4.La méthode de Bishop simplifiée: 50

CHAPITRE III : ETUDE DE GLISSEMENT TERRAIN **..... 52**

I. Introduction : 53
II. Description du site: 53
II.1. Situation géographique et morphologie du site: 53
II.2. Géologie de la région : 53
II.3. Situation Hydrogéologique : 54
II.4. climat : 54
II.5. Sismicité : 57
III. Etude géotechnique du glissement terrain : 58
III.1. Etat de lieux : 58
IV. Résultats des investigations géotechniques : 62
IV.1. Consistance de la campagne : 62
IV.2.Interprétation des résultats des essais : 62
IV.2.1. Pénétromètre dynamique lourd (PDL) : 62
IV.2.2. Essais de sondages carottés : 66
IV.2.3. Levés piézométriques : 68
IV.2.4. Essais de laboratoire : 68
IV.2.4.1. Les paramètres physiques : 68
IV.2.4.2.Les paramètres mécaniques : 68
V. Conclusion : 71

CHAPTRE IV : ETUDE DE STABILITE **..... 72**

I. Introduction : 73
II. Présentation de logiciel TALREN : 73
II.1. Définition : 73
II.2. différents types de renforcements : 74
II.3. Un peu d'histoire : 74
II.4. Les fonctions du calcule : 74
II.5. Manuel d'utilisation : 75
III. Paramètres de la rupture de glissement : 75

III.1. Les paramètres mécaniques : **75**
III.2. Vérification de la stabilité à l'état initial : **76**
III.2.1. Calcule les composites (horizontale et verticale) : **76**
IV. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement : **76**
V. Solution de confortement : **79**
V.1. Les Caractéristique de géogrille : **81**
V.2. Composition de géogrille : **81**
V.3. Domain d'application : **81**
V.4. Les avantages de la solution : **81**
V.5. La mise en place de la zone glissée : **82**
VI. Résultats et interprétation des calculs après le confortement : **84**
VII. Conclusion : **86**

LISTE DES FIGURE

Figure I. 1.*Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques (fauchage affectant un versant à une échelle hectométrique, d'après FREITAS et WATERS, 1973).*.....4
Figure I. 2.*Effondrement de terrain à Alger (Algérie) le 18/11/2016.*.....5
Figure I. 3.*Schéma d'un affaissement.*.....6
Figure I. 4.*Schéma d'un renforcement de la structure par les fondations profondes.*.....7
Figure I. 5. S*chéma d'un tassement par retrait.*.....8
Figure I. 6.*Schéma de stabilisation de terre par le guidage des eaux.*.....9
Figure I. 7.*Exemple d'un éboulement*.....10
Figure I. 8.*Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016*.....10
Figure I. 9.*Schéma d'un renforcement des talus par les tirants ancrés.*.....12
Figure I. 10.*Schéma d'une mise en place d'un merlon de terre renforcé par des pneus.*.....12
Figure I. 11. *Le phénomène du fluage.*.....13
Figure I. 12. *Schéma d'une coulée.*.....13
Figure I. 13.*Exempled'un glissement de terrain.*.....14
Figure I. 14.*Glissement de terrain a medea le 25/01/2015.*.....15
Figure I. 15. *Schéma d'un glissement rotationnel*.....16
Figure I. 16.*Schéma d'un glissement plan.*.....17
Figure I. 17.*Schéma d'un glissement complexe.*.....17
Figure I. 18.*Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain.*.....21
Figure I. 19.*Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.*.....24
Figure I. 20. *Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte*.....25
Figure I. 21.*Allègement en tête.*.....26
Figure I. 22.*Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme.*.....26
Figure I. 23. *Coupe type d'une tranchée drainante.*.....28
Figure I. 24.*Mur de soutènement.*.....30
Figure I. 25.*Paroi de palplanche.*.....31
Figure I. 26.*Principe de la technique terre armée.*.....32
Figure I. 27.*Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté*.....33
Figure I. 28.*Un versant stabilisé par clouage.*.....33

Figure I. 29. *L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus*……34
Figure II. 1. *Pente infinie de surface de rupture plane*……40
Figure II. 2.*La masse du talus découpé en tranches.* ……43
Figure II. 3.*La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.* ……46
Figure II. 4.*Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.* ……47
Figure II. 5.*La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.* ……50
Figure III. 1. *Carte Hydrogéologique*……54
Figure III. 2. *La courbe mensuelle des précipitations.* ……56
Figure III. 3.*Pluviométrie*……56
Figure III. 4.*Carte de zonage sismique du territoire national– RPA99*……57
Figure III. 5.*Vue générale sur le site du glissement.*……58
Figure III. 6.*Tronçon de route touché par le glissement.* ……59
Figure III. 7. *Troncs d'arbres inclinés du côté aval.* ……59
Figure III. 8.*Lithologie des sols du site*……60
Figure III. 9. *Eaux d'infiltration sur le mur du puisard amont*……61
Figure III. 10. *Implantation des essais in-situ réalisés.* ……63
Figure III.11. *Pénétrogrammes des essais SP01 à SP10 réalisés.*……66
Figure III.12.*Sondage carotté SC1.* ……67
Figure III.13.*Sondage carotté SC2.* ……67
Figure III. 14.*Courbe de cisaillement rectiligne CD (SC01).* ……69
Figure III. 15.*Courbe de cisaillement rectiligne CD (SC02).* ……69
Figure III. 16.*Profil Géotechnique type.* ……70
Figure IV. 1. *Manuelle d'utilisation* [18] ……*75*
Figure IV. 2.*La géométrie du talus avec les déffirants couche* [22]. ……76
Figure IV. 3. *Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et sans séisme* [22]. ……77
Figure IV. 4.*Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et avec séisme* [22] ……77
Figure IV. 5. *Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme* [22] ……78
Figure IV. 6. *Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme* [22] ……78
Figure IV. 7.*Solution de confortement proposée* [13]. ……79
Figure IV. 8.*Échantillon de géogrille* [21] ……80
Figure IV. 9.*Présentation de la zone glissée* [22]. ……82
Figure IV. 10.*Présentation des nappes inferieure de géogrille* [22] ……82
Figure IV. 11.*Présentation des nappes supérieures de géogrille* [22] ……83

Figure IV. 12. *Présentation de la surcharge [22].* 83
Figure IV. 13.*Présentation du facteur de sécurité sans nappe et sans séisme [22].*.....84
Figure IV. 14. *Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme [22]*.....84
Figure IV. 15.*Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme [22]*.....85
Figure IV. 16.*présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme [22].*.....85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1.*Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.* [2] 18

Tableau I. 2.*Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK.* [2] 18

Tableau III. 1.*Températures moyennes mensuelles (période 1997-2006).*.....55

Tableau III. 2.*Précipitations moyennes mensuelles (1997-2006).* 55

Tableau III. 3.*Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003)*…….58

Tableau III. 4.*Résultats des essais d'identification physique*. 68

Tableau III. 5.*Résultats des essais d'identification mécanique*. 68

Tableau IV. 1.*Les caractéristiques su sols*……...……75

LISTE DESNOTATIONS

τ : Résistance ultime de cisaillement [KN/m2]

τ_d : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface [KN/m2]

F_s : facteur de sécurité

σ' : Contrainte effective [KN/m2]

σ : Contrainte totale [KN/m2]

u : pression interstitielle [KN/m2]

$\emptyset'$: Angle de frottement effective [°]

C : cohésion [KN/m2]

C' : cohésion effective [KN/m2]

C_{CD} : cohésion pour un sol consolidé drainée [KN/m2]

$\emptyset_{CD}$: angle de frottement pour un sol consolidé drainée [°]

β : Angle de la pente avec l'horizontale [°]

γ : Poids volumique [KN/m3]

α : Angle entre la direction de la contrainte tangentielle avec l'horizontale [°]

r_c : rapport de cohésion

M*r :* le moment moteur [KN. m]

T : force de cisaillement mobilisé sur la base de chaque tranche [KN]

W : poids propre de la masse susceptible au glissement ou d'une tranche [KN]

N : force normale à la base de la tranche [KN]

V : force inter-tranchent [KN]

b : largeur de la base de chaque tranche [m]

E : module de YOUNG ou module d'élasticité longitudinal [KN/m2]

mα : coefficient de stabilité (méthode de BISHOP simplifiée - soutirée d'un abaque)

f_0 : facteur de correction.

γ_d: Poids volumique sèche.

γ_h: Poids volumique humide.

I_c: Indice de consistance.

I_p: Indice de plasticité.

W_L: Limite de liquidité.

W_p: Limité de plasticité.

Introduction générale

Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations de la croute terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou tout simplement, des pentes naturelles.

Face à une telle situation, l'entreprise des études adéquates et les moyennes de confortement efficaces devient indispensable.

La région d'Alger a connue cet aléa qui a provoqué de graves dégâts.

Le développement de la population algérienne ces derniers années, et sa concentration dans le nord du pays en particulier dans la capitale ou pratiquement tous les terrains stables ont été bâti, ce qui a poussé à projeter différentes constructions et ouvrages sur des terrains en pentes qui sont parfois instables ou ils deviennent instables après l'intervention de l'homme suite à des travaux de terrassements, travaux en pied de talus,…etc., ce qui engendre des catastrophes de glissement de terrain, des pertes humaines et des dégâts matériels inestimables.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre étude comme une modeste contribution à l'étude et la prévention de ce phénomène, en prenant comme exemple le glissement de terrain survenue au lieu-dit CW 138 qui mène de la ville de Ben Chicao vers le village de Si Mahdjoub wilaya de Médéa.

Notre travail a été articulé en quatre chapitres :

- Dans le premier chapitre on a illustré les différents types de mouvements de terrain, les causes déclenchant, avec quelques exemples dans le monde en générale avec les moyennes de confortement utilisés.
- Dans le deuxième chapitre on a exposé principalement les méthodes de calcul de stabilité à savoir: le facteur de sécurité, les méthodes d'équilibre limite …etc.
- Dans le troisième chapitre on a fait une description géologique, hydrogéologiques, hydrologique ainsi qu'une étude géotechnique réalisé à partir des résultats d'essais collectés dans le laboratoire.
- Dans le quatrième chapitre on a fait la présentation de logiciel TALREN avec une modélisation d'un glissement qui permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes par an, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers. Les risques liés aux mines n'entrent pas dans cette catégorie.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvements de terrain(les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux causes qui peuvent mobiliser ces glissements et de citer en dernier lieu les différentes informations nécessaires pour identifier le type de glissement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis à son intensité.

II. Les mouvements des terrains et les différents types :

II.1. Définition des mouvements 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.).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.)[1].

II.2.les Différents Types d'instabilités des terrains :

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain Peuvent être distingués:

1) les mouvements lents :

Pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- **les affaissements** consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels

- **les tassements par retrait** de sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes) ;

- **le fluage** de matériaux plastiques sur faible pente ;

- **les glissements**, qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles) ;

- **le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux** en fonction de leur teneur en eau [1].

- le r**eptation, c**'est un déplacement par gravité, continu de l'ensemble du matériau, de vitesse lente (de quelques mm à quelques dm par an), ils peuvent cependant s'accélérer en phase Paroxysmale pour aller même jusqu'à la rupture et le mouvement s'évoluera en un glissement de terrain.

En général, la reptation intéresse les couches superficielles (quelques décimètres ou mètres de profondeur) et argileuses (formations d'altération).

La caractéristique essentielle de la reptation est l'absence d'une limite nette entre zone mobile et zone stable.

-le **Fauchage,** C'est un mouvement lent des *têtes de couches* qui s'incurvent peu à peu vers le bas sous l'effet de la gravité. (**Figure I.1.**)

Ce type de déformation affecte des formations géologiques sur laquelle la schistosité, la foliation ou le litage sont proches de la verticale.

Le mécanisme de fauchage peut évoluer et se transformer en un mécanisme de glissement rocheux.

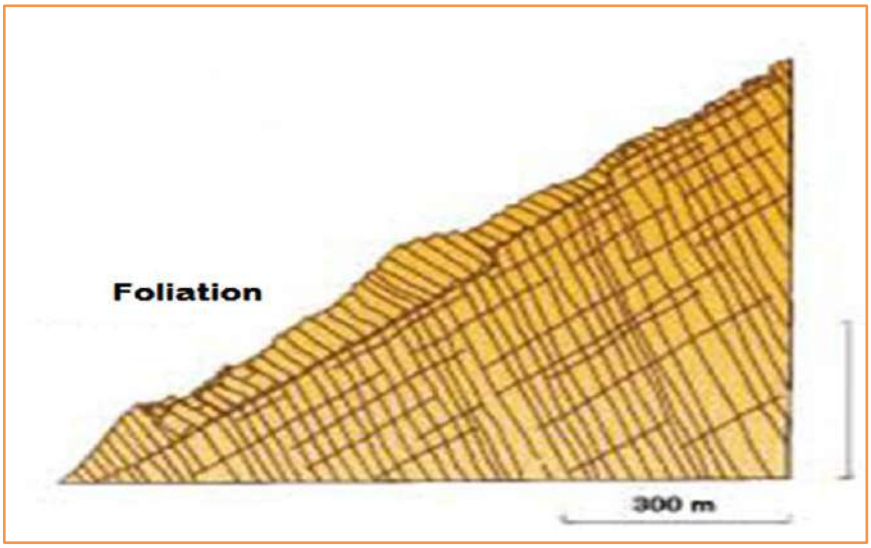


Figure I. 1.*Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques (fauchage affectant un versant à une échelle hectométrique, d'après FREITAS et WATERS, 1973).*

2) *Les mouvements Rapide :*

Qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

- *Le premier groupe (propagation en masse) comprend :*
- **les effondrements**; Sont des déplacements verticaux qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface ;
- **les chutes de pierres ou de blocs** provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés ;
- **les éboulements ou écroulements** de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants ;
- **certains glissements rocheux.**
- *Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :*
- **les coulées boueuses**, qui provient généralement de l'évolution du front des glissements [1].
- **les glissements,**

Et pour plus de détaille, on va voir la définition, les conditions d'apparition, les effets et les conséquences de chaque famille.

II.2.1. Les effondrements et affaissements :

- ***Définition :***

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.

En surface, la descente du sol en direction du vide sous-jacent peut donc être brutale ou non. Le mouvement commence fréquemment par un fléchissement déterminant une dépression topographique à grand rayon de courbure, puis suivant l'importance de la cavité sous-jacente, il peut y avoir rupture et apparition d'une ouverture béante soit unique, on parle alors de fontis, soit généralisée [1].



Figure I. 2. *Effondrement de terrain à Alger (Algérie) le 18/11/2016.*

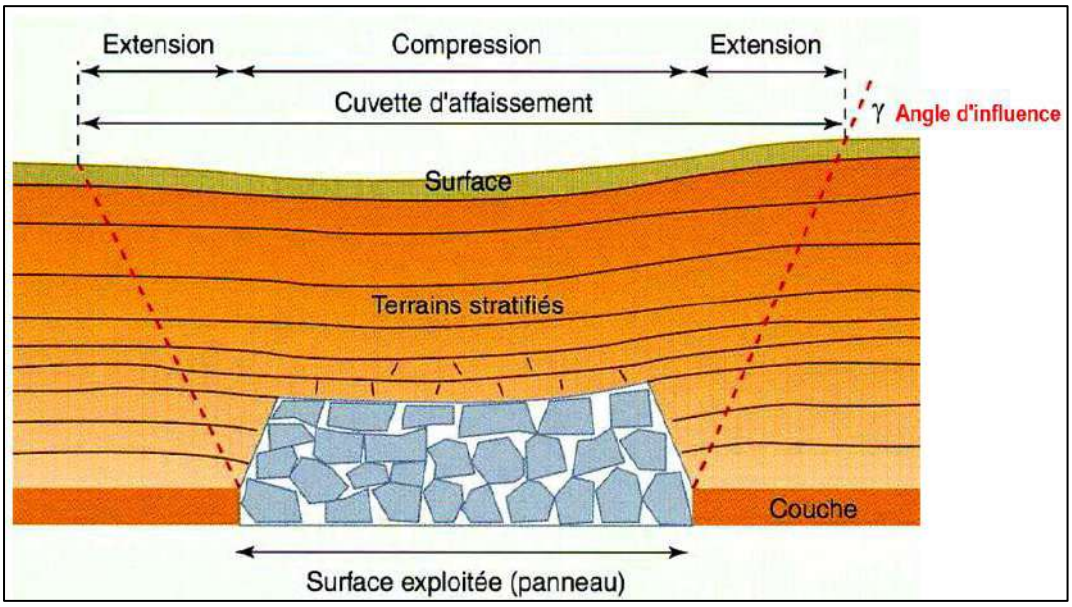


Figure I. 3. *Schéma d'un affaissement* [19]

- ***Condition d'apparition :***

Hormis le cas de cavités d'origine strictement minière, deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent les fuites d'eau ou bien les égouts qui sont produire ce phénomène, soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes à granularité étendue comme les alluvions, c'est le phénomène de suffusion [1].

- ***Les effets et les conséquences :***

Les effondrements brutaux peuvent entraîner la ruine des constructions et causer des victimes. En revanche, les affaissements à grand rayon de courbure, qui affectent les constructions et les ouvrages (fissuration), présentent rarement un danger pour l'homme.

Il ne faut pas négliger les désordres provoqués par ces phénomènes sur les canalisations enterrées (une fuite d'eau induit en outre une accélération du processus).

Dans le cas de vides peu profonds, il est impératif de bien maîtriser toutes les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), qui peuvent accélérer la dissolution ou affaiblir la résistance mécanique des matériaux [1].

- ***Procédure de protection :***

▪ *Protection active :*

Mise en place d'appuis supplémentaires, comblement de la cavité, contrôle des infiltrations d'eau [1].

▪ *Protection passive :*

Renforcement de la structure des constructions, utilisation de matériaux résistants aux déformations, réalisation de fondations profondes [1].

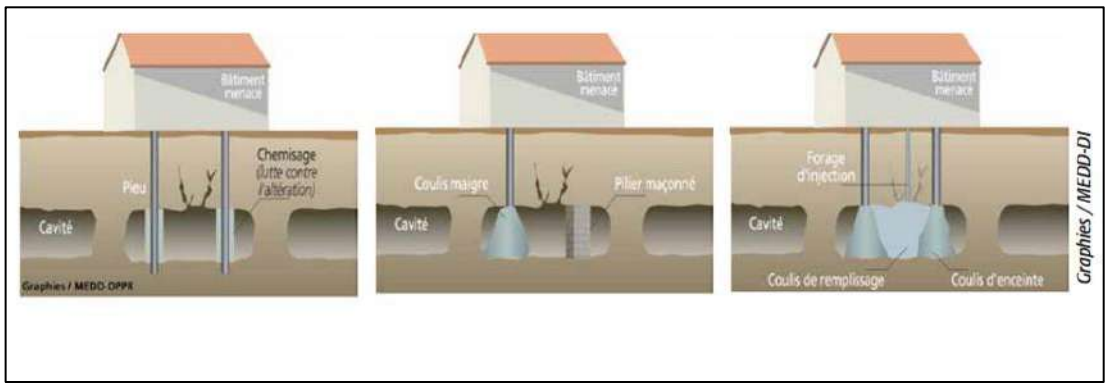


Figure I. 4.*Schéma d'un renforcement de la structure par les fondations profondes* [21].

II.2.2. Les tassements par retrait :

- ***Définition :***

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement [1].

- ***Condition d'apparition :***

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant.

Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes [1].

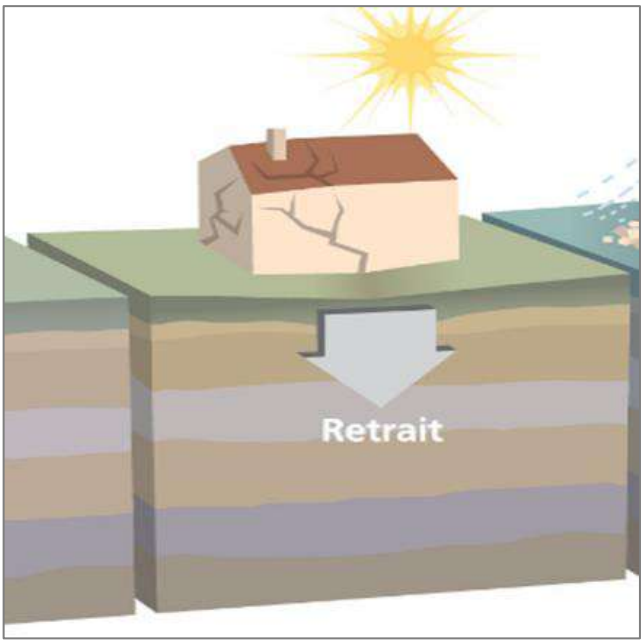


Figure I. 5. S*chéma d'un tassement par retrait* [21].

- ***Les effets et les conséquences :***

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels. Les dommages dus aux tassements par retrait représentent un coût supérieur à 152 millions d'euros par an depuis 1989[1].

- ***Procédure de protection :***
  - *Protection active :*

Maîtrise des rejets d'eaux pluviales et usées dans le sol, limitation de la végétation autour de la construction [1].

  - *Protection passive :*

Réalisation de fondations profondes, rigidification de la structure par chaînage, maîtrise des rejets d'eaux pluviales et usées dans le sol, limitation de la végétation autour de la construction [1].

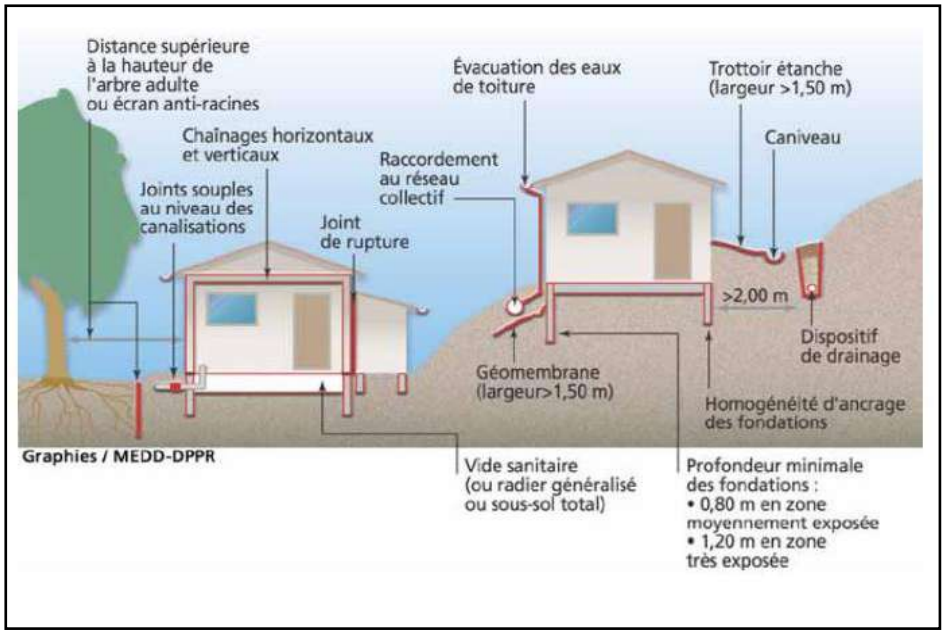


Figure I. 6.*Schéma de stabilisation de terre par le guidage des eaux* [21].

II.2.3. Les éboulements, les chutes des blocs et des pierres :

- ***Définition :***

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines,... Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente.

Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs (plaque roulant sur la tranche) et de petites irrégularités du versant. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation.

En ce qui concerne les éléments éboulés, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- les pierres, d'un volume inférieur à 1 dm^3.

- les blocs, d'un volume compris entre 1 dm^3 et 1 m^3.

- les gros blocs, d'un volume supérieur à 1 m^3.

Suivant le volume total éboulé, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- les chutes de pierres ou de blocs, d'un volume total inférieur à la centaine de m^3.

- les éboulements en masse, d'un volume allant de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m^3.

- les éboulements (ou écroulements) en grande masse, d'un volume Supérieur au million de m^3 [1].



Figure I. 7. *Exemple d'un éboulement* [21].



Figure I. 8. *Un éboulement dans la RN n°1 entre Médéa et Blida le 22/12/2016.*

- ***condition d'apparition :***

La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau, et accompagnée de petites fractures difficiles à déceler, peut être longue.

Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, l'affouillement ou le sapement du pied [1].

- ***Les effets et les conséquences :***

Etant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, les instabilités rocheuses constituent des dangers pour les vies humaines, même pour de faibles volumes (chutes de pierres). Les chutes de blocs, et a fortiori les éboulements, peuvent causer des dommages importants aux structures pouvant aller jusqu'à leur ruine complète, d'autant plus que l'énergie (fonction de la masse et de la vitesse) des blocs est grande.

- ***les procédures de protection :***

  - *Protection active :* amarrage des blocs et écailles par câbles ou nappes de filets métalliques, ancrage des rochers à l'aide de tirants, confortement des parois par massif bétonné ou par béton projeté.
  - *Protection passive :* mise en place d'un écran (merlon ou digue pare-blocs, levée de terre) ou de filets pare-blocs [1].

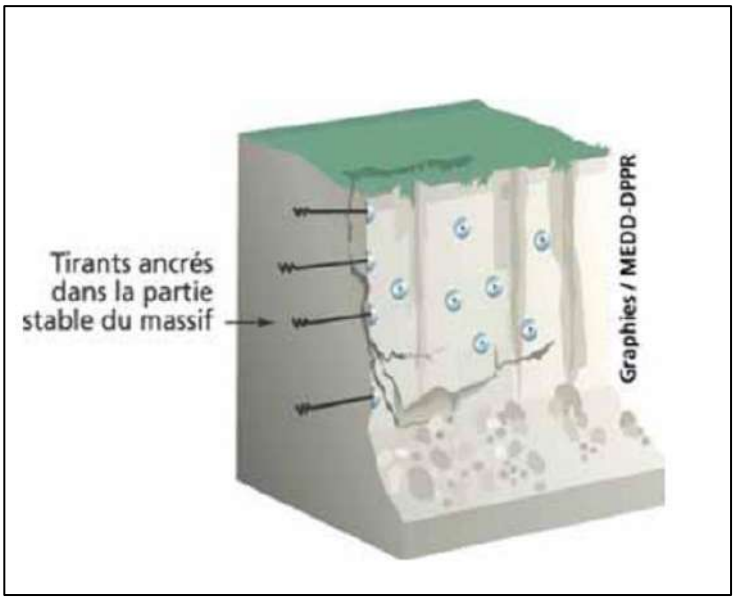


Figure I. 9. *Schéma d'un renforcement des talus par les tirants ancrés* [21].

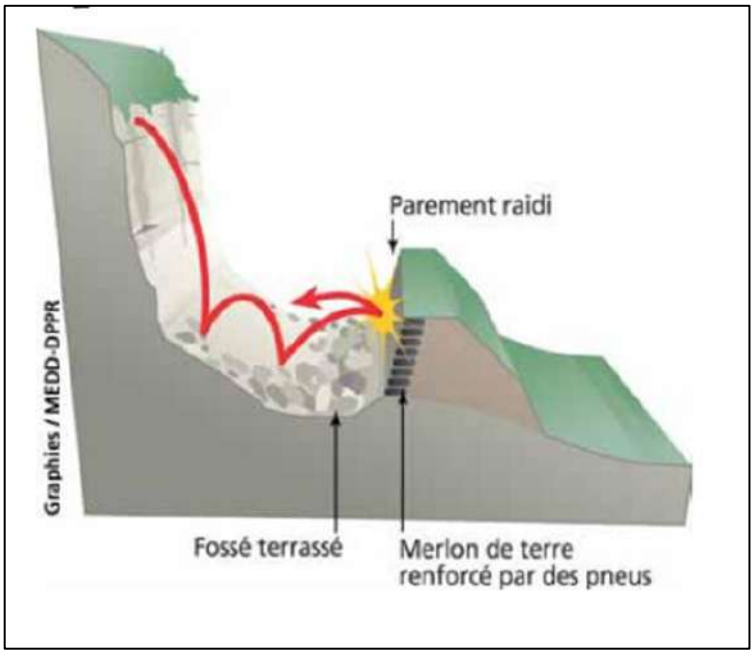


Figure I. 10. *Schéma d'une mise en place d'un merlon de terre renforcé par des pneus* [21].

II.2.4. coulées de boue associées et fluages :

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable [1].

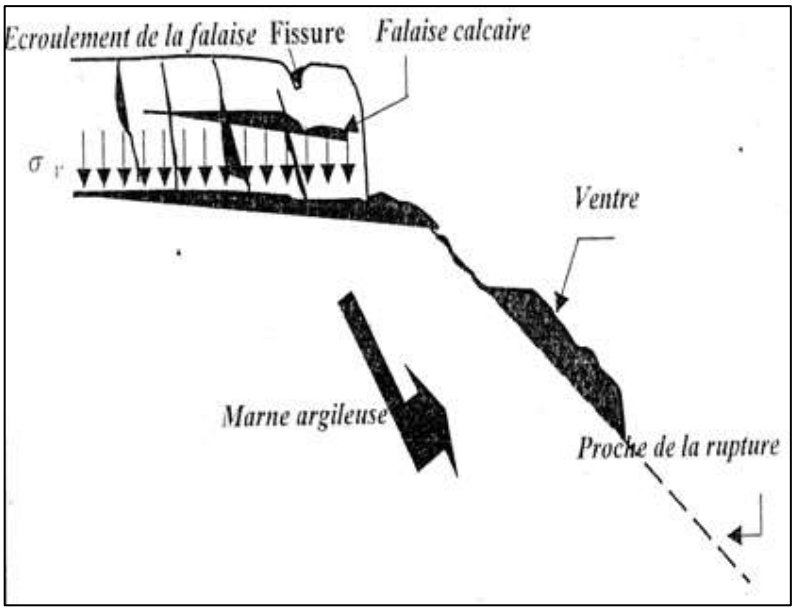


Figure I. 11. *Le phénomène du fluage* [21].

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

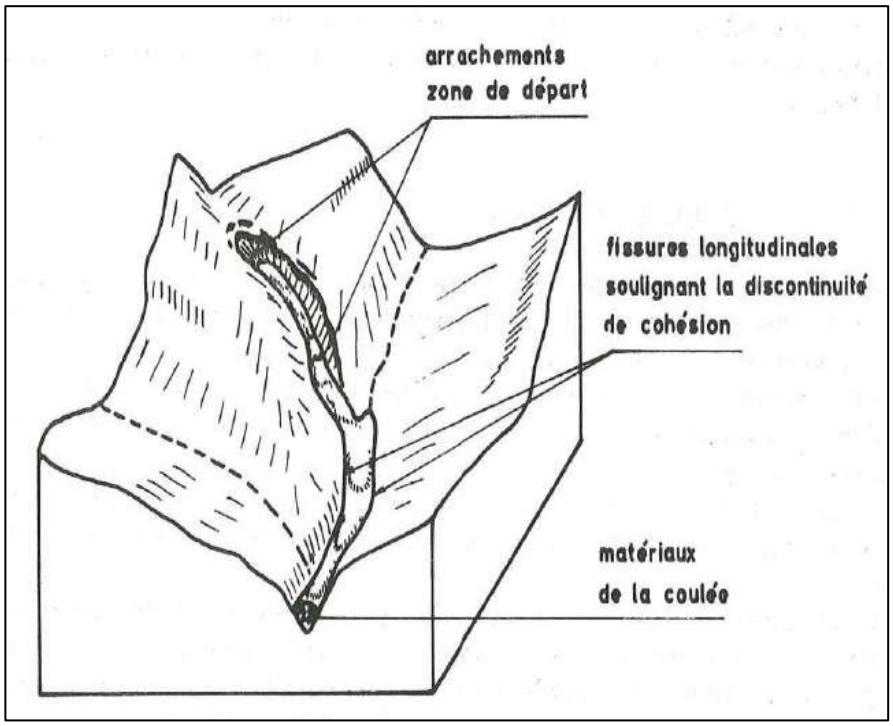


Figure I. 12. *Schéma d'une coulée* [20].

II.2.5. Le glissement terrain :

II.2.5.1. Définition générale du glissement terrain :

Le glissement est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) 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 préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables : de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs : niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de rétention d'eau, etc.



Figure I. 13.*Exemple d'un glissement de terrain*[21].



Figure I. 14.*Glissement de terrain a medea le 25/01/2015.*

II.2.5.2. définition mécanique du glissement terrain :

Le glissement de terrain se définit comme le déplacement d'une masse de roche, de débris ou de terre vers le bas de la pente, lorsque la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du matériau [4].

L'apparition de glissements de terrain est la conséquence d'un champ complexe de forces (le stress est une force par unité de surface) qui est actif sur une masse de roche ou de sol sur la pente. Fondamentalement, les deux principaux paramètres déterminants sont:

1- **Augmentation de la contrainte de cisaillement.**

2- **Une diminution de la résistance des matériaux.**

II.2.5.2.1. Augmentation de la résistance au cisaillement :

Enlèvement du support latéral et sous-jacent (érosion, Glissades, coupes de routes et carrières)

- Augmentation de la charge (poids de la pluie / neige, remplissages, végétation)
- Augmentation des pressions latérales (pressions hydrauliques, racines, Cristallisation, gonflement de l'argile)
- Les contraintes transitoires (tremblements de terre, vibrations des camions, Machines, dynamitage)
- Inclinaison régionale (mouvements géologiques) [4].

II.2.5.2.2. Réduction de la résistance des matériaux :

Diminution de la résistance des matériaux (altération, changement d'état de cohérence)

- Les variations des forces inter granulaires (pression d'eau interstitielle, solution)

- Changements de structure (diminution de la résistance dans le plan de défaillance, fracturation due au déchargement) [4].

II.2.5.3. Les type du glissement :

II.2.5.3.1. les glissements rotationnels :

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

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux .

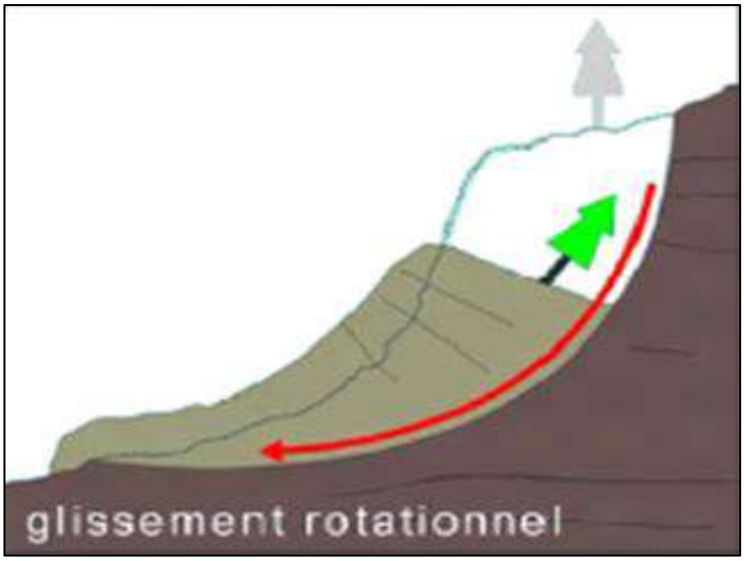


Figure I. 15. *Schéma d'un glissement rotationnel* [21].

II.2.5.3.2. les glissements plans :

Ce type de glissement se produit lorsque, la masse terrestre détachée et glisse le long d'une surface relativement plane, La chute résultante est appelée glissement plans.

Les surfaces planes relativement faibles sont les joints ou les plans de litière. Si le matériau dans la région du pied se liquéfie, la pente descendante, La taille de tels glissements est très

variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés

Ils se produisent principalement dans Les zones de flysch, les schistes marno –calcaires ou les schistes métamorphiques.

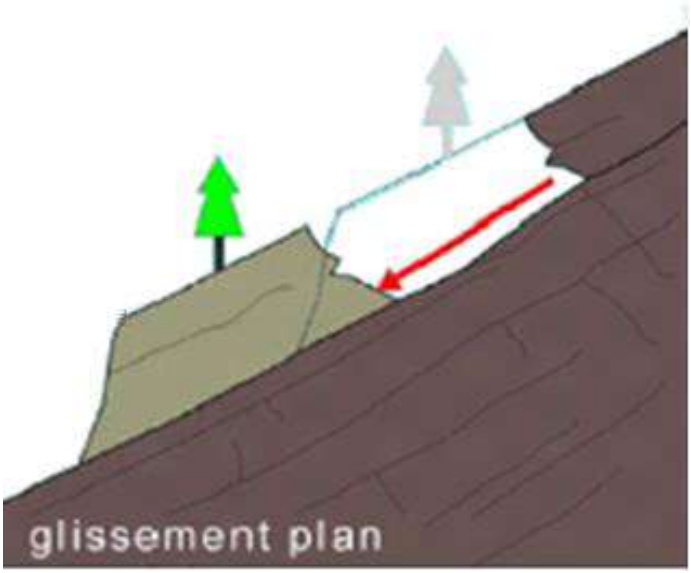


Figure I. 16. *Schéma d'un glissement plan* [21].

II.2.5.3.3. les glissements complexes :

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope, il peut y avoir des formations de glissement complexes ou multiples correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans ; dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

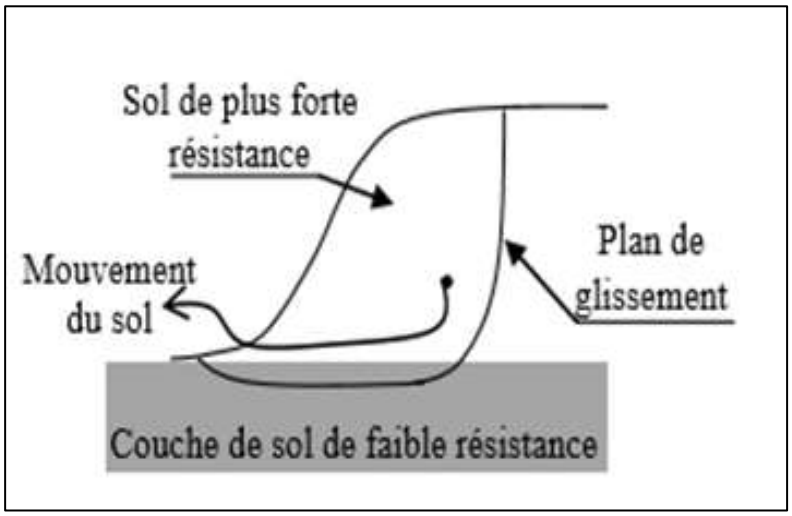


Figure I. 17.*Schéma d'un glissement complexe* [21].

II.2.5.4. Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau I-1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau I-2).

Tableau I. 1.*Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme* [2].

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

Tableau I. 2.*Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK* [2].

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

II.2.5.5. l'origine et les causes des glissements de terrain :

En règle générale, les glissements sont dus à des modifications soit dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. Il y a rupture lorsque les moments moteurs sont supérieurs ou égale aux moments résistants, d'origine naturelle ou anthropique.

II.2.5.5.1. Les causes augmentant les moments moteurs :

- Augmentation de la hauteur d'une pente.
- Enlever le sol au pied de la pente.
- Ajouter une charge au sommet.
- Abaisser le niveau d'eau à l'extérieur de la pente.
- Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.
- Augmentation du poids volumique par saturation.
- Séisme ou charge dynamique [2].

II.2.5.5.2. Les causes diminuant les moments résistants :

- Augmentation de la pression interstitielle.
- Liquéfaction des sols.
- Gonflement des sols et annulation de la succion.
- Altération lessivage.
- Rupture progressive (fluage) [2].

II.2.5.5.3. Les causes naturelles :

Il y a plusieurs facteurs naturels qui peuvent causer des défaillances de pente, sont :

- Des précipitations intenses ou des dépôts de neige soulèveront la nappe phréatique;

Diminuer la résistance du sol et augmenter le poids du matériau associé.

- Rapide fonte des neiges dans les montagnes - fonte rapide de la neige ajoute de l'eau au solMasse sur les pentes.
- Fluctuation des niveaux d'eau due à l'action de la marée.
- Abaissement des niveaux d'eau dans les rivières, réservoirs, etc.
- Erosion due à un écoulement continu sur une pente. Le retrait de l'orteil Et support latéral d'une masse de sol par écoulement d'eau dans les ruisseaux, les rivières…etc.
- Action des vagues peut entraîner une instabilité de la masse du sol.
- Dépôt de sédiments lâches dans les zones delta.
- Décomposition des roches
- Vibrations du sol créées lors des tremblements de terre.
- Activité volcanique - Dans les zones où existe un volcan existant, les dépôts de cendres volcaniques, sont sujets à l'érosion et soumis à des flux de boue en raison des précipitations intenses [7].

II.2.5.5.4. Les Causes humaines :

1. Excavation de la pente ou de son orteil.
2. Chargement de la pente ou de sa crête.
3. Réduction (des réservoirs).
4. Déboisement.
5. Irrigation.

6. Exploitation minière.

7. Vibrations artificielles.

8. Fuite d'eau des services publics [8].

II.2.5.5.5. Les Causes géologiques :

1. Matériaux faibles ou sensibles.

2. Matériaux usés.

3. Matériaux cisaillés, joints ou fissurés.

4. Une discontinuité orientée vers l'orientation (literie, schistosité, faiblesse, discordance, contact, etc.)

5. Contraste de la perméabilité et / ou de la rigidité des matériaux [8].

II.2.5.5.6. Les Causes morphologiques :

1. Le soulèvement tectonique ou volcanique.

2. Rebondissement glaciaire.

3. Érosion fluviale, ondulatoire ou glaciaire de la pente ou des marges latérales.

4. Érosion souterraine (solution, tuyauterie).

5. Déplacement de la pente de chargement ou de sa crête.

6. Enlèvement de la végétation (par le feu, la sécheresse).

7. Décongélation.

8. Détérioration par congélation et décongélation.

9. L'altération du rétrécissement et de la houle [8].

II.2.5.6. Les Phases des glissements :

II.2.5.6.1. Glissements de terrain actifs :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté. Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toutefois difficilement détectables. Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations [2].

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations [2].

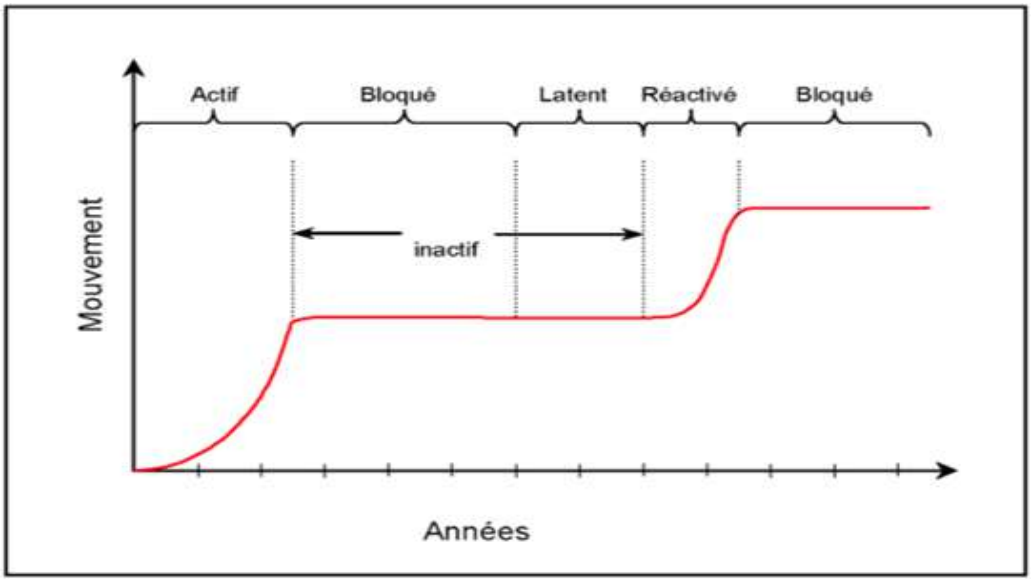


Figure I. 18. *Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain.*

II.2.5.6.2. Glissements de terrain réactivés :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante [2].

II.2.5.6.3. Glissements de terrain inactifs :

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories :

*Glissements bloqués.

*Glissements latents.

*Glissements abandonnés.

* Glissements stabilisés [2].

III. Quelques statistiques sur les mouvements de terrains :

III.1. À l'époque :

- 24 novembre 1248 : éboulement d'une tranche de la face nord du Granier, en Savoie (entre 1 000 et 5 000 morts), formant les vignobles vallonnés des Abymes ;
- Le 16 avril 1970, un sanatorium du plateau d'Assy fut englouti par une coulée de boue meurtrière. Il y eut 71 morts ;
- 13 novembre1985, Colombie: l'éruption du Nevado dela Ruiz fait fondre la neige qui dévale les flancs du volcan et dévaste la ville d'Armero: 24.000 morts ;
- 15 décembre1999, Venezuela: tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas et provoquent au moins 15.000 morts ;
- 17 février2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du pays faisant 1106 morts ;
- 8 août2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine [9].

III.2. A l'année 2017:

- 1 avril 2017 : Un glissement de terrain s'est produit dans un village indonésien fait 38 morts.
- 31 mars 2017 : éboulement dans le nord-est de Madagascar fait 8 morts.
- 27 février 2017 : Un glissement de terrain qui s'est produit dans le centre de Lisbonne fait des dégâts structuraux dans deux bâtiments, 2 blessés et 27 personnes évacués.
- 20 janvier 2017 : Un glissement de terrain qui a frappé un hôtel dans une province chinoise fait 2 morts et plus dix personnes disparues [12].

III.3. En Algérie:

- 29 octobre 2012, pluies fortes a provoqué un effondrement a Hussein-dey à Alger fait une femme morte et une autre a été blessée [23].
- 18 novembre 2016, les pluies diluviennes qui tombent sur Alger ont provoqué un affaissement sur l'autoroute au niveau de ben aknoun en direction de zeralda : un trou béant s'est creusé dans lequel plusieurs véhicules sont tombés [24].
- 25 janvier 2015, un glissement de terrain a été provoqué par fortes pluies à la ville de Médéa qui fait deux enfants mortes et le père blessé.

VI.Les Techniques et les moyennes de confortement :

VI.1. Généralités :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent a stabilisés la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté résistance :** la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **Coté économique :** le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent
  Une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible **(**locale**)** et moins coûteux.
- **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité):** la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement [2].

VI.2. Les différentes techniques :

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend. Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain :

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité F=1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention De réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps

(colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt F= 1,5.

VI.2.1. Terrassements :

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

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

La figureI.19.Schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire [10].

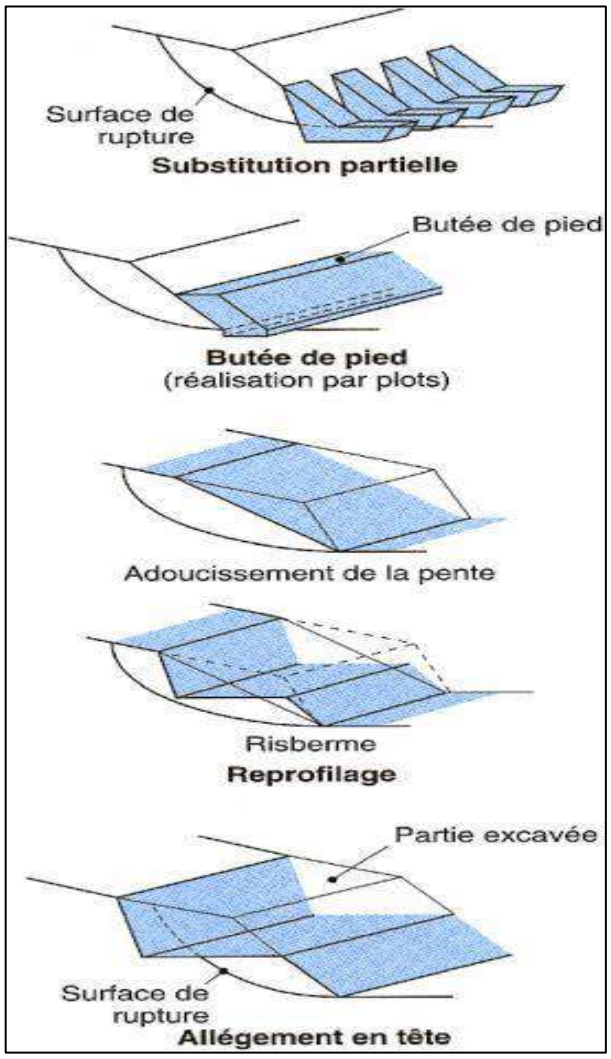


Figure I. 19. *Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.*

VI.2.1.1. 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.

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 [10].

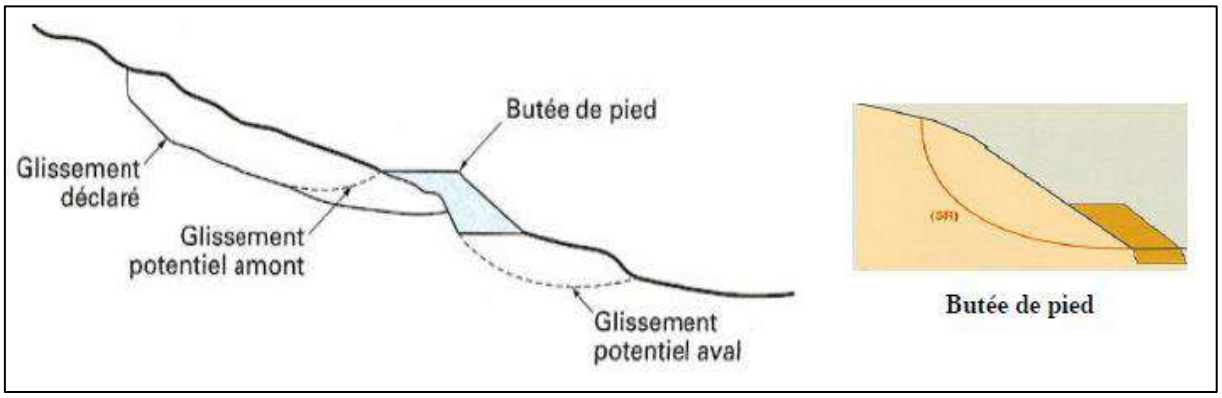


Figure I. 20. *Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.*

VI.2.1.2. 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, etc.) [10].

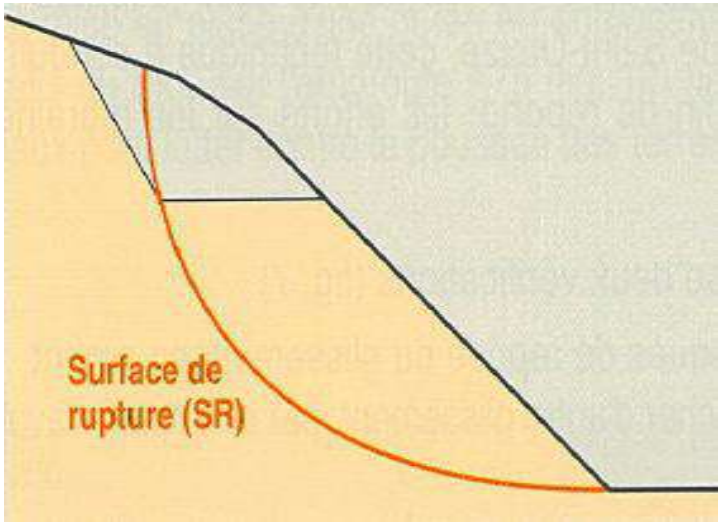


Figure I. 21. *Allègement en tête.*

VI.2.1.3. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par talutages du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il 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. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité parrapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [10].

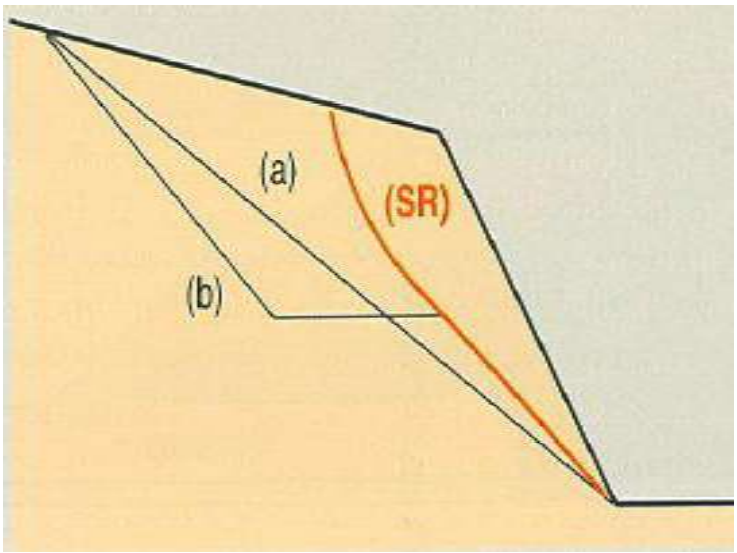


Figure I. 22. *Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme.*

VI.2.2. Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant.

Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, Qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

— éviter l'alimentation en eau du site ;

— expulser l'eau présente dans le massif instable.

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, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements). Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur Enlever toute efficacité. On distingue : 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, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation [10].

VI.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement.

En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans Les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, Bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements [10].

VI.2.2.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes,sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

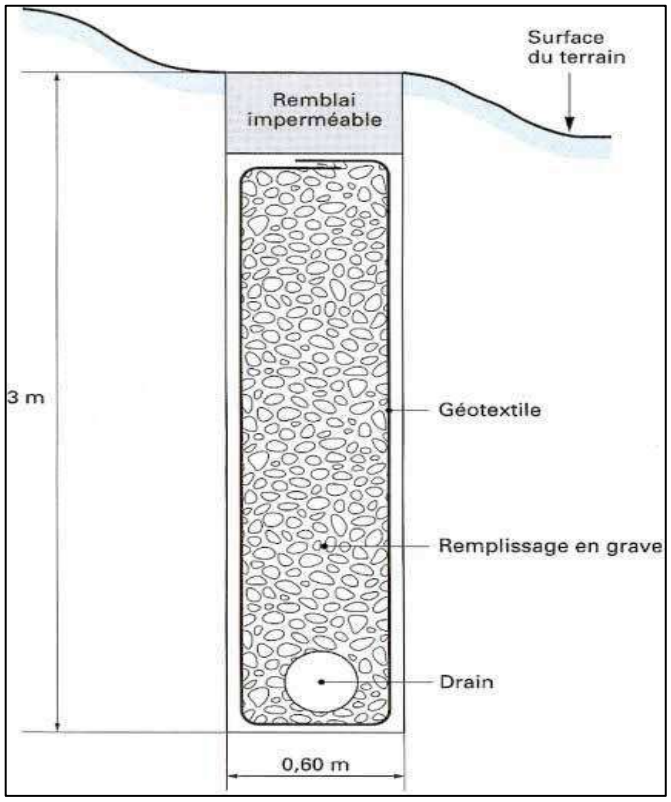


Figure I. 23. *Coupe type d'une tranchée drainante.*

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.
Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m).

La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable [10].

VI.2.2.3. Drains verticaux, galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total) [10].

VI.2.3. Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement
- tirants d'ancrage et murs ancrés
- clouages par des barres, des micros pieux
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, Des ouvrages qui supportent mieux les déformations [10].

VI.2.3.1. Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides [10].

VI.2.3.2. Les murs de soutènements :

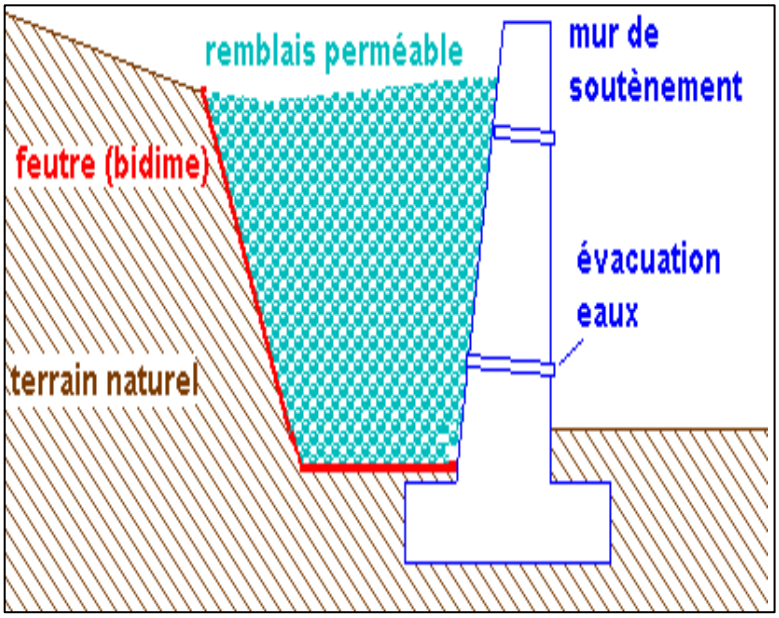


Figure I. 24. *Mur de soutènement.*

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages :

- Les murs poids
- Les murs souples.

VI.2.3.3. Les rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées par le fonçage à proximité d'habitations [10].

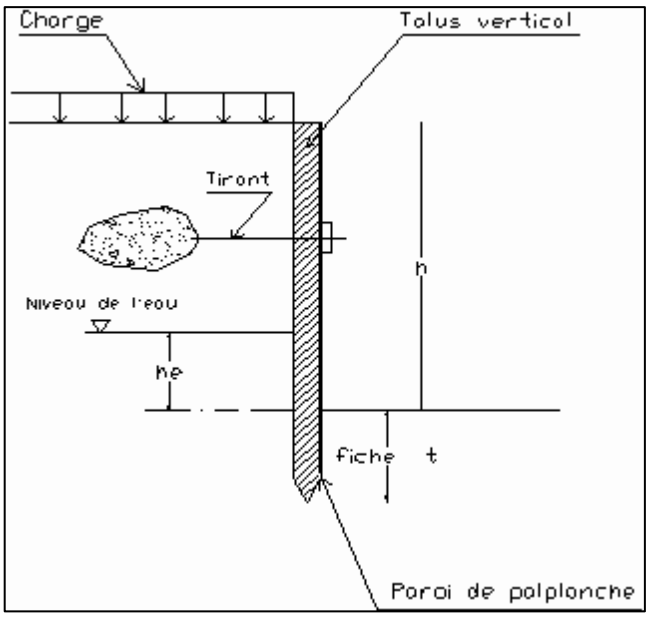


Figure I. 25. *Paroi de palplanche.*

VI.2.3.4. La terre armée:

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

- **un sol :** plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- **des inclusions :** horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- **un parement :** anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée [10].

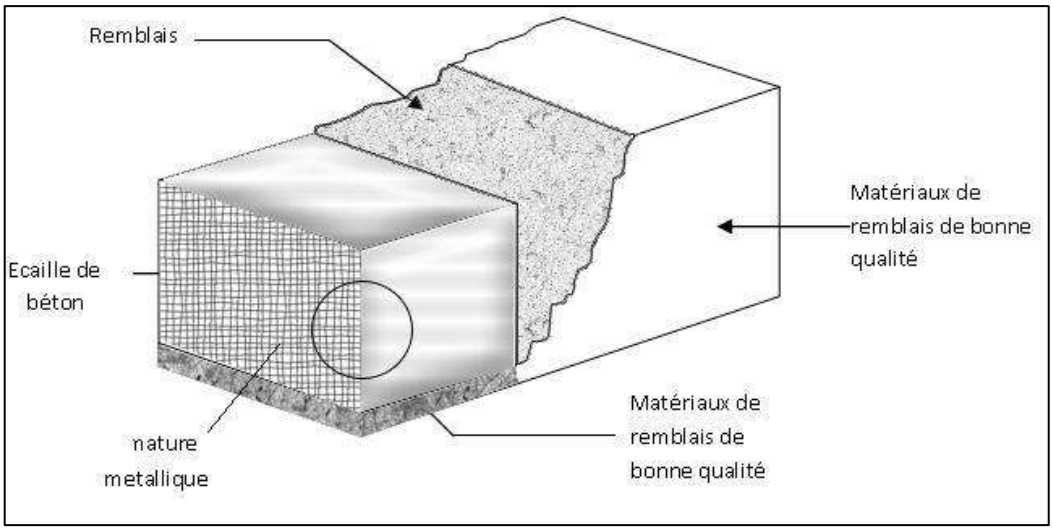


Figure I. 26. *Principe de la technique terre armée.*

VI.2.4. Les tirants d'encrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain [10].

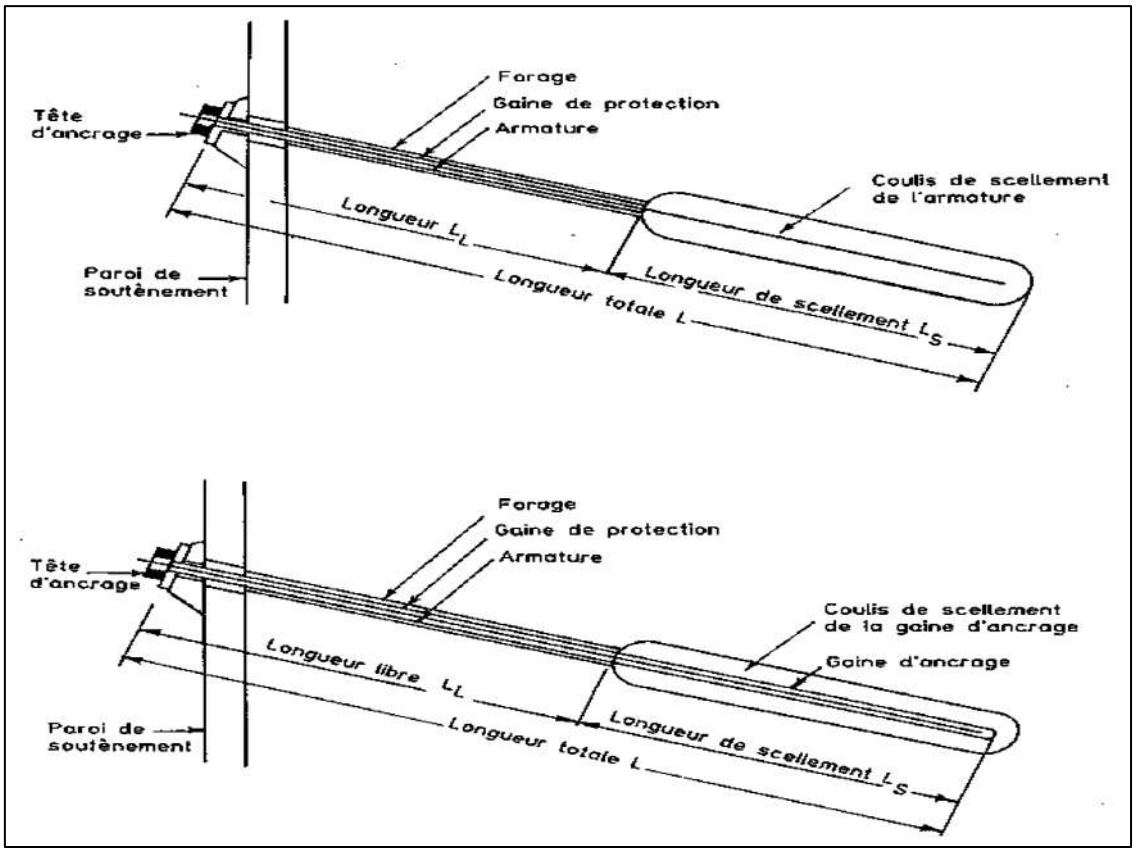


Figure I. 27. *Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté.*

VI.2.5. Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé [10].



Figure I. 28. *Un versant stabilisé par clouage.*

VI.2.6.Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations….etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- **La séparation :** éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration :** assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage :** assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement :** améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection :** protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- **La lutte contre l'érosion :** limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent [10].



Figure I. 29. *L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.*

V. Conclusion :

Le terme de « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres de par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, séisme, fonte des neiges…) ou anthropiques (terrassement, déboisement…). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

CHAPITRE II : METHODES DE CALCUL DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement pour laquelle le facteur de sécurité a la valeur minimum qui représente la surface critique de rupture

Nous allons nous efforcer de montrer le mécanisme qui conduit à la rupture de certains talus ou pentes naturelles. Nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non.

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Elles apparaissent en général trop simples et trop figées ou trop élaborées et de maniement délicat. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

II. Hypothèse et calcule de stabilité des pentes :

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part [11].

II.1. Définition du coefficient de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description la pente en coupe transversale détaillé, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

Poids propre du massif, Réactions du sol en place le long de la surface de rupture, Pressions interstitielles, Chargements extérieurs éventuels. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τmax à la contraintede cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau_d} \quad \text{…. (II.1)}$$

τ_{max} : résistance maximum au cisaillement du sol.

τ_d : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (II.1) peut être exprimée comme :

$$\tau_d = \frac{\tau_{max}}{F_s} \quad \textbf{.... (II.2)}$$

II.2. Méthode de calcul :

La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite. Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (Cu,ϕu). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme, On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD},ϕ_{CD}) ou (C',ϕ').Le sol est un matériau hétérogène possédant des propriétés variables à l'intérieur d'une même masse de sol[11].

II.3. Méthodes d'équilibres limite :

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de larupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la band considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible [11].

II.4. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite :

- Il existe une ligne de glissement.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Mohr-coulomb $\tau=C+\sigma \tan\phi$. La rupture si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive). Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (II.2) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan\phi}{F_s} \quad \text{.... (II.3)}$$

Ou :

$$\tau = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \tan\phi}{F_s} \quad \text{.... (II.4)}$$

La résistance au cisaillement (τmax) est égale à la cohésion non drainée pour lessols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effectivenormale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :$\boldsymbol{\tau_{max=c'+\sigma' tg\phi'}}$et on a $\boldsymbol{\sigma' = \sigma - u}$. Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ'.

Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τconsiste à écrire (II.4) qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = \frac{C' + (\sigma - u)\tan\phi'}{F_s} \quad \text{.... (II.5)}$$

II.4.1. Méthode de calcul en rupture plane :

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la Figure II.1.

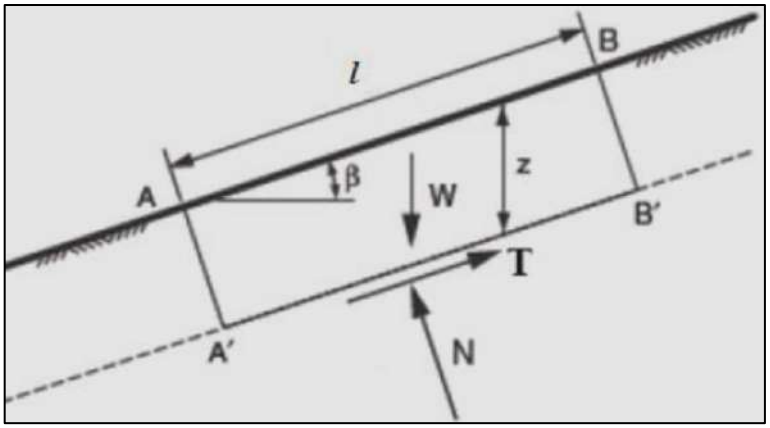


Figure II. 1.*Pente infinie de surface de rupture plane.*

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure II.1. Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires.

Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, **T**, et la force normale, **N**, sur le plan:

$$T=W.\sin b \text{ et } N=W.\cos b \quad \text{.... (II.6)}$$

Où **b** est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré parrapport à l'horizontale, et **W** est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unitéd'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure II.6, le poids est exprimé en:

$$W = g.l.z.\cos\beta \quad \text{.... (II.7)}$$

Où **g** est l'unité de mesure du poids total du sol, **l** la distance entre les deuxextrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente, et **z** la profondeur verticale auplan de cisaillement. En substituant (II.6) dans (II.7) donne:

$$T=g.l.z.\cos\beta.\sin b \quad \text{.... (II.8)}$$

$$N=g.l.z.\cos^2\beta v \quad \text{.... (II.9)}$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sontconstants pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant leséquations (II.8) et (II.9) par unité de surface du plan (l×1m), pour obtenir:

$$\tau=g.z.\cos\beta.\sin\beta \quad \text{.... (II.10)}$$

$$\sigma = g.z.\cos^2\beta \quad \text{.... (II.11)}$$

En substituant ces expressions dans l'équation (I.3) pour obtenir la formule ducoefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma.z.\cos^2\beta.\tan\phi}{\gamma.z.\cos\beta.\sin\beta} \quad \text{.... (II.12)}$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma.z.\cos^2\beta - u)\tan\phi'}{\gamma.z.\cos\beta.\sin\beta} \quad \text{.... (II.13)}$$

Pour un sol purement pulvérulent (c, c'=0), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \quad \text{.... (II.14)}$$

L'équilibre limite est atteint pour Fmin= 1; soit: α=∅. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne [11].

II.4.2. Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité:

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

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps[11].

II.4.2.1. Méthodes de l'équilibre des moments :

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

II.4.2.1.1. La méthode générale des tranches pour une surface de rupture Circulaire :

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée dans la figure (II.2), le moment moteur peut être exprimé comme:

$$M = \sum W_i \cdot a_i \qquad \text{.... (II.15)}$$

Où W est le poids de la i^{ème} tranche et a est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montre la figure (II.2), sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables [11].

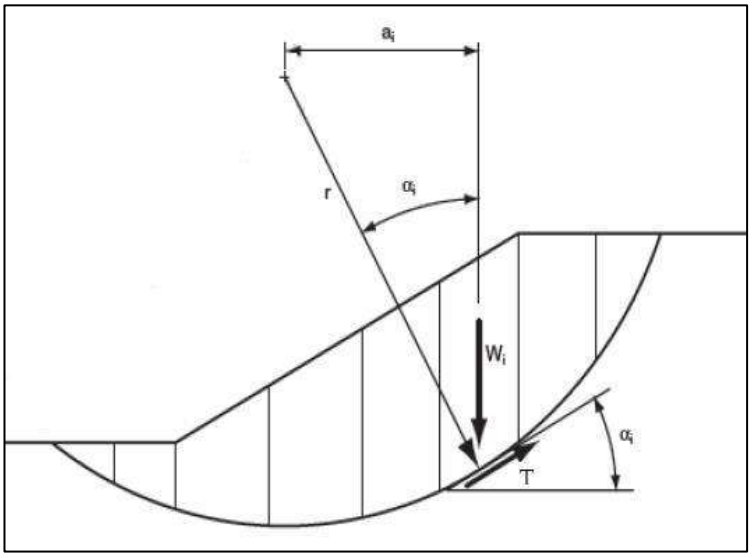


Figure II. 2. *La masse du talus découpé en tranches.*

Le bras de levier (ai) dans l'équation (I-15) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure (II.7), avec une perte négligeable de la précision.

L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle αi. Mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle ci. Ainsi, le bras de levier est exprimée par:

$$a_i = r.\sin\alpha_i \qquad \text{.... (II.16)}$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (II.15) devient:

$$M = r\sum W_i \cdot \sin\alpha_i \qquad \text{.... (II-17)}$$

Le rayon dans l'équation (II.18), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle. Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement r sur la base de chaque tranche; la contrainte normale u sur la base de chaque tranche agir à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est:

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \qquad \text{.... (II.18)}$$

Où *Ti* est la force de cisaillement à la base de la $i^{ème}$tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τi. et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl.

Ainsi,

$$M_r = r \sum \tau_i \Delta l_i \qquad \text{.... (II.19)}$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (II.2) à donner :

$$M_r = r \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \qquad \text{.... (II.20)}$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (II.20)] et le moment moteur [Eq. (II.18)] et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \qquad \text{.... (II.21)}$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = C + \sigma \tan \phi \qquad \text{.... (II.22)}$$

On remplaçant ceci dans l'équation (II.21), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \qquad \text{.... (II.23)}$$

L'équation (II-2) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si Φ = 0, l'équation (II-2) devient :

$$F_s = \frac{\sum C \cdot \Delta l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \qquad \text{.... (II.24)}$$

Si Φ ≠ 0, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité [Eq . (II-2)] Exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité [11].

II.4.2.1.2. La méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise) :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité [11].

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot \Delta l + W \cos\alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \qquad \text{.... (II.25)}$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (II.8) la force normale de la méthode ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cdot \cos\alpha \qquad \text{.... (II.26)}$$

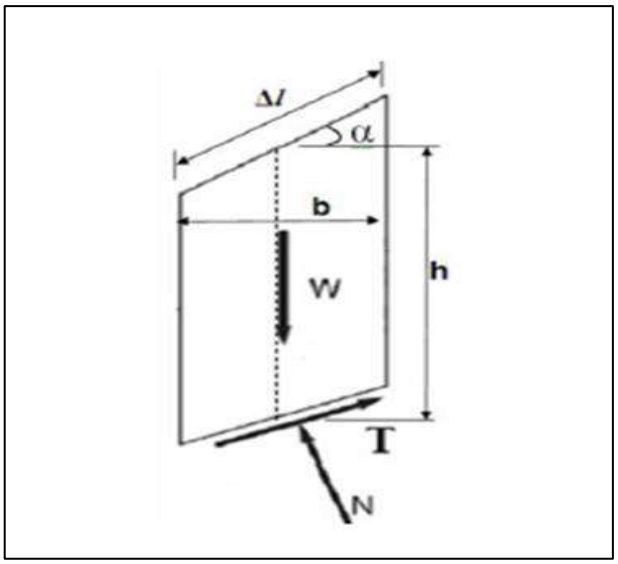


Figure II. 3.*La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.*

Et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos\alpha}{\Delta l} \qquad \text{.... (II.27)}$$

Remplaçant s par sa valeur dans l'équation (II.23), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C \cdot \Delta l + W \cos\alpha \cdot \tan\phi)}{\sum W \cdot \sin\alpha} \qquad \text{.... (II.28)}$$

Pour une contraint effective:

$$F_s = \frac{\sum \left[C' \cdot \Delta l + (W \cos\alpha - u \cdot \Delta l) \cdot \tan\phi'\right]}{\sum W \cdot \sin\alpha} \qquad \text{.... (II.29)}$$

La contraint normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W \cos\alpha}{\Delta l} - u \cos^2\alpha \qquad \text{.... (II.30)}$$

Alors la relation (I.29) devient :

$$F_s = \frac{\sum \left[C' \cdot \Delta l + \left(W \cos\alpha - u \cdot \Delta l \cdot \cos^2 \alpha \right) \tan \phi' \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{.... (II.31)}$$

Et on a :

$$b = \Delta l . \cos\alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos\alpha} \quad \text{.... (II.32)}$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos\alpha} \left[C' \cdot b + \left(W \cos^2 \alpha - u \cdot b \right) \tan \phi' \right]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{.... (II.33)}$$

II.4.2.1.3. Méthode de Bishop (1955):

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.

- L'équilibre global des moments [11].

Soit la tranche représentée dans la figure (II.4) ci-après.

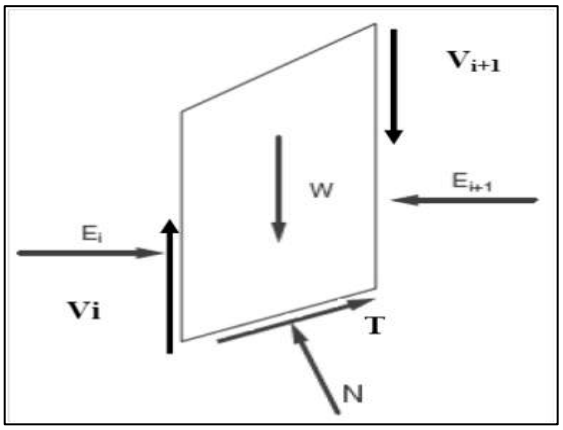


Figure II. 4. *Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.*

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit:

– L'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i \quad \text{.... (II.34)}$$

D'où (II.4) et (II.34):

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos\alpha_i + \frac{C_i}{F_s} \cdot \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \sin\alpha_i + N_i \frac{\tan\phi_i}{F_s} T_i \sin\alpha_i \quad \text{.... (II.35)}$$

D'où la valeur de *Ni*:

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \tan\alpha_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \frac{\tan\phi_i}{F_s}} \quad \text{.... (II.36)}$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité:

$$\cos\alpha_i (1 + \frac{\tan\alpha_i \cdot \tan\phi_i}{F_s}) = m_\alpha \quad \text{.... (II.37)}$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \tan\alpha_i}{m_\alpha} \quad \text{.... (II.38)}$$

On porte dans l'expression de *F*sla valeur de *Ni* précédemment calculée:

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sin\alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos\alpha_i} + \tan\phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tan\alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad \text{.... (II.40)}$$

Le deuxième membre contient *Ex*plicitement et par l'intermédiaire de mα mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit:

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i(\frac{\tan\phi_i}{F_s}\cos\alpha_i - \sin\alpha_i) + \frac{C_i \cdot b_i}{F_s} = 0 \qquad \text{.... (II.41)}$$

D'où la valeur de *Ni*:

$$N_i = \frac{-C_i\frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\cos\alpha_i} \qquad \text{.... (II.42)}$$

L'élimination de *Ni*entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranche :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1})\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] = W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F}\tan\alpha_i\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \qquad \text{.... (II.43)}$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles:

$$\sum(E_i - E_{i+1}) = 0 \text{ Et } \sum(V_i - V_{i+1}) = 0 \qquad \text{.... (II.44)}$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^{n}(V_i - V_{i+1})\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] = \sum_{i=1}^{n}(W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F}\tan\alpha_i)\left[\frac{\sin\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\cos\alpha_i}{\cos\alpha_i - \frac{\tan\phi_i}{F}\sin\alpha_i}\right] - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \qquad \text{.... (II.45)}$$

II.4.2.1.4.La méthode de Bishop simplifiée:

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure (II-5) et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N \cdot \cos\alpha + T \cdot \sin\alpha - W = 0 \qquad \text{.... (II.46)}$$

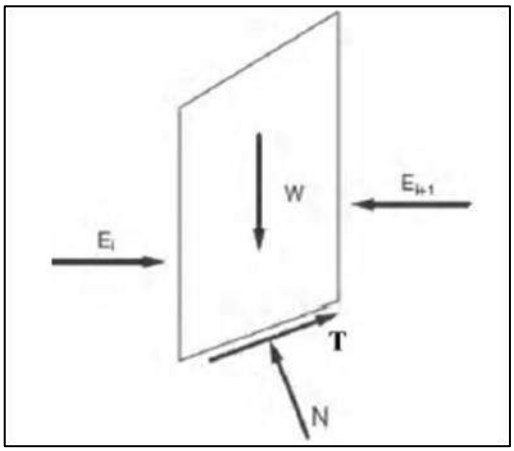


Figure II. 5. *La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop.*

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (II.42) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau \cdot \Delta l \qquad \text{.... (II.47)}$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire:

$$T = \frac{1}{F}\left[C' \cdot \Delta l + \left(N - u \cdot \Delta l\right)\tan\phi'\right] \qquad \text{.... (II.48)}$$

Combinant les équations (II.42) et (II.44) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons :

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(C' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan\phi')\sin\alpha}{\cos\alpha + \left[\frac{\sin\alpha \cdot \tan\phi'}{F}\right]} \quad \text{.... (II.49)}$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad \text{.... (II.50)}$$

Combinant les équations (II.42) et (II.44) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (II.23), on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum\left[\frac{C' \cdot \Delta l \cdot \cos\alpha + (W - u \cdot \Delta l \cdot \cos\alpha)\tan\phi'}{\cos\alpha + \left(\frac{(\sin\alpha \cdot \tan\phi')}{F}\right)}\right]}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad \text{.... (II.51)}$$

De l'équation (II-31); l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrie comme suite :

$$F = \frac{\sum\left[\frac{C' \cdot b + (W - u \cdot b)\tan\phi'}{m_\alpha}\right]}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad \text{.... (II.52)}$$

Avec : $m_\alpha = \cos\alpha\left(1 + \frac{(\tan\alpha \cdot \tan\phi')}{F}\right)$

CHAPITRE III : ETUDE DE GLISSEMENT TERRAIN

I. Introduction :

Notre étude consiste à analyser un glissement de terrain, pour cela, différentes données ont été collecté auprès de la direction des ressources en eau, en plus d'une synthèse des travaux géologique et Hydrogéologique sur le site.

Dans ce chapitre on va connaisse les caractéristiques mécaniques et physiques du site, et les facteurs qui provoque le glissement et les essais qu'on a fait sur ce site pour étudier la stabilisation du terrain

II. Description du site:

II.1. Situation géographique et morphologie du site:

Au niveau de ce site d'étude, la zone à conforter est un chemin de wilaya « CW138 » qui mène de la ville de Ben Chicao vers le village de Si Mahdjoub Situé à environ 21 Km de la RN01. Les coordonnées géographiques sont les suivantes :

- ***Altitude :*** *1230m*
- ***Latitude :*** *36°10'57'' N*
- ***Longitude :*** *02°44'54'' E*
- ***Elévation :*** *1065m*

Cette zone possède un relief accidenté avec des affleurements rocheux qui apparaissent à l'intersection qui mène vers la ville de Médéa. Du point de vue hydrologique, les eaux pluviales sont drainées par l'intermédiaire d'un fossé en terre qui longe le côté amont de la route, et sont évacuées par les ouvrages busés [13].

II.2. Géologie de la région :

La wilaya de Médéa fait partie du domaine tellien, dans sa région Nord-Est constituée de formation **Méso-Cénozoïques**,qui a subi des déformationsmajeures au cours de phases compressives Alpines; Leurs lithologies diffèrent d'un âge à l'autre.

On trouve donc un **Crétacé** constitué de schistes Argilo-Siliceux, des Argiles, des Marnes et des Calcaires, et un **Miocènes** constitué de dépôts Argileux, Marneux, Gréseux, et conglomératiques ; ces dépôts du **Miocènes** sont meubles et sont présentes sur tout le territoire de la wilaya de Médéa [13].

La géologie du site concerné par l'étude est constituée de dépôts d'argiles limoneuses de couleur beige déposés en discordance sur les formations gréseuses **Miocènes** ; l'ensemble est

discordant sur le **Crétacé supérieur** (**Cénomanien**) constitué de marne argileuse brune avec des alternances calcaires [13].

II.3. Situation Hydrogéologique :

D'après la carte hydrogéologique, sur la région de Médéa, la ville de Ben Chicao est constituée généralement par des marnes et des argiles, avec une perméabilité très faibles (pas d'eau).

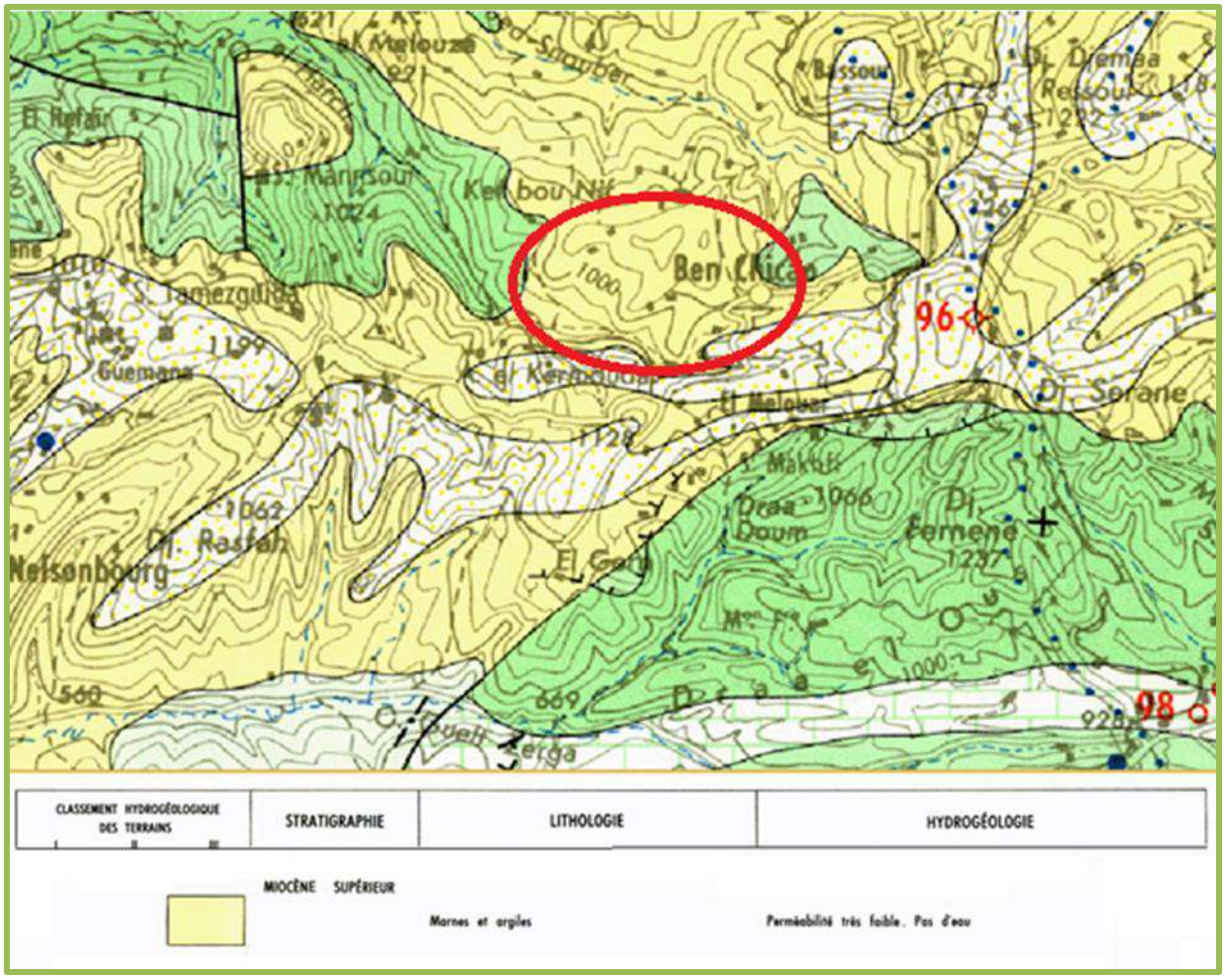


Figure III. 1.*Carte Hydrogéologique.*

II.4. climat :

Sur le plan climatique, la région de Médéa qui est située à 80 km de la côte ne bénéficie pas énormément de l'influence maritime, toutefois son régime climatique reste régional subhumide littoral avec une tendance vers un climat continental sur la partie sud Atlasique.

II.4.1. Températures :

La distribution mensuelle des températures dans ma région pour le période 1997-2006 enregistrée à la station de Médéa est comme suit :

Tableau III. 1.*Températures moyennes mensuelles (période 1997-2006).*

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aut	Sep	Oct	Nov	Déc.
T(C°)	6.3	7.4	10.9	12.7	17.4	23.7	26.5	26.1	21.4	17.7	10.5	7.3

L'analyse des moyennes mensuelles de température, montre des valeurs élevées entre lesmois de juin à septembre, variant de 21,4°C et 26,5°C. Par contre les températures les plusbasses marquant les mois de décembre à février, qui vont de 6,3°C à 7,4°C très inférieure à la moyenne annuelle.

II.4.2. Précipitations :

Les moyennes mensuelles des précipitations enregistrées par la station de Médéa sur les10 cycles derniers sont données sur le tableau ci-après :

Tableau III. 2.*Précipitations moyennes mensuelles (1997-2006).*

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Jua	Jui	Aut	Total
P (mm)	30.2	47.3	99	112.8	101.4	70.5	33.8	56.7	63	13.1	12.1	9.4	629.3

La courbe mensuelle des précipitations, montre un maximum, très accusé entre les mois de novembre et janvier avec des valeurs supérieures à 120 mm/mois. Par contre, on a un minimum en juillet, période sèche, avec des valeurs inférieures à 10 mm, La précipitation annuelle est 629.3 mm/an.

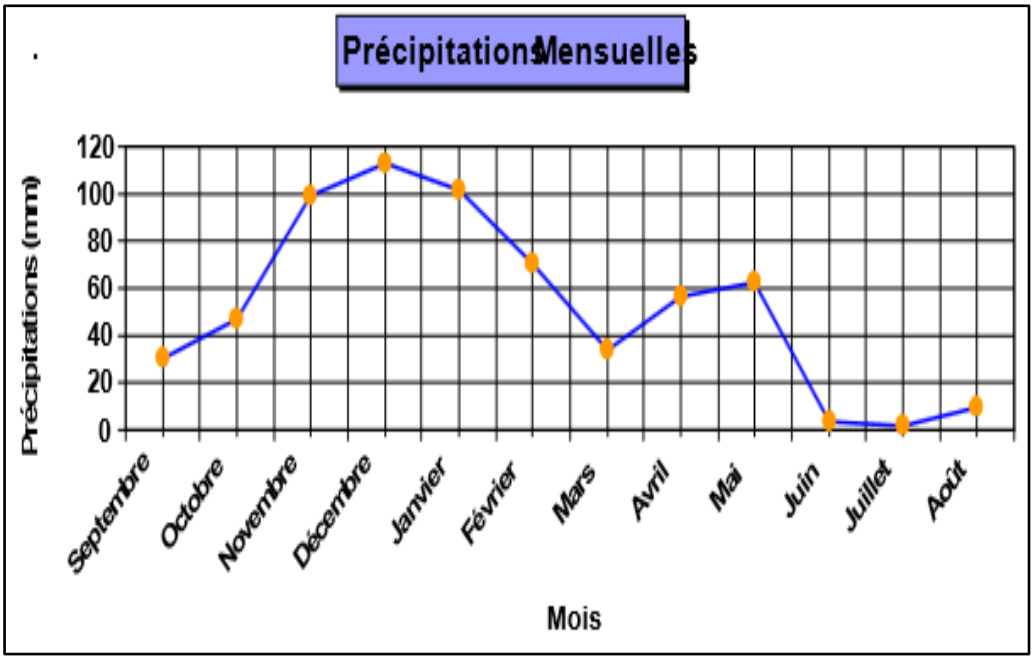


Figure III. 2.*La courbe mensuelle des précipitations.*

La région d'étude (Ben Chicao) est caractérisée par une précipitation de moyenne annuelle de 550 à 650 mm/ans.

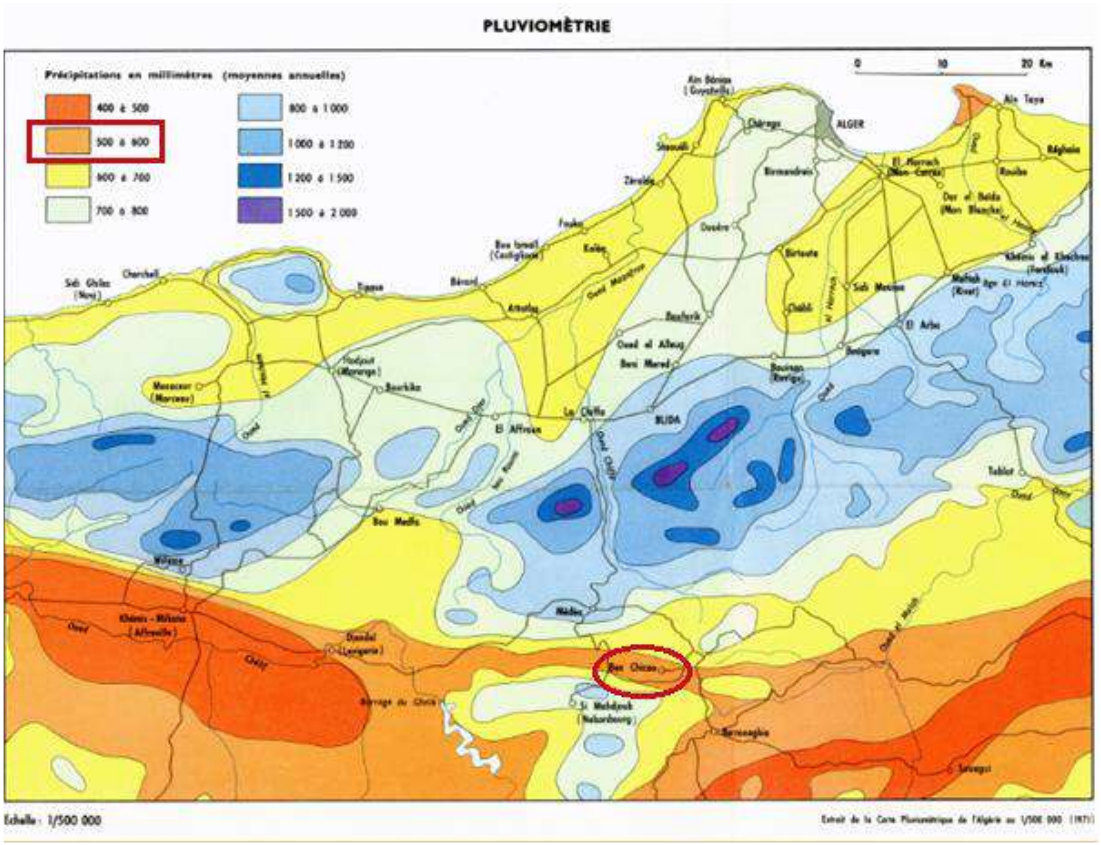


Figure III. 3.*Pluviométrie.*

II.5. Sismicité :

Le règlement parasismique algérien (R.P.A 99/ Addenda 2003) établi des règles qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, et pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans la région d'étude, ces règles divisent le territoire Algérien en (04) zones sismiques :

Zone 0 : Zone à sismicité négligeable.

Zone I : Zone à sismicité faible.

Zone II : Zone à sismicité moyenne.

Zone III : Zone à forte sismicité.

Ce règlement, classe la commune de Ben Chicao dans le groupe des communes A classée dans la catégorie IIa zone de moyenne sismicité.

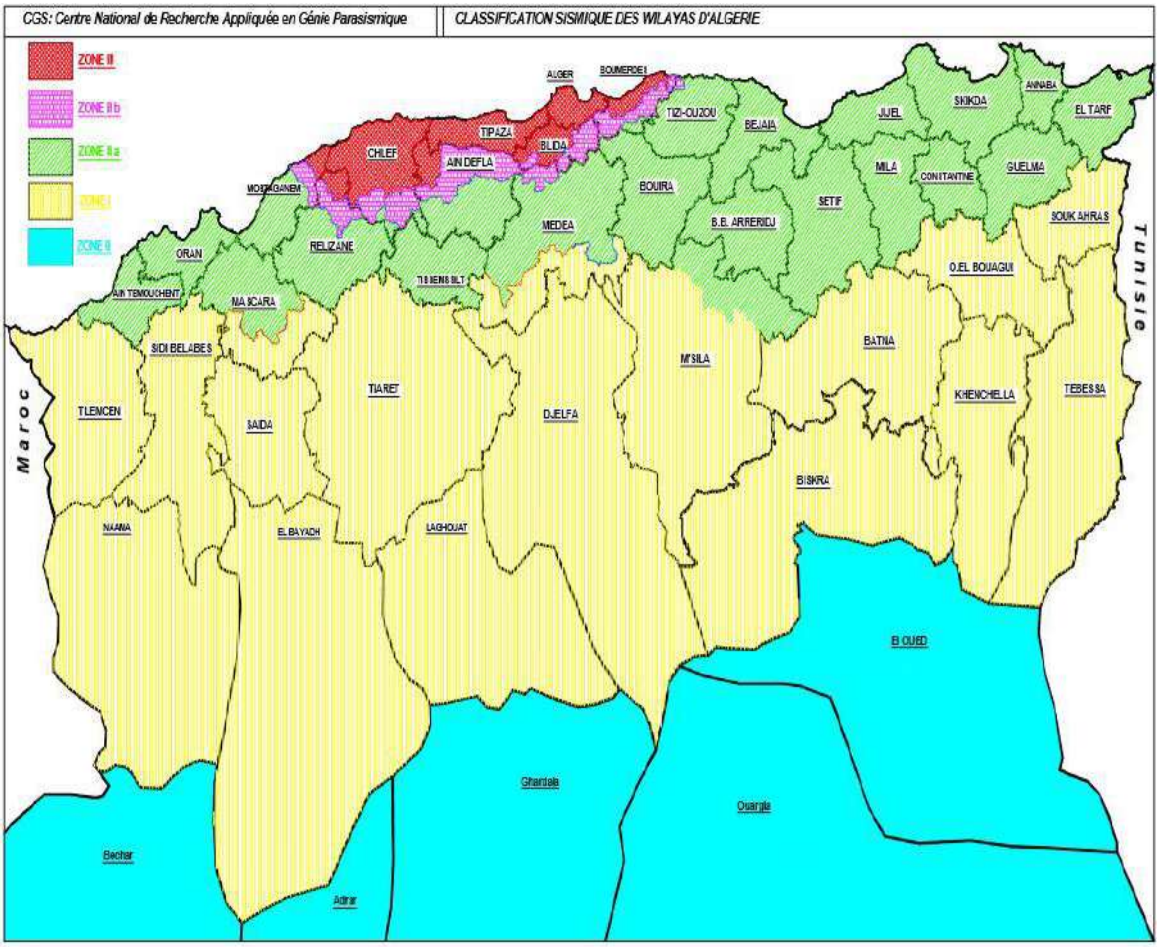


Figure III. 4.*Carte de zonage sismique du territoire national– RPA99.*

Tableau III. 3.*Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).*

Zone / Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
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

III. Etude géotechnique du glissement terrain :

III.1. Etat de lieux :

III.1.1. Etendu du glissement :

Le point de glissement se trouve sur le côté aval de la chaussée. Affectant un linéaire d'environ 300 mètres, cependant on ne remarque aucune indice de glissement visible en surface : sur le côté amont de la chaussée. [13]

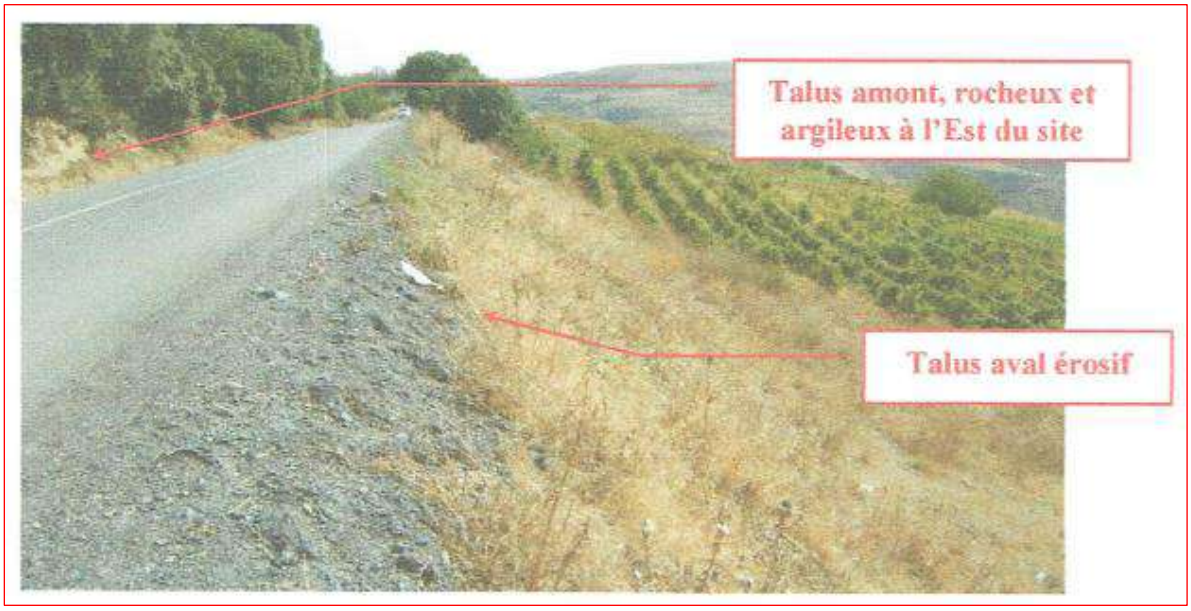


Figure III. 5.*Vue générale sur le site du glissement [13].*

III.1.2. Signes du glissement :

Un glissement de terrain peut être identifié par des signes visuels : fissures, inclinaison des arbres et des ouvrages de soutènement,…etc. pour le site étudié, le glissement de terrain présente les signes suivants :



Figure III. 6.*Tronçon de route touché par le glissement* [13].

1. **En aval de la chaussée :**

En effet, le talus aval de la route, contient des arbres inclinés sous le flux des contraintes causées par le poids des terrains qui ont tendance à faire mouvement lent vers le bas du talus.



Figure III. 7.*Troncs d'arbres inclinés du côté aval* [13].

III.1.3. Facteurs favorisant le glissement :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Leurs manifestations résultent généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions d'eau souterraine, etc. les glissements surviennent majoritairement au printemps et à l'automne, lorsque la pression d'eau est critique pour la stabilité des talus. Leurs distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des évènements météorologiques extrêmes.

En contrepartie, une bonne proportion des glissements de terrain est liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles à ce phénomène.

Les principaux facteurs qui ont joués en faveur du glissement de terrain du PK 17 + 350 sont cités ci-dessous [13].

III.1.3.1.Nature du sol :

La nature argileuse du terrain en place favorise l'instabilité du talus aval de la chaussée. Surtout en période hivernale ou ce dernier est surchargé par les eaux de pluies [13].



Figure III. 8.*Lithologie des sols du site* [13].

III.1.3.2.Morphologie du terrain :

On remarque bien sur la photo ci-dessous que le talus aval est en état d'érosion, et cela se produit à cause d'un manque de buté, ce qui induit un départ lent des terres vers le bas du talus [13].

III.1.3.3. Présence d'eau :

La circulation des eaux en profondeur ne manque pas au site, cela est signalé en niveau du puisard de l'ouvrage busé N°01, ou les eaux s'infiltrent et trouvent leur sortie au niveau du mur du puisard. Les terrains argileux en place et les eaux qui circulent en profondeur, constituent deux causes principales qui favorisent le glissement de terrain [13].

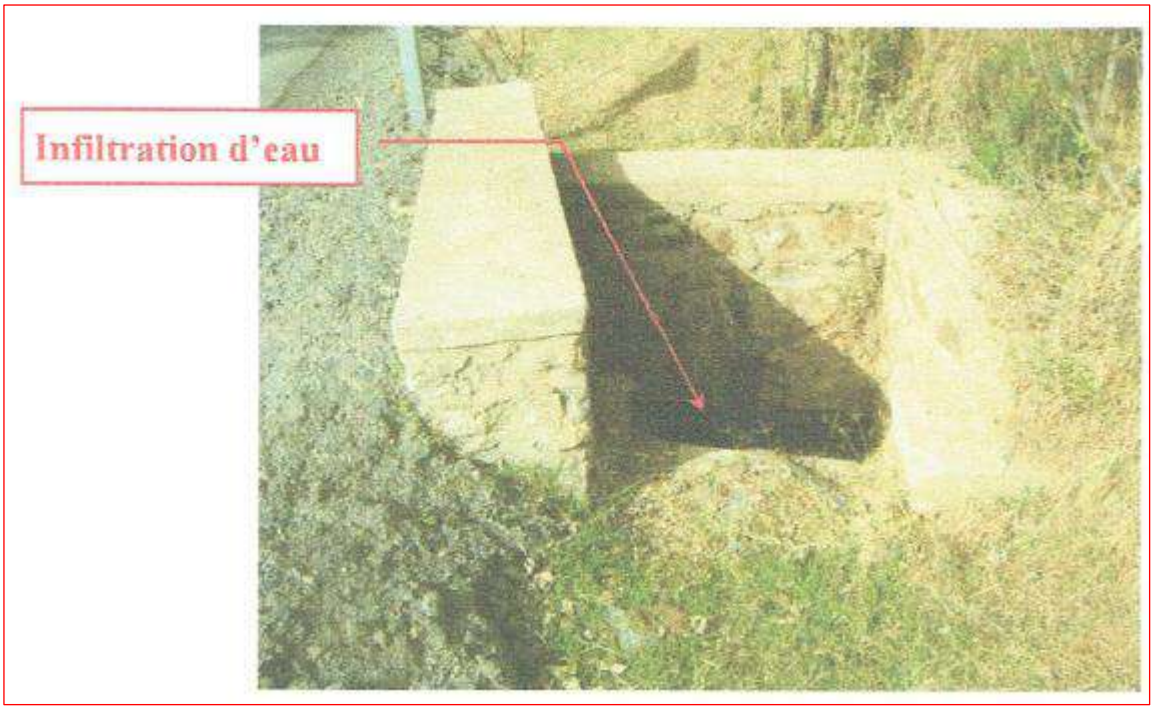


Figure III. 9.*Eaux d'infiltration sur le mur du puisard amont* [13].

III.1.3.4. Surcharges dues au trafic routier :

Le site en question se situe dans un chemin willaya caractérisée par un trafic moyen. Ce trafic, en présence des autres facteurs, a ramené des charges supplémentaires qui ont contribués à la déstabilisation et aux déformations du sol [13].

IV. Résultats des investigations géotechniques :

L'investigation géotechnique a consisté en la réalisation des essais de pénétration dynamique, des sondages carottés et des essais physico- mécaniques au laboratoire.

IV.1. Consistance de la campagne :

La compagne géotechnique réalisée contient :

- Dix (10) essais au pénétromètre dynamique lourd ;
- Deux (02) sondages carottés SC01 et SC02 profonds de 13,00m, et 11,00m respectivement ;
- Deux (02) piézomètres ;
- Une série d'essais de laboratoire, dans le but d'étudier les caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques du sol [13].

L'implantation de ces essais in-situ réalisée est donnée sur la figure N°03 suivante.

IV.2.Interprétation des résultats des essais :

IV.2.1. Pénétromètre dynamique lourd (PDL) :

La compagne des douze (12) sondages. Réalisés au pénétromètre dynamique lourd, a permis de localiser deux (02) zones différentes sur les plans « résistance en pointe » et « niveau d'assise ». Numérotées ci-dessous de « Zone I » et « Zone II »

Remarque :

Le nombre et la profondeur des investigations in-situ ont été arrêté d'une façon optimal et dépendent essentiellement de l'étendue de la zone de glissement, des natures et consistances des couches et des conditions particulières du site [13].

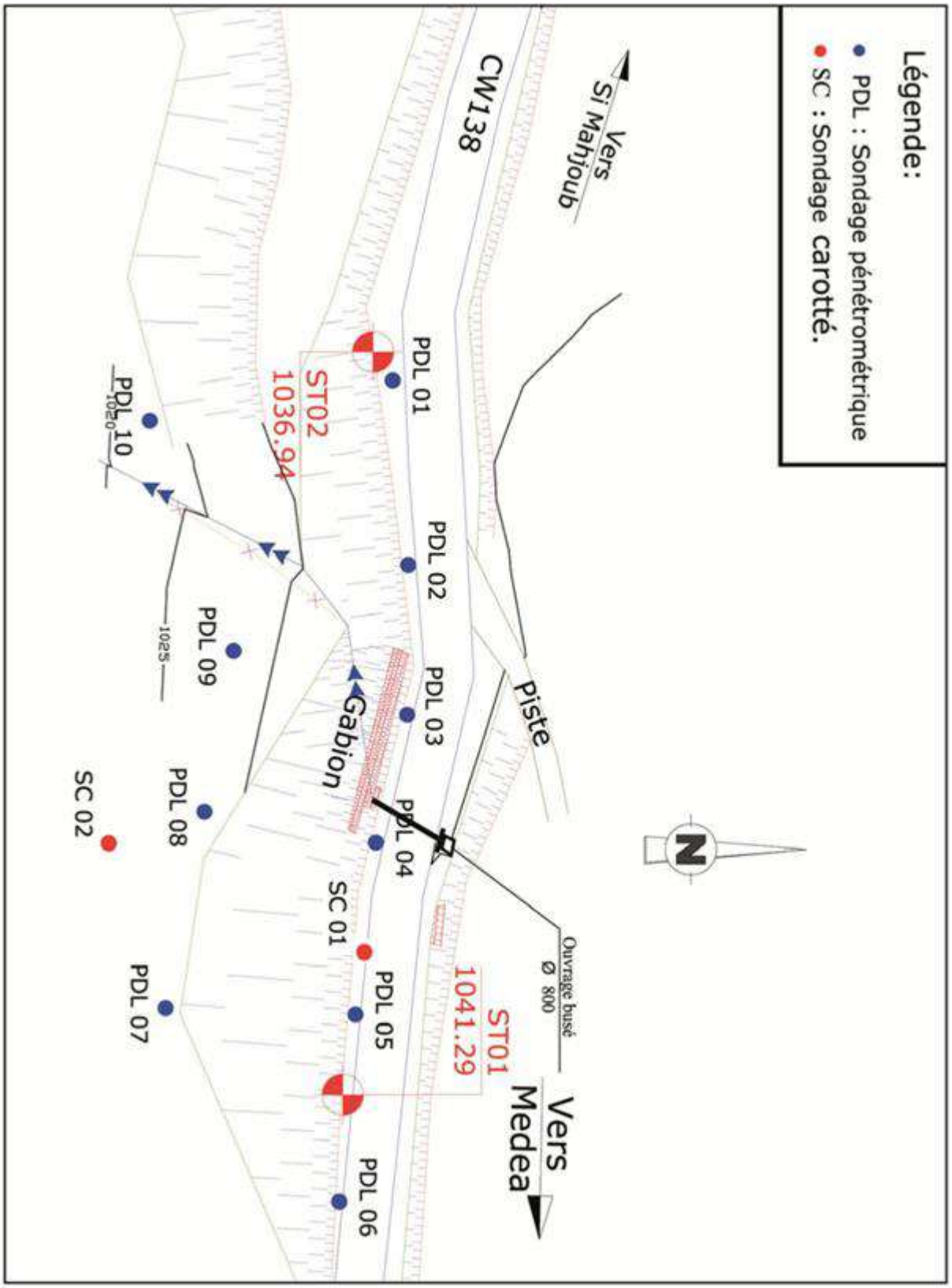


Figure III. 10.*Implantation des essais in-situ réalisés* [13].

Les diagrammes pénétromètriques des dix (10) essais réalisés, notés SPD01 à SPD10, tracés sur la Figure N°11, montrent une faible à très faible résistance en pointe Rp sur une profondeur de 2.00m a 4.00 m

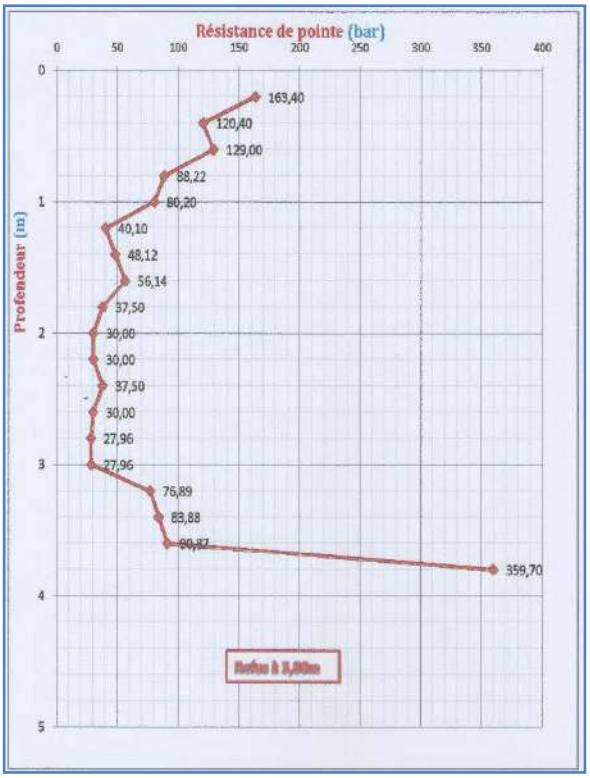


Diagramme Pénétromètrique n°01 (SPD0

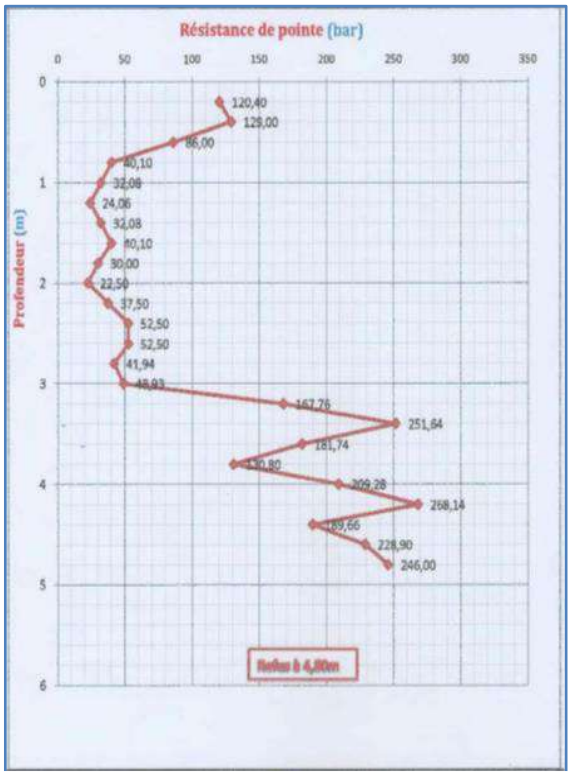


Diagramme Pénétromètrique n°02 (SPD02)

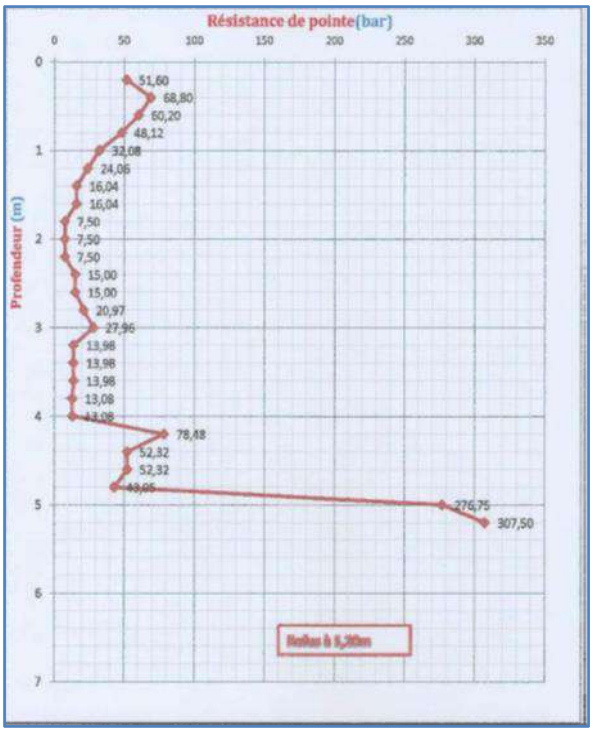


Diagramme Pénétromètrique n°03 (SPD03)

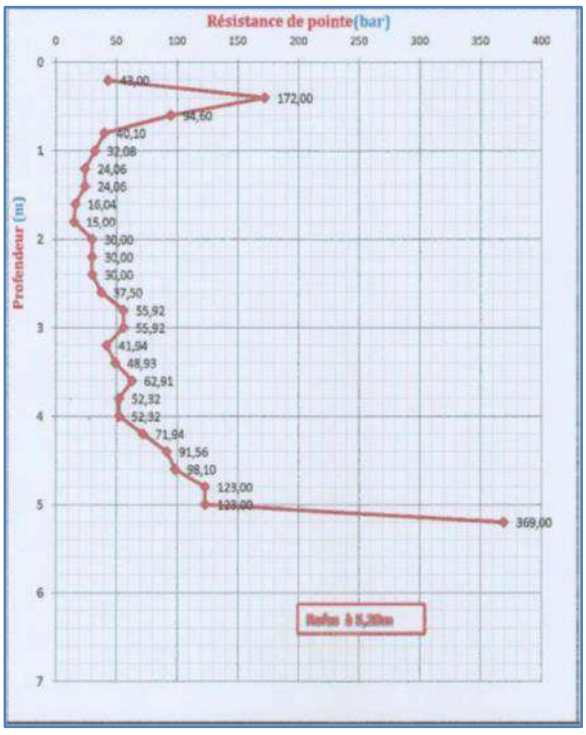


Diagramme Pénétromètrique n°04 (SPD04)

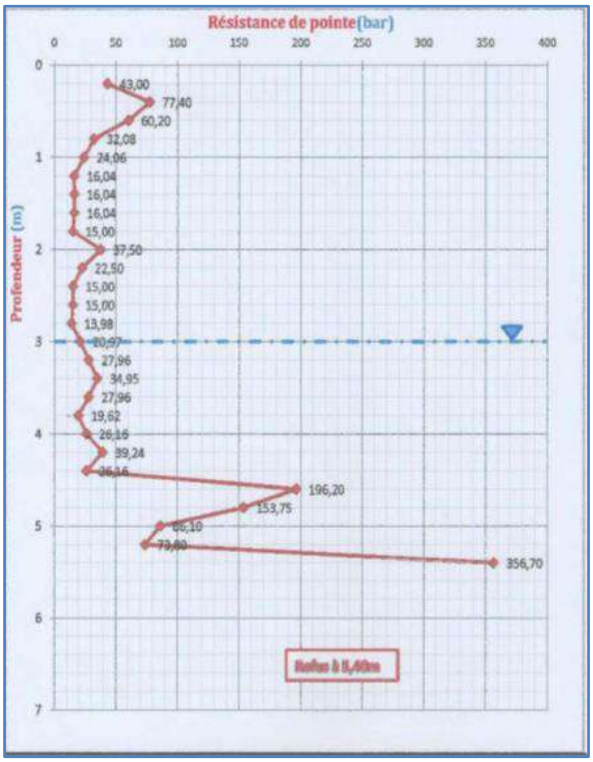


Diagramme Pénétromètrique n°05 (SPD05)

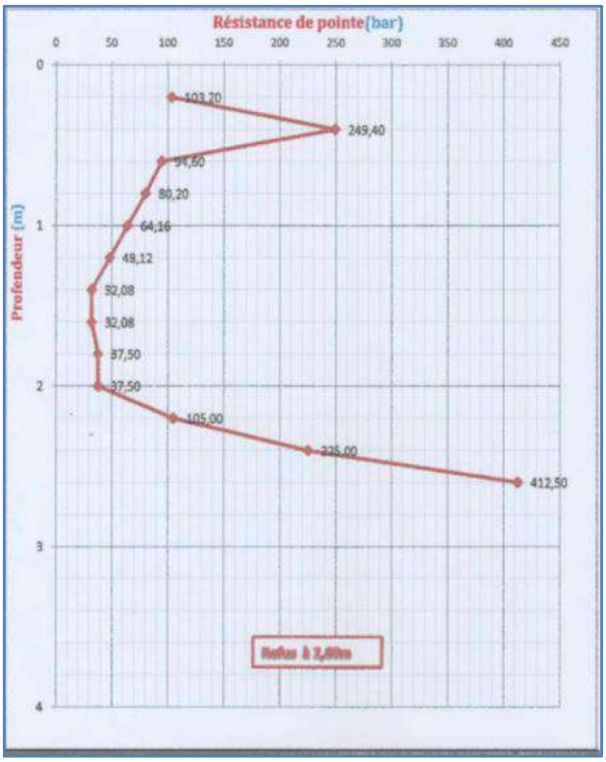


Diagramme Pénétromètrique n°06 (SPD06)

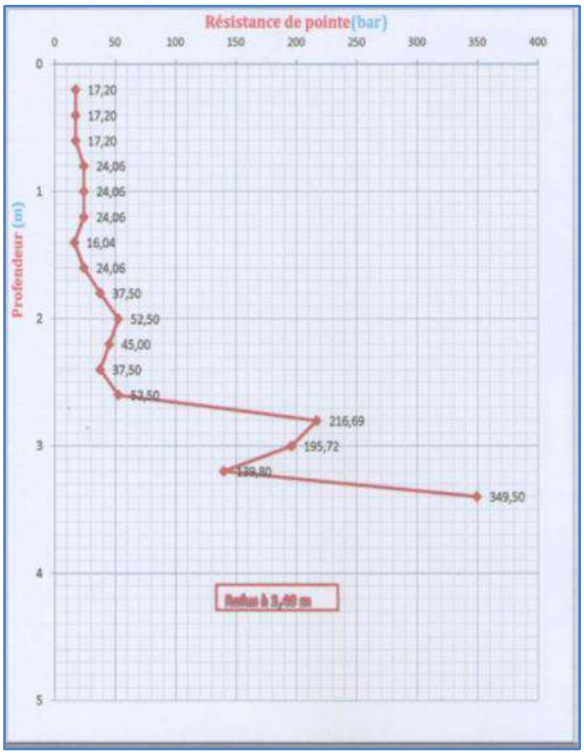


Diagramme Pénétromètrique n°07 (SPD07)

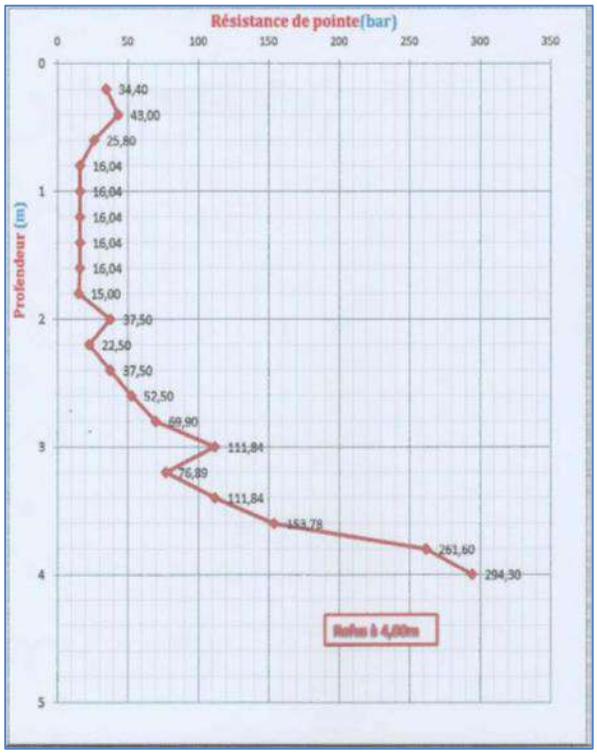


Diagramme Pénétromètrique n°08 (SPD08)

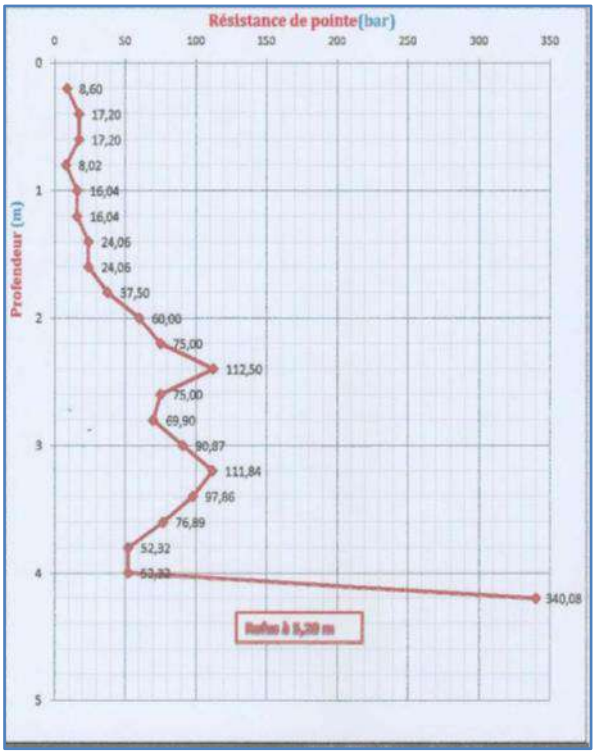


Diagramme Pénétromètrique n°09 (SPD09)

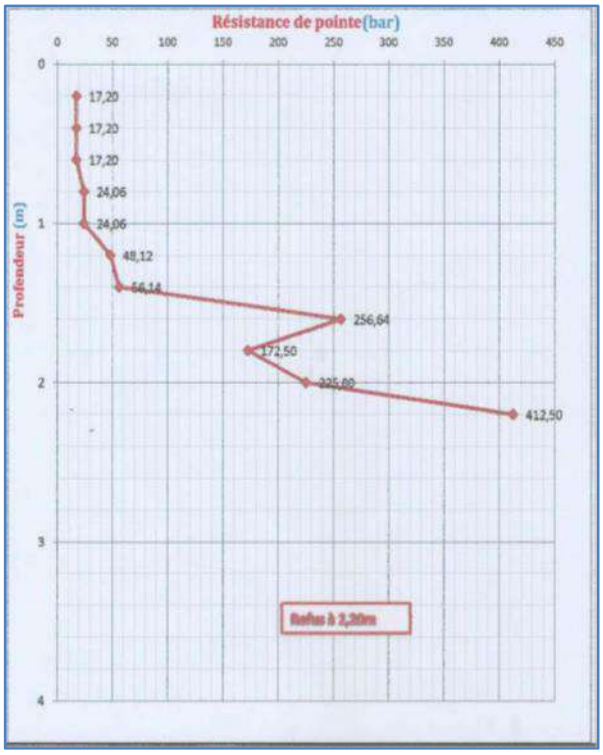


Diagramme Pénétromètrique n°10 (SPD10)

Figure III.11.*Pénétrogrammes des essais SP01 à SP10 réalisés* [13].

IV.2.2. Essais de sondages carottés :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés sur le site :

- **Sondage carotté SC 01**

- De 0.00m à 4.00m : Remblai, Argile limoneuse caillouteuse.
- De 4.00m à 4.60m : Argile limoneuse sableuse jaunâtre.
- De 4.60m à 13.00m : Grés compacte.

- **Sondage carotté SC 02**

- De 0.00m à 0.50m : Limon argileux.
- De 0.50m à 11.00m : Grés consolidé.

La coupe lithologique du sondage est présentée ci-après.

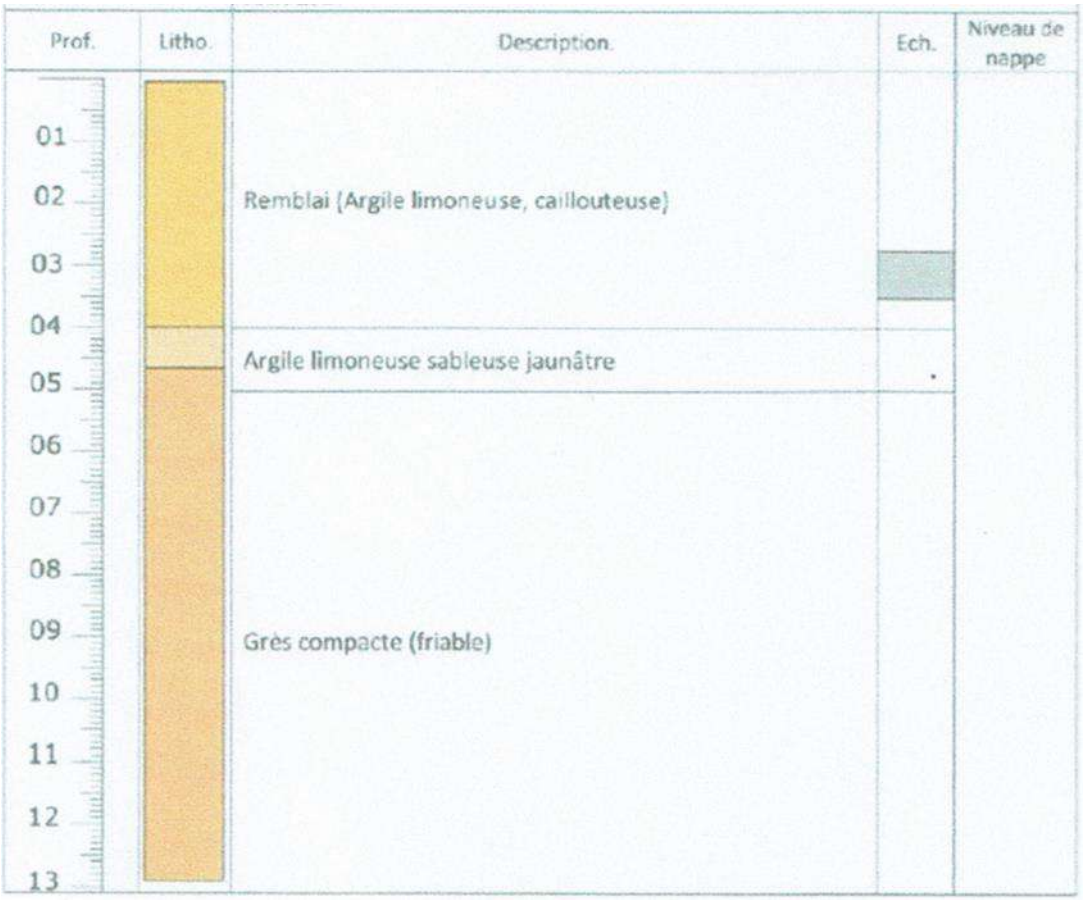


Figure III.12.*Sondage carotté SC1.* [13]

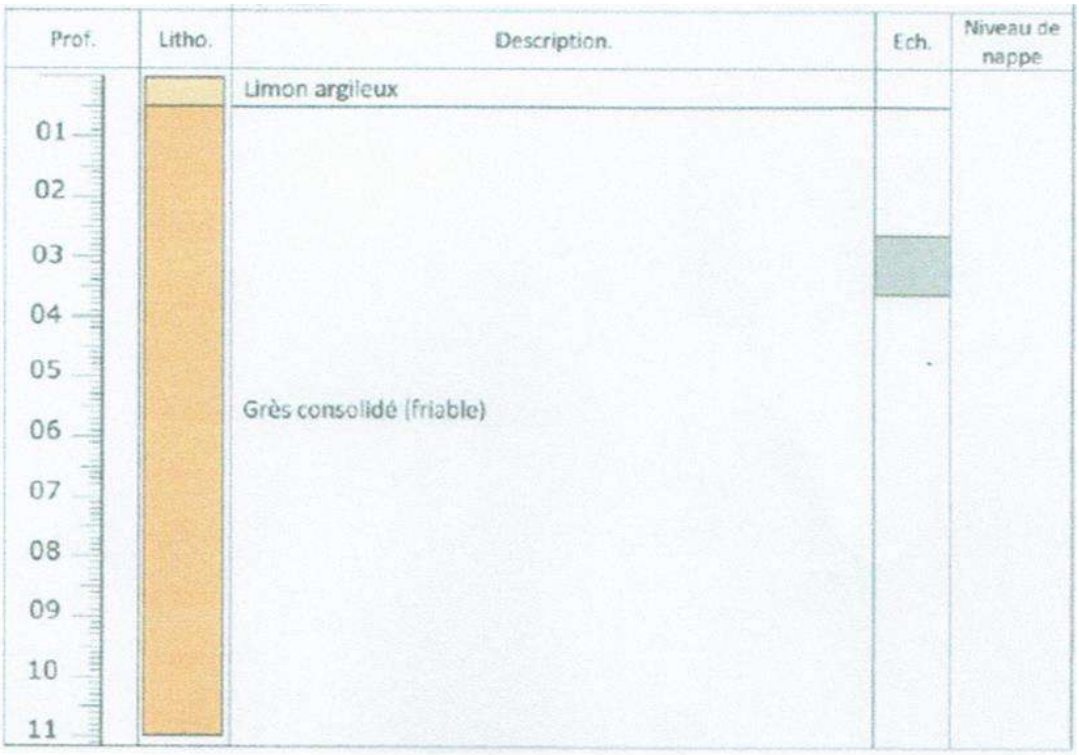


Figure III.13.*Sondage carotté SC2.* [13]

IV.2.3. Levés piézométriques :

Afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau de nappe, deux (02) piézomètres ont été placé dans le trou de sondage réalisé, (voir emplacement des sondages à la Figure n°10) malheureusement, ce piézomètre a été détérioré. De ce fait, nous n'avons pas pu suivre la fluctuation du niveau piézométrique.

Une présence d'eau a été détectée pendant la réalisation des essais pénétrométriques à une profondeur de 3,00m au niveau de SPD05, à partir du terrain naturel [13].

IV.2.4. Essais de laboratoire :

Deux (02) échantillons intacts prélevés dans les sondages SC01 et SC02 à différentes profondeurs ont été soumis à des essais d'identification physique et de résistance mécanique.

IV.2.4.1. Les paramètres physiques :

Des essais physiques ont été effectués sur les échantillons prélevés. Ces essais consistent en :

- La détermination des teneurs en eau naturelles (w%) ;
- La mesure des poids volumiques sec (γ_s KN/m^3) et humide (γ_h KN/m^3) ;
- La mesure des limites d'Atterberg (W_L , W_P ,I_p).

Sur le tableau ci-après, représente les valeurs des principaux paramètres physiques mesurés ;

Tableau III. 4.*Résultats des essais d'identification physique* [13].

Profondeurs (m)	W(%)	γ_h(KN/m^3)	γ_d(KN/m3)	W_L(%)	I_p
SC01/3.50−5.00	19.93	20.8	17.30	36.39	24
SC02/2.50−3.50	26.19	20.4	16.20	42.61	36

IV.2.4.2.Les paramètres mécaniques :

Les paramètres de comportement mécanique ont été mesurés à partir d'essais de cisaillement rectiligne consolidé drainé (CD), les résultats de ces essais sont donnés ci-après à partir des courbes de cisaillement rectiligne CD (Figure III.14 et III.15).

Tableau III. 5.*Résultats des essais d'identification mécanique* [13].

Profondeurs (m)	C' (bar)	$\emptyset'(°)$
SC01/3,50 −5,00	1,02	12
SC02/2,50−3,50	0,74	11

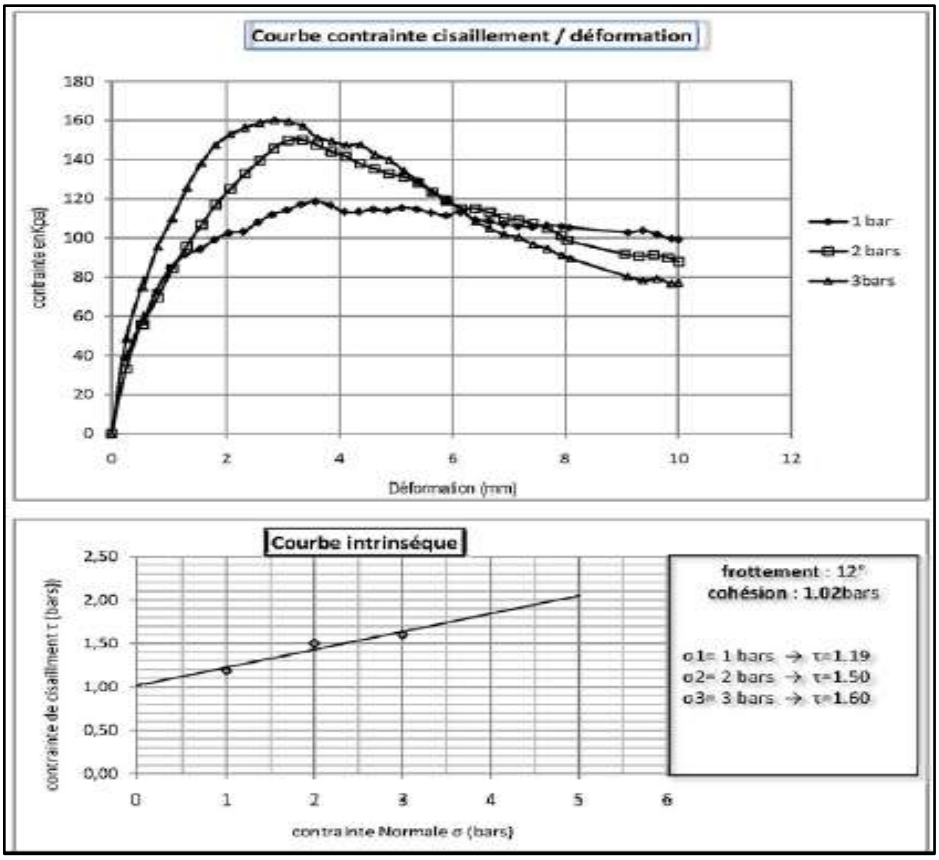


Figure III. 14.*Courbe de cisaillement rectiligne CD (SC01)* [13].

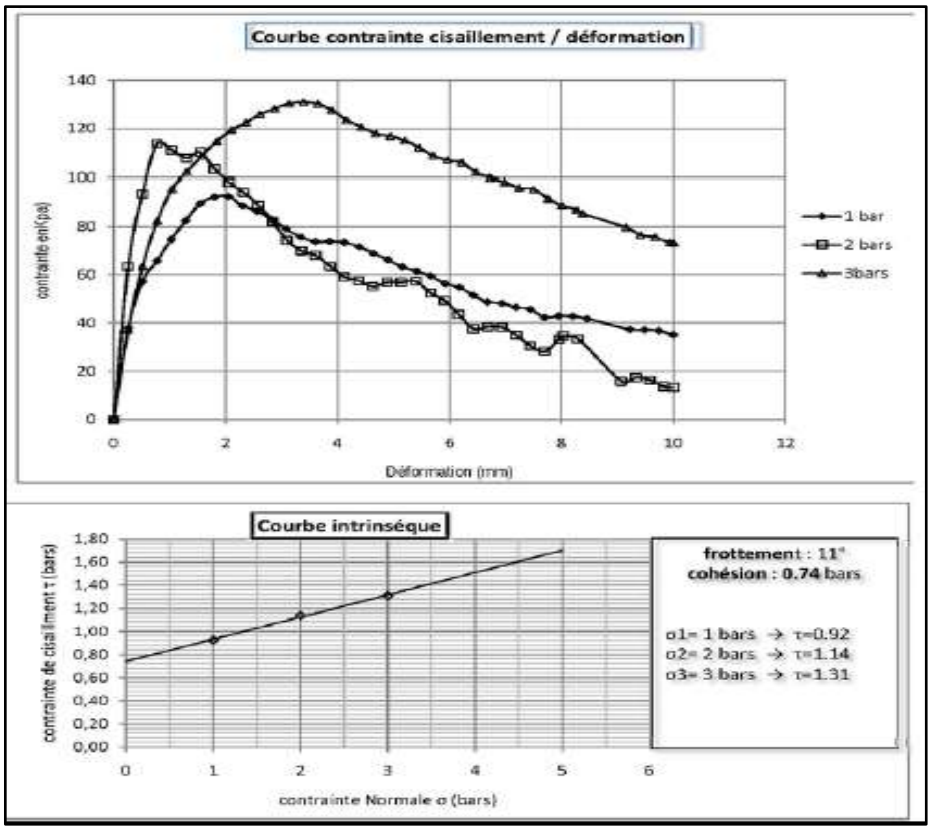


Figure III. 155.*Courbe de cisaillement rectiligne CD (SC02)* [13].

Les résultats de la compagne de reconnaissance géotechnique, a permis l'établissement du profile géotechnique suivant, considéré comme le profil type de glissement, profile qui représente le glissement de terrain. Il servira ainsi de base pour les calculs de stabilité [13].

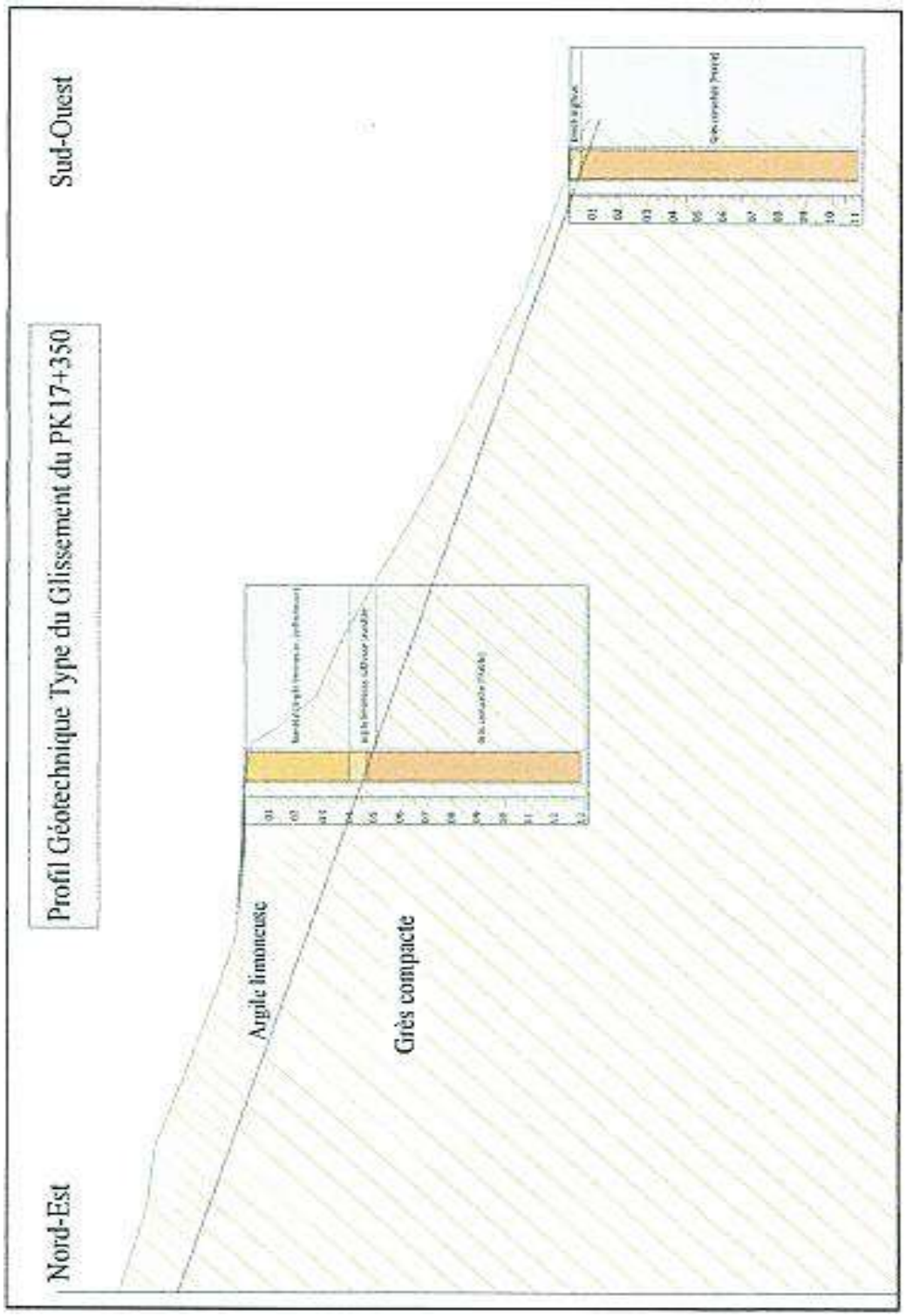


Figure III. 16.*Profil Géotechnique type* [13].

V. Conclusion :

La ville de Ben Chicao est riche de l'eau, elle se caractérise par un climat chaud en été et très froid en hiver, et un sol compose d'argiles et marnes dont on y trouve causent une faible perméabilité, ces facteurs favorisant les glissements de terrain.

CHAPTRE IV : ETUDE DE STABILITE

I. Introduction :

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus, etc.) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du sol est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb). Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des pentes, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des sols (élasticité non-linéaire, élastoplasticité).

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Logiciels de calcul utilisé dans cette étude et présentés ci-après est fondé sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes.

II. Présentation de logiciel TALREN :

II.1. Définition :

TALREN est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Ce logiciel est utilisé pour obtenir les résultats de stabilité avant la réalisation et pour découvrir les techniques de renforcement les moins chers et plus stable [17].

TALREN permet d'étudier :

• les pentes naturelles,

• les pentes de déblais/remblais,

• les ouvrages en terre [17].

II.2. différents types de renforcements :

• tirants précontraints,

• clous,

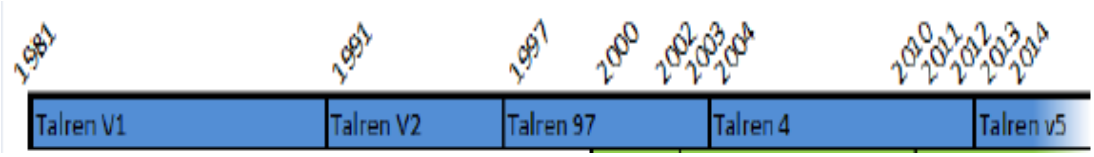
• pieux et micropieux,

• géotextiles,

• géogrilles,

• Terre armée et bandes en polymères [17].

II.3. Un peu d'histoire :



Echelle temporel.

- Versions UNIX : TALREN v1 Années 1981 ;
- Versions DOS : TALREN v2.x et TLREN v3.x Années 1990 ;
- 1ère version Windows: TALREN97 v1.x ET v2.x 1997;
- Dernière version Windows : TALREN 4 v1.x Juillet 2004 ;
- TALREN 4 v2.x Mars 2007[17].

Commercialisation "active" depuis le début des années 1990.

TALREN: logiciel développé dans le cadre du Projet National Clouterre 1991

La partie des recommandations qui traite du dimensionnement des murs cloués est basée sur des concepts et théories utilisés dans le développement du logiciel TALREN.

II.4. Les fonctions du calcule :

Les principaux types de données :

• Géométrie.

• Caractéristiques des sols.

• Surcharges.

• Renforcements.

• Conditions hydrauliques.

• Accélérations sismiques.

• Coefficients partiels.

• Options de calcul [17].

II.5. Manuel d'utilisation :

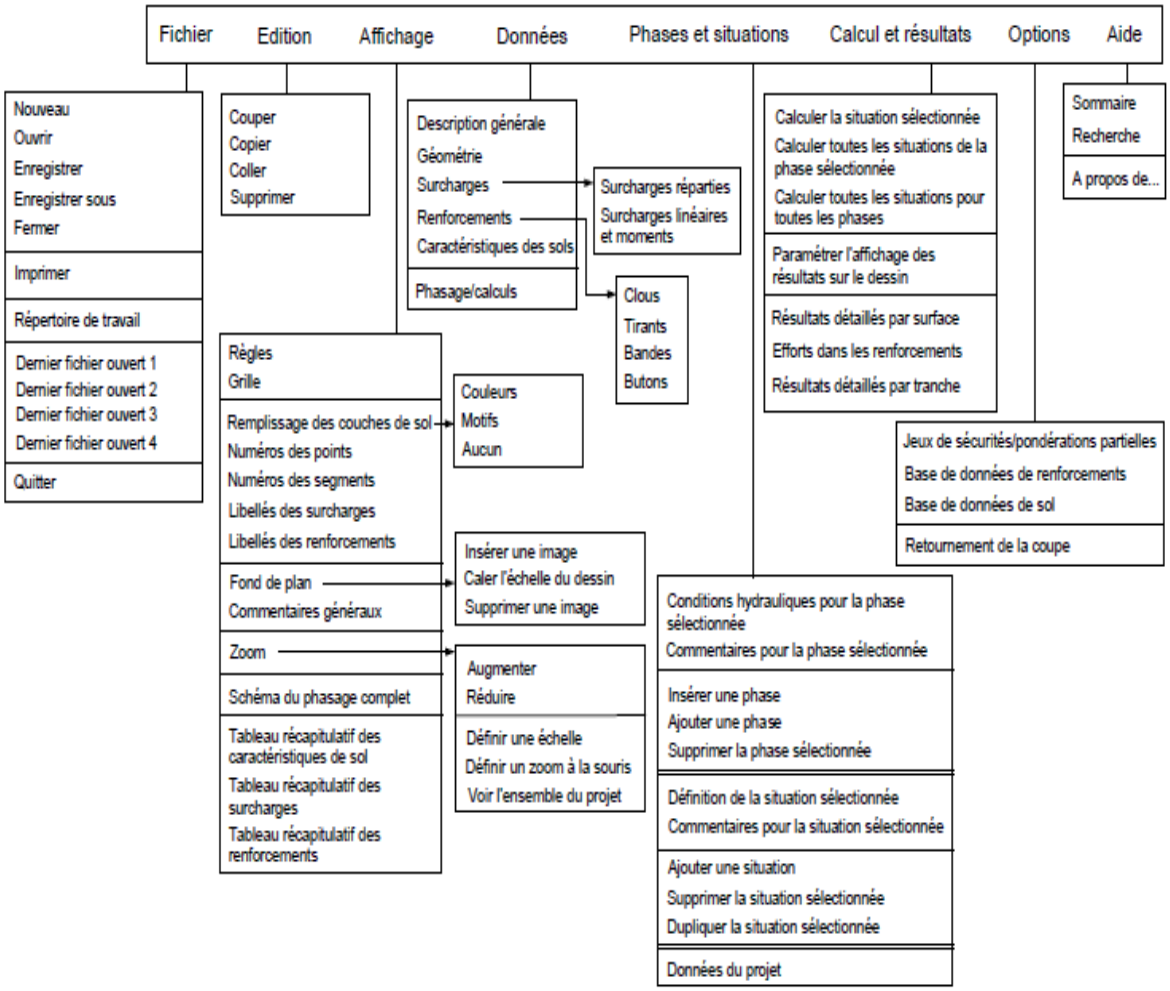


Figure IV. 1.*Manuelle d'utilisation* [18].

III. Paramètres de la rupture de glissement :

III.1. Les paramètres mécaniques :

Tableau IV. 1.*Les caractéristiques su sols.*

	C (Kpa)	φ (°)	γ (kg/m³)
Remblai	**5**	**35**	**19**
Limon argileux/sableux	**7.4**	**11**	**20**
grés	**100**	**20**	**22**

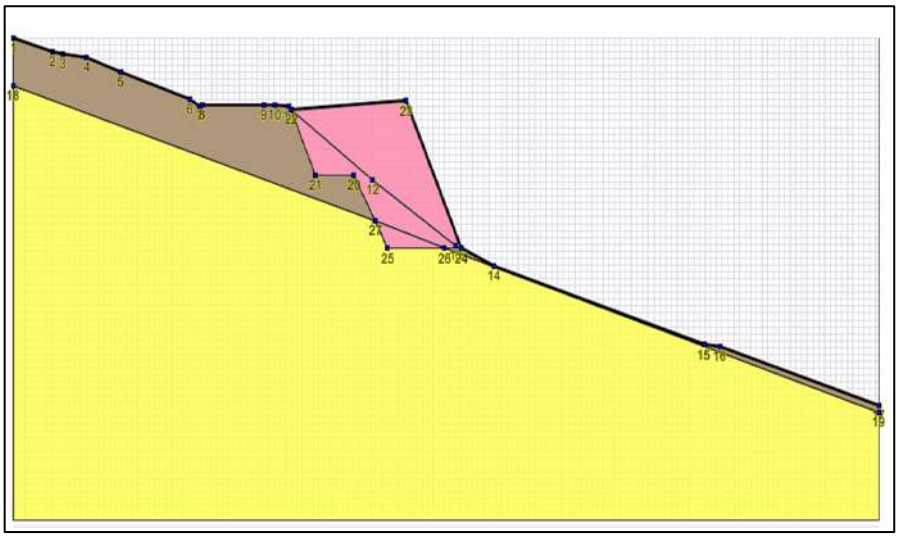


Figure IV. 2. *La géométrie du talus avec les différentes couches* [22].

III.2. Vérification de la stabilité à l'état initial :

On va vérifier la stabilité de talus à l'état initiale dans les cas le plus défavorable (avec la présence d'eau et avec l'action sismique).

III.2.1. Calcule les composantes (horizontale et verticale) :

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.

IV. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement :

Les calculs du coefficient de sécurité ont été effectués en rupture circulaire par la méthode de Bishop.la valeur du coefficient de sécurité a été obtenue avec les caractéristiques mécaniques obtenues lors de la campagne géotechnique réalisée, déterminées par des essais au laboratoire.

Vérification 1 :

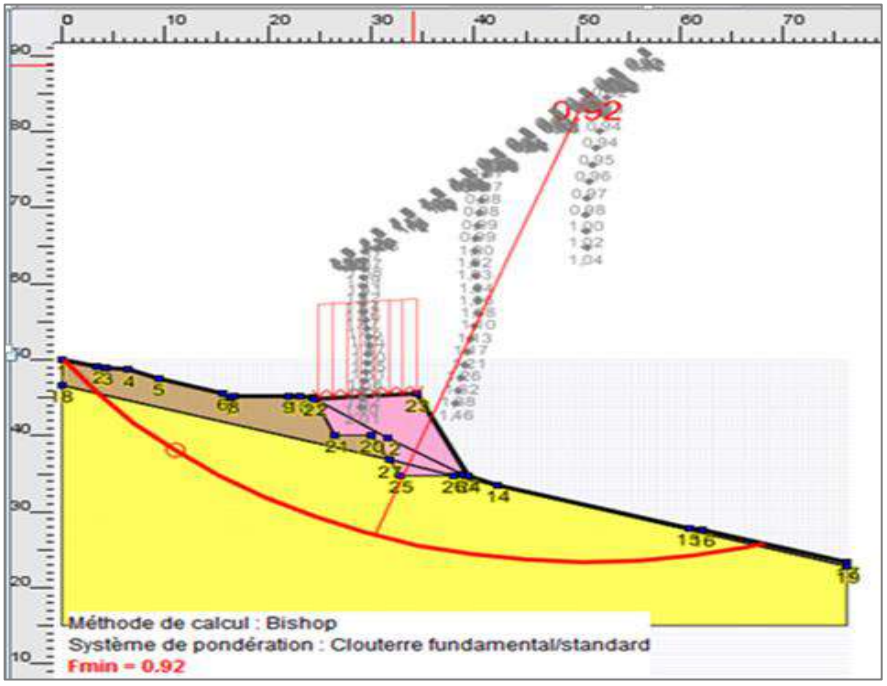


Figure IV. 3.*Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et sans séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué que le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.92 < 1.3 donc le talus est instable.

Vérification 2 :

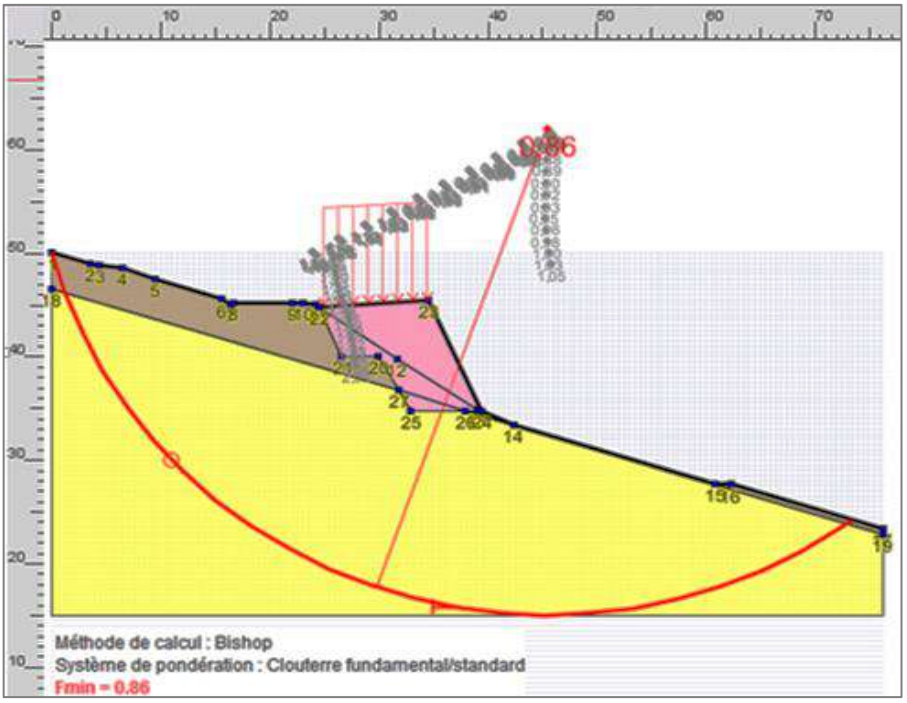


Figure IV. 4. *Présentation du facteur de sécurité sans la nappe et avec séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.86 < 1.3 donc le talus est instable.

Vérification 3 :

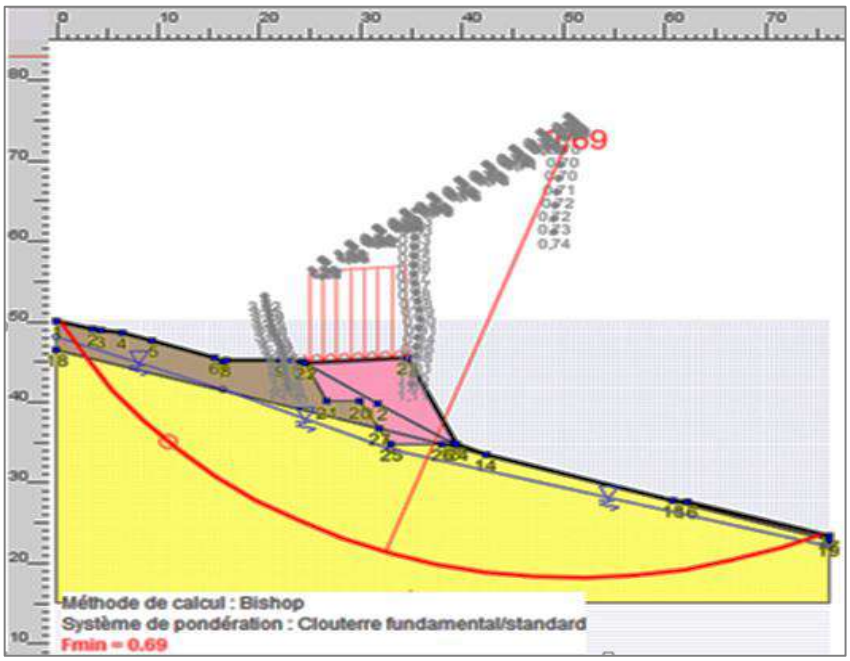


Figure IV. 5. *Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.69 < 1 donc le talus est instable.

Vérification 4 :

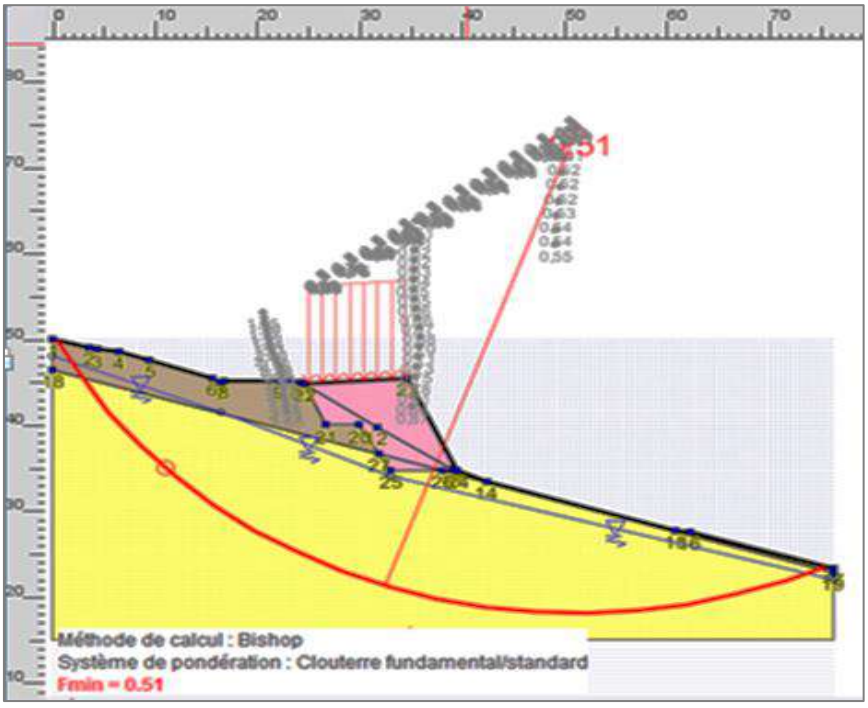


Figure IV. 6. *Présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est inférieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 0.51 < 1 donc le talus est instable.

- ***Commentaire générale :***

Après la modélisation numérique et vérification de la stabilité du talus, nous avons constaté que les valeurs obtenues du coefficient de sécurité sont inferieur aux valeurs admissible, ce qui indique que le talus est en état d'instabilité et nécessité de réalisation d'un confortement.

V. Solution de confortement :

En s'appuyant sur l'observation visuelle de glissement (géométrie, hauteur, envergure, escarpement) et sur l'analyse numérique avant le confortement, la solution retenue consiste à purger toute la zone glissée et de reconstruire avec un massif renforcé par géogrille avec parement à face enveloppée végétalisable.

Selon les recommandations d'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre et en utilisent le logiciel de calcul TALREN4, on détermine le nombre, la résistance, la longueur et les espacements des nappes géogrilles, ainsi les caractéristiques géotechniques du matériau de remblai et la géométrie de l'ouvrage. Le profil de l'ouvrage est illustré sur la Figure IV.19 [13].

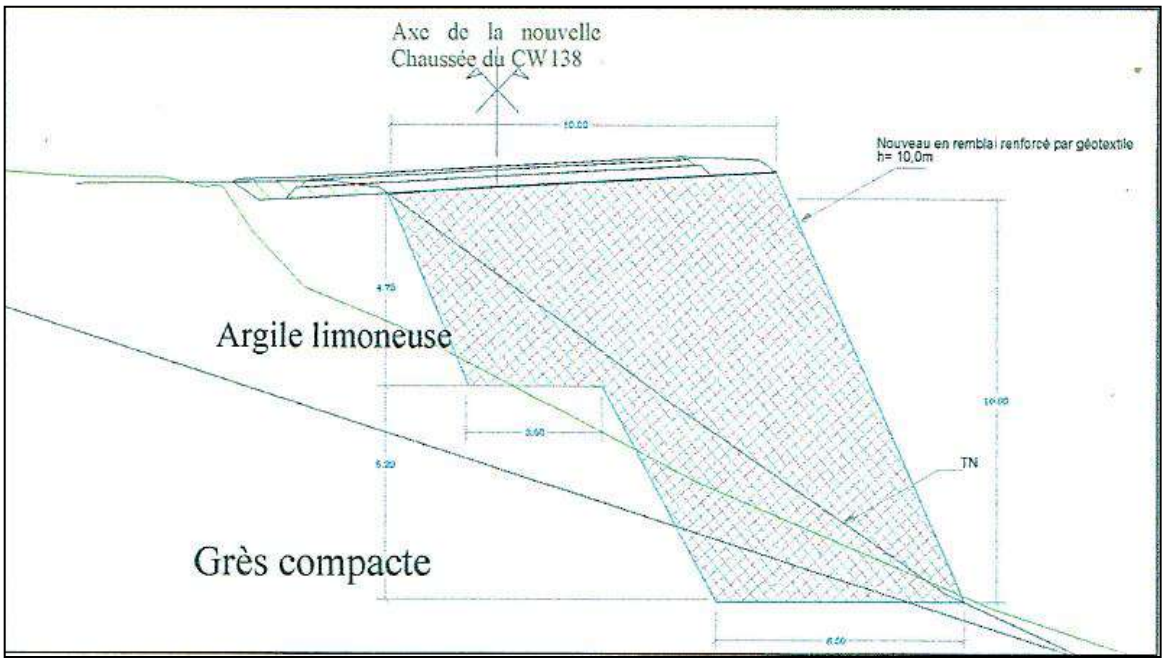


Figure IV. 7. *Solution de confortement proposée [13].*

Les caractéristiques géotechniques du remblai mis en œuvre sont les suivants :

- Cohésion : c=5kpa
- Angle de frottement : Ø= 35°
- Poids volumique : γ=19 kN/m^3

Les dimensions proposées de ce renforcement sont les suivantes :

- Espacement verticale entre deux nappes est de 0.5m ;
- Fruit extérieur de mur est de 65° ;
- Hauteur totale de remblai renforcé est de 10m [13].

Les matériaux posés en couches horizontales entre chaque passe de compactage convient d'être un gravier de fraction 15/25, ou un TVO propre.

- Les caractéristiques des TVO, sont :
- Dmax<100 : matériaux lavés de classe 0/40
- Equivalent de sable : ES>50.
- Passant à 80microns <5%.

Les **géogrilles** sont l'une des catégories de matériaux synthétiques utilisés en génie civil dits « géosynthétiques », développés pour préparer des structures en couches plus souples et portantes, tout en étant plus légères (par rapport aux dalles ou routes classiques) [14].

Ce géogrille se renforcement uni-axial en polyester PET tissé. De 150 kN sens de renforcement et 50 kN sens de travers.

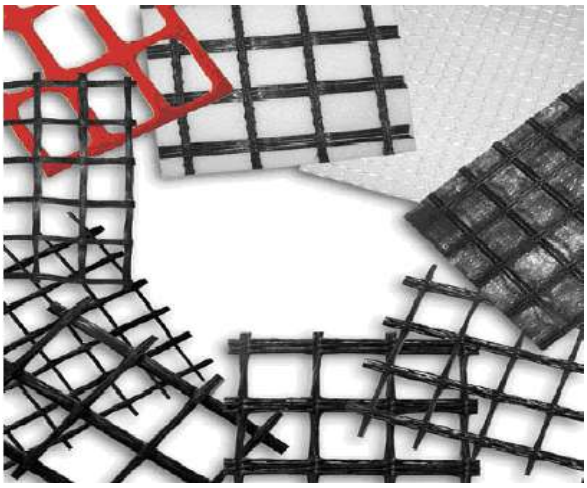


Figure IV. 8. *Échantillon de géogrille*[21].

L'empierrement de la couche de base se cale en s'encastrant dans la géogrille améliorant la résistance à la déformation de l'ensemble de la couche routière (ou du chemin).

V.1. Les Caractéristique de géogrille :

Les géogrilles sont caractérisées par :

- une certaine rigidité et solidité ; les *côtes* des géogrilles sont souvent plus rigides que dans le cas des autres géotextiles ;
- une très grande grande porosité, c'est-à-dire des ouvertures de maille (l'entre nervures longitudinales et transversales, dit *apertues* pour les anglophones), assez grandes pour permettre que les matériaux du sol la traverse de part en part, à la différence d'autres géotextiles, qui au contraire laissent passer l'eau ou l'air, mais résistent aux matériaux du sol ou à la grave apportée ;
- Ils permettent un « travail à froid » (pas de bitume à faire fondre).

V.2. Composition de géogrille :

Ce sont généralement des matières plastiques (polymères peu dégradables) et plus rarement métalliques. Certains de ces matériaux ne sont pas compatibles avec le ciment (corrosif).

V.3. Domaine d'application :

- renforcement des sols ou de leur portance.
- stabilisation de pentes raides voir de murs.
- routes forestières, l'utilisation d'une géogrille a permis en 2007 de diminuer l'empierrement de layons de 35 ou 40 cm d'épaisseur sur sol à très faible portance, avec une économie de coût mais aussi un gain de temps de travaux[2].

V.4. Les avantages de la solution :

- Grande souplesse des massifs renforcés par géosynthétique permettant d'encaisser les déformations du sol ;
- Grande résistance aux charges de traction venant des charges routières. Cette résistance est assurée par les géogrilles.
- Augmentation de l'angle de frottement du composite sol-géogrille par rapport au cas du sol seul ;
- La faible déformabilité du sol du fait que le remblai sera exécuté en couches successives bien compactés ;
- Un cout relativement faible par rapport aux solutions plus complexe ;
- Préservation de l'aspect naturel du paysage (végétalisation du parement extérieur à l'aide d'un engazonnement) [13].

V.5.La mise en place de la zone glissée :

- Purger toute la zone glissée sur une hauteur de 10m avec une pente de 3V/2H.

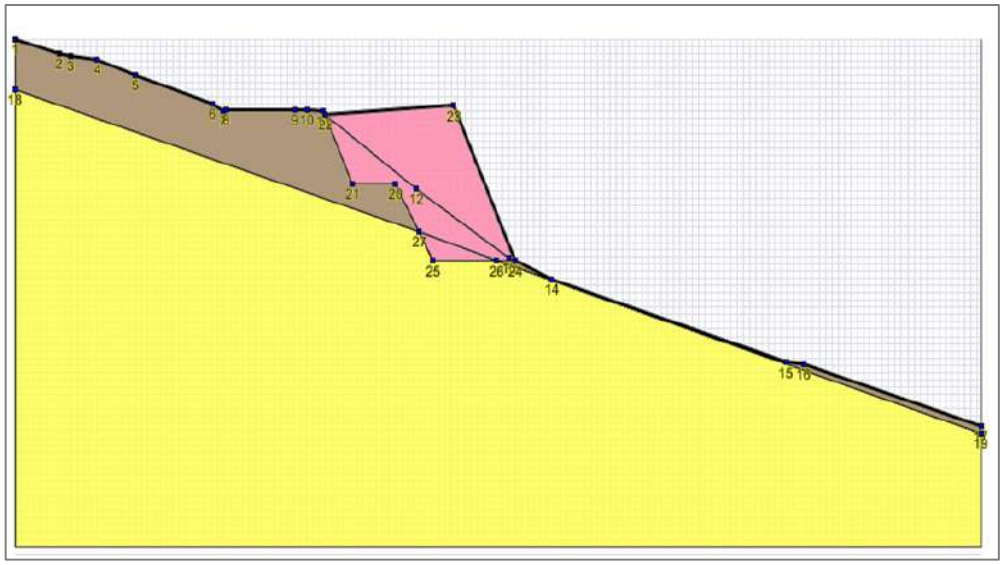


Figure IV. 9. *Présentation de la zone glissée* [22].

- Mise en place de la première rangé des nappes de géogrilles 150kn/ml avec une longueur d'ancrage de 6m et un espacement de 0.5m sur 5m de hauteur on prend une pente de 3V/2H.

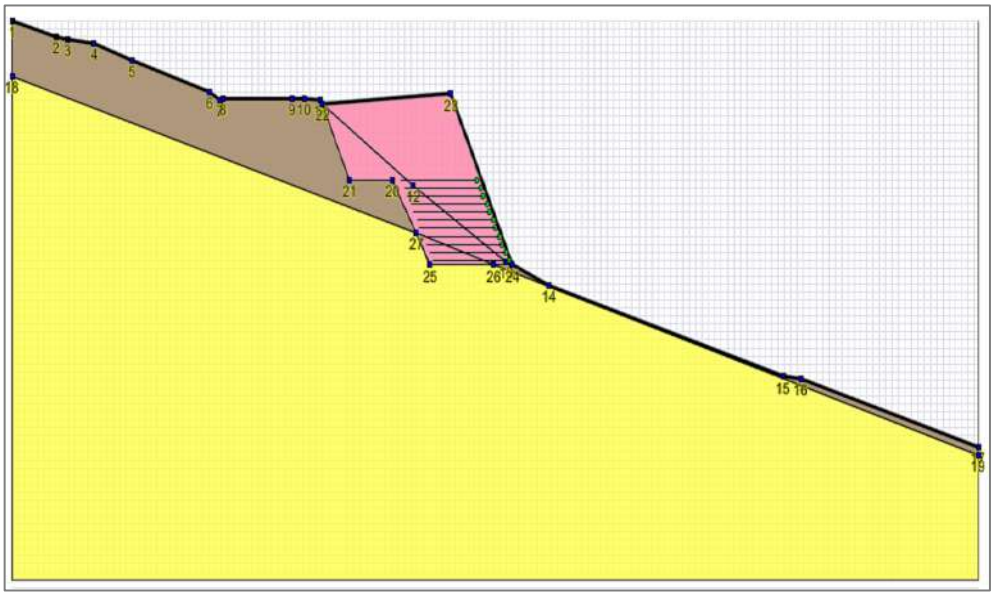


Figure IV. 10. *Présentation des nappes inferieure de géogrilles* [22].

- Mise en place de la deuxième rangé des nappes de géogrilles 150kN/ml avec une longueur d'ancrage de 9m et un espacement de 0.5m sur les 5 m restant on prend une pente de 3V/2H. On pose les deux dernières nappes sur toute la largeur de la chaussée.

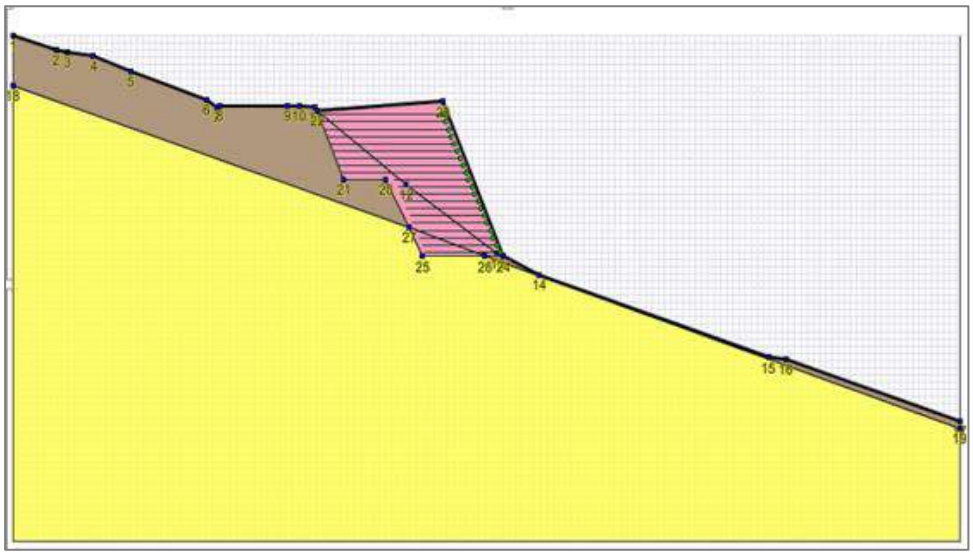


Figure IV. 11. *Présentation des nappes supérieures de géogrilles* [22].

- Le drainage des eaux d'infiltration en amont du massif est assurée par un gécomposite de drainage qui verse sur une tranchée drainante en pied du talus, les eaux de ruissellement superficielles sont canalisées par la réalisation d'un fossé bétonné qui longe la route du coté amont [13].
- On a considéré une surcharge roulante de 20 Kpa, pour simuler le trafic routier.

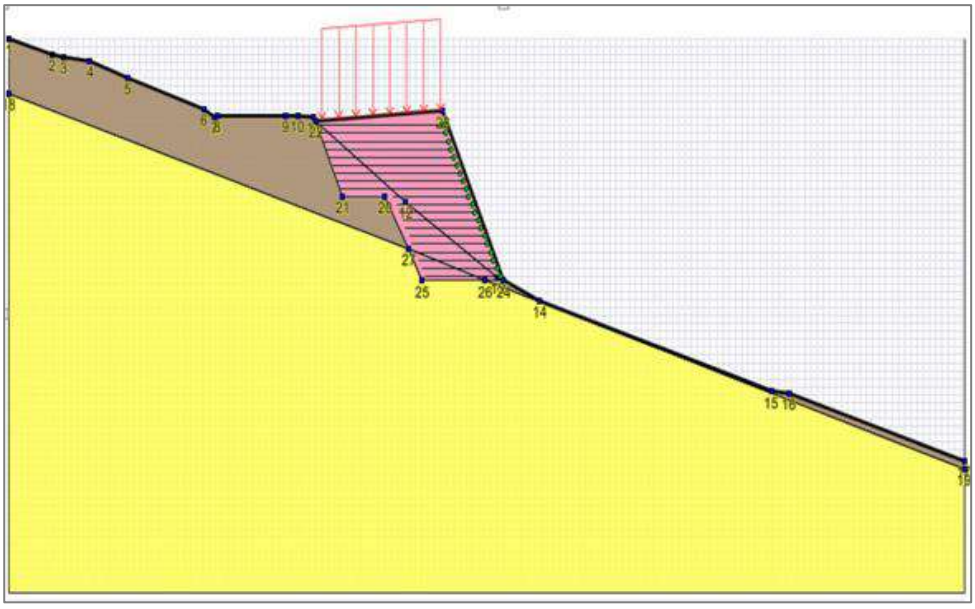


Figure IV. 12. *Présentation de la surcharge* [22].

VI. Résultats et interprétation des calculs après le confortement :

Vérification 1 :

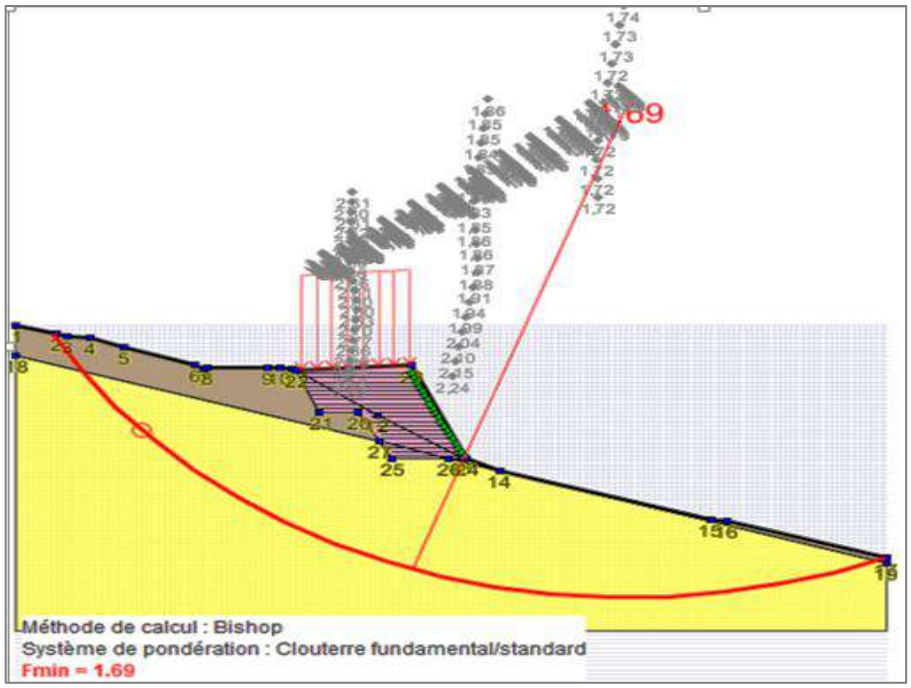


Figure IV. 13. *Présentation du facteur de sécurité sans nappe et sans séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.69 > 1.3 donc le talus est stable.

Vérification 2 :

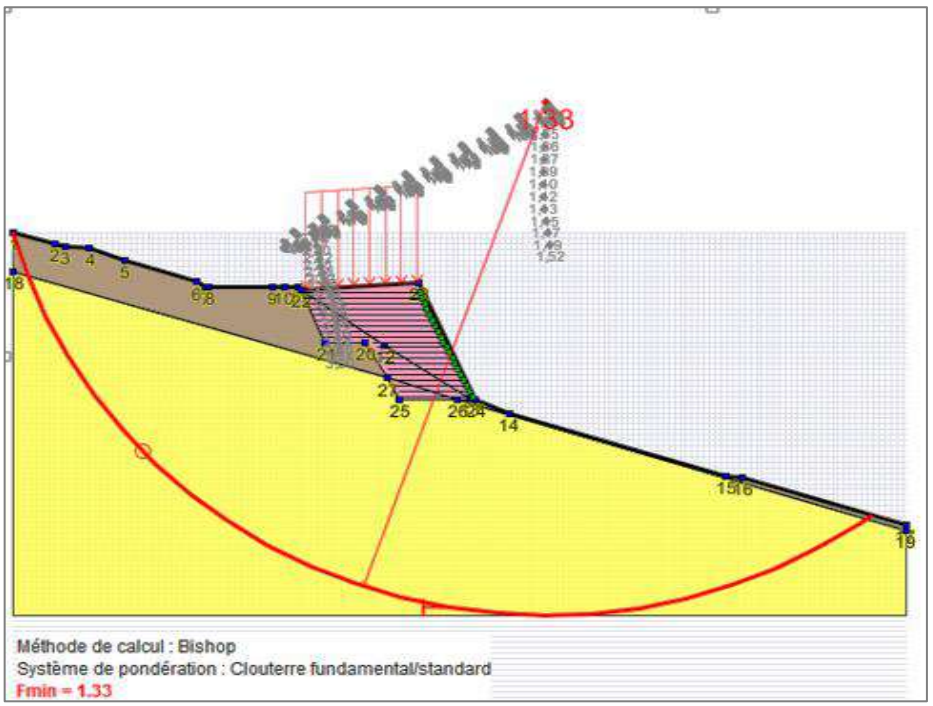


Figure IV. 14. *Présentation du facteur de sécurité sans nappe et avec séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.33 > 1.3 donc le talus est stable.

Vérification 3 :

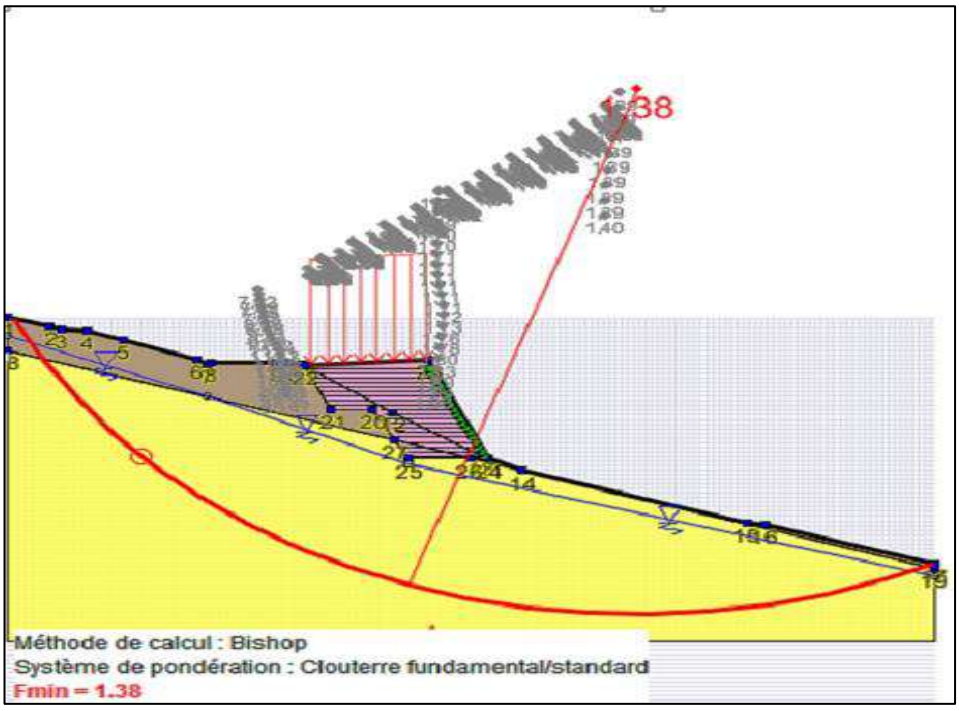


Figure IV. 15. *Présentation du facteur de sécurité avec nappe et sans séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.38 > 1 donc le talus est stable.

Vérification 4 :

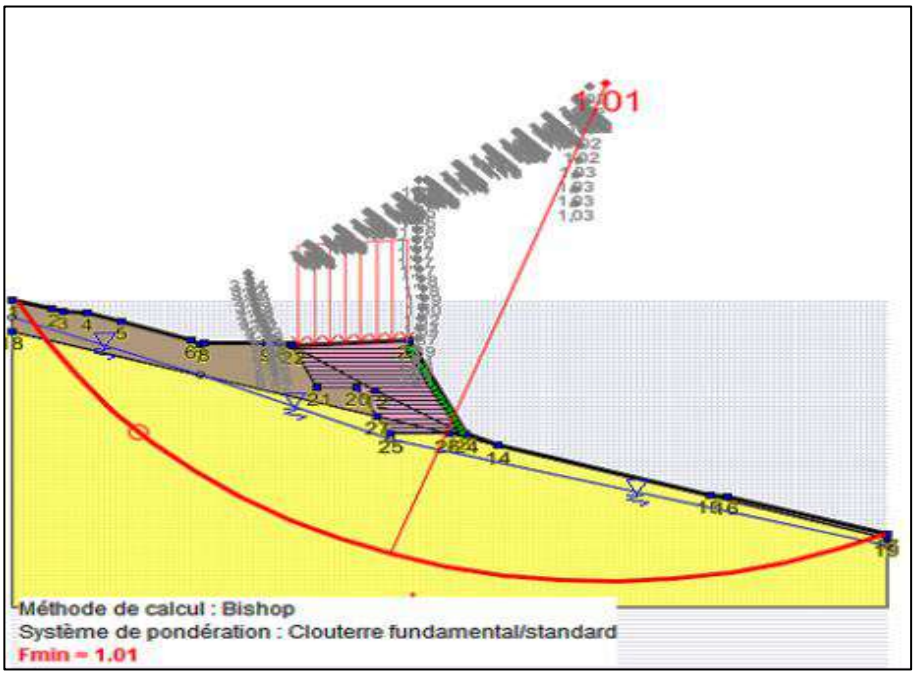


Figure IV. 16.*présentation du facteur de sécurité avec nappe et avec séisme* [22].

Après la modélisation numérique on a remarqué le facteur de sécurité est supérieur au coefficient de sécurité admissible, Fs = 1.01 > 1 donc le talus est stable.

- **Commentaire générale :**

Après la modélisation numérique et vérification de la stabilité du talus avec le renforcement par géogrille. On a constaté l'augmentation des valeurs de facteur de sécurité, Les valeurs sont acceptables ce qui prouve que la technique de confortement a réussi.

VII. Conclusion :

La modélisation numérique est un outil pour faciliter les études géotechnique, dans notre cas on a étudié un glissement, et on a conclu qu'il faut opter pour une technique de renforcement avec les géogrilles pour laquelle, et après modélisation, le facteur de sécurité devient supérieur au coefficient de sécurité admissible; donc on peut conclure de l'efficacité de notre choix. Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.92 avant le confortement (sans la présence d'eau et sans action sismique); Après le confortement Fs est 1.69.

Conclusion Générale

Notre travail consiste à l'étude de glissement de terrain de la région de ben chicao vers si Mahdjoub dans le point kilométrique PK 17+350, en utilisant les géogrilles comme solution. L'estimation de cette étude a été possible en utilisant le logiciel « talren4 ».

Le site qu'on a étudié situé dans une zone riche de l'eau avec des caractéristiques qui provoquent les glissements, on doit trouver des solutions pour éviter ce phénomène. Il y a plusieurs techniques pour renforcer le sol par exemple le drainage, les murs de soutènement, les géosynthétiques …etc, dans ce cas on a choisi les géogrille.

Les nappes de géogrille inclus dans le talus reconstitué s'avèrent de grande influence sur la stabilité de ce dernier. Elle est la fonction des espacements des nappes et d'autant plus prononcée lorsque leur espacement est réduit. Par conséquent, la géogrille est un moyen efficace de renforcement pour l'amélioration des remblais utilisés dans le domaine de la construction.

Les résultats de caractérisation des matériaux utilisés, à travers la compagne expérimentale réalisée préalablement par la direction des travaux publics « DTP » nous on permit de déduire les principaux points suivant :

- L'inclusion d'une nappe de géogrille dans un remblai, dans le but de le renforcer améliore les caractéristiques mécaniques, de cisaillement « C » et « φ ».
- L'étude expérimentale a montré que la valeur de facteur de sécurité « Fs » augmente après l'utilisation de nappe de géogrille (nombre, position, …) incorporées dans l'échantillon de remblai.
- L'augmentation de ces caractéristiques mécaniques des remblais conduit évidement à l'amélioration du comportement de ces matériaux, entre autre leur capacité portante et leur stabilité vis-à-vis des glissements.

Bibliographies

[1] : MEMENTO DU MAIRE ET DES ELUS LOCAUX, République Française, Ministère de l'écologie du développement durable et de de l'énergie, Risques Naturels (RN 4-Mouvements de terrains), [en ligne].Disponible :http://www. mementodumaire.net /01risques_naturels/ RN4.htm. [Consulté le15 février 2017].

[2]:Aissa Mohamed Hamza, « Analyse et Modélisation D'un Glissement Terrain », Mémoire, Centre Universitaire Khemis Miliana, Médéa, [en ligne]. Disponible: http:// www. Mémoire online.com/02/13/6911/m_Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-5.html. [Consulté le 10 février 2017].

[3]: CERG: European Center on Seismological and Geomorphological Hazards, "Section: Landslides".

[4]: Cees van Westen, "Introduction to landslides Part 1: Types and causes", International Institute for Aerospace Survey and Earth Sciences (LTC), Enschede, The Netherlands.

[5]: Varnes and the International Association of EngineeringGeology, "chapter 3 Causes and Types of Landslide", 1984.

[6]: M-Habitat, Travaux de Terrassement" Les Glissements Terrais". [En ligne].Disponible : http://www.m-habitat.fr/preparer-son-projet/preparation-du-terrain/les-glissements-de-terrain-3206_A. [Consulté le 20 février 2017].

[7]: The German Federal Ministry for Economic Cooperation and Development and implemented with assistance of the German Technical Cooperation – GTZ, "LANDSLIDES Natural Hazards and Disasters", 2006. Sri Lankan-German Development Cooperation.

[8]: U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey, science for a changing world, "landslide types and processes".

[9]: D.Dutoit, Sensagent sarl, glissement de terrain, Encyclopédie, [En ligne].Disponible :

[10] : Bendjeddou Azzeddine, « Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie », Faculté des Sciences et de la technologie, mémoire Magister en : Génie Civil, [En ligne]. Disponible : http:// thesis.univ-biskra.dz /2202/1/genie_civil_m3_2015.pdf. [Consulté le 29 février 2017].

[11] : 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, [En ligne].Disponible : http://dspace.univ biskra.dz:8080/ jspui/bitstream/123456789/6674/1/M%C3%A9moire.pdf. [Consulté le 07 mars 2017].

[12] : la commission nationale de l'informatique et de libertés, CATASTROPHES NATURELLES .net, observatoire permanent de catastrophe naturelles et de risque naturels, [En ligne]. Disponible:https://www.catnat.net/veille-catastrophes/veille-des-catastrophes-naturelles/veille-catastrophes-monde, [Consulté le 10 mars 2017].

[13] : Direction des Travaux Publics de la wilaya de Médéa, Etude des glissements sur CW, Etude de Traitement des glissements de terrain sur le CW 138 et le CW 89 (Glissement De Terrain sur le CW 138 au PK 17+350).Disponible : DTP. Médéa. [Consulté le 10 janvier 2017].

[14] : Capaccio, G.et Ward, I. M., "Properties of Ultra-High Modulus Linear Polypropylene", *Nature Physical Sciences*, vol. 243, 1974, pp. 130-143. [Consulté le 9 avril 2017].

[15]: Hövener-Hetz C. (2008). Waldwege bauen im dauerfeuchten Auwald. Forst und Holz 64(5) : 43- 44 (2 p., 2 fig.) ; repris par « forêt-MAIL », lettre d'information de l'asbl *Forêt wallonne*. . [Consulté le 9 avril 2017].

[16]: Ward, I. M., "The Orientation of Polymers to Produce High Performance Materials", Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Institution of Civil Engineers, UK, 1984. . [Consulté le 9 avril 2017].

[17]: Notices gratuites de fichiers PDF TALREN 4, Logiciel TALREN 4 Terrasol, [En ligne], Disponible: http:// www. notices-gratuites. com/aa159a708facef187 af123d849 e90bf3 /pdf_talren%204 .html, [Consulté le 13 avril 2017].

[18] : Notices gratuites de fichiers PDF TALREN 4, « LOGICIEL TALREN 4 – V1.x B. Manuelle d'utilisation, [En ligne], Disponible : http://www.notices-gratuites.com/ aa159a 708 facef187af123d849e90bf3/pdf_talren%204.html, [Consulté le 13 avril 2017].

[19] : Bakkar Elmourtaji , ETUDE POUR LA REALISATION D'UNE CARTOGRAPHIE ET D'UN SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE SUR LES RISQUES MAJEURS AU MAROC, LES GLISSEMENTS DE TERRAIN, Secrétariat d'Etat auprès du Ministère de l'Energie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement chargé de l'Eau et de

l’Environnement, Septembre-2008,[En ligne], Disponible :http ://www.academia .edu/6 810123/ETUDE _POUR_LA_REALISATION _DUNE _CARTOGRAPHIE_ ET_ DUN_ SYSTEME_DINFORMATION_GEOGRAPHIQUE_SUR_LES_RISQUES_MAJEURS_AU _MAROC_MISSION_1_IDENTIFICATION_DES_RISQUES,[Consulté le 30 avril 2017].

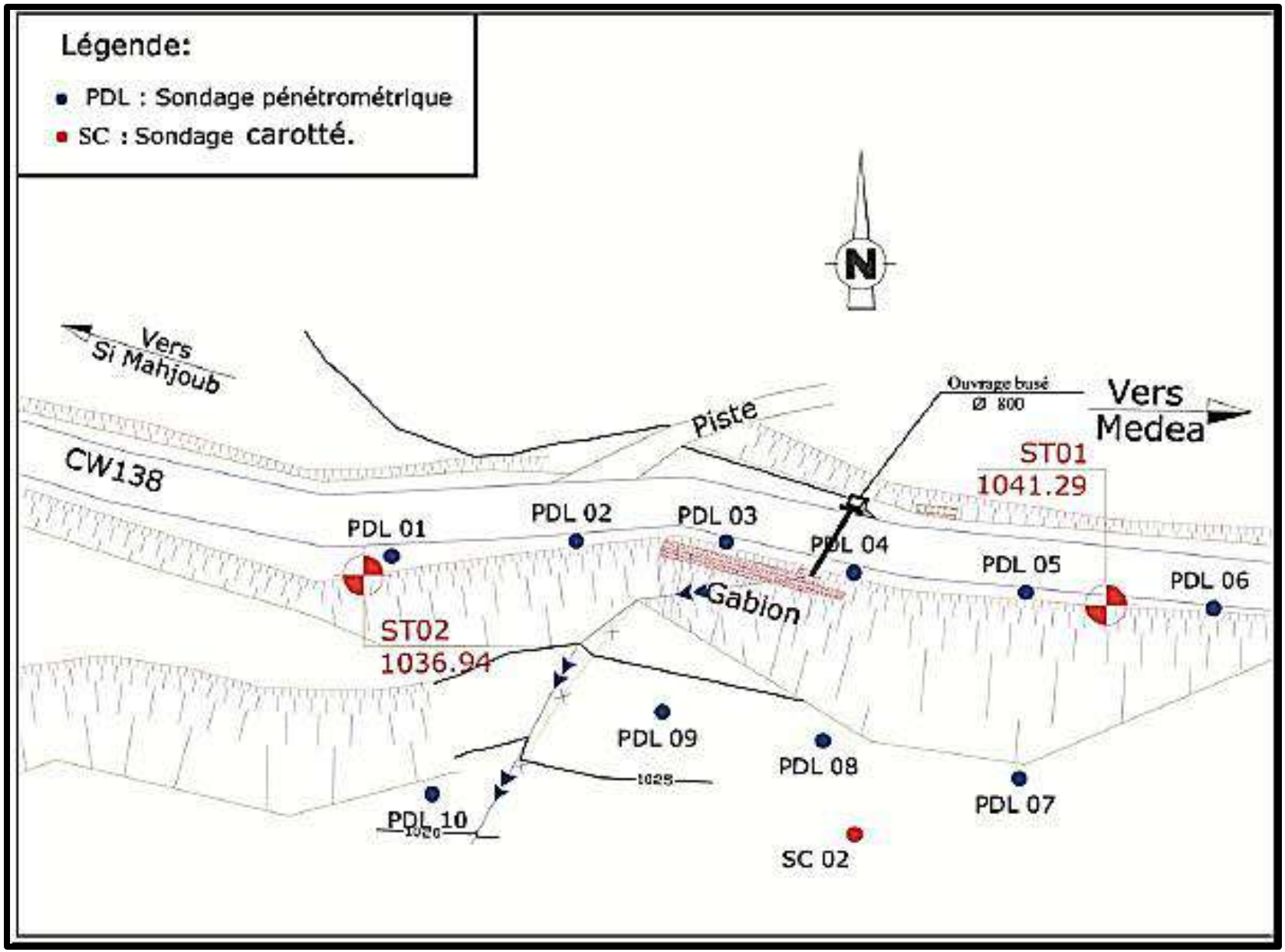
[20] : Pierre Desvarreux, Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques, université de GRENOBLE, Np : 161, 26 Mar 2012, [En ligne], Disponible : https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00682718, [Consulté le 2 mai 2017].

[21] : Google Image, [En ligne], Disponible : https://www.google .dz/imghp?hl =fr&ta b= wi &ei=ZVMUW cWdLoK QsgGX9LfAAw&ved=0EKouCBMoAQ.

[22] : TALREN 4, version4 2.0.3, [logiciel], société TERRASOL.

ANNEXE

ANNEXE 01 : PLAN DE MASSE


Légende:
PDL : Sondage pénétrométrique
SC : Sondage carotté.
N
Vers
Si Mahjoub
CW138
Piste
Ouvrage busé
Ø 800
Vers
Medea
ST01
1041.29
PDL 01
PDL 02
PDL 03
PDL 04
PDL 05
PDL 06
Gabion
ST02
1036.94
PDL 09
PDL 08
PDL 07
PDL 10
SC 02

ANNEXE 02 : SONDAGE CAROTILLE



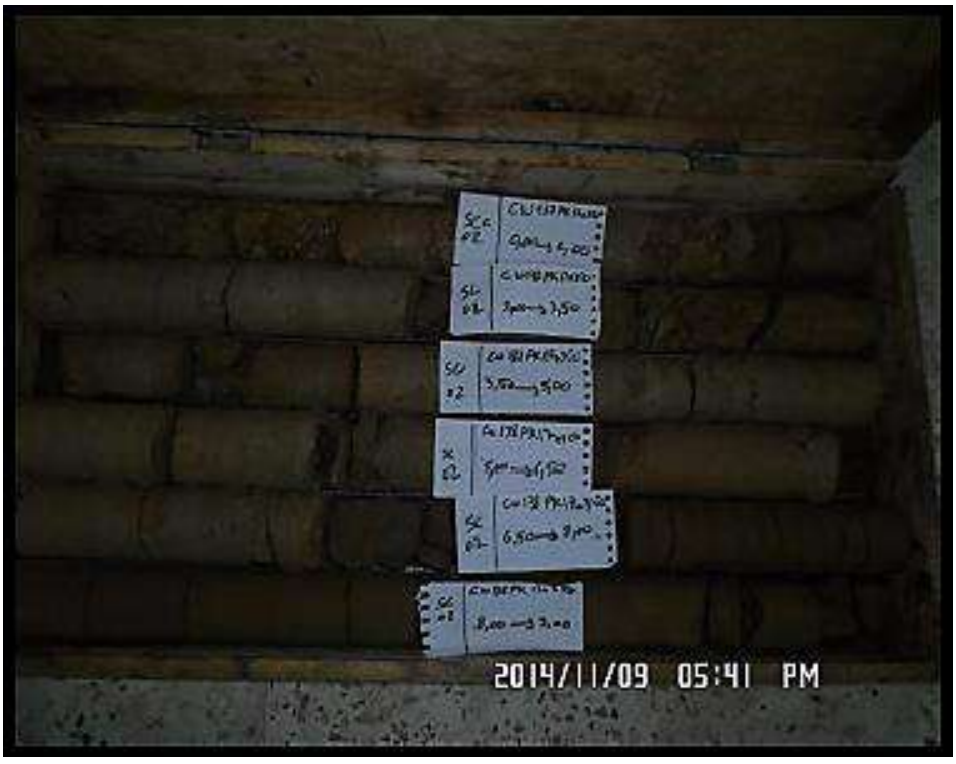
Sondage SC01 : caisse 01 profondeur 3.00m-13.00m



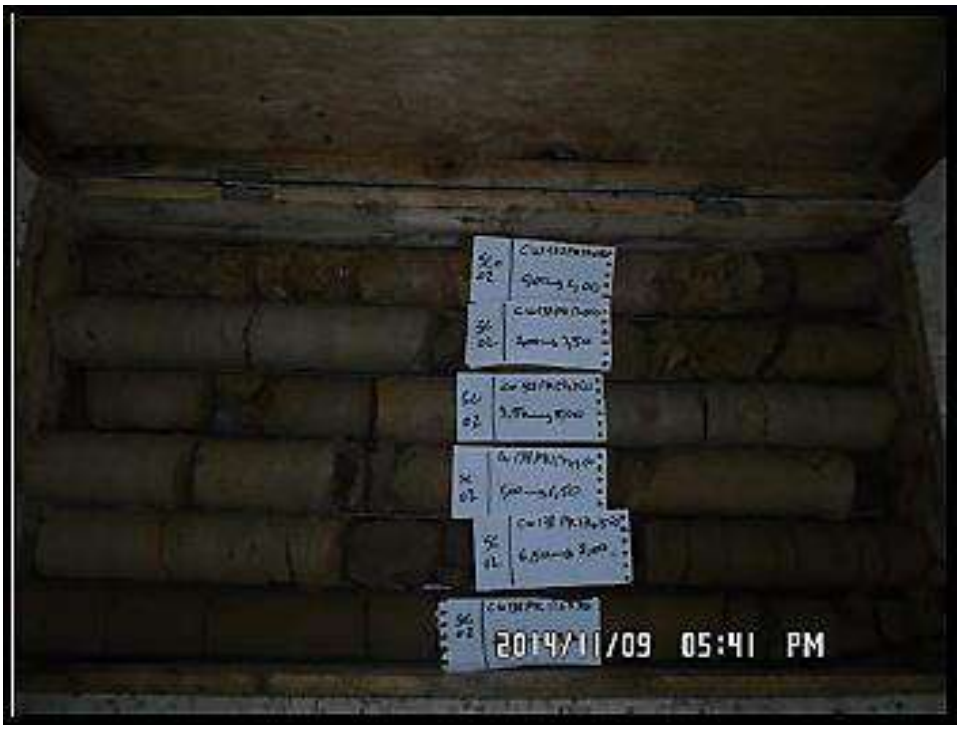
Sondage SC01 : caisse 01 profondeur 0.50m-8.00m



Sondage SC02 : caisse 01 profondeur 5.00m-11.00m



Sondage SC02 : caisse 02 profondeur 5.00m-11.00m



Sondage SC02 : caisse 03 profondeur 0.50m-9.00m

ANNEXE 03 : COUPES LITHOLOGIQUES

Projet :	**Etude des glissements de terrains sur la Cw138, au PK 17+350.**
Figure n° :	**Coupe lithologique du sondage carotté N° 01.**
Date :	**JUIN 2014**

Prof.	Litho.	Description.	Ech.	Niveau de nappe
01 – 04		Remblai (Argile limoneuse, caillouteuse)		
04 – 05		Argile limoneuse sableuse jaunâtre		
05 – 13		Grès compacte (friable)		

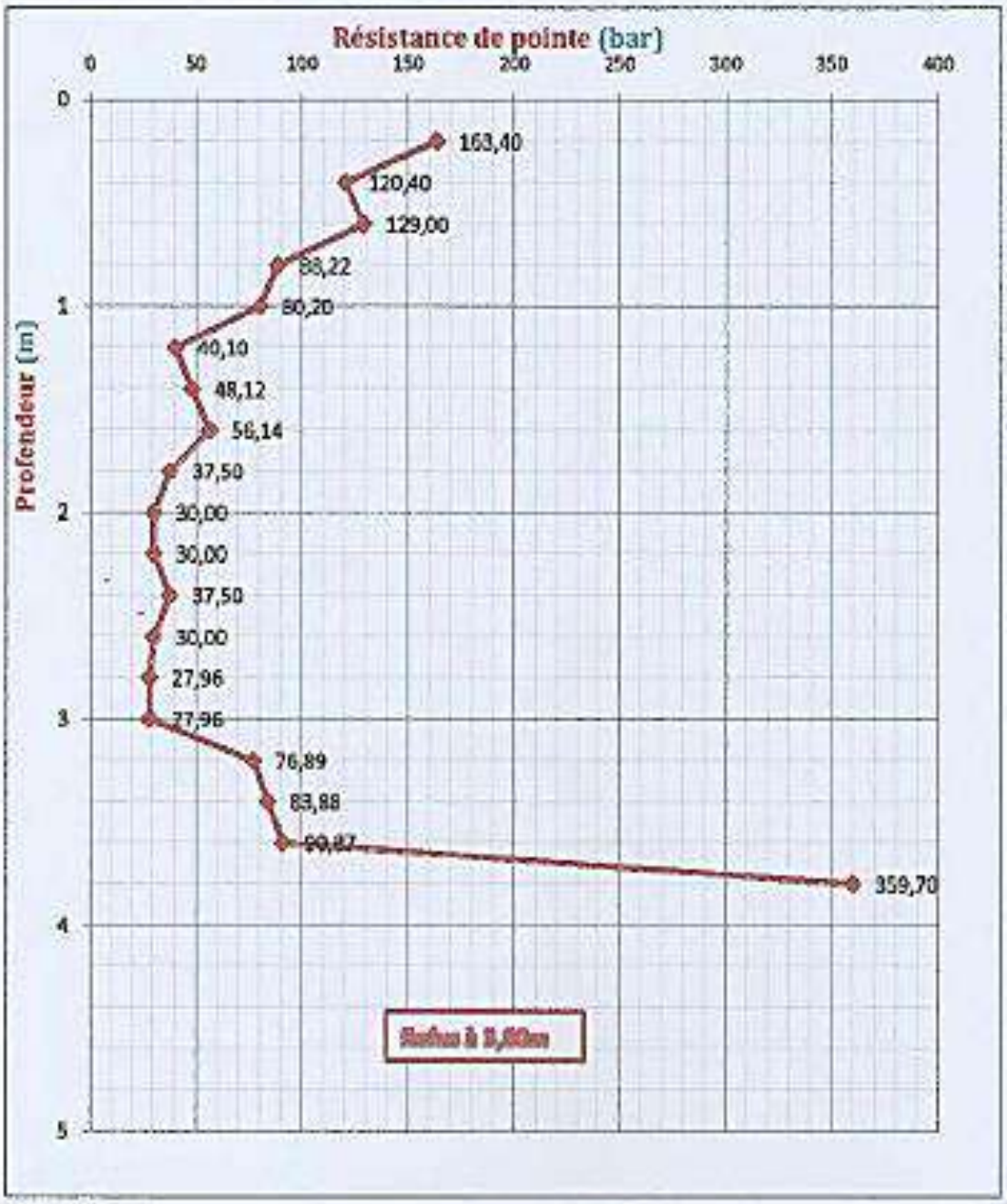


Projet :	Etude des glissements de terrains sur la Cw138, au PK 17+350.
Figure n° :	Coupe lithologique du sondage carotté N° 02.
Date :	JUIN 2014

Prof.	Litho.	Description.	Ech.	Niveau de nappe
01		Limon argileux		
02				
03				
04				
05				
06		Grès consolidé (friable)		
07				
08				
09				
10				
11				

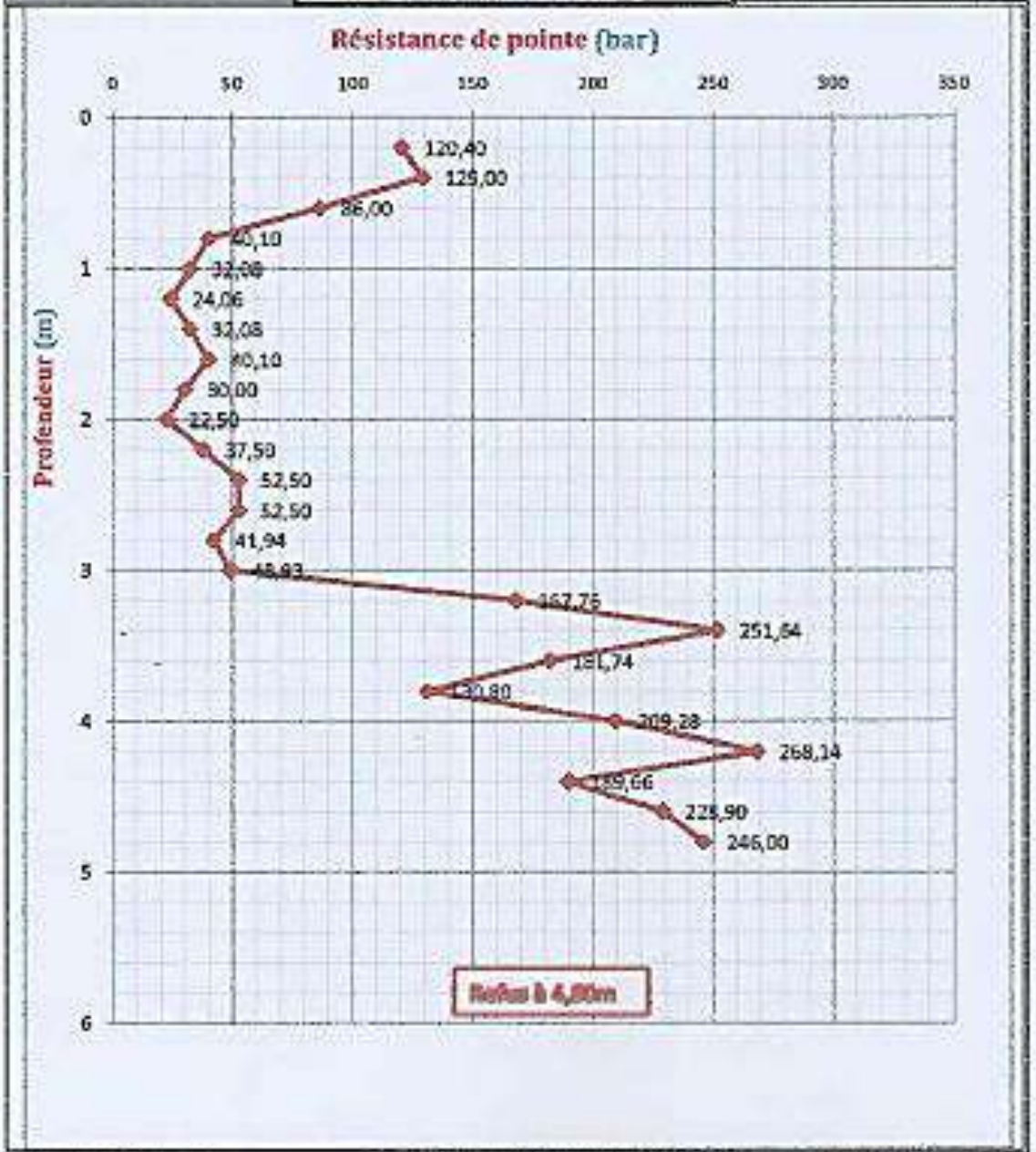
ANNEXE 04 : COURBES DE PENETRATION DYNAMIQUE

SPD 01



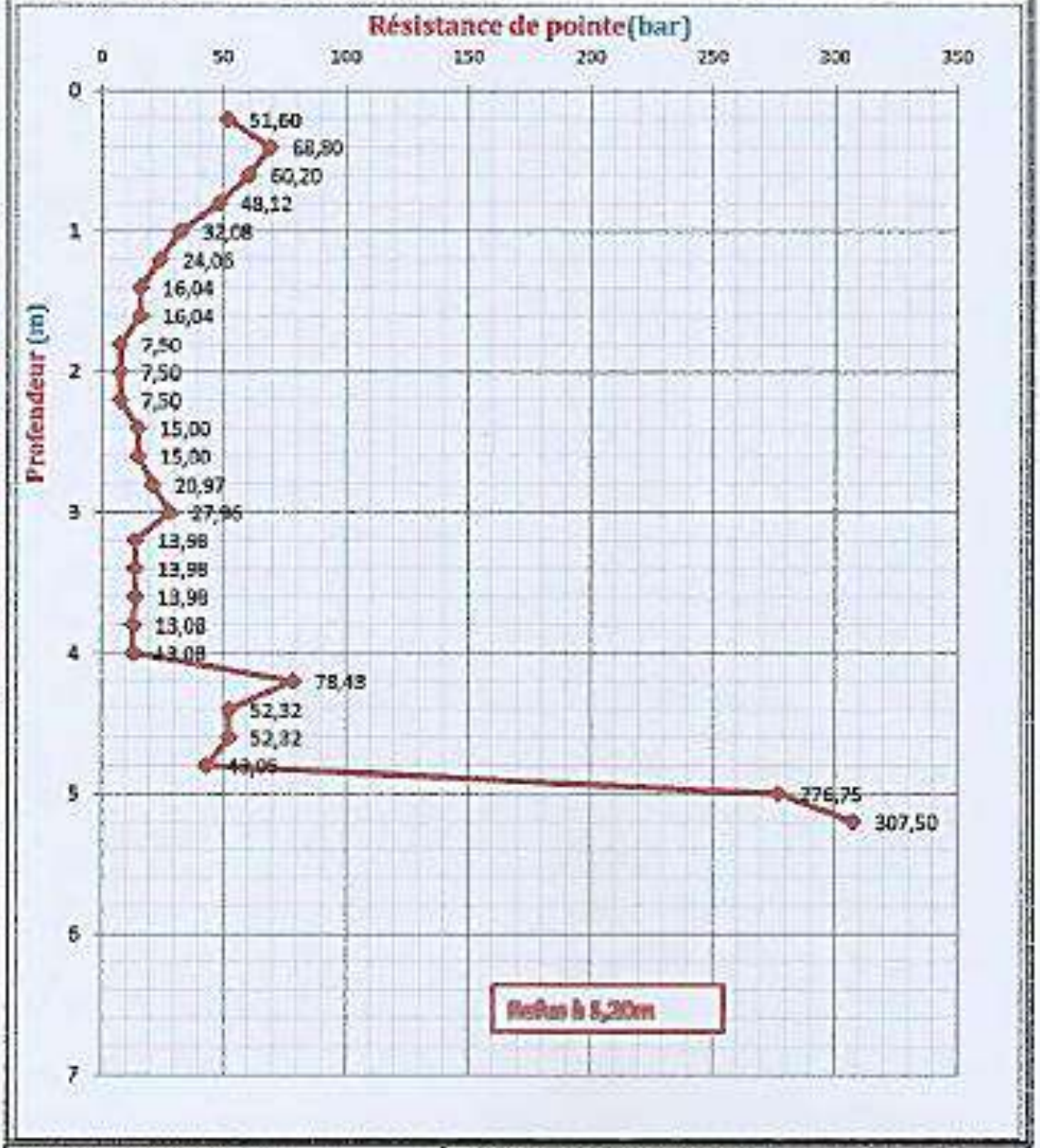
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw138/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/25/Cw138	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement: 0,20 m
Sondage: SPD 01	Masse enclume + guide: 2,80Kg	
Date: 16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la poince: 0,60Kg	

SPD 02



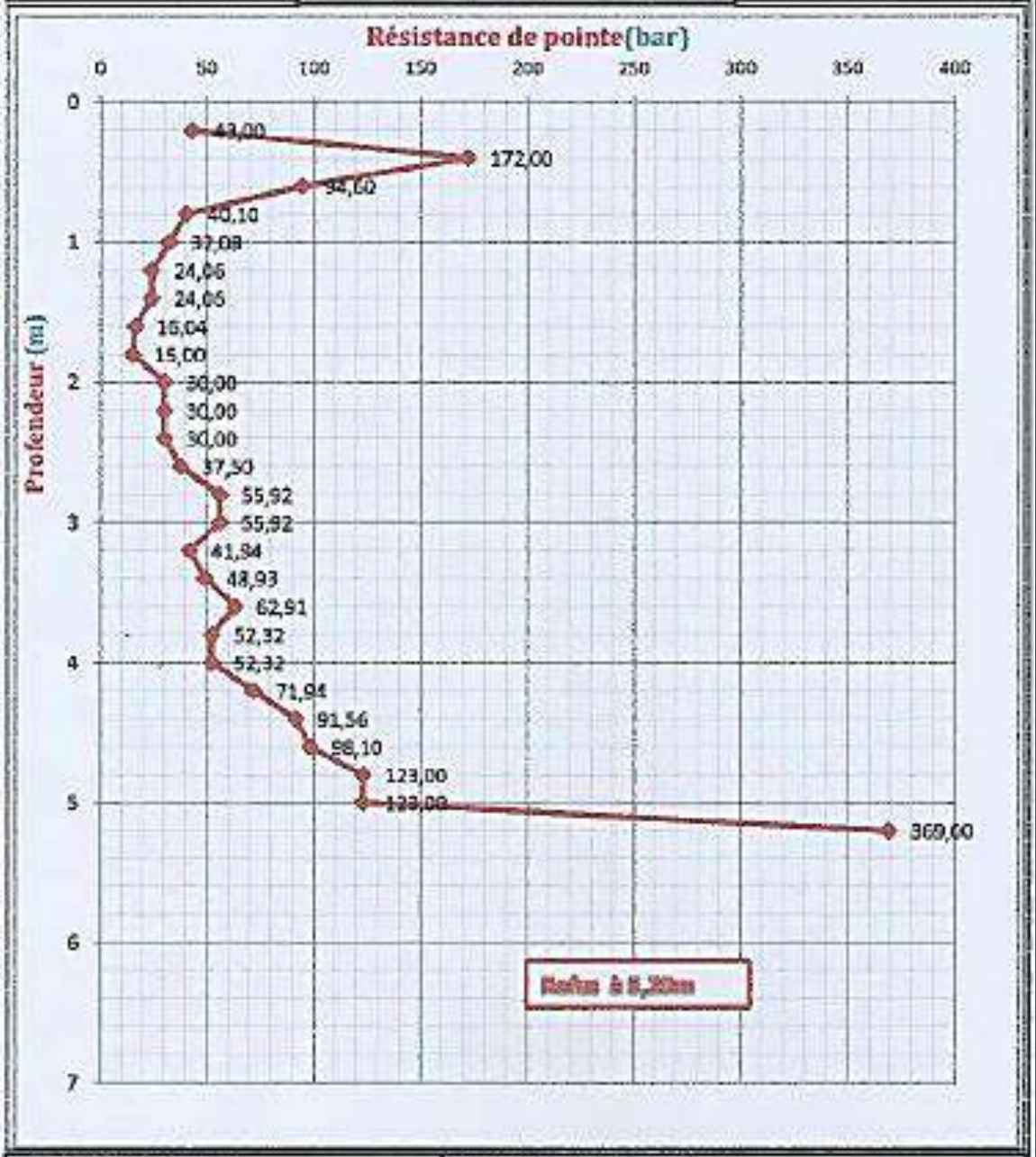
Géotechnical Engineering	Lieu: Ow130/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Ow138	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longueur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 02	Masse enclume + guide: 2,00Kg	
Date:16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,40Kg	

SPD 03



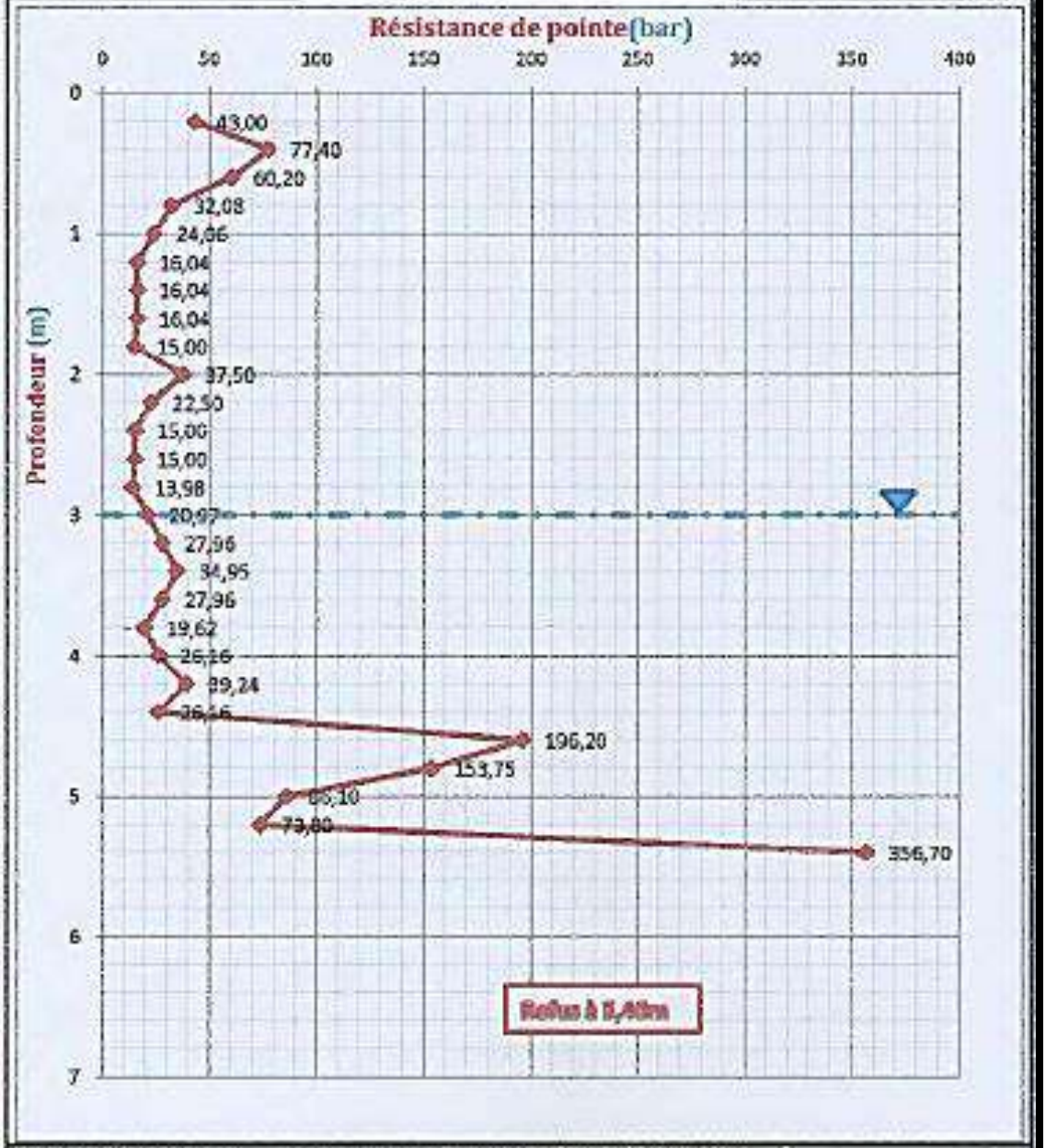
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw138/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw139	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 03	Masse enclume + guide: 2,00Kg	
Date:14/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

SPD 04



Géotechnical Engineering	Lieu: Cw138/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw138	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 04	Masse enclume + guide: 2,88Kg	
Date:14/04/2014	MASSE MOUTON: M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

SPD 05



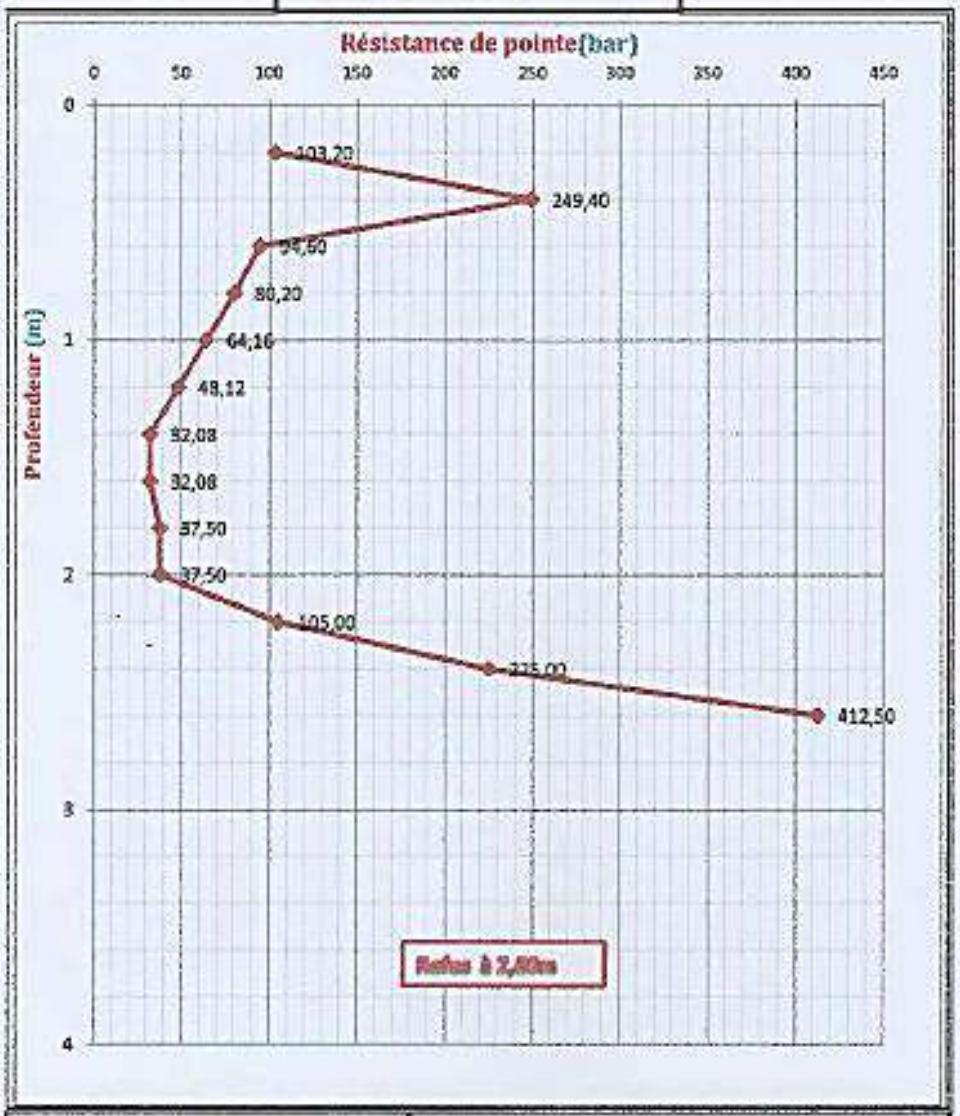
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw139/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw139	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 05	Masse enclume + guide: 2,00Kg	
Date:14/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

BUREAU D'INGENIERIE
ET
D'ETUDES TECHNIQUES
LARBI MOHAMED AMINE

GEO

Téléphone : +213 (0) 27 591 745
Mobile : +213 (0) 661 468 881
E-mail: geotec.engineering@gmail.com
Adresse: 172 Bâtiment Chantal, Ain Defla
44000 (Siège, à l'ouest de l'APW)

SPD 06



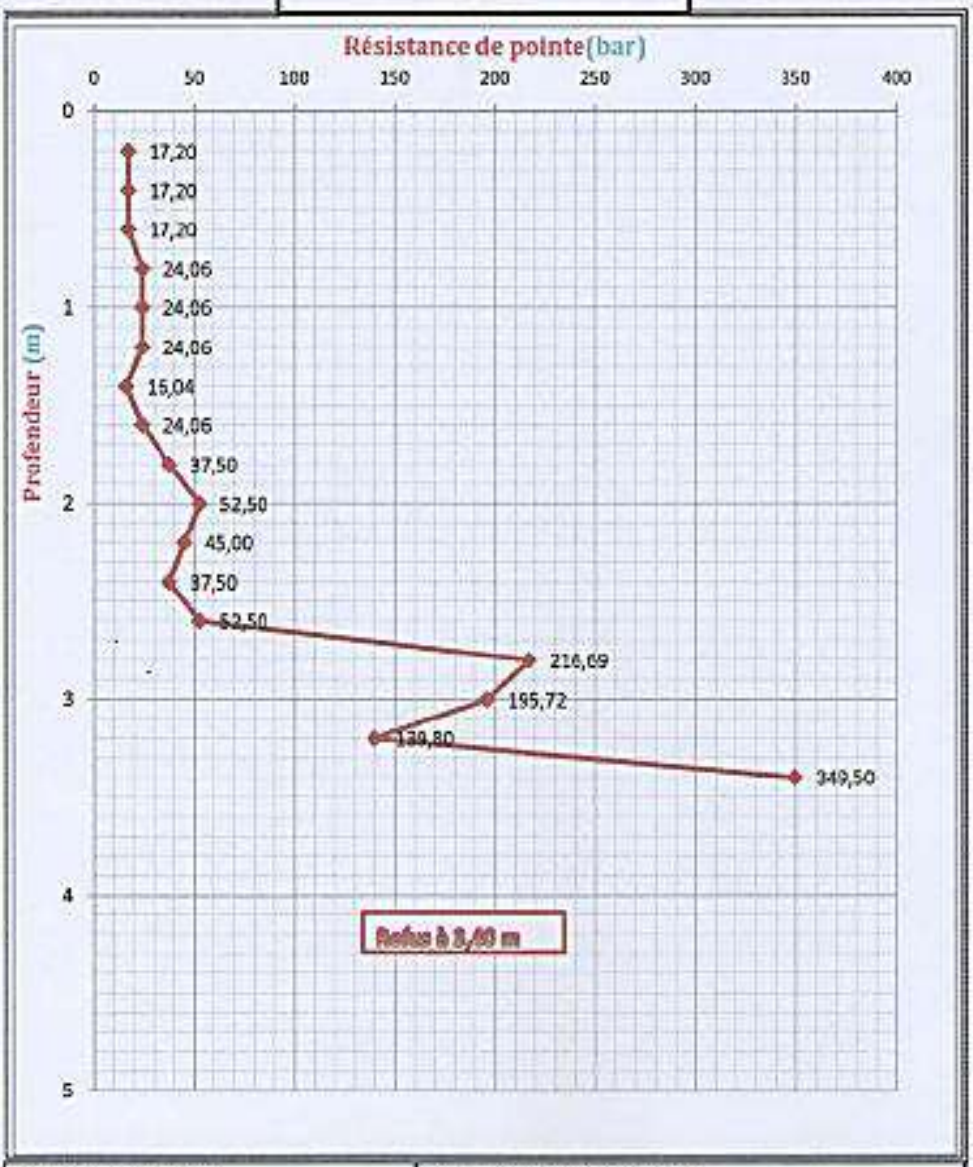
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw138/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw138	PENETROMETRE BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 06	Masse enclume + guide: 2,88Kg	
Date:14/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

BUREAU D'INGENIERIE
ET
D'ETUDES TECHNIQUES
LARIBI MOHAMED AMINE

GEO

Téléphone : +213 (0) 27 591 741
Mobile : +213 (0) 665 608 081
E-mail: geotec.engineering@gmail.com
Adresse:173 frères Chenal. Ain Defla
44000 (RN4, à l'ouest de l'APW)

SPD 07



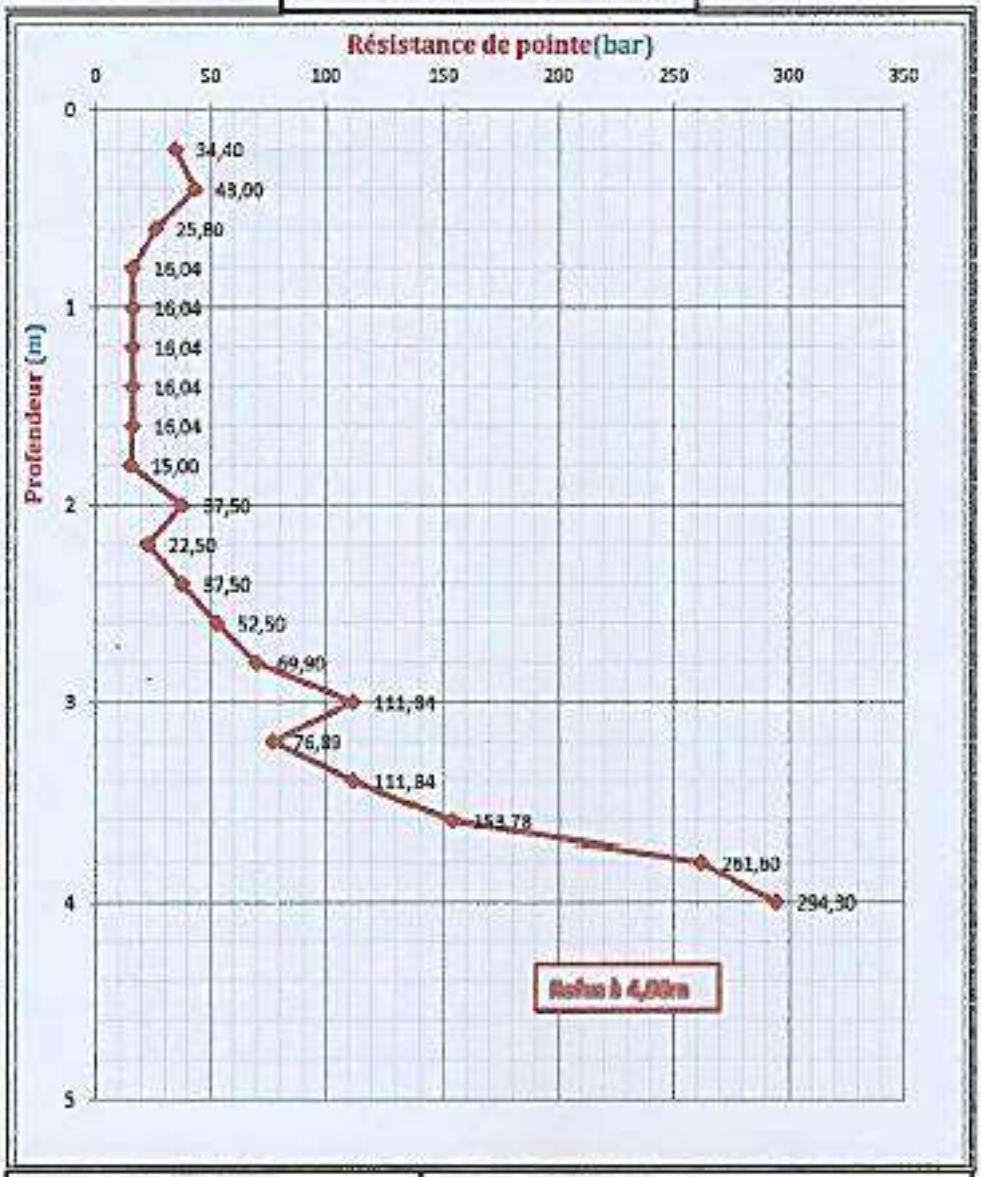
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw130/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw138	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 07	Masse enclume + guide: 2,88Kg	
Date:16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

BUREAU D'INGENIERIE
ET
D'ETUDES TECHNIQUES
LARBI MOHAMED AMINE

GEO

Téléphone : +213 (0) 27 281 741
Mobile : +213 (0) 661 608 031
E-mail: geotec_engineering@hotmail.com
Adresse: 73 Rémi Chaoui, Ain Defla
44000 (DPW, à l'ouest de l'APW)

SPD 08



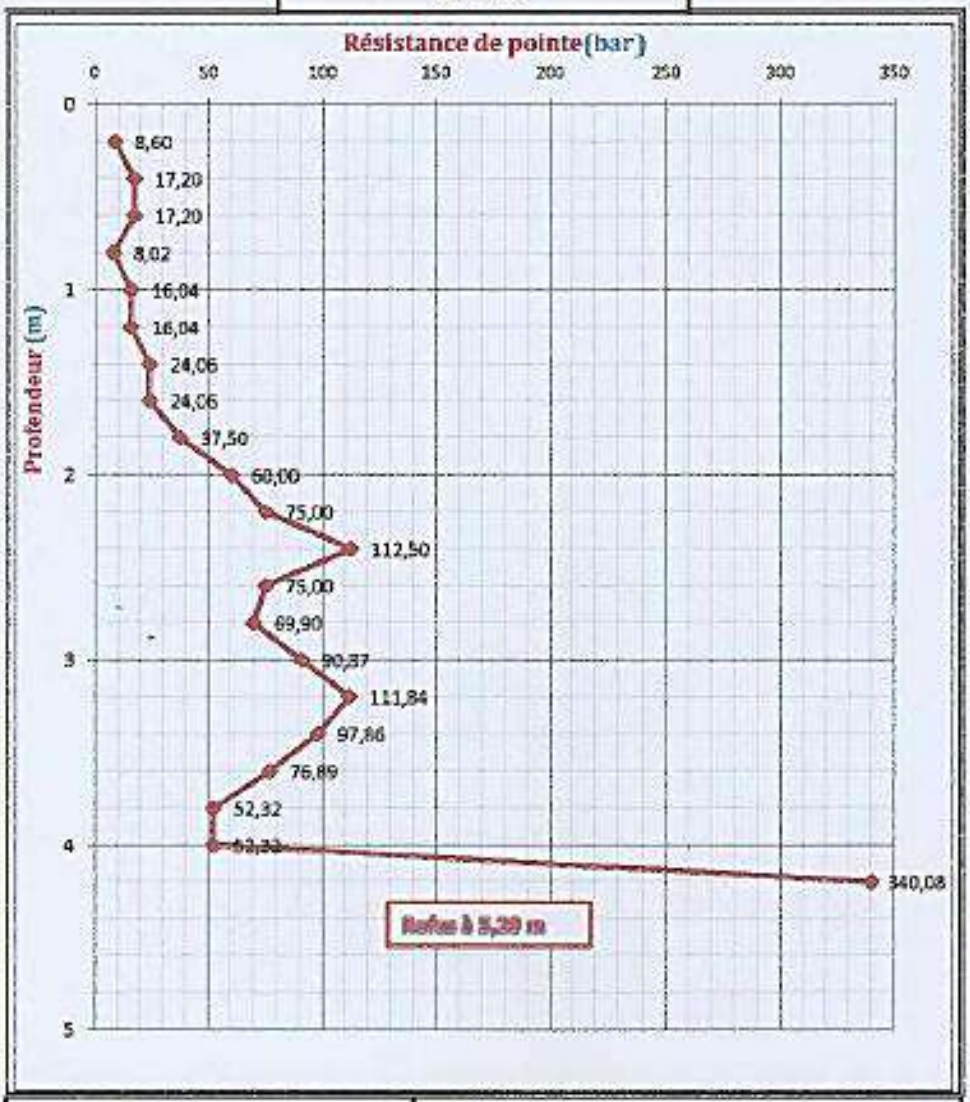
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw138/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw138	PENETROMETRE DORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 08	Masse enclume + guide: 2,88Kg	
Date:16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

BUREAU D'INGENIERIE
ET
D'ETUDES TECHNIQUES
LARIBI MOHAMED AMINE

GEO

Téléphone : +213 (0) 37 581 741
Mobile : +213 (0) 661 668 031
E-mail: geotec_engineering@gmail.com
Adresse: 172 frères Ghezali, cité Delta
44000 (près à l'ouest de l'APW)

SPD 09



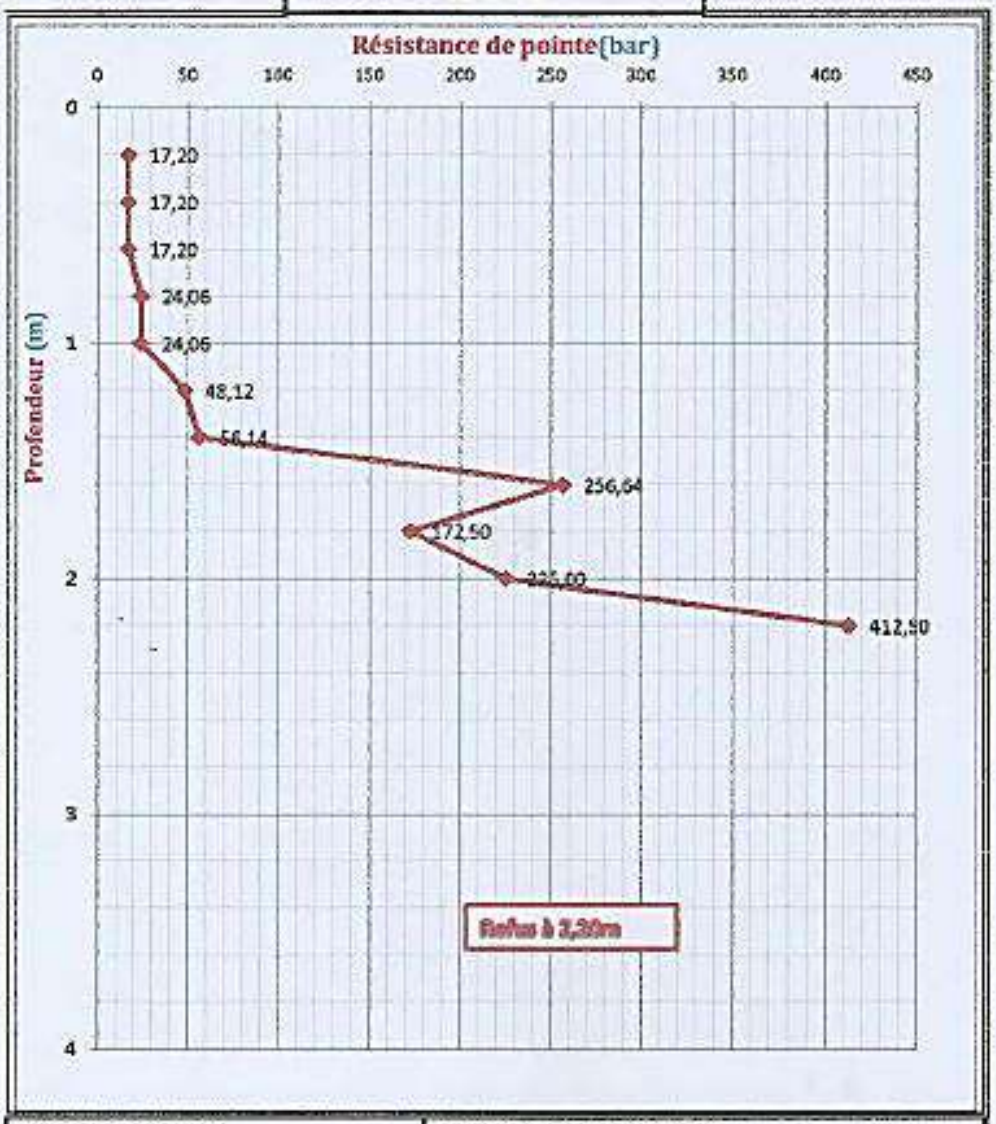
Géotechnical Engineering	Lieu: Cw139/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw13B	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longueur d'une tige: 01 m	Enfoncement:0,20 m
Sondage: SPD 09	Masse enclume + guide: 2,88Kg	
Date:16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

BUREAU D'INGENIERIE
ET
D'ETUDES TECHNIQUES
LARBI MOHAMED AMINE

GEO
GEOTECHNICAL ENGINEERING

Téléphone : +213 (0) 37 301 741
Mobile : +213 (0) 661 069 631
E-mail: georoc_engineering@gmail.com
Adresse:172 Sidna Cheval. Ain Defla
44000 (RN4, a l'ouest de l'APW)

SPD 10



Géotechnical Engineering	Lieu: Cw139/Pk 17+350/ Médea	
Dossier: Georoute/26/Cw138	PENETROMETRE: BORRO	Pointe: Perdue
	Hauteur de chute: 0,50 m	Masse d'une tige: 6,24Kg
	Longeur d'une tige: 01 m	Diamètre cone:0,20 m
Sondage: SPD 10	Masse enclume + guide: 2,00Kg	
Date:16/04/2014	MASSE MOUTON : M=63,5 Kg	
	Masse de la pointe:0,60Kg	

ANNEXE 05 : LES LIMITES D'ATTERBERG

Projet : étude de traitement des point des glissement de terrain sur CW138 e[illegible] : BC01
Client : géoroute
Lieu :
N° Dossier : XLN-15-001
Nature Sol :

Profondeur : 03.50 - 05.00 m
Date Essai : 21/12/2014
Température étuve : 105 °C

Détermination de la limite de Liquidité

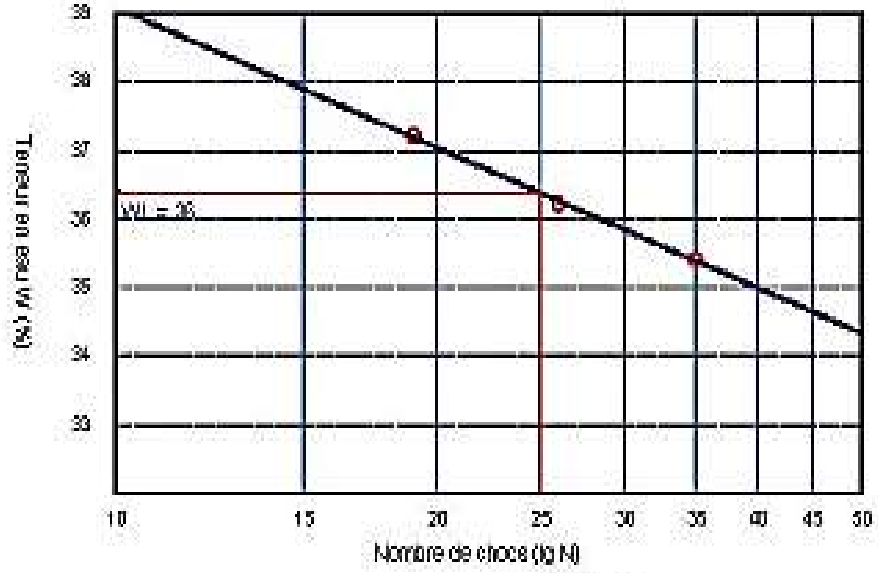
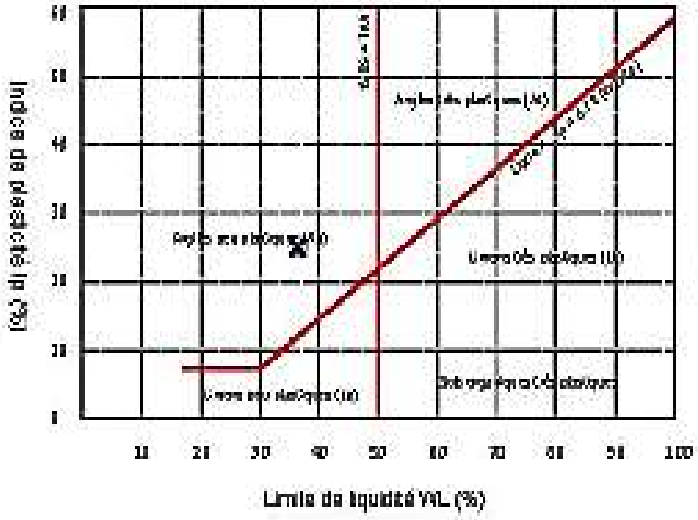




Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	38 %
Limite de plasticité Wp =	12 %
Indice de plasticité Ip =	24 %
Teneur en eau W=	19,93 %
Indice de consistance Ic =	0,89

Projet : étude de traitement des point des glissement de terrain sur CW138 et CW138g : BC02

Client : géoroute

Lieu :

N° Dossier : KLX-15-001

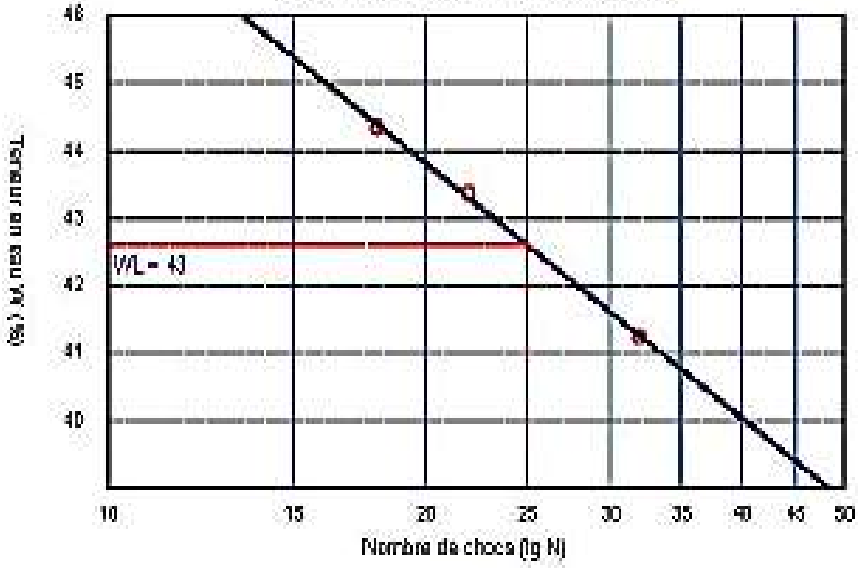
Nature Sol :

Profondeur : 02.50 - 03.50 m

Date Essai : 23/12/2014

Température étuve : 105 °C

Détermination de la limite de Liquidité



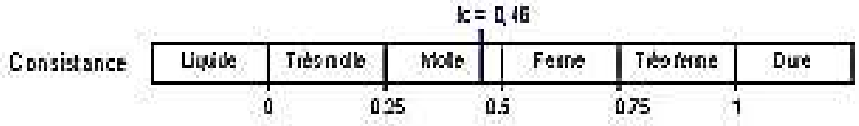
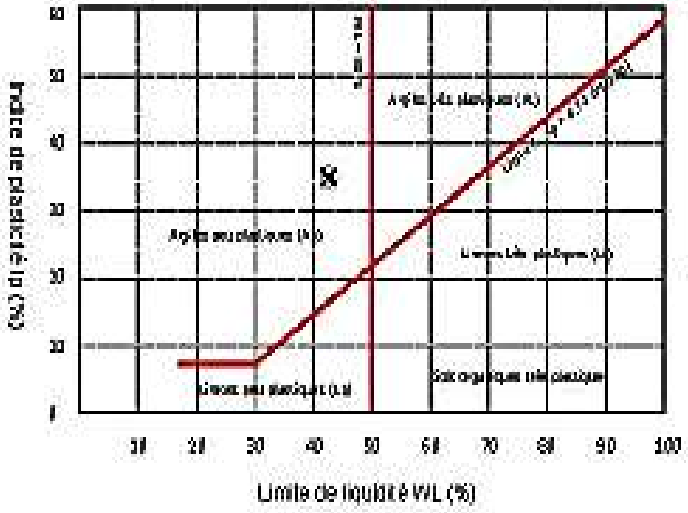


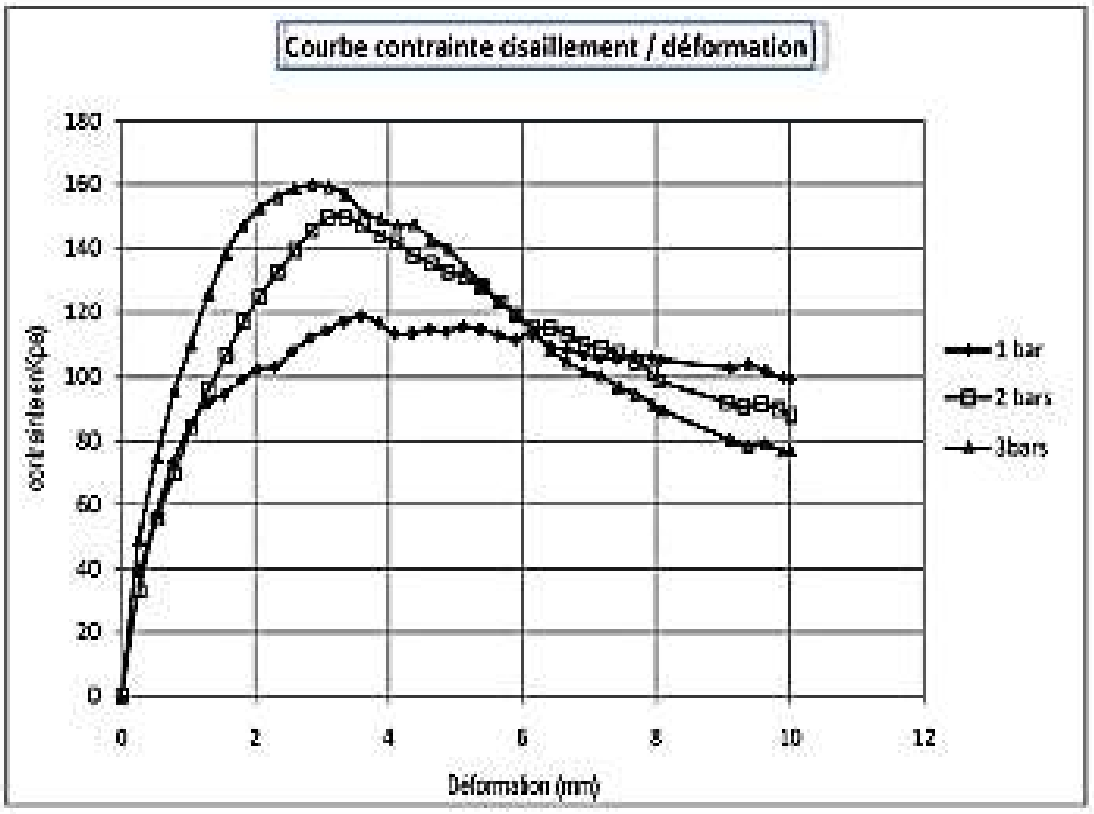
Diagramme de Casagrande

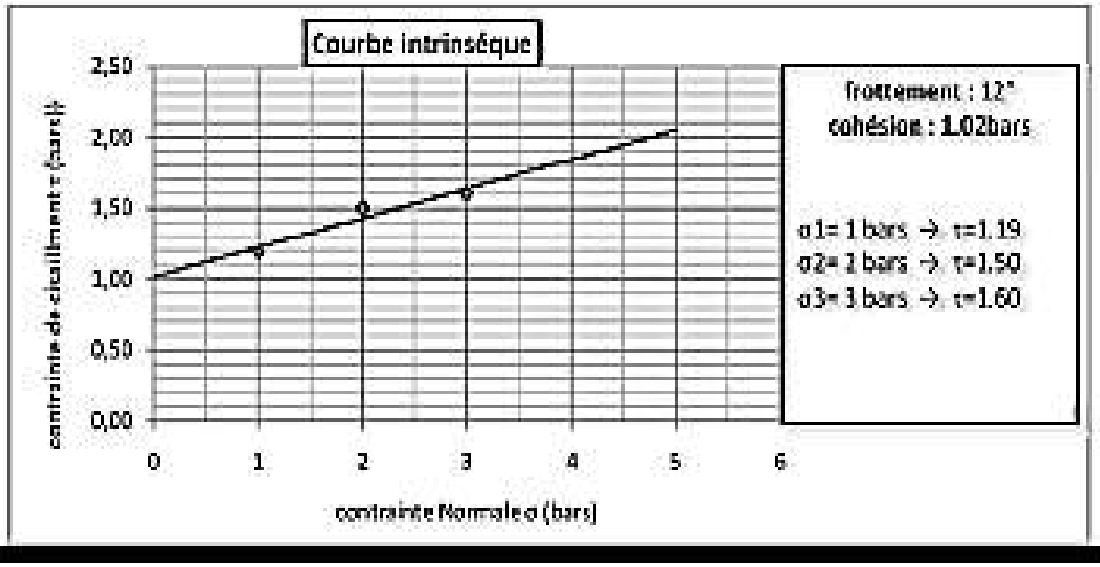


Limite de liquidité WL =	43 %
Limite de plasticité Wp =	7 %
Indice de plasticité Ip =	36 %
Teneur en eau W =	26,10 %
Indice de consistance Ic =	0,46

ANNEXE 06 : COURBES DE CISAILLEMENT RECTILIGNE CONSOLIDE DRAINE

N° sondage/Puits: S-01 (pk17+350)	Profondeur: 03,50-05,00m		Référence matériel
Date de l'essai: 24/12/2014	vitesse de cisaillment :1,5mm/min		Presse: PRC01
Prélevé par : client		Type d'essai: UU	Balance: Bal 03
Projet :	Etude des traitement des glissement de terrains sur CW138 et CW89		
Client : GEOROUTE			





N° sondage/Puits: S-02(pk17+350)	Profondeur: 02,50-03,50m	Référence matériel
Date de l'essai: 29/12/2014	Vitesse de cisaillement :1,5mm/min	Presse: PRO01
Prélevé par : client	Type deisai: UU	Balance: Bal 03
Projet :	Etude des traitement des glissement de terrains sur CW138 et CW89	
Client : GEOROUTE		

