REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**




## Faculté de Technologie

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Géotechnique**

---

## Thème
## Etude stabilité du glissement de terrain de Ain El Melh PK101+200 (projet de la pénétrante wilaya de Médéa)

---

Présenté par

- **Djellabi Lakhder**
- **Benzineb Ismail**
- **Guelloula Abdelhak**

Proposé et Dirigé par

**Dr : Bensaada Abdelhalim**

**Promotion Juin 2022**

# Remerciement

*Nous tenons tout d'abord à remercier Allah 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 notre encadreur Dr. Bensaada Abdelhalim, pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période de ce travail. Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs remarques et évaluations.*



# Dédicace



*Je dédie ce travail : A mes chers parents qui, sans leur soutien indéfectible, il n'aurait jamais été possible de le réaliser. Ce sont mes parents, qui m'ont donné constamment l'amour nécessaire pour que je puisse atteindre le stade où je suis aujourd'hui. J'espère qu'Allah les protège. A mon frère, mes sœurs qui ont été le meilleur soutien pour moi et à tous les membres de ma famille qui m'ont encouragé. A tous mes amis, en particulier les étudiants de géotechnique de la promotion 2021/2022, à qui je souhaite toute la réussite dans leur carrière.*

*Djellabi lakhder*



# Dédicace



*Dédicaces Je dédie ce modeste travail à : Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ; Me frère et ma sœur; Mes oncles et mes tantes, cousins et cousines ; Tous mes amis(es) ; Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce Travail.*

*Guelloula Abdelhak*



# Dédicace



*Dédicaces Je dédie ce modeste travail à : Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ; Mes frères et ma sœur; Tous mes amis(es) ; Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce Travail.*

*Benzineb Ismail*

## Résumé

Les glissements de terrain représentent un risque majeure pour les bâtiments, la population, et les différentes infrastructures .Ils sont très fréquents dans la région de ouzera, dont fait partie notre site d'étude et où a été observé diverses signes d'instabilités. Il est caractérisé par une nature géologique métamorphique favorisant ces mouvements de terrain. Cette étude consiste à réaliser un Confortement du Glissement de Terrain situé au niveau du AIN EL MELH wilaya de Médéa), pour poursuivre la construction des fondations du viaduc18 situé entre PK 101+200, pour cette raison, il tait nécessaire d'étudier et d'analyser toutes les données géologiques, hydrogéologiques et climatiques du site, ainsi que les caractéristiques physico – mécaniques et chimiques du terrain. Ensuite, nous avons analysé et calcul le coefficient de sécurité à l'aide du logiciel de calcul TALREN 4V

Enfin, pour résoudre le problème de glissement on a proposé une technique de confortement qui consiste à réaliser les tirants avec enrochement.

**Mots-clés:** Glissement de terrain, Coefficient de sécurité, TALREN, Confortement, enrochement, Tirants.

## Abstract

Landslides represent a great danger to buildings, residents and various infrastructures, and are very frequent in the overalls region, which includes the site of our study and where various signs of instability were observed. It is characterized by a shifting geological nature that favors these land movements. This study consists of a landslide consolidation procedure located at the level of the Ain El Melh in the (state of Medea), to continue the construction of the foundations of the 18 bridge located between PK 101 + 200, and for this reason it was necessary to study and analyze all the geological, hydro geological and climatic data of the site, in addition to the physic-mechanical and chemical properties for terrain. Next, we analyzed and calculated the safety factor using TALREN . Calculation software finally, to solve the slippage problem, a reinforcing technique consisting of making connecting rods with rock filler was proposed.

**Keywords**: landslide, safety factor, TALLEN 4v, reinforcement, tie bars

**ملخص**

تمثل الانهيارات الأرضية خطرًا كبيرًا على المباني والسكان والبنية التحتية المختلفة ، وهي متكررة جدًا في منطقة وزرة ، والتي تشمل موقع دراستنا وحيث لوحظت علامات مختلفة من عدم الاستقرار .يتميز بطبيعة جيولوجية متحولة تفضل هذه الحركات الأرضية .تتكون هذه الدراسة من إجراء تدعيم للانهيار الأرضي الواقع على مستوى عين الملح( بولاية المدية) ، لمواصلة بناء أسس الجسر 18 الواقع بين200 + PK 101 ، ولهذا السبب كان من الضروري الدراسة وتحليل جميع البيانات الجيولوجية والهيدروجيولوجية والمناخية للموقع ، بالإضافة إلى الخصائص الفيزيائية الميكانيكية والكيميائية للتضاريس . بعد ذلك، قمنا بتحليل وحساب عامل الأمان باستخدام برنامج حساب TALREN أخيرًا، لحل مشكلة الانزلاق ، تم اقتراح تقنية تقوية تتكون من صنع قضبان الربط بحشو الصخور

**الكلمات الرئيسية**: الانهيار الأرضي، عامل الأمان TALREN 4v، التعزيز ،قضبان التعادل

## Remerciement

**Dédicace**
**Résume**
**Abstract**
**ملخص**
**Sommaire**
**Liste Des Figures**
**Liste Des Tableaux**
**Liste Des Abréviations et Des Symbole**

# Sommaire


**INTRODUCTION GENERALE ..... 1**

**INTRODUCTION GENERALE ..... 1**

**Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain ..... 4**

**I.1 Introduction ..... 3**

**I.2 Classification des mouvements de terrain ..... 3**

**I.2 .1 Chutes de pierres et de blocs ..... 3**

**I.2 .2 Les écroulements ..... 4**

**I.2 .3 Les écoulements ..... 5**

**I.2 .4 Les effondrements ..... 5**

**I.2 .5 Les affaissements ..... 6**

**I.2.6 Le Fluage ..... 6**

**I.2.7 Les glissements ..... 7**

**I.2.7.1 Glissements plan (translatif) ..... 7**

**I.2 .7.2 Glissements circulaires ou rotationnels ..... 8**

**I.2 .7.2 .1 Glissement rotationnel (circulaire) simple ..... 8**

**I.2 .7.2 .2 Glissement rotationnel (circulaire) complexe ..... 9**

**I.2.7.3.Quelques exemples des glissements de terrain ..... 10**

**I.2.7.3.1.Bejaïa ..... 10**

**I.2.7.3.2. Cas de Routes des Abattoirs Ténès(Chlef) ..... 11**

**I.2.8.Les phases de glissements ..... 11**

**I.2.8.1 Glissements de terrain réactivés ..... 11**

**I.2.8.2 Glissements de terrain inactifs ..... 11**

I.2.9 Classification des glissements ..... 12
I.2.10 Principales causes de glissement de terrain ..... 12
I.2.10.1Causes mécaniques (vibrations) ..... 13
I.2.10.2 Les facteurs humains de déstabilisation ..... 15
I.2.10.2.1 Les constructions sur pente ..... 15
I.2.10.2.2 Déblai sur pente ..... 15
I.2.10.2.3 Modification de l'utilisation des sols ..... 15
I.2.10.3Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation ..... 17
I.3 Processus d'une étude de glissement ..... 18
I.3.1 Repérage topographique de la zone instable ..... 18
I.3.2 Etude géologique ..... 18
I.3.3 Etude hydrologique et hydrogéologique ..... 19
I.3.4 Etude géophysique ..... 19
I.3.4.1 Magnétiques ..... 20
I.3.4.2 Prospection gravimétrique ..... 20
I.3.4.3 Prospection électrique ..... 20
I.3.4.4 Prospection sismique ..... 20
I.3.5 Etude géotechnique ..... 21
I.3.5.1 Les essais in-situ ..... 21
I.3.5.2 Les essais au laboratoire ..... 22
I.3.5.2.1 Essais identification ..... 22
I.3.5.2.2 Essai mécaniques ..... 22
I.4 Les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain ..... 23
I.4.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures ..... 24
I.4.2 Images satellitaires et photographies aériennes ..... 24
I.4.3 Utilisation de système de positionnement global «GPS ..... 26
I.4.4 Dendro-Géomorphologie ..... 27
I.5 Conclusion ..... 29
Chapitre II : Méthodes des analyses de la stabilité des pentes .... 32
II.1 Introduction ..... 30
II.2 Généralités sur l'analyse de stabilité ..... 30
II.2.1 Notion de coefficient de sécurité ..... 30
II.2.2 Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage ..... 31

**II.3 Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité ..... 32**
**II.3.1 Principe de la méthode d'équilibre limite ..... 33**
**II.3.1.1 Rupture plane ..... 33**
**II.3.1.1.1 Cas d'une pente semi-infinie sans écoulement ..... 33**
**II.3.1.1.2 Cas d'une pente semi-infinie avec écoulement ..... 34**
**II.3.1.2 Rupture circulaire ..... 35**
**II.3.1.2.1 Méthodes d'analyse globale ..... 36**
**II.3.1.2.2 Méthodes d'équilibre des forces ..... 38**
**II.3.1.2.3 Méthodes d'équilibre des moments ..... 38**
**II.3.1.2.4 Méthodes d'équilibre des forces et des moments ..... 40**
**II.3.1.3.2 Méthode non circulaire ..... 46**
**II.3.2 Méthodes numériques ..... 46**
**II.4 Calculs de stabilité sous séisme ..... 47**
**II.4.1 Calcul manuel à l'aide d'abaques ..... 47**
**II.4.2 Calcul automatique à l'aide d'ordinateur ..... 49**
**II.4.2.1 Approche de calcul pseudo-statique ..... 49**
**II.4.2.2 Approche de calcul dynamique direct ..... 50**
**II.4.2.3 Cas de la liquéfaction des sols ..... 51**
**II.5 Réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003) ..... 51**
**II.5.1 Principes fondamentaux ..... 51**
**II.5.2 Classification des zones ..... 52**
**II.5.3 Classification des ouvrages ..... 53**
**II.5.4 Classification sismique des sites ..... 53**
**II.5.5 Coefficients sismiques de calcul ..... 54**
**II.6 Conclusion ..... 54**
**Chapitre III : Présentation de la zone d'étude ..... 58**
**III.1 Introduction ..... 55**
**III.2 Zone de projet ..... 55**
**III.3 Présentation de la région ..... 56**
**III.4 Géologie régionale ..... 56**
**III.5 APERCU GEOMORPHOLOGIQUE REGIONAL ..... 58**
**III.6 Paramètres Climatologie ..... 58**
**III.6.1 Température ..... 59**

III.6.2 Pluviométrie ..... 59
III.6.3 L'Olistrosomes ..... 59
III.6.4 Nappe ..... 60
III.6.5 Sismicité ..... 60
III.7 Profil géologique du site ..... 60
III.8 Reconnaissance géotechniques ..... 60
III.8.1 Désordres observes au PK 101+200 ..... 61
III.8.2Reconnaissance in situ ..... 64
III.8.2.1Organisation des essais in situ ..... 65
III.8.2.2 Interprétation des essais in situ ..... 65
III.8.2.1 Sondages carottés ..... 65
III.8.2.2 Essais pénétromètre dynamique ..... 68
Résultats obtenus ..... 69
III.8.3 Reconnaissance en laboratoire ..... 70
III.8.3.1 But ..... 70
III.8.3.2 Organisation des essais au laboratoire ..... 70
III.8.3.3 Résultats des essais au laboratoire ..... 71
III.8.3.3.1 Essais physiques ..... 71
a) Courbe granulométrique ..... 71
b) Teneur en eau w ..... 71
c) Poids volumique γ ..... 71
d) Limites d'Atterberg ..... 71
e) Teneur en carbonate $CaCO_3$ ..... 72
III.8.3.3.2Essais mécaniques ..... 72
a) Appareil de cisaillement direct ..... 72
b) Essai œdométrique ..... 73
III.8.3.3.3 Essais chimique est mécaniques ..... 75
III.9 Exploitation et interprétation des résultats ..... 75
III.10 Conclusion ..... 77
Chapitre IV : Etude de la stabilité de site d'étude ..... 83
IV.1 Introduction ..... 79
IV.2 Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4) ..... 79
IV.3 Exécution de calcul par Talren 4 ..... 81

IV.4 Etude de stabilité à l'état initial ..... 82
IV.4.1 Présentation des caractéristiques du talus ..... 82
IV .4.2 Les couches de sols existants ..... 82
IV.4.3 Résultats ..... 84
IV.4.3.1 phase initial ..... 84
IV.4.3.3 Méthode Perturbation ..... 86
IV.4.4.1 Etude de stabilité avec confortement ..... 87
IV.4.4.1.1 Cas du glissement RN1 PK101+200 ..... 87
IV.4.4.1.2 Matériaux utilisés ..... 88
IV.4.4.2 Méthode Bishop ..... 89
IV.4.4.3 Méthode perturbation ..... 90
IV.5 Conclusion ..... 91
Conclusion Générale ..... 97
CONCLUSION GENERALE ..... 92
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES ..... 94
ANNEXES ..... 98

## *Chapitre I*

**Figure I-1: Chutes de blocs à Bejaïa (aokas) (Kanouni et Bacha,2019)…..…… 4**
**Figure I-2 : Aspect de l'écroulement (Benyahia et al. 2010)……..… 4**
**Figure I-3 : Photo ou image montre le coulé de boue (écoulement) à Vatagna (Moiriat, 2002)…… 5**
**Figure I-4 : (A) Le mécanisme de l'écroulement (Benaouda et Mami, 2019). (B) photo réeld'effondrement (Saint-Pryvé Saint-Mesmin, Loiret, 2010)…… 5**
**Figure I-5: Affaissement sur la route nationale n° 24 reliant Bejaia à Tizi-Ouzou (Bouteraaet Bendaas, 2019)…… 6**
**Figure. I-6: Exemple de Fluage (Philipponnat et Hubert, 1997)……..... 6**
**Figure I-7 : Schéma descriptif d'un glissement plan…… 7**
**Figure I-8: Glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en 1442 (Glissement plan classé en 2014), (Source : Géosciences et Archéologie en Pays d'Oc) (in Meziani, 2018)…… 8**
**Figure I-9: Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel…… 8**
**Figure I-10: Glissement rotationnel d'Oso survenu à Washington, USA le 22 mars 2014……..... 9**
**Figure I-11: Glissement rotationnel complexe…… 9**
**Figure I-12: Les désordres observés au niveau du glissement d'Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014)…… 10**
**Figure I-13 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement…… 10**
**Figure I-14: Glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès)…… 11**
**Figure I-15 : Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain (Aissa etHaddouche, 2011)..... 12**
**Figure. I-16: Les déformations dans la ville d'Ain El Hammam (Bouaziz et Melbouci, 2014)…… ..... 14**
**Figure I-17 : image satellite de glissement d'El kherba a Mila (chabou, 2020)…… 15**
**Figure I-18:Le Talus du Ciloc (MEDJITNA, 2008)…… 16**
**Figure I-19: Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation….. 17**
**Figure I-20: Photographies montrant les évolutions du glissement de la Clapière surveillé depuis 1976 jusqu'à 2002, Clapière, Alpes-Maritimes, France (Centres d'études techniquesde l'équipement) (Meziani, 2018)…… 25**
**Figure I-21: a) Déplacement entre le 09/12 et le 09/14 en rouge et entre le 09/12 et le 10/14 en bleu. b) Déplacements cohérents entre les deux dates. c) Zoom sur le mouvement étudié.Les flèches blanches représentent le sens des déplacements et les traits jaunes la limite de glissement (DESRUES et al, 2017)…….. 26**
**Figure I-22: glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne (Dewez Tet al., 2005)……. 27**
**Figure I-23: L'approche dendro-géomorphologique utilisée dans la reconstitution des évènements et le suivi des mouvements de terrain (Astrade et al. 2012)…… 28**

## *Chapitre II*

**Figure II-1 : surface de rupture (Merriane, 2003)…….. 31**
**Figure II-2: Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente……..... 33**
**Figure II-3: Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement….. 35**
**Figure II-4 : Glissement circulaire : méthode des tranches (Durville Et Sève, 1996)…. 36**
**Figure II-5: Abaque de coefficient de stabilité de TAYLOR…… 37**
**Figure II-6: Les forces appliquées pour la méthode de Janbu (Durville, Seve., 1996)… 41**
**Figure II-07: Représentation des forces sur une tranche (Benouis, 2010)……... 41**
**Figure II-08: Résultante des forces parallèles…… 42**
**Figure II-09: représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthodede Spencer…….. 43**
**Figure II-10: les coordonnées pour une surface de rupture non circulaireUtilisée dans la méthode de Spencer……. 43**
**Figure II-11: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Morgenstern and Price, 1965)…… 45**
**Figure II-12: Mise en œuvre de la méthode des perturbations (FAUR, 2000)……. 45**
**Figure II-13: Exemple de calcul de stabilité par la méthode des éléments finis (Durville etSève, 1996)…… 47**
**Figure II-14. Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993)…… 48**
**Figure II-15. Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993)……. 49**
**Figure II-16: La méthode pseudo-statique d'après (De Melo, 2000)……. 50**
**Figure II-17: Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003)…… 52**

## *Chapitre III*

**Figure III-1 : extraite de « Google » présente la localisation approximative de la zone affectée par le glissement…… 55**
**Figure III-2: Vue générale du relief (versant amont, versant aval)…….. 56**
**Figure III-3: Extrait de la carte topographique de Médéa……. 56**
**Figure III-4: Extrait de la carte géologique N°86…… 57**
**Figure III-5: Diagramme ombrothermique de la région d'ouzera wilaya de Médéa…… 59**
**Figure III-6: Ruptures, éboulis……... 61**
**Figure III-7:Ruptures menaçant le pylône…… 61**
**Figure III-8: Résurgences……. 62**
**Figure III-9: Gabions supérieurs déformés…… 62**
**Figure III-10: Gabions inférieurs posés le long d'une ravine…… 63**
**Figure III-11: Fissure colmatée…….. 63**
**Figure III-12: Entrée et sortie du collecteur transversal…… 64**
**Figure III-13 : Déviation actuelle des eaux de ruissellement…….. 64**
**Figure III-14: Carte d'implantation des essais de carottage…….. 66**

**Figure III-15 : lithologie de caisse à carotte du SC1…… 66**
**Figure III-16: Réalisation du SC1……. 67**
**Figure III-17 : Réalisation du SC2…… 67**
**Figure III-18: Caisse à carotte du SC3…….. 68**
**Figure III-19 : Profil géotechnique glissement de terrain PK101+200 sur RN1…… 68**
**Figure III-20: courbe de pénétromètre dynamique (1)…… 69**
**Figure III-21 : Courbe Analyse Granulometrique SC1…….. 74**
**Figure III-22 : Courbe d'essai de Cisaillement Rectiligne SC1…… 75**
**Figure III-23 : Courbe d'essai d'Oedometrique SC1…… 77**

## ***Chapitre IV***

**Figure IV.1: Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées)……. 80**
**Figure IV.2: Gestion du phasage et des situations en Talren 4…… 81**
**Figure IV.3: Affichage graphique des résultats……. 81**
**Figure IV.4: Description générale du projet (RN1 PK101+200)……. 82**
**Figure IV.5: Définition des pondérations /sécurité partielle (RN1 PK101+200)…… 83**
**Figure IV.6 : Surface de rupture circulaire en recherche automatique…… 83**
**Figure IV. 7: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.78 (avec séisme)…….. 84**
**Figure IV.8: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.95 (sans séisme)…..... 85**
**Figure IV.9: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.91 (avec séisme)…… 85**
**Figure IV.10: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 1.07 (sans séisme)…… 85**
**Figure IV.11: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.79 (avec séisme)…… 86**
**Figure IV.12: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.94 (sans séisme)…… 86**
**Figure IV.13: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.9 (avec séisme)…… 86**
**Figure IV.14: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 1.07 (sans séisme)…… 87**
**Figure IV.15: Définition le gabionnage…… 87**
**Figure IV.16: Définition de tirant……. 88**
**Figure IV.17: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.22 (avec séisme)…… 89**
**Figure IV.18: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)…… 89**
**Figure IV.19: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.19 (avec séisme)…… 89**
**Figure IV.20: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)……. 89**
**Figure IV.21: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.22 (avec séisme)……. 90**
**Figure IV.22: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)…… 90**
**Figure IV.23: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.19 (avec séisme)……. 90**
**Figure IV.24: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)…….. 90**
**Figure IV.25: plan de masque de protection……. 91**
**Figure IV 26 : plan de masque de protection en enrochement……. 91**

## Liste des Abréviations et des symboles

### *Chapitre I*

**Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (BENOUIS, 2010)…… …….. 12**
**Tableau I.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme (BENOUIS, 2010) ……. 12**

### *Chapitre II*

**Tableau II.1 Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage (Durville et Sève, 1996)…… 32**
**Tableau II-2 : Nombre de stabilité de TAYLOR…… 38**
**Tableau II-3. Zones sismiques selon (RPA99 version 2003)……. 52**
**Tableau II-4. Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version 2003)…… 53**
**Tableau II-5. Catégories des sols selon le RPA99 (version 2003)…….. 53**
**Tableau II-6: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003)……. 54**

### *Chapitre III*

**Tableau III.1: Données climatiques de la région d'ouzera wilaya Médéa pour la période…….. 58**
**Tableau III.2 sont récapitulées Les profondeurs de refus atteintes…… 69**
**Tableau III.3 ci-après donne les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire…… 73**
**Tableau III.4: Récapitulatif des caractéristiques physiques…….. 74**
**Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristique chimique est mécaniques……. 75**

### *Chapitre IV*

**Tableaux IV.1 Les propriétés physiques et mécaniques des couches de sol existant dans le cas de glissement (RN1 PK 101+200) sont résumés dans les tableaux IV.1…… 82**
**Tableau IV.2 effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (sans confortement)…….. 84**
**Tableau IV.3 effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (avec confortement)…… 88**

## Liste des Abréviations et des symboles

### Abréviations

**MEF** Méthode des éléments finis.

**MC** Modèle de Mohr Coulomb.

**HSM** Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).

**SSM** Soft Soil Model.

**SSCM** Soft Soil Creep Model

**N** Résultante des composantes normales

**P** Le poids des tiges (Kg)

**Pc** Pression de consolidation

**DTP** Direction des Travaux Publics

**SIG** Système Information Géographique

**ADRGT** Association pour le Développement des Recherches sur le glissement de terrain

**SAGE** Société Alpine de Géotechnique

**BRGM** Bureau de Recherches Géologiques et Minières

**CGS** Centre de Génie sismique

**SC** Sondage Carotté

**ONM** Office Nationale de Météorologie

**RPA** Règlement Parasismique Algérien

**Nγ, Nx** **Les** facteurs de portance, et ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol

### *Les symboles*

**Mm** Moment moteur.

**Mr** Moment renversement.

**Fs** Le coefficient de sécurité.

$\tau_{max}$ Résistance au cisaillement maximale mobilisable.

$\tau$ Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

$W_L$ Limite de liquidité.

$W_P$ Limite de plasticité.

$I_P$ Indice de plasticité.

**W(%)** Teneur en eau.

**C** La cohésion apparente.

**C'** La cohésion effective.

**φ'** L'angle de frottement effective.

## Liste des Abréviations et des symboles

| | |
|---|---|
| **φ** | L'angle de frottement. |
| **σ** | Contrainte normale. |
| **σ'** | Contrainte effective. |
| **μ** | Pression interstitielle. |
| **τ** | Résistance au cisaillement. |
| **Rc** | Résistance à la rupture en compression simple. |
| **$K_v$** | Coefficient sismique vertical. |
| **$K_h$** | Coefficient sismique horizontal. |
| **UU** | Non Consolidé non drainé. |
| **CU** | Consolidé non drainé. |
| **Sr** | Degré de saturation. |
| **γ** | Poids volumique. |
| **$\gamma_d$** | Poids volumique sec. |
| **$\gamma_h$** | Poids volumique humide. |
| **ν** | Le coefficient de Poisson. |
| **A** | La section de la pointe du pénétromètre dynamique ($m^2$). |
| **A** | Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g). |
| **b:** | Largeur de la tranche. |
| **$Ca_h$** | Coefficient d'accélération sismique horizontal. |
| **$Ca_v$** | Coefficient d'accélération sismique vertical. |
| **Cc** | Indice de compression. |
| **Cg** | Indice de gonflement. |
| **Cr** | Cohésion du remblai. |
| **Cs** | Cohésion du sol |
| **Cc** | Coefficient de courbure |
| **Cv** | Coefficient de variation |

# INTRODUCTION GENERALE

# INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrains sont des phénomènes géologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un grand danger pour la population, à cause du dommage qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes. Ces phénomènes sont très variés en Algérie et par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) (**Bougdal et al ., 2013 ; Bourenane et al., 2016 ; Meziani et al.,2019)**. Ils sont difficilement prévisibles, et en particulier les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents.

L'impact de ces phénomènes affectant les pentes naturelles ou artificielles (déblais et remblais), généralement causés par de fortes pluies, érosion de berge, séisme, etc., ou sous l'action de l'homme, tels que les travaux de terrassements ou la déforestation (**Dikau., 1996 ; Martins-Campina., 2005 ; Djerbal L et Melbouci B., 2012 ; Ciabatta et al., 2016)**. À travers cela, l'un des devoirs de l'ingénieur géologue et du géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus pour prévenir d'éventuels dégâts (D'une façon générale, il est nécessaire d'effectuer une étude approfondie et une recherche permettant l'évaluation de la stabilité des glissements de terrain).

**Objectif de travail**

Le travail effectué dans cette étude consiste à établir une étude de confortement du Glissement de Terrain situé côté du AIN EL MELH (Projet de la pénétrante ouzera-Médéa), l'étude s'intéresse à la vérification de la stabilité de ce talus par le calcul de son coefficient de sécurité et de prévoir un moyen résistant pour stabiliser ce glissement.

❖ **Plan de travail**

Le mémoire est structuré en quatre chapitres à savoir :

Une introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs à atteindre ;

- **Le premier chapitre** présente une synthèse bibliographique sur les mouvements de terrain. On définira en premier lieu les classifications de mouvement de terrain, et en particulier les différente types des glissements de terrains et les principales facteurs qui peuvent mobiliser ces glissement, ce qui nous permettra d'envisager en second lieu les processus d'une étude de glissement et se termine par les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain.

- **Le deuxième chapitre** présente principalement les méthodes de calcul de stabilité à savoir: les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.
- **Le troisième chapitre** présente une description géologique, hydrogéologique, hydrologique climatique et sismique, ainsi que tous les paramètres géotechniques déduits à partir des investigations géotechniques réalisées sur la zone d'étude.
- **Dans le quatrième chapitre** sera consacrée au calcul des coefficients de sécurité en utilisant le logiciel « Talren 4 version 2.0.3» pour proposer et choisir la solution technique adéquate pour chaque cas de glissement.

En dernier lieu, des conclusions essentielles, des recommandations et quelques perspectives seront dégagées.

Dégagées.

# Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain

## I.1 Introduction

Le géologue définit les mouvements du sol comme une manifestation de l'instabilité de la surface de la croûte terrestre sous l'effet conjugué de la gravité et des agents de l'érosion. . Ils représentent, pour l'homme, des signes perceptibles de l'évolution géologique **(Martins-Campina, 2005**).

Depuis les premières classifications des mouvements de terrain **(Colas and Pilot 1976 ; Varnes., 1978 ; Crozier 1986 ; Gervreau et al. 1992 ; Dikau et al., 1996)**, Une grande variété de mouvements gravitaires a été reconnue en fonction de leur nature, de leur cinématique ou de leur dynamique. que : les éboulements, les effondrements, les glissements, le fluage, les affaissements et les effondrements (**Dikau et al. 1996**).

Voilà pourquoi nous devons prendre en considération ces phénomènes et leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements (**Sellami et Belamri, 2014**).

Le présent chapitre a pour objet de définir en premier lieu les différents types de mouvements au sol en fonction de leur vitesse et de la morphologie de leur surface de rupture, d'envisager en second lieu les principales causes (les facteurs) qui peuvent mobiliser les mouvements de terrain, et les processus d'une étude de glissement de terrain (géologique, géotechnique…) les éléments morphologiques composant un glissement, et de citer en dernier lieu les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain.

## I.2 Classification des mouvements de terrain

Les mouvements du sol sont des mouvements relatifs du volume du sol ou du sous-sol qui ont lieu à des vitesses variables. Ces phénomènes naturels sont très variés et souvent complexes, de nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, la vitesse des processus ou les mécanismes de déclenchement (**Kanouni et Bacha, 2019**). On regroupe généralement plusieurs phénomènes.

### I.2 .1 Chutes de pierres et de blocs

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et sont caractérisés par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés. (Pierre : Ø < 50cm ; bloc : Ø > 50cm), affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines (**Kanouni et Bacha, 2019**).

Ces phénomènes sont caractérisés par des taux de baisse élevés et une très longue distance de

transport. (**Oumansour, 2019**) comme elle est représentée sur la **figure. I-1**, blocs de pierre se sont détachés de la montagne surplombant la route, à quelque deux cents mètres à la sortie de tunnel d'aokas à Bejaïa (**Kanouni et Bacha, 2019**).



**Figure I-1:Chutes de blocs à Bejaïa (aokas) (Kanouni etBacha,2019).**

## I.2 .2 Les écroulements

C'est la chute soudaine de masses rocheuses majeures, C'est spectaculaire et dangereux. **(Bouafia, 2009).** Le mécanisme initial peut s'expliqué par le développement d'une surface de glissement inclinée. Il est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composante de la masse écroulée et par leur fragmentation intense un exemple de ce phénomène représenté sur la **figure. I-2** d'un cas d'étude d'un écroulement au niveau de la route national ***RN11*** à la commune de Damous **(Benyahia et al, 2010).**

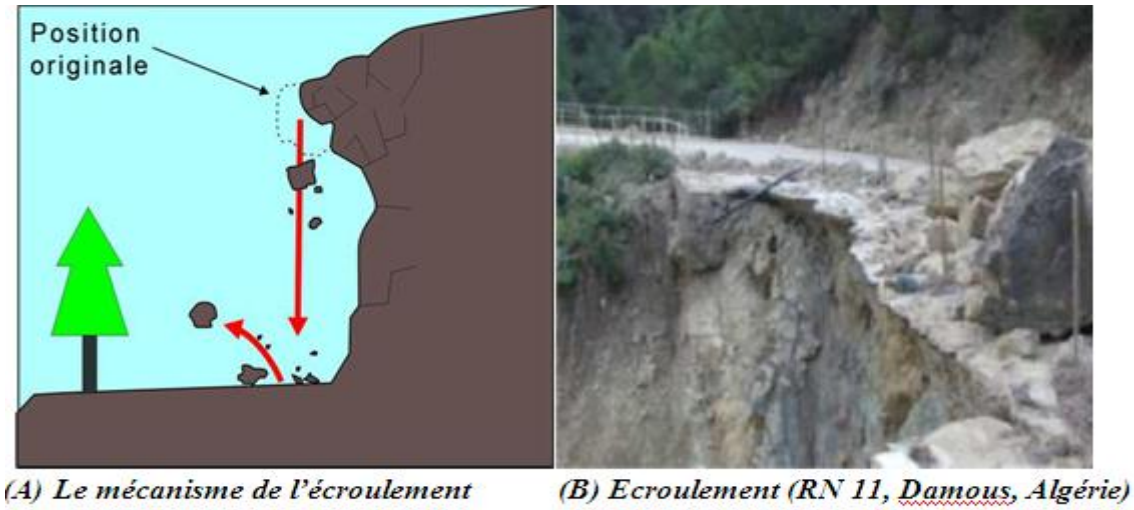



**Figure I-2:Aspect de l'écroulement (Benyahia et al, 2010).**

## I.2 .3 Les écoulements

Ce sont des écoulements visqueux ou liquides, qui se produisent dans des environnements fins, souvent remplis d'argile avec de l'eau. Ils peuvent cheminer sur des pentes de quelque degrés seulement plus le milieu est fluide plus le phénomène est brutale et étendu (**Benaouda et Mami, 2019**). Nous avons un exemple dans la figure ci-dessous où il montre coulé de boue à Vatagna (**Fig. I-3**).



**Figure I-3: Photo ou image montre le coulé de boue (écoulement) à Vatagna (Moiriat, 2002**).

## I.2 .4 Les effondrements

Les effondrements sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol dus à la rupture soudaine de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles. (Mines ou carrières), avec ouverture d'excavations (**Bouamra et Chikhi, 2015**(. Comme le montre la **Figure. I-4B** fontis de 20 m de profondeur lié à un karst ayant provoqué l'effondrement d'un pavillon.




**(A)** **(B)**

**Figure I-4 : (A) Le mécanisme de l'écroulement (Benaouda et Mami, 2019). (B) photo réeld'effondrement (Saint-Pryvé Saint-Mesmin, Loiret, 2010).**

## I.2 .5 Les affaissements

L'affaissement du sol, la déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, quand les cavités sont de petits volumes, ou situé sous un grand recouvrement. (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompriment les terrains jusqu'en surface (**Bouteraa et Bendaas, 2019)**. Nous avons un exemple dans la **figure. I-5** ci-dessous où elle montre suite à un affaissement sur 200 mètres sur 6 m de profondeur. La RN 24 coupée à la circulation à Tighremt wilaya de Bejaia (Est Algérie).



**Figure I-5: Affaissement sur la route nationale n° 24 reliant Bejaia à Tizi-Ouzou (Bouteraaet Bendaas, 2019).**

## I.2.6 Le Fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents en raison de contraintes atteignant le champ plastique et donc proches de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture. La **figure. I 6** montres qu'une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limite par une falaise, la marne flue sous le poids excessif de la falaise de calcaire, risquant d'entrainer la fissuration du banc de calcaire (**Bouamra et Chikhi ,2015**).

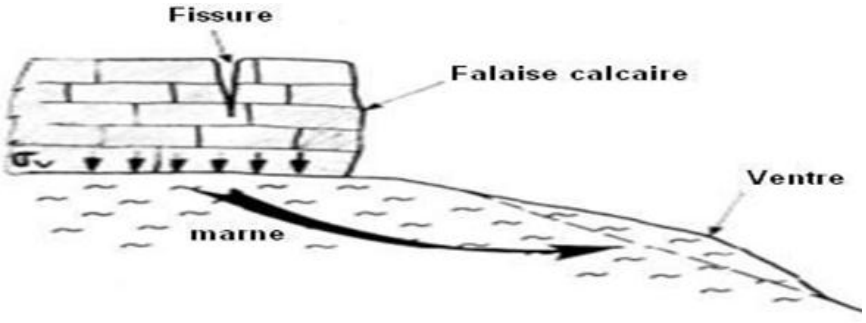



**Figure I-6:Exemple de Fluage (Philipponnat et Hubert, 1997).**

## I.2.7 Les glissements

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels (**Haoues et Loucif, 2017)**. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau (**Florence, 2011**).

Il existe des glissements de terrain de formes variées. Cette différence de formes est faite selon la forme de la surface de rupture et la nature des matériaux constituant la pente. . En se basant sur la surface de rupture, on distingue trois principaux types de glissements (**Robitaille V et Tremblay D., 1997**)

### I.2.7.1 Glissements plan (translatif)

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon (**Khelil et Senad, 2014)** (**Fig I-7).**

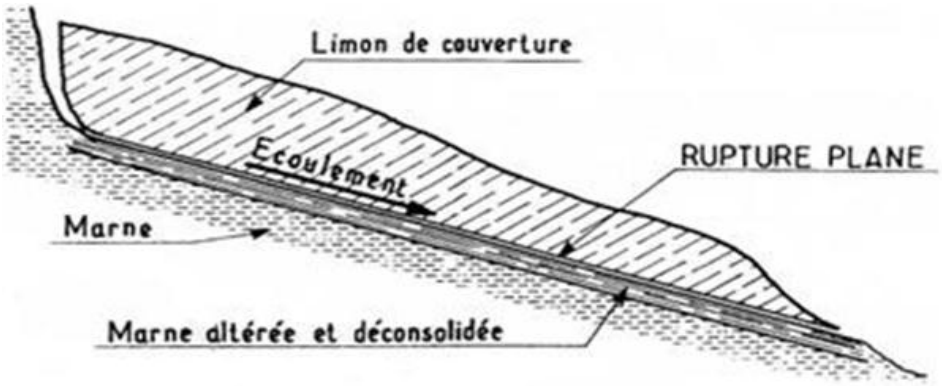



**Figure I-7:Schéma descriptif d'un glissement plan.**

On cite par exemple le glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en1442 (Glissement plan classé en 2014) **(Fig. I-8) (Meziani, 2018)**.



**Figure I-8: Glissement plan survenu dans la commune de Luc en Diois dans le département de la Drôme suite à un séisme survenu en 1442 (Glissement plan classé en 2014), (Source: Géosciences et Archéologie en Pays d'Oc)(in Meziani, 2018)**.

## I.2 .7.2 Glissements circulaires ou rotationnels

Il y a deux types de glissements rotationnels simples et complexes :

### I.2 .7.2 .1 Glissement rotationnel (circulaire) simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de fracturation d'une seule forme peut être comparée à un cylindre. Il comprend un entête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base, un bourrelet formé par des matières glissées (**Fig. I-9**) (**Martins Campina., 2005**).

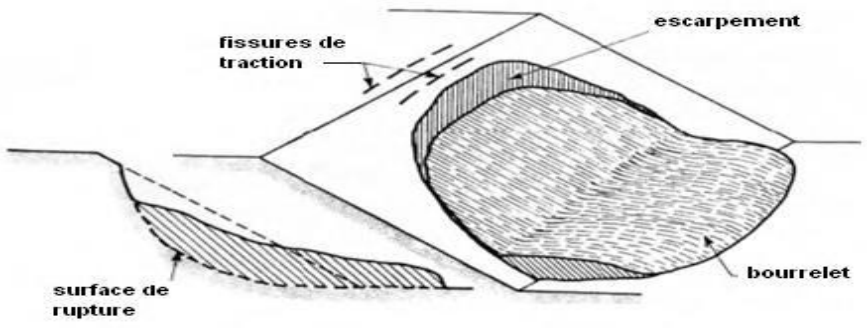



**Figure I-9:Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel**

En outre, un cas real d'un glissement rotationnel (circulaire) est survenu à l'Oso qui est un village de l'État de Washington aux Etats-Unis d'Amérique (**Fig. I-10**), du 22 mars 2014.

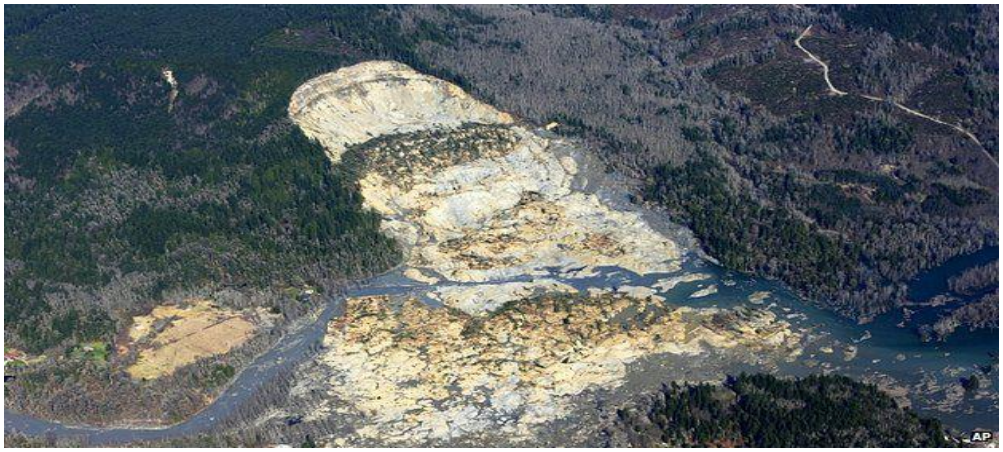


**Figure I-10: Glissement rotationnel d'Oso survenu à Washington, USA le 22 mars 2014.**

## I.2 .7.2 .2 Glissement rotationnel (circulaire) complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres (Fig. **I-11**). L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au- dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

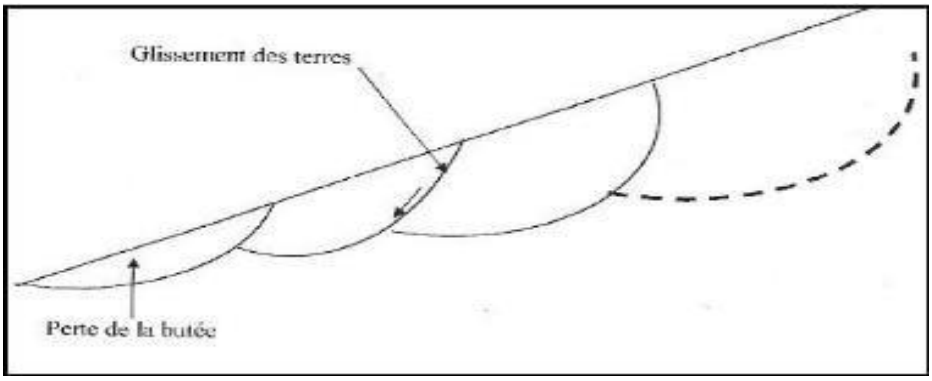



**Figure I-11:Glissement rotationnel complexe.**

Un cas réel de glissement rotationnel complexe est survenu à la ville d'Azazga où le glissement se manifeste sur des terrains formés par trois unités bien distinctes : les éboulis du Numidien, les argiles et grès sous-numidiens et les flysch argilo-gréseux crétacés. Cette instabilité est liée à la déclivité du terrain et à sa sensibilité à l'eau car le versant est soumis au processus d'érosion superficielle dû aux ruissellements et à l'érosion profonde, dans la figure. I12 ont observe des ruptures et fissurations des terrains en pente et l'inclinaison des poteaux d'électricité **(Bouaziz et Melbouci, 2014).**

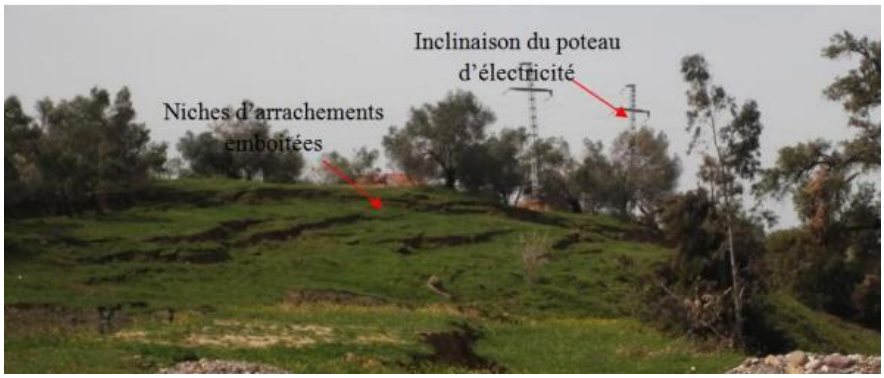



**Figure I-12: Les désordres observés au niveau du glissement d'Azazga (Bouaziz et Melbouci, 2014).**

## I.2.7.3.Quelques exemples des glissements de terrain

La géomorphologie du Nord algérien étant caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes, les mouvements de terrain constituent l'un des risques naturels les plus répondus. Ce phénomène est observé dans plusieurs wilayas du pays : Alger, Bejaïa, Constantine, Mila, Médéa, Tizi-Ouzou, etc. Ces régions connaissent des activités de cet aléa ; plusieurs versants naturels connaissent des mouvements de terrain plus ou moins étendus et actifs. On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie (**Taleb Hosni, 2019**).

### I.2.7.3.1.Bejaïa

Comme le montre la figure. **I-13,** le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à *60°* et qui est sujette à un glissement, compte tenu de la forte Pluviométrie affectant la région de Bejaïa. Il a concerné une route avec un profil mixte déblai remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de *80 m*. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses (**Benouis., 2010**).



**Figure I-13 : Fissures longitudinales dans la route affectée parle glissement.**

### I.2.7.3.2. Cas de Routes des Abattoirs Ténès(Chlef)

Le glissement des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de *10m* environ de hauteur (D'après des informations recueillies par la DTP de Chlef agissant comme maître de l'ouvrage). Ce glissement a été provoqué dans les années *80* sous l'effet des infiltrations souterraines ayant déplacé la masse de remblai composée d'alluvions récentes.



**Figure I-14:Glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès)**

## I.2.8.Les phases de glissements

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables: des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent (**Aissa et Haddouche, 2011**)

### I.2.8.1 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 (**Aissa et Haddouche, 2011**).

### I.2.8.2 Glissements de terrain inactifs

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivisent en quatre catégories : (**Aissa et Haddouche, 2011**)

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés.

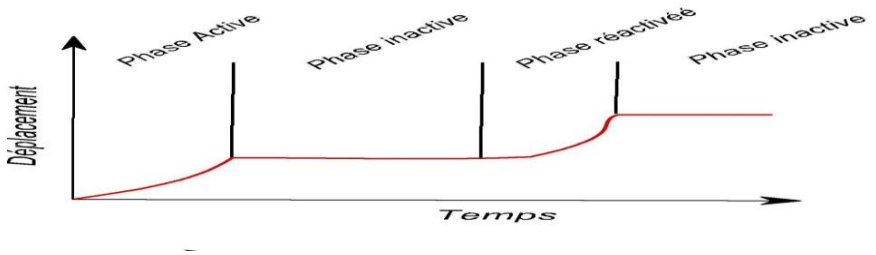



**Figure I-15 : Différentes phases de l'activité d'un glissement de terrain (Aissa et Haddouche 2011)**

## I.2.9 Classification des glissements

On peut classer le glissement par deux éléments: selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. Voir les tableaux **(Tab.I.1)** et **(Tab. I.2)**:

| **Tableau I.1:** Classification selon la profondeur de la surface de glissement **(BENOUIS,2010)** | |
|---|---|
| **Glissement** | **Surface de glissement** |
| Superficiel | 0 -2m |
| Semi-Profond | 2 -10m |
| Profond | 10 -30 m |
| Très profond | ≥30m |

**Tableau I.2 :** Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme **(BENOUIS, 2010)** :

| **Glissement** | **La vitesse de glissement** |
|---|---|
| Substabilisé, très lent | 0 – 2 cm /année |
| Peu actif, lent | 2 -10 cm /année |
| Actif (ou lent avec phase rapides | >30 cm /an |

## I.2.10 Principales causes de glissement de terrain

Très souvent, des glissements de terrain sont provoqués par un certain nombre de facteurs différents. Certaines conditions doivent être remplies pour menacer la stabilité du talus. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs **(Sellami et Belamri, 2014)**.

Les glissements de terrain se définissent comme le mouvement lent ou rapide du matériau superficiel de l'écorce terrestre, vers le bas de la pente, dû à une augmentation de poids, perte de la consistance des matériels ou autre facteur qui génère un déséquilibre dans le versant, le

matériel déplacé peut bouger de façon lente (millimètres par an), rapide et extrêmement rapide (mètres/jour) selon la topographie, le volume de la masse du sol ou de la roche, le mécanisme de rupture et l'action de l'eau, parmi d'autres facteurs. En plus, ils peuvent s'activer ou s'accélérer à cause des tremblements de terre, éruptions volcaniques, précipitations, l'augmentation du niveau des eaux souterraines, de l'érosion et de l'activité humaine. Dans ce sens, le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées **(Sellami et Belamri, 2014)**. Parmi ces causes on peut distinguer :

### I.2.10.1 Causes mécaniques (vibrations)

L'effet du séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu). Nous avons vu également que dans les milieux meubles saturés, un séisme (comme toute vibration) donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale, du milieu.

Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifi Vérifier l'état de la sismicité régionale au regard de la chronologie de l'accident.

Également l'intervention éventuelle de vibrations d'autres origines: machines vibrantes, engin de terrassement, battage de pieux, passage d'un train (**Louhaibi et Chaib, 2013**).

On outre, des cas réels des glissements activés ou réactivés par des séismes on à:

### A. Le glissement d'Ain El Hammam

Le glissement de terrain d'Ain El Hammam se situe principalement sur un terrain métamorphique schisteux et micacé. (**Geomica, 2009**). Le centre-ville de cette commune est affecté, depuis décembre 1969 (**Lntpb, 1972**), par un glissement actif et étendu. L'étude géotechnique et géophysique (8 sondages carottés et deux profils de tomographie électrique du versant instable, (**Geomica, 2009**) a montré que ce dernier est composé de schistes satinés altérés sur une épaisseur importante, surmontés par un recouvrement superficiel composé de débris de schiste emballés dans une matrice argileuse. Le versant affecté par le mouvement de terrain est incliné de 25°vers le Sud; en outre il est situé sur une zone de moyenne sismicité. Ce glissement de terrain complexe résulte de l'emboitement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture qui donnent au versant une allure en gradins. Il affecte une surface supérieure à *23.5 ha* (**Djerbal et Melbouci, 2012**). La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre la tête et le pied est supérieure à *700 m* et sa largeur au niveau du

boulevard Colonel Amirouche est d'environ *590m* avec une dénivelée entre la tête et le pied du glissement d'environ *295 m*. L'hydrologie de cette ville se caractérise par la présence de cours d'eau de type torrentiel et semi permanant traversant tout le versant instable ainsi que par l'existence de plusieurs sources d'eau dans ce dernier. Plusieurs indices de glissement ont été observés aussi bien dans les parties urbanisées en amont qu'en aval dans les parties non urbanisées, ce sont : des fissures de traction sur les chaussées et dans les constructions du boulevard Colonel Amirouche **(Fig. I-16.a)**, des ouvertures des joints de maisons mitoyennes, des ruptures des murs en gabion **(Fig. I-16.b)** (**Bouaziz et Melbouci, 2014**).




**Figure. I-16: Les déformations dans la ville d'Ain El Hammam (Bouaziz et Melbouci, 2014).**

## B. Glissement d'EL kherba Mila

L'interprétation est basée sur la cinquantaine de points localisés par GPS indiqués sur la photo Satellite ci-jointe (Fig. **I-17**) et les observations de terrain. En rouge, les surfaces principales de rupture du glissement, vue que les principaux dégâts sont localisés le long de ces deux lignes en rouge (toutes les maisons qui se sont effondrées se trouvent sur ces deux lignes, les déplacements importants sont aussi signalés le long de ces lignes. Le long de la ligne à l'ouest, les déplacements sont senestres, ceux situés sur la ligne en rouge à l'Est sont dextres. Ça s'explique bien dans le cadre de ce schéma). Les lignes en noir sont celles dont j'ai pris lespoints. Il en existe une dizaine parallèle à ces lignes. En dehors des lignes en rouge, il n'y a plus aucune trace de surfaces ni de dégâts. Les dégâts sont également importants dans les habitations situées au-dessus de la *RN79*, ce qui représente dans ce schéma, le bourrelet frontal du glissement. Au niveau de la *RN79*, il n'y a plus aucune trace de ce glissement (aucune fissuration,ni dégâts…, on est à l'extérieur du glissement) **(Chabou, 2020).**

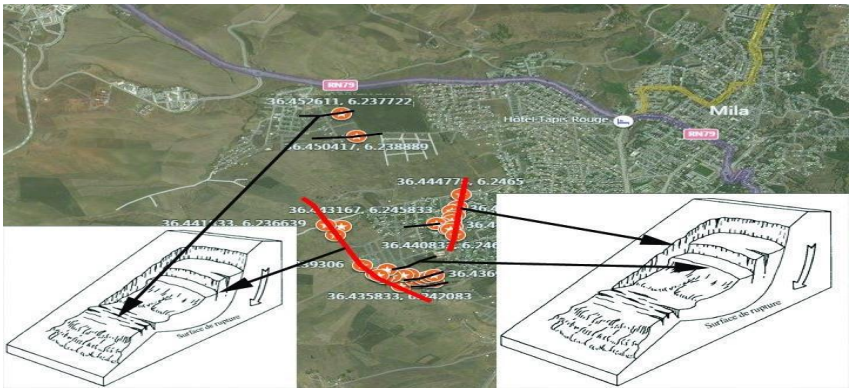



**Figure I-17:image satellite de glissement d'El kherbaa Mila (chabou, 2020).**

## I.2.10.2 Les facteurs humains de déstabilisation

Toute fois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent compromettre la stabilité. Par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entrainer la rupture du talus. La stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

### I.2.10.2.1 Les constructions sur pente

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

L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

### I.2.10.2.2 Déblai sur pente

Les terrassements inclinés, souvent construits pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent provoquer des perturbations à grande échelle.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

### I.2.10.2.3 Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- Déforestation ;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

On outre, des cas réels des glissements activés ou réactivés par des actions humains on à:

## A. Glissement de Constantine

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville (Belouizdad, l'avenue Kitouni, Bellevue, CILOC, Boussouf,Zaouch, Boudraa Salah, Benchergui, Bardo, Place Krikri, Chemin forestier, le pont de Sidi Rached et même l'université Mentouri), soit 120 h de sa superficie, et menacent près de 15000 habitations abritant une population estimée à100 000 habitants. Ces décalages ont des causes à la fois anthropogéniques et physiques, parfois anarchiques sur les pentes à la limite de la stabilité; les spécificités du sol, les déperditions d'eau dues principalement à l'obsolescence du réseau d'adduction d'eau potable sont à l'origine du phénomène.

Selon le plan de vulnérabilité de la ville de Constantine aux glissements de terrain, élaboré à partir des résultats d'études de terrain entreprises par ARCADIS EEG SIMECSOL en collaboration avec l'Université d'Alger, la cité CILOC se situe dans la classe 2 de la zone géotechnique 1 de la carte de vulnérabilité, cette classe est caractérisée par un substratum stable, peu profond, recouvert par des formations superficielles (ou d'altération) de quelques mètres d'épaisseur, sensibles à l'eau.

Cette classe est donc constructible sous réserve de la préservation ou de la restitution du drainage naturel des eaux de surface et de la réalisation correcte des ouvrages d'assainissement (**MEDJITNA, 2008)**.



**Figure I-18:Le Talus du Ciloc (MEDJITNA, 2008)**.

## B. Glissement de Tizi Bejaïa

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis inclinés plaqués contre un substrat avec une compacité plus élevée. Ces chapeaux présentent de très mauvaises caractéristiques mécaniques. En outre des circulations d'eaux

d'origines diverses ont été observées in situ (**Fig. I-19**).



**Figure I-19: Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation**

## I.2.10.3Les facteurs naturels de déstabilisation et de réactivation

Cette catégorie comprend une variété de causes naturelles qui peuvent être produites de façon individuelle ou combinée. Parmi les causes principales : la configuration de la pente, l'aspect géologique, les propriétés mécaniques et la classe de sol, l'eau, l'érosion, tremblement de terre, la météo, etc. La configuration de la pente est liée aux données géométriques que la rampe, déclivité et l'orientation des couches en relation à la pente. Géologie intervient dans le soulagement de la géomorphologie et de la stratification. Les propriétés mécaniques sont fondamentales. En effet,ils affectent la stabilité de la pente et de déterminer l'interaction des interfaces de couches. La variation due aux conditions hydrauliques comme nous le verrons ci-dessous parmi les causes directes des glissements de terrain. L'eau joue un rôle important c'est l'un des facteurs principauxde glissement de terrain. L'existence de l'eau près de la pente se produit avec de nombreuses façons que les précipitations, les rivières, les barrages, les lacs, les eaux souterraines, etc... Le taux de variations de la pression interstitielle peut être lent ou rapide en fonction de la perméabilité du sol. De plus, l'eau augmente le poids de l'unité de sol et peut conduire à une réduction des forces de cisaillement des sols que la pression des pores augmente. Divers intempéries influe également sur les pentes. Comme les cours d'eau, des produits chimiques et des actions mécaniques. L'altération mécanique est conséquence des facteurs suivants, les cycles de gel-dégel, et le changement de la température, l'érosion par les cours d'eau, le vent, les arbreset les racines de la végétation. Ces causes décomposent les roches en fragments plus petits et réduit la résistance au cisaillement du sol en raison de la puissance développée par les forces physiques. L'effet de l'altération chimique peut être influé après quelques jours à plusieursannées. Changements Chimiques en raison des facteurs suivants : les acides dans l'eau de la rivière, dans l'air, et sous la pluie. En plus des propriétés

du matériau de la pente, l'altération chimique dépend d'autres facteurs tels que le climat, les détails géologiques, et le drainage. Les actions de ces facteurs minéraux de dégradation du sol à de nouveaux composites. Bjerrum (1967) a discuté de l'altération chimique dans les argiles consolidées, dans son document de l'état de l'art sur la rupture progressive de la pente dans plus argiles plastiques consolidés et argile- shales. Il y a beaucoup d'autres causes dans cette catégorie comme les éruptions volcaniques qui nécessitent des considérations et de surveillance particulières. Dans l'enquête de la stabilité des pentes, il est une tâche importante de connaître les causes et comprendre l'évolution du mécanisme de rupture (**Taleb Hosni, 2019**).

## I.3 Processus d'une étude de glissement

C'est une étude in situ et en laboratoire qui définit toutes les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terres en place. Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études de tous travaux de génie Civil. Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques **(Bendjeddou, 2015).**

### I.3.1 Repérage topographique de la zone instable

Des cartes topographiques de petite taille sont souvent approximatives pour localiser un accident localisé. Il en est de même des cartes cadastrales sans plages altimétriques. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur dans lequel se situe la zone instable, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés. Il est toujours prudent lorsqu'on entreprend des travaux importants (notamment des terrassements) sur un versant en principe stable, de mettre préalablement en place des repères géométriques, et d'en faire des levés réguliers en cours des travaux. On peut ainsi détecter une amorce de mouvement et donc intervenir à temps pour limiter son développement (**Sellami et Belamri, 2014).**

### I.3.2 Etude géologique

Toute étude de stabilité doit nécessairement comporter une étude géologique détaille afin de préciser la nature des formations intéressées par le mouvement, leur épaisseur, leur pendage,

la nature et l'épaisseur des terrains de couverture masquant les formations en place et pour cela on réalise une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente. Il importe en particulier de mettre en évidence :

La nature et la géométrie des formations : on recherche spécialement la nature du matériau d'altération s'il existe, la présence d'intercalations perméables, l'existence de failles de zones broyées par des accidents tectoniques, des fissures ou microfissures.

- La forme géométrique du substratum: Nous donne des indications sur l'éventualité d'une alimentation hydraulique par tout ou partie du substratum, et nous fournit une carte du toit du substratum ce qui permet de déceler la direction dans laquelle les matériaux sont appelés à se déplacer.
- La présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières et notamment de couches plastiques ou très anisotropes, de surfaces de glissement préexistences ou de fragilités particuliers.

Cette étude géologique est à compléter obligatoirement par une étude hydrologique et hydrogéologique **(Itatahine et Ouaad, 2019).**

### I.3.3 Etude hydrologique et hydrogéologique

Compte tenu du rôle joué par l'eau, l'étude hydrologique et hydrogéologique représente le complément indispensable de l'étude géologique. Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer **(Lakebal et Messaour, 2015).**

### I.3.4 Etude géophysique

Le principe est de mesurer diverses caractéristiques physiques des terrains à partir de la surface. Les méthodes sont approchées mais permettent d'intéresser des zones étendues. En général on doit utiliser plusieurs méthodes permettant des recoupements. **(Oucif et Boukmedja**, **2019**).

### I.3.4.1 Magnétiques

Le magnétisme est peu utilisé pour la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode est fondée sur la détection d'anomalies du champ magnétique terrestre. La seule application constatée en génie civil est la recherche d'objets enfouis contenant beaucoup de fer. Par exemple on peut vérifier qu'il n'y a pas d'épaves de péniches métalliques au fond d'un fleuve. Concernantl'étude des anciennes décharges, les méthodes électromagnétiques du type dipôle - dipôle sont faciles l'emploi et très efficaces pour détecter les métaux mais la Technique magnétique fondée sur la mesure d'un gradient vertical du champ magnétique est très légère et conduit à une excellente résolution lors de la détection **(Itatahine et Ouaad, 2019).**

### I.3.4.2 Prospection gravimétrique

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol**.** La gravimétrie est une méthode de prospection qui permet de déterminer des anomalies de densité dans le sous-sol.

### I.3.4.3 Prospection électrique

La prospection électrique, et en particulier la méthode de résistivité électrique rho (ρ) est de type galvanique. Des électrodes sont nécessairement en contact avec le milieu prospecté. Un premier jeu d'électrodes ou dipôle électrique crée un champ électrique artificiel continu (en pratique de fréquence assez basse pour que les courants aient le temps de se stabiliser) dans le milieu. Sous l'effet de ce champ, les porteurs de charges (ions, électrons) se mettent en mouvement tentant de rétablir l'équilibre électrique du milieu. Ce déplacement de charges est une migration de charges libres : on parle de conduction ohmique, responsable d'un courant électrique et d'une différence de potentiel associée. Cette différence de potentiel est mesurée entre deux autres électrodes (ou dipôle), dites passives. Par approximation au régime électrique stationnaire, la loi d'Ohm (U=RI) est utilisée. Elle permet de caractériser le milieu par sa résistance R (ou résistivité tenant compte du volume du milieu investi) à partir de la mesure de différence de potentiel U et du courant I **(Braekken et van Nostrand, 1966).**

### I.3.4.4 Prospection sismique

La prospection sismique est une méthode de prospection géophysique qui permet de visualiser les structures géologiques en profondeur grâce à l'analyse des échos d'ondes sismiques. Il ne faut pas la confondre avec la sismologie, qui est l'étude des ondes sismiques et des séismes pour eux-mêmes. Les ondes sismiques étudiées peuvent avoir des causes

naturelles (séisme) ou artificielles (camion vibreur, explosif, canon à air, etc.) Dans tous les cas, elles suivent les mêmes lois de propagation que les ondes lumineuses. Les trois grandes techniques de prospectionsismique sont **(Itatahine et Ouaad, 2019)**

- **La diagraphie acoustique**

La diagraphie acoustique utilise la transmission directe des ondes pour mesurer la vitesse du son dans les roches traversées par un forage.

- **La sismique réfraction**

La sismique par réfraction utilise la propagation des ondes le long des interfaces entre les niveaux géologiques. Cette méthode convient en particulier à certaines applications de génie civil et d'hydrologie. Elle permet d'estimer le modèle de vitesse et le pendage des couches.

- **La sismique par réflexion**

Principe de la sismique par réflexion étudie la réflexion d'ondes sismiques aux interfaces entre plusieurs couches géologiques. Elle permet d'avoir une image 2D ou 3D de surfaces typiquement de l'ordre de 1000 $km^2$ pour des profondeurs inférieures à 10 km qui permet ensuite aux géologues des compagnies pétrolières d'estimer les probabilités de trouver du pétrole. Une étude sismique se décompose en 3 grandes étapes :
Acquisition des données sismiques ;Traitement des données ; Interprétation.

## I.3.5 Etude géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité auglissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C, φ, γ et E, mesurables au laboratoire (**Bouafia, 2009).** Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

### I.3.5.1 Les essais in-situ

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés. Ils sont relativement pas onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs repartis de façon anarchique qui stoppent l'avancement des outils.

Parmi ces essais, on cite Pénétromètre statique, pénétromètre dynamique, pressiométre et scissomètre... (**SELLAMIet BELAMRI, 2014).**

## I.3.5.2 Les essais au laboratoire

Les essais réalisés dans laboratoire sont **(BENOUIS, 2010)**

## I.3.5.2.1 Essais identification

- **Teneur en eau naturel**

Elle définit le rapport en % du poids d'eau $W_w$ que le sol contient au poids Wd de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures àl'étuve à *105°C.*

- **Analyse granulométrique**

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations:

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 µm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80µm.

- **Les limites d'Atterberg**

Les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Cet essai a été établi par l'agronome suédois Atterberg. La teneur en eau d'un sol peut en effet beaucoup varier au cours des opérations de terrassements. Pour la fraction fine (graviers exclus), la cohésion tient à la présence d'eau : parfaitement sec, le matériau serait pulvérulent. Au-dessus d'une certaine teneur (limite de plasticité), on peut le pétrir en forme de boudin, de boulette ou de fil. Pour une teneur plus forte (limite de liquidité), il forme un liquide, visqueux, qui ne conserve pas la forme qu'on lui a donnée. La détermination, soigneusement normalisée, de ces deux teneurs caractéristiques appelées limites d'Atterberg, est un élément important d'identification, et permet déjà de prévoir certaines propriétés.

## I.3.5.2.2 Essai mécaniques

- **Les essais de cisaillement**

Plusieurs d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement. Par exemple il y a des appareils de cisaillement in situ (scissomètre, pénétromètre) qui permettre de déterminer la résistance de cisaillement in situ. Mais deux appareils en laboratoire ont été

spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou boite de Casagrande et l'appareil à compression triaxiale ou triaxial.

- **Essai Oedométrique**

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établi des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

- **Les essais de compactage**

Ils ont pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé et à mesurer le poids volumique sec obtenu. L'essai est recommencé pour différentes teneurs en eau. Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié. Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont en abscisse : la teneur en eau et en ordonnée : le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. Ce maximum définit la teneur en eau et le poids volumique max.

## I.4 Les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain

Le processus d'un aléa est un processus physique impliquant l'occurrence temporelle d'événements ponctuels, l'intervalle de temps entre les événements étant généralement irrégulier **(Dewitte, 2006)**. Il est très nécessaire d'évaluer le niveau d'aléas géologiques et climatiques vis à-vis de grands risques des mouvements de terrain du fait qu'ils ont tous au moins une cause d'activation ou de réactivation d'un glissement de terrain (**Crovelli, 2000**). Par conséquent, vu les risques qui peuvent être causés par les mouvements de terrains dans différentes régions du territoire national (Algérie), plusieurs chercheurs ont mis en évidence l'étude de ces risques (**e.g.,Bougdal et al., 2006 ; Djerbal and Melbouci 2012 ; Bougdal et al.,2013 ; Guirous and Dubois 2014 ; Bourenane et al., 2015, 2016 ; Meziani et al.,2017**). Afin de diminuer les risques associés aux mouvements de terrain, il est bien évident de l'évaluer avant le déclenchement de ces mouvements (lieu, étendu, volume, menace …etc.) **(Meziani, 2018)**.

### I.4.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures

La collecte d'information liée aux mouvements de terrain antérieurs consiste en une consultation des documents et des rapports d'études réalisées sur différents aspects, à savoir les cartes topographiques et géologiques, les études géotechniques et les rapports liés aux anciennes catastrophes. Cette collecte d'informations va permettre d'avoir une vision globale et parfois détaillée sur les aléas et les risques dans une région affectée par un mouvement de terrain. Afin d'évaluer le risque de mouvements de terrain d'une zone donnée, il faut d'abord choisir une méthode d'étude efficace où la recherche doit se concentrer sur la détermination des trois facteurs principaux qui influencent l'instabilité du versant à savoir la pente topographique, la nature des formations géologiques et les précipitations antérieures (**Etienne 2007 ; Hovius et al., 2000 ;Colinand Hovius 2001 ; Ponziani et al., 2012 ; Ponziani et al., 2013 ; Calvello et al., 2013 ; Xu et al.,2015 ; Ciabatta et al., 2016).**

### I.4.2 Images satellitaires et photographies aériennes

Les images satellitaires et photographies aériennes sont fortement importantes, lesquelles sont très utilisées dans le suivi à court (mouvements rapides) et à très long terme (pour les mouvements lents) de l'évolution d'un glissement de terrain dans le temps et sur une énorme surface classée comme étant instable.

En France par exemple, le type de risque menaçant certaines régions : les glissements de terrain. Complexes et difficilement prévisibles, capables de provoquer des catastrophes majeures,ils nécessitent des mesures de prévention**.** Ainsi, le glissement de la Clapière (Alpes-Maritimes) est particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centres d'études techniques de l'équipement (**CETE**) d'Aix-en-Provence. Ce phénomène atteint une hauteur de plus de 650 mètres, ce qui fait de lui le plus grand glissement actif d'Europe. L'écoulement, amorcé depuis quelques années, est dû à une masse instable, de l'ordre de 50 millions de m3, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, il est susceptible de barrer la vallée de la Tinée. . Il provoquerait alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et, en cas de rupture de ce barrage instable, la destruction, par la vague déferlante, des villages situés en aval (**Fig. I-20**) **(Meziani, 2018)**.

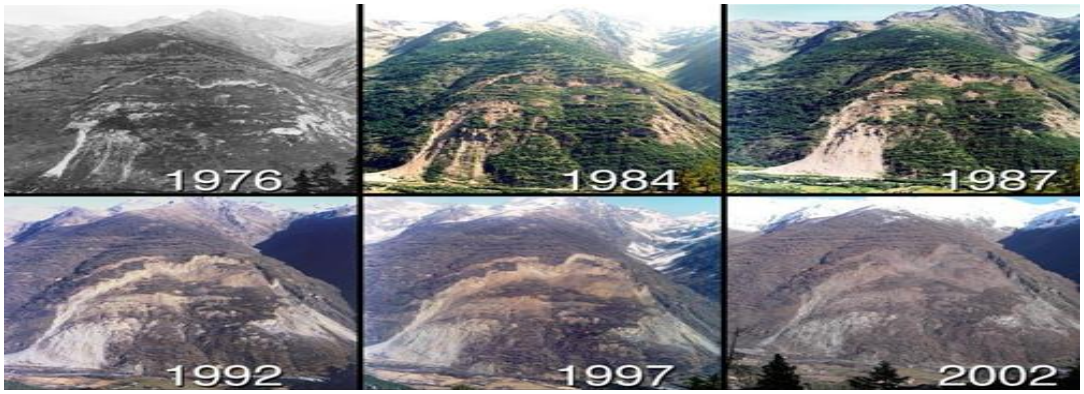



**Figure I-20: Photographies montrant les évolutions du glissement de la Clapière surveillé de puis 1976 jusqu'à 2002, Clapière, Alpes-Maritimes, France (Centres d'études techniques de l'équipement) (Meziani, 2018).**

La technique du système d'information géographique (**SIG**) constitue un outil de plus en plus accessible et performant pour l'étude des mouvements de terrain et leur évolution spatio-temporelle. Il permet d'avoir des vues synoptiques et répétitives de ces phénomènes à différents pas de temps (**Carrara and Pike 2008 ; Alexander 2008 ; Conoscenti et al., 2008).**

La SAGE (Société Alpine de Géotechnique) est souvent sollicitée pour mettre en place des méthodes de suivi afin de caractériser des mouvements de terrain et d'assurer la sécurité des personnes et des infrastructures. L'imagerie du sous-sol et du sur sol font partie des techniques de suivi développées par le pôle recherche assuré par l'A.D.R.G.T (Association pour le Développement des Recherches sur les glissements de Terrain). Dans ce cadre, deux méthodes d'imagerie du sur sol ont été étudiées et testées au cours du stage1 : l'imagerie satellitaire à partir d'images optiques pléiades, réalisée avec l'IS Terre (Institut des Sciences de la Terre), et la photogrammétrie terrestre. L'un des objectifs principaux était de valider l'apport de la télédétection optique VHR pour la détection des mouvements précurseurs à des ruptures majeuressur des glissements de terrain.

Par exemple le glissement de terrain du Tunnel du Grand Chambon est situé au niveau d'un lac de barrage et permet de relier Grenoble à Besançon. Le glissement de terrain survenu en Avril 2015 (rupture du versant) menaçait dès lors à la fois la départementale traversant le tunnel, et la vallée en aval du barrage. L'étude d'images satellites acquises, cette fois-ci, avant 2015 a permis de montrer la présence de champ de déformations pré-rupture au niveau de la zone de glissement.Il en résulte en effet que des déplacements maximums de 1.5 m (+/- 0.15 m) en deux ans (2012- 2014) ont pu être détectés dans la zone de glissement (**Fig. I-21**) ainsi que des déplacements de l'ordre de 2 à 3m (+/- 0.6 m) dans des zones de déformation non

connues. Les différents paquets de déformations détectés autour de la zone glissement et qui sont visibles sur la **Figure. I-21** reflètent des mouvements probablement induits par la végétation **(DESRUES et al, 2017).**

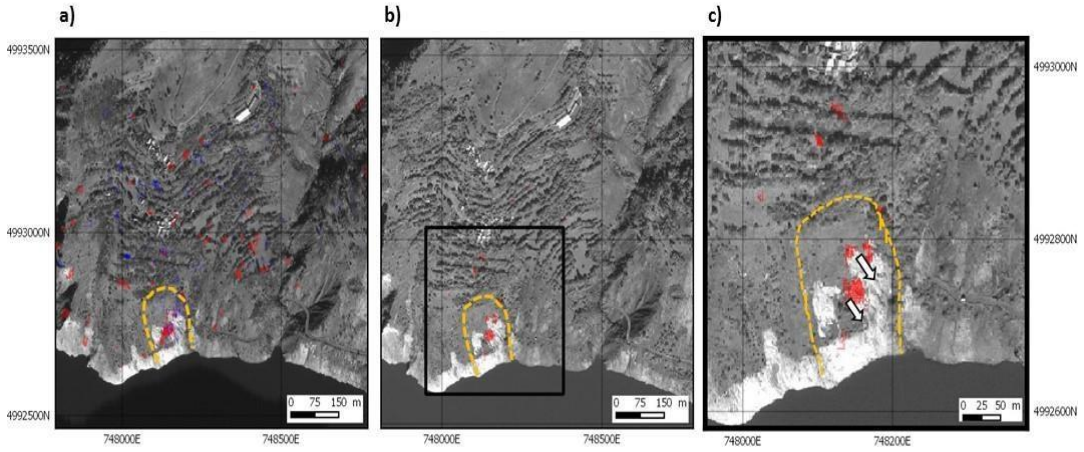



**Figure I-21: a) Déplacement entre le 09/12 et le 09/14 en rouge et entre le 09/12 et le 10/14en bleu. b) Déplacements cohérents entre les deux dates. c) Zoom sur le mouvement étudié. Les flèches blanches représentent le sens des déplacements et les traits jaunes la limite de glissement (DESRUES et al, 2017).**

## I.4.3 Utilisation de système de positionnement global «GPS

Le système de position global (Global Position System; **GPS**) est une technique de positionnement satellitaire largement utilisée en géophysique, en particulier pour la mesure des déformations actives de la croûte terrestre. Aussi, il est utilisé également pour la surveillance en continu des mouvements de terrain (**Malet et al. 2000 ; Malet et al., 2002 ; Yi et al., 2017**). L'utilisation du GPS pour le suivi des mouvements de terrain offre un avantage plus important car il délivre un positionnement tridimensionnel de précision infra-kilomètre, ce qui améliore la précision des mesures.

Les versants de la Montagne de Reims, en région Champagne-Ardenne, sont soumis à un aléa de glissement de terrain non négligeable. A la suite d'un glissement réactivé sur la commune de Boursault en Champagne en 2000, le BRGM, en association avec l'Université de Reims, a proposé un programme mettant en œuvre quatre techniques topographiques permettant de mesurer la déformation verticale du sol induite par les glissements de terrain. Du fait de l'utilisation agricole (vignobles), ces techniques ont été adaptées pour limiter la mise en place de points de repère permanent sur les sites investigués (**Dewez T et al., 2005)**.

Deux compagnes GPS ont été réalisées en mars 2004 et janvier 2005. Cependant, vu l'étendue de la tâche de comparaison des techniques sur plusieurs sites et plusieurs époques et les ressources disponibles, il a été nécessaire de recentrer l'étude sur les sites de Boursault et

Crampillon ,par exemple le glissement de terrain de Boursault est situé en rive sud de la Marne, à l'Est du village de Boursault, entre Boursault et la Chaussée de Damery. Le glissement affecte le bord du plateau boisé et descend vers le Nord en direction de la Marne (**Fig. I-22**). Des niches d'arrachement visibles dans les bois bordant le plateau montrent qu'une zone d'environ 1km par 900m, couvrant deux petits bassins versants, pourrait être potentiellement affectée par le glissement. Le versant est recouvert de vignes sur les trois quarts de sa hauteur alors que la partie supérieure et le plateau sont couverts de bois de feuillus.

Depuis novembre 2000, 9 ha de vignes ont été endommagés par une réactivation et une accélération de la partie ouest du glissement. Des mesures topographiques y ont été réalisées de manière à mesurer d'éventuels mouvements résiduels postérieurs aux travaux de remise en étatdu terrain (**Dewez T,al, 2005).**

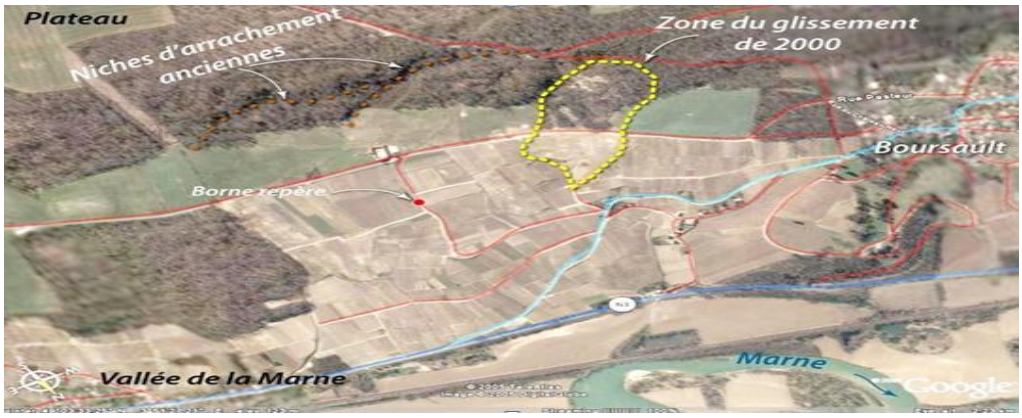



**Figure I-22: glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne (Dewez Tetal, 2005).**

Vue annotée (en direction du SW) du glissement de terrain de Boursault, dans le département de la Marne. La zone du glissement initiée en 2000 est délimitée par les pointillés jaunes. Des niches d'arrachement plus anciennes mais non datées sont détectables à la limite du plateau (pointillés bruns). Le point rouge figure la position approximative du repère local par rapport auquel les levés GPS ont été réalisés. Les traits rouge, bleu clair et bleu moyen figurent le réseau routier. (Figure basée sur Google Earth v3.0.0548 beta visité le 30 novembre 2005) (**Dewez T et al., 2005).**

## I.4.4 Dendro-Géomorphologie

Le terme Dendro-géomorphologie a été introduit en **1971** par Alestalo décrit l'étude des processus géomorphologiques basée sur l'analyse des cernes des arbres. Par ailleurs, (Schweingruber, 1996), il considère que c'est une branche de la Dendro-écologie dans le

domaine de la Dendro-chronologie. La Dendro-géomorphologie permet d'utiliser les arbres comme marqueurs de l'instabilité du milieu par interprétation des modifications de croissance des individus (**Schweingruber 1993 ; Fantucci and Mccord 1995 ; Fantucci and Sorriso-valvo 1999 ;Bachand 2010**). Par ailleurs, **Astrade et al.** (**2012**) ont rapporté que la dendro-géomorphologie repose sur le concept de "Processus/Evénement/Réponse" défini par (Shroder, 1980) qui, suite aux applications et aux développements récents (présentés dans cet article), peut être décliné en "Evénement-Changement/Impact/Réponse".

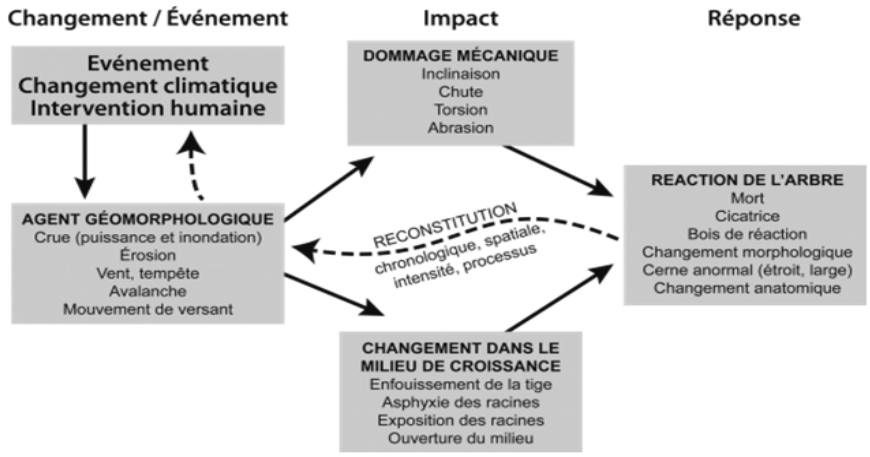



**Figure I-23: L'approche dendro-géomorphologique utilisée dans la reconstitution des évènements et le suivi des mouvements de terrain (Astrade et al. 2012).**

L' "Evénement-Changement" regroupe les processus géomorphologiques (lave torrentielle, chute de pierre, avalanche, glissement de terrain, crue, tempête), et les changements naturels et/ou anthropiques du milieu suffisamment rapides et irréversibles à l'échelle de quelques années (érosion, sédimentation, mise en eau, intervention humaine, etc.).

L' "Impact" correspond aux perturbations subies par l'arbre au moment où le processus ou le changement l'affecte. Il peut induire des dommages mécaniques directs (basculement, chute, torsion, abrasion, étêtage) et/ou une perturbation physique du milieu (sédimentation du tronc, asphyxie ou exposition des racines, ouverture du milieu, etc.). Le stress (mais aussi parfois l'amélioration des conditions de croissance) entraîne, à partir d'un certain seuil, une «Réponse» de l'arbre. Lorsque le stress est trop violent, il occasionne la mort de l'arbre. En cas de sur vie, lesréponses peuvent concerner la croissance radiale de l'arbre (cerne ou série de cernes anormalement étroits ou larges), sa morphologie (cicatrice, reprise de croissance apicale, changement d'axe, courbure, racine adventive) ou son anatomie (formation de bois de réaction, de rangées tangentielles de canaux résinifères traumatiques, modifications de la

structure cellulaire). L'identification de ces dommages et leur datation à partir des cernes permettent de reconstituer (**Fig.I-23**) :

- la chronologie des événements ou des changements avec une précision annuelle (grâce aux cernes) à mensuelle (via l'étude de la position de marqueurs anatomiques à l'intérieur du cerne). Pour valider les résultats, les données peuvent être comparées aux archives historiques et aux données météorologiques **(Stoffel et al, 2005 ; Stoffel2008 ; Corona et al., 2010).**
- l'intensité (le processus doit dépasser un certain seuil pour entraîner un stress et une réponse) ;
- l'emprise délimitée en fonction de la répartition des arbres qui présentent une réponse;
- le type de processus déterminé grâce à la position de marqueurs anatomiques dans le cerne (par ce biais, les processus d'origine torrentielle, qui se produisent plutôt pendant la période végétative, ont par exemple pu être distingués des processus avalancheux qui ont lieu pendant la période de dormance; **(Szymczak et al. 2010).**

## I.5 Conclusion

Le début de ce chapitre a été consacré à distinguer entre les différentes mouvements de terrain (Les écroulements, l'affaissement, les glissements à une classification des mouvements de terrains pour, les coulées boueuses, le fluage et solifluxion …), notamment les glissements de terrain, leurs différents types, classification selon la forme de la surface de rupture et leurs différentes causes. Les glissements de terrain sont des déplacements lents qui affectent les talus et les versants naturels, ce phénomène se déclenche par des évènements naturels. Cependant, l'action humaine est souvent prépondérante dans ce type d'aléa et constitue l'un des facteurs déclenchant de l'instabilité. L'état de risque peut être évalué à partir des données et des observations des différents paramètres du mouvement (paramètres indiquant la sensibilité du site à subir des mouvements de terrain, paramètres indiquant l'activité actuelle du mouvement, …). Nous avons vu qu'il existe plusieurs processus d'une étude de glissement de terrain et des techniques pouvant être appliquées à la caractérisation des instabilités de versant en termes de géomorphologie et d'évolution.

Par conséquent, on présente principalement les méthodes de calcul de stabilité dans le chapitre suivant afin de se renseigner sur la méthode à appliquer dans la modalisation à savoir les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.

# Chapitre II : Méthodes des analyses de la stabilité des pentes

## II.1 Introduction

L'analyse de stabilité des talus est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues (**Benaouda et Mami, 2019**). De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols **(Boukhaoua, 2017**).

Ce chapitre présent les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de stabilité des talus: les méthodes classiques (calcul en équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

## II.2 Généralités sur l'analyse de stabilité

Dès que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques mécaniques, un calcul de stabilités devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à établir pour ce phénomène a partir des valeurs du coefficient de sécurité Fs obtenu **(Benslimane et Chennine, 2014**).

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Les principales méthodes de calcul de stabilité des talus sont **(Bendadouche et Lazizi, 2013**) :

- **Les méthodes basées sur l'équilibre limite.** (Manuellement, à l'aide d'abaques, ou à l'aide d'un logiciel).
- **Les méthodes des éléments finis.** (Les méthodes basées sur l'équilibre limite).

### II.2.1 Notion de coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions, la définition de Bishop et de Frohlich **(Merrianet al., 2003)**;

**Selon Bishop**

$$F = \frac{\tau \max}{\tau} = \frac{résistanceaucisaillementmobilisable}{résistanceaucisaillementnecessaired'equilibre} \qquad \textbf{(II.1)}$$

Si : F>1, il y'a pas de rupture.

Si : F ≤ 1, il y'a rupture locale.

Avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

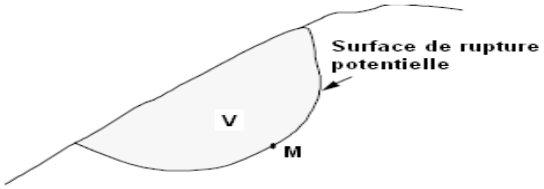



**Figure II-1 : surface de rupture (Merriane, 2003)**

$$\boldsymbol{F = \frac{effort\ résistante}{effort\ moteur}} \qquad \textbf{(II.2)}$$

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

**Selon Frohlich**

$$\boldsymbol{F = \frac{momentrésistant}{momentmoteur}} \qquad \textbf{(II.3)}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire.

❖ **Remarque**

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture.

## II.2.2 Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage

Le facteur de sécurité minimal F (ou FS) adopté est assez rarement inférieur à 1.5, il peut quelque fois être égal à 2, pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel) (**Kanouni et Bacha, 2019**). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible 1,2. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. Le ci-dessous, nous donnent les valeurs de FS en

fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure (**Kanouni et Bacha, 2019**).

**Tableau II.1 Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage (Durville et Sève, 1996)**

| FS | **État de l'ouvrage** |
|---|---|
| <1 | Danger |
| 1.0-1.25 | sécurité contestable |
| 1.25-1.4 | sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants<br>sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique |
| >1.4 | satisfaisante pour les barrages |

## II.3 Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité

Les principales méthodes de calcul de coefficient de sécurité :

- ❖ Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- ❖ Les méthodes des éléments finis.
- ❖ Les méthodes des abaques.

Dans ce travail, on utilisera les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est ; la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR; de CAQUOT ; de BIAREZ…).
- Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la« méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP…).

Dans ce qui suit, on développera la méthode des tranches, qui sera utilisée dans le cadre de notre travail.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui

tendent à la mettre en mouvement **(boushaba, 2017).**

## II.3.1 Principe de la méthode d'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide, constitué par le talus et une surface de glissement de n'importe quelle forme (ligne droite, arc de cercle, spiralelogarithmique) ; à partir de cet équilibre on calcule les contraintes de cisaillement (τ) et on les compare à la résistance disponible (τf) estimée grâce au critère de rupture de Coulomb. Cette comparaison nous donne la première indication sur la stabilité par le biais du coefficient de sécurité F = τf / τ.

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide (Culman), d'autres, par la non homogénéité, divisent le corps en tranches/blocs et déterminent l'équilibre de chacune d'elles (**Maanser et Zérara, 2018**). Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont (**Femmam, 2014**).

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle).
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges.
- Le problème est statique.
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol.
- Le sol est rigide et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure".
- La relation de Terzaghi est vraie : σ' = σ- u
- La loi de Coulomb s'applique à la rupture : τ= c' + (σ - u) tan φ
- Le coefficient de sécurité est constant le long de la courbe de rupture.
- Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximaledu sol à celle contrainte de mobilisable.

### II.3.1.1 Rupture plane

### II.3.1.1.1 Cas d'une pente semi-infinie sans écoulement

Soit un élément de volume de sol ABCD de hauteur H et de largeur b qui glisse sur sa base CD (**Gervreau, 2000**).

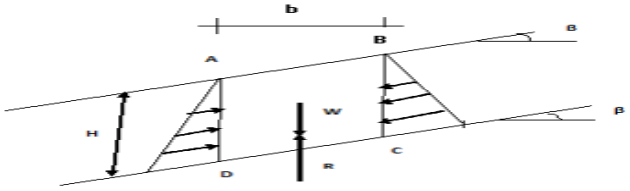



**Figure II-2:Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente.**

Les diagrammes triangulaires le long d'AD et le long de BC sont égaux et opposés. On considère que la réaction R du terrain est égale au poids W de l'élément ABCD. Cette réaction se décompose en une composante normale à la face DC notée N et une composante parallèle à la face DC notée T (**Gervreau, 2000**).

$$N = W\cos\beta = \gamma\, b\, H\cos\beta \qquad (II.4)$$

$$T = W\sin\beta = \gamma bH\sin\beta \qquad (II.5)$$

On déduit les contraintes moyennes le long de CD :

$$\sigma = N/(b/\cos\beta) = \gamma H\cos^2\beta \qquad (II.6)$$

$$\tau = T/(b/\cos\beta) = \gamma H\sin\beta\cos\beta \qquad (II.7)$$

En retenant comme critère de rupture par glissement la loi de coulomb:

$\tau = \sigma tg\varphi + C$ il vient:

$$\gamma H\sin\beta\cos\beta = \gamma H\cos^2\beta(tg\varphi + C) \qquad (II.8)$$

D'ou l'on tire l'expression suivante :

$$Si\beta < \varphi H = \frac{C}{\gamma}\frac{\cos\varphi}{\sin(\beta-\varphi)} \qquad (II.9)$$

L'application de l'équation donne pour **H <0** donc aucune ligne de glissement ne peut se produireet la pente est stable d'où :

Si **β = φ**

L'expression donne pour H une valeur théoriquement infinie et la pente est en état d'équilibre limite donc **Fs = 1.**

Si **β >φ**

Le talus est instable et l'équation de H permet d'apprécier la profondeur maximum prise par la ligne de glissement.

### II.3.1.1.2 Cas d'une pente semi-infinie avec écoulement

- Soit une pente semi-infinie qui est le lieu d'un écoulement parallèle à la pente à la profondeur z :

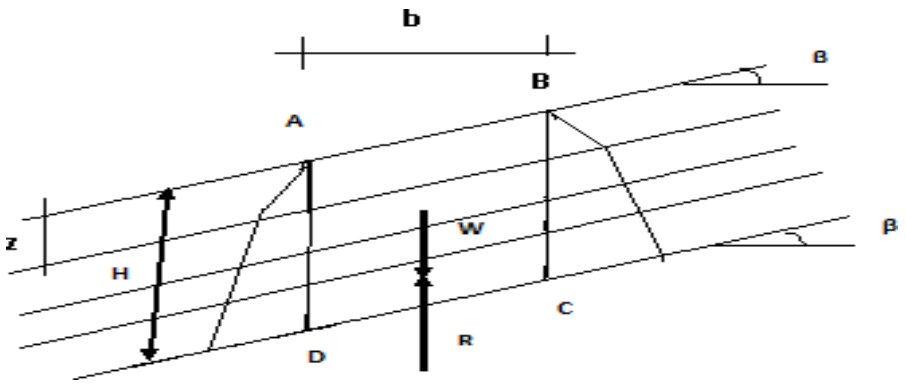



**Figure II-3:Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement.**

Les diagrammes de poussée des terres le long d'AD et le long de BC sont considéras égaux et opposés. On utilise la contrainte moyenne le long de DC pour calculer l'équilibre. On déduit les contraintes effectives moyennes appliquées le long de CD (**Gervreau, 2000**) :

$$F = \frac{\tau max}{\tau} = \frac{(\gamma h\, Z + (\gamma sat - \gamma\omega)(H - Z))\, cos^2\, \beta\, tan\, \varphi' + c'}{(\gamma h\, Z + \gamma sat\, (H - Z))\, sin\, \beta\, cos\, \beta} \qquad (II.10)$$

$\tau_{max}$**:** résistance au cisaillement du sol ;

$\tau$: contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface..

### II.3.1.2 Rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe **II.2.1** est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture (**Durville et Sève, 1996).**

$$M = \frac{Mrésistante}{Mmoteur}$$

Pour étudier la stabilité d'un talus et afin d'évaluer la répartition des contraintes σ ' sur la surface de rupture, on imagine un découpage du talus en tranches afin de discrétiser le problème et de le traiter numériquement. Le massif en rupture est découpé en tranches verticales d'épaisseur d*x* assez petite pour que la base de chaque tranche soit assimilable à un segment de droite (**Fig.II-4)**.

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées :

- son poids $W = \gamma\, h\, dx$ ;
- deux forces horizontales (incluant les pressions hydrauliques), de part et d'autre, $H$ et $H + dH$ qui proviennent des tranches voisines ;
- deux forces verticales $V$ **et** $V$ **+ d**$V$ de même origine ;

La résultante des contraintes normales σ et tangentielles τ à la base de la tranche (**Durville etSève, 1996**).

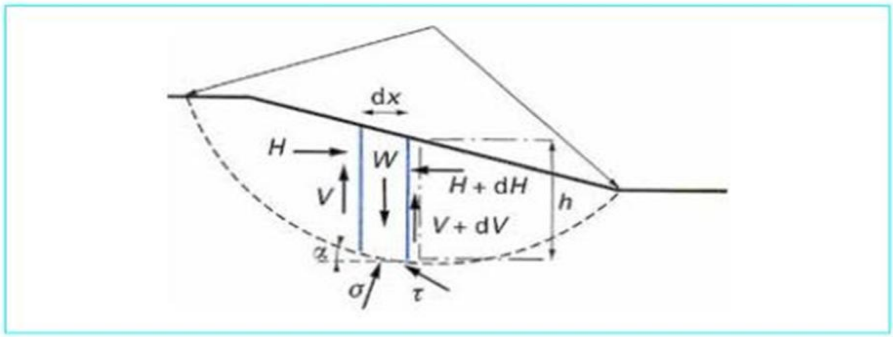



**Figure II-4 : Glissement circulaire méthode des tranches (Durville Et Sève, 1996).**

L'équilibre de la tranche *n* s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équationdes moments est négligée)

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n dx + \sigma_n dx = 0 \qquad (II.11)$$

$$dv_n - \gamma h_n dx + \sigma_n dx + \tau_n \tan \alpha_n dx = 0 \qquad (II.12)$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb $\tau_{max} = (c' + \sigma' \tan \theta')$ en prenant toutes les tranchesde la même épaisseur, on a

$$F = \frac{\sum [c + (\sigma_n - u_n) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \gamma h_n \sin \alpha_n} \qquad (II.13)$$

Le $u_n$ est la pression hydraulique sur la base de la tranche *n*, supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues $\sigma_n$; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer(**Durville et Sève, 1996**).

La méthode de fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes detranches. La méthode de bishop est la plus couramment utilisée.

Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche (**Durville et Sève, 1996**).

### II.3.1.2.1 Méthodes d'analyse globale

- **Méthode de Taylor(1948)**

Lors d'une étude d'équilibre d'une pente infinie, le poids du sol contribue aux forces déstabilisatrices alors que la cohésion $C_u$ contribue aux forces d'équilibre. Ainsi, la cohésion Cu et inversement proportionnelle au poids volumique du sol γ. Elle est

donnée par la formulesuivante **(Chalghoum, 2006)** :

$$H_c = \frac{C_u}{\gamma} f(\varphi_u, \beta) \qquad (II.14)$$

Pour que cette expression soit correcte de point de vue dimension, la fonction $f(\varphi_u, \beta)$ doit Être une fonction sans dimensions.

$$H_c(m) = \frac{C_u}{\gamma} \frac{KN/m^2}{KN/m^2} f(\varphi_u, \beta) \text{ Sans dimension} \qquad (II.15)$$

TAYLOR (1948) exprima cette fonction $f(\varphi_u, \beta)$par un nombre appelé nombre de stabilité Sn ou Ns

$$H_c = \frac{C_u}{\gamma} \frac{1}{S_n} \Rightarrow S_n = \frac{C_u}{\gamma H_c} \qquad (II.16)$$

En s'appuyant sur le principe de la méthode de cercle de frottement, TAYLOR publia le Coefficient de stabilité d'un talus homogènes en fonction de $\varphi_u$ et β sous forme de tableau II-2 et d'abaques (fig. II-5). Pour $\varphi_u$=0 et β<53° la valeur de Sn dépends aussi du coefficient de profondeur Df ou (Df .H) est la profondeur de la couche de sol ferme (**Chalghoum, 2006**).

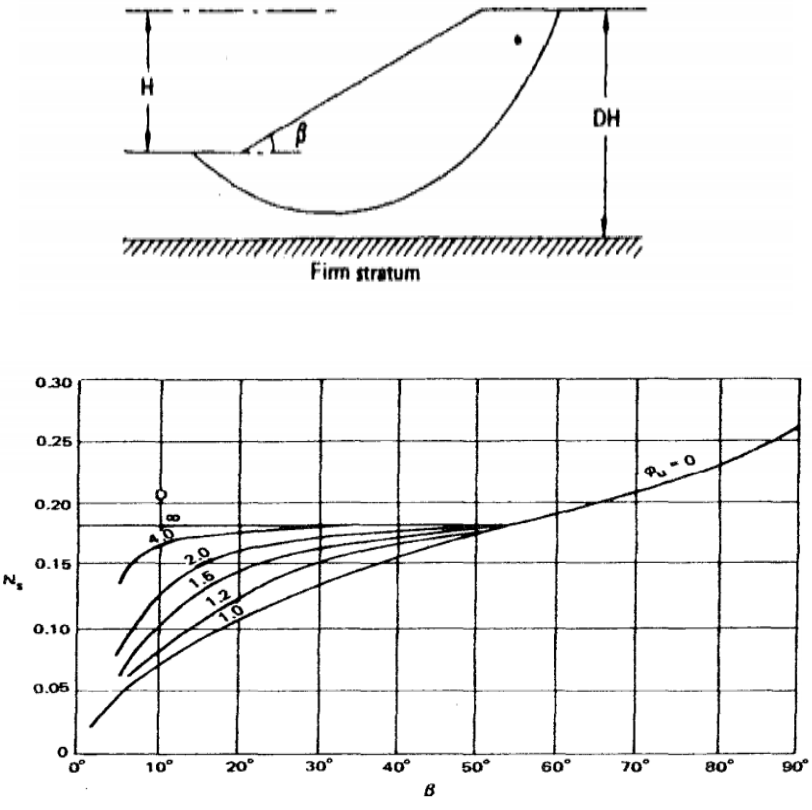



**Figure II-5: Abaque de coefficient de stabilité de TAYLOR.**

**Tableau II-2** : Nombre de stabilité de TAYLOR.

| B | Φ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° |
| 90° | 0.261 | 0.239 | 0.218 | 0.199 | 0.182 | 0.166 |
| 75° | 0.219 | 0.195 | 0.173 | 0.152 | 0.13 | 0.117 |
| 60° | 0.191 | 0.162 | 0.138 | 0.116 | 0.097 | 0.079 |
| 45° | 0.170 | 0.136 | 0.108 | 0.083 | 0.062 | 0.044 |
| 30° | 0.156 | 0.110 | 0.075 | 0.046 | 0.025 | 0.009 |
| 15° | 0.145 | 0.068 | 0.023 | - | - | - |

### II.3.1.2.2 Méthodes d'équilibre des forces

- **Méthode des coins**

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par de 2 ou 3 lignes droites.

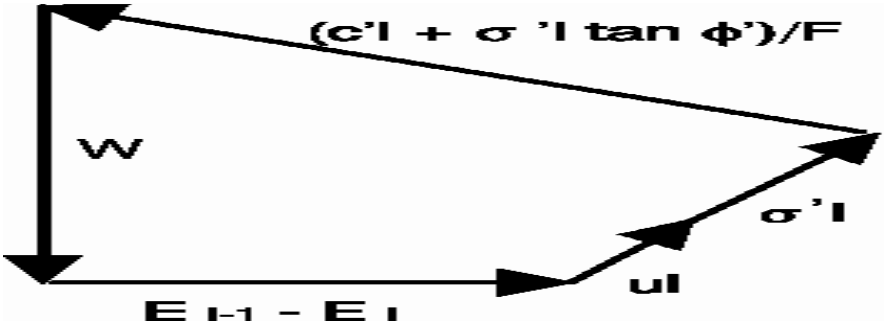
Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifies ou zones (**Benouis, 2010**).

### II.3.1.2.3 Méthodes d'équilibre des moments

- **Méthode de Bishop**

La méthode de Bishop simplifiée est la méthode de calcul en rupture circulaire la plus utilisée. Bien qu'elle possède un certain nombre d'imperfections son grand usage lui confère un statut de méthode de référence (**Bishop., 1955**).

On considère une tranche verticale de sol soumise à l'action de ses voisines, celles-ci n'ayant qu'une action horizontale, et aux forces normales et de cisaillement centrées à la base de la tranche.



La construction du funiculaire des forces appliquées à cette tranche permet d'écrire l'équilibre vertical qui fournit une expression de la force à la base de la tranche : σ'l

$$\sigma' l = \frac{w - ul\cos\alpha - c'l}{\frac{\cos\alpha + \tan\emptyset' \sin\alpha}{F}} \qquad (II.17)$$

On considère une rupture circulaire, cette expression permet d'écrire l'équilibre global des moments, et l'on obtient le coefficient de sécurité F par :

$$F = \frac{Moment\ résistant}{Moment\ moteur}$$

Le moment moteur, est du au poids des terres, et a pour expression :

$$M_{mot} = R.\sum W_i \sin\alpha_i \qquad (II.18)$$

Avec R rayon du cercle de rupture.

Le Moment résistant ne correspond qu'aux forces de cisaillement, et a pour expression :

$$M_{res} = R\sum(c'l + \sigma' l \tan\varphi') \qquad (II.19)$$

En développant on trouve :

$$F_s = \frac{\frac{\sum b_i\left(c' + \gamma_{h_i} - u_i\right)\tan\varphi'}{m(\alpha_i)}}{\sum w_i \sin\alpha_i} \qquad (II.20)$$

Le terme m ($\alpha_i$) = cos $\alpha_i$ (1 + tan $\alpha_i$ tan $\phi$' / F.S) pose quelques problèmes de programmation car il peut devenir nul.

L'expression du coefficient de sécurité, montre que le procédé est itératif puisque F apparaît dansles deux membres de l'expression. La convergence est rapide quand $F_0$, première valeur de F dans le processus itératif, est pris égal à F fellenius.

Prendre $F_0$ = constante (1 par exemple) peut faire converger le processus vers une valeur erronée de F, la courbe F = f (F) possédant plusieurs asymptotes dans le cas des sols frottant.

Pour résoudre les problèmes posés par le terme m ($\alpha_i$), l'analyse des programmes existant montre que plusieurs tests ont été introduits dans la programmation de la méthode. Il s'agit de faire en sorte que τ ne soit jamais négatif et que $\sigma'_n$ ne soit jamais supérieur à une valeur finie, en général deux fois la contrainte de Fellenius égale à : $\sigma_f = \gamma h \cos^2\alpha_i$. On a ainsi recensé huit méthodes différentes qui conduisent dans les cas où les pressions interstitielles sont élevées, à des coefficients de sécurité variant de 50%. Il est donc conseillé de bien connaître la méthode utilisée par le programme.

L'expression de la contrainte de Bishop s'obtient à partir des équations précédentes et s'écrit:

$$\sigma_{Bishop} = \frac{\frac{\gamma h_i - u_i - c' \tan \alpha_i}{F}}{\frac{1 - \tan \phi' \tan \alpha_i}{F}} \qquad (II.21)$$

- **Méthode de Fellenius**

L'équilibre d'une tranche verticale de sol est écrit en supposant les efforts inter tranches nuls. Onpeut alors obtenir facilement l'expression de la contrainte à la base de la tranche qui est :

$$\sigma_f = \gamma h \cos^2 \qquad (II.22)$$

Le cisaillement maximal est donné par la loi de Coulomb,

$$\tau_{max} = c' + (\sigma_f - u) \tan \theta' \qquad (II.22)$$

Il reste à multiplier cette valeur par sa longueur d'application, $(b_i / \cos \alpha_i)$pour avoir une force etpar le bras de levier (R = rayon du cercle de rupture) pour obtenir le moment résistant.
Le moment moteur est du au poids du sol en mouvement et est obtenu par sommation desmoments induits par chacune des tranches soit :

$$M_{moteur} = R \sum \gamma h_i b_i \sin \alpha_i \qquad (II.24)$$

La valeur du coefficient de sécurité est le rapport de ces deux moments et l'on obtient l'expression

$$F_{fellenius} = \left(\frac{\frac{c' b_i + (\gamma h_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \tan \varphi'}{\cos \alpha_i}}{\sum \gamma h_i b_i \sin \alpha_i}\right) \qquad (II.25)$$

Cette expression peut servir de valeur initiale dans le processus itératif de Bishop **(Fellenius.,1927)**.

## II.3.1.2.4 Méthodes d'équilibre des forces et des moments

- **Méthode de Janbu généralisée**

La méthode généralisées de JANBU (**Janbu, 1973**) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe:

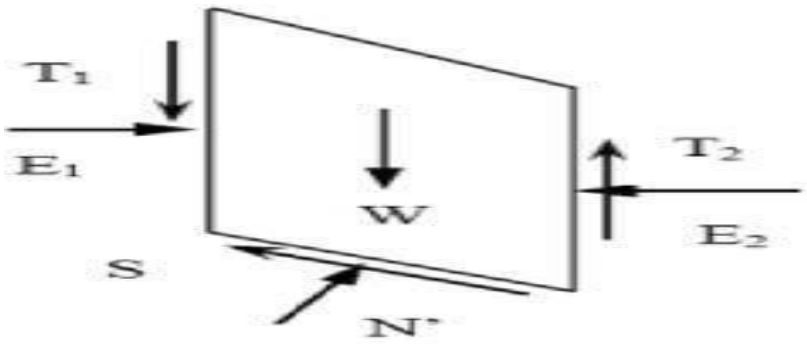



**Figure II-6: Les forces appliquées pour la méthode de Janbu (Durville, Seve., 1996)**

$$F = \frac{\sum(c'l+(N-ul)\tan\varphi')\sec\alpha}{\sum(w-[t_2-t_1])\tan\alpha+\sum(E_2-E_1)} \qquad (II.26)$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter-tranche decisaillement (T) comme:

$$N = \frac{1}{m_\alpha}[w-(T_2-T_1)-\frac{1}{F}(c'l-ul\tan\varphi')\sin\alpha] \qquad (II.27)$$

- **Méthode de Janbu simplifiée**

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces interbranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (**Fig. II-07)** la base de la force normale (N)

Est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité estcalculé par:

$$F = \frac{\sum(c'l+(N-ul)\tan\varphi')\sec\alpha}{\sum w\tan\alpha+\sum\Delta E} \qquad (II.28)$$

$$Avec: \sec\alpha = \frac{1}{\cos\alpha}$$

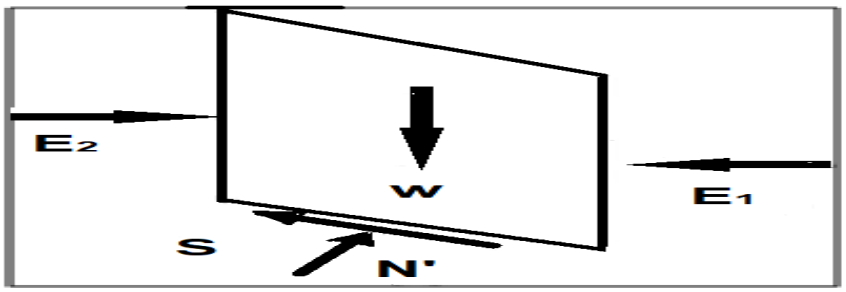



**Figure II- 7:Représentation des forces sur une tranche (Benouis, 2010).**

$\sum \Delta E = E1 - E2$ (Zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

Janbu introduit un facteur de correction (f0), dans le coefficient de sécurité F0, pour tenir compte des effets des forces interbranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthodede Janbu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme:

$$F_f = f_0 F_0 \qquad (II.29)$$

Où :

$$F_0 = \frac{\sum[\frac{b(c' + (p-u)\tan\varphi')}{n_\alpha}]}{\sum pb \tan\alpha} \; et \;\; n_\alpha = cos^2\alpha\left(1 + tan\,\alpha \frac{tan\,\varphi'}{F}\right) \qquad (II.30)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la massede la terre glissante et du type de sol (**Benouis, 2010)**.

- **Méthode de Spencer**

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires. Spencer (1967) a mis aux points deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment **(Berga, 2004)**.

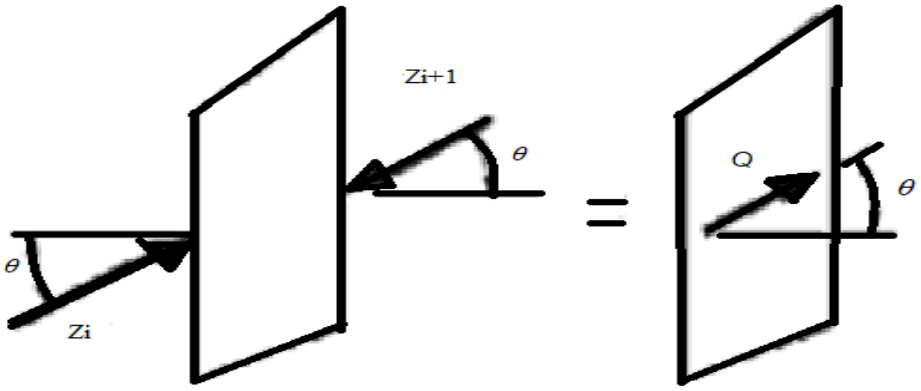



**Figure II-08:Résultante des forces parallèles.**

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \qquad (II.31)$$

Et

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \qquad (II.32)$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles. $Q_i$ ,$Z_i$ ,et $Z_{i+1}$ ont la même direction et $Q_i$ est tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter-tranches de

gauche et de droite de la tranche (**Fig. II-9**).

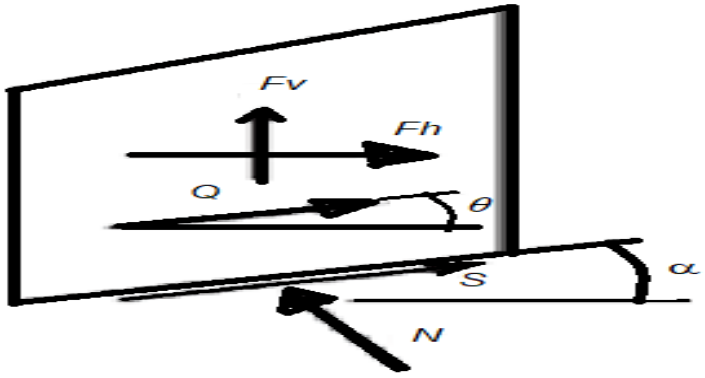



**Figure II-09:représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la Méthode de spencer**

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q\left(x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta\right) = 0 \qquad (II.33)$$

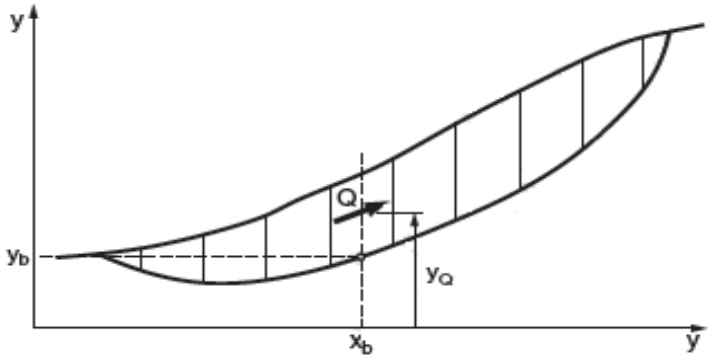



**Figure II-10: les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de spencer.**

Après une série de calcul, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - \left\{\frac{c'\Delta l}{F}\right\} + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\Delta l)\left\{\frac{\tan\phi'}{F}\right\}}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\phi'}{F}\right]} \qquad (II.34)$$

- **Méthode de Morgenstern et Price**

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches **(Mendjel, 2012)** :

$$\tan\phi_i = {}^{X}/_{E} = \lambda . f(x_i') \qquad (II.35)$$

Où :

$\phi_i$ **:** est un l'angle formé par la résultant et l'horizontale, il vari systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

$\lambda$ **:**est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$ **:** est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

$x'_i$ **:** est la normalisation linéaire des coordonnées $x_i$ avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et$\pi$.

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire **(Mendjel, 2012)**.

La **Figure II.11** représente les forces sur une tranche **(Morgenstern and Price, 1965).**

Selon **(Morgenstern and Price, 1965)**, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (*Qi*) des forces inter-tranchent (*Zi*, *Zi+1*), inclinées d'un angle $\theta i$ par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c'b\sec\alpha}{F}+\frac{\tan\varphi'}{F}(w\cos\alpha - wa_v\cos\alpha - wa_h\sin\alpha - u.b.\sec\alpha + q_c.b.\cos\alpha) - w\sin\alpha + w.a_v\sin\alpha - w.a_h\cos\alpha - q_c b.\sin\alpha}{\cos(\alpha-\theta_i)\left\{1+\tan(\alpha-\theta_i)\frac{\tan\varphi'}{F}\right\}} \quad (II.36)$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point *E* défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q.cos\theta_i.h_Q - W.a_h h_G = 0 \quad (II.37)$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante *Qi* par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + hQ \quad (II.38)$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum(Q_i.cos\,\theta_i) = 0 \quad (II.39)$$

$$\sum(Q_i.sin\,\theta_i) = 0 \quad (II.40)$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine (x=0 ; y=0)

$$\sum M = \sum\left(Q_i.cos\,\theta_i.Y_{qi} + Q_i.sin\,\theta_i.X_{qi}\right) = 0 \quad (II.41)$$

Pour trouver les deux inconnues, *F* et *λ,* on résout l'équation (**II.31**) (ou (**II.32**)) et l'équation(**II.33**). Et on assure la théorie algébrique suivante:

$$|\sum \boldsymbol{M}| + |\sum(\boldsymbol{Q_i}.\boldsymbol{cos}\,\boldsymbol{\theta_i})|\left|\sum\left(\boldsymbol{Q_i}.\boldsymbol{cos}\,\boldsymbol{\theta_i}.\boldsymbol{Y_{qi}} + \boldsymbol{Q_i}.\boldsymbol{sin}\,\boldsymbol{\theta_i}.\boldsymbol{X_{qi}}\right)\right| + |\sum(\boldsymbol{Q_i}.\boldsymbol{cos}\,\boldsymbol{\theta_i})| = \mathbf{0} \quad \textit{(II.42)}$$

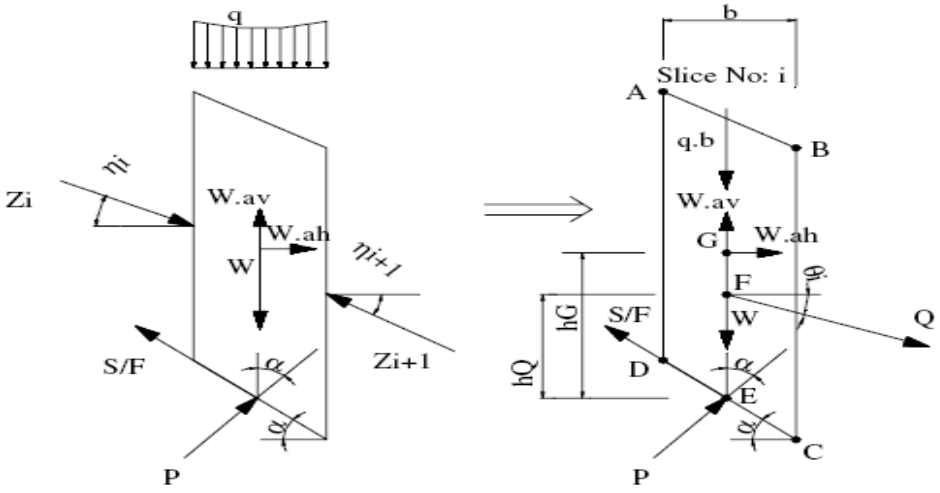



**Figure II-11: Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgensternet Price (Morgenstern and Price, 1965).**

(**Fredlund et Krahn, 1977**) ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction *f(x)* dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

- **Méthode des perturbations**

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par **(Raulin et al., 1974)** et développée par **(Faure, 1985)**. Elle peut s'énoncer de la façon suivante (**Fig. II-12**).

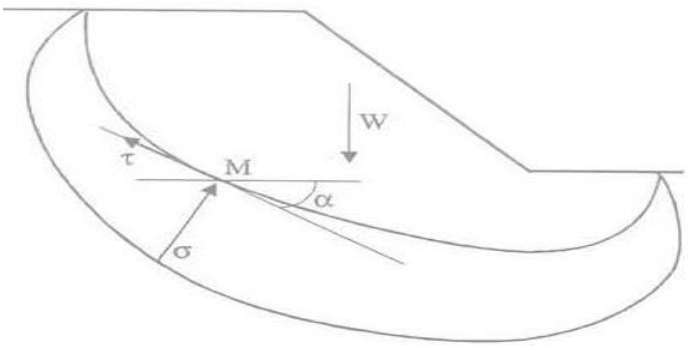



**Figure II-12:Mise en œuvre de la méthode des perturbations (FAUR, 2000).**

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous

son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée.

Une variante de la méthode des perturbations est celle où la contrainte normale approchée est calculée avec l'aide du cercle de Mohr. Elle conduit à un lobe des contraintes normales calculées le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour le développement de méthodes en déplacements **(FAUR, 2000).**

### II.3.1.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite

#### II.3.1.3.1 Méthode circulaire

a) **Fellenius S :** Pour Φ=0 et surface circulaire. C'est une méthode simple qui donne FS de façon explicite. Peut être utilisé à des dépôts non homogènes. Elle sous-estime le facteur de sécurité en c'et Φ', surtout si μ est élevé.

a) **Bishop Simplifie:** s'applique à des dépôts de sol non homogènes. Pour Φ≠0 et donne des facteurs de sécurité > a ceux obtenus par la méthode des tranches. Elle ne satisfait pas des forces horizontales (**boushaba, 2017**).

#### II.3.1.3.2 Méthode non circulaire

**Méthode de Janbu :** surface non circulaire pour Φ≠0. Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaires et elle peut être utilisée à la main (**boushaba, 2017).**

### II.3.2 Méthodes numériques

Ce type de méthode ne peut fournir d'indication sur les déplacements de sol attendus. La méthode des éléments finis permet, quant à elle, de calculer ces déplacements (**Fig. II-13**),

mais elle n'est pas utilisée de façon courante pour modéliser les glissements de terrain. En effet, une telle modélisation d'un massif nécessite de connaître des paramètres de déformabilité des matériaux qui sont rarement déterminés. Seuls les paramètres de résistance au cisaillement sont en pratique relativement bien connus. De plus, dès lors que l'on souhaite utiliser un modèle de calcul qui soit un peu plus évolué qu'un modèle élastique, on est confronté au problème de la définition de l'état initial de contraintes. Dans un massif de sol en pente, l'évaluation du champ de contraintes est un problème particulièrement délicat auquel il n'a jusqu'à présent pas été apporté de réponse Satisfaisante. Ces deux points, état de contraintes dans une pente et modélisation par éléments finis du comportement d'une pente **(Durville et Sève ,1996).**

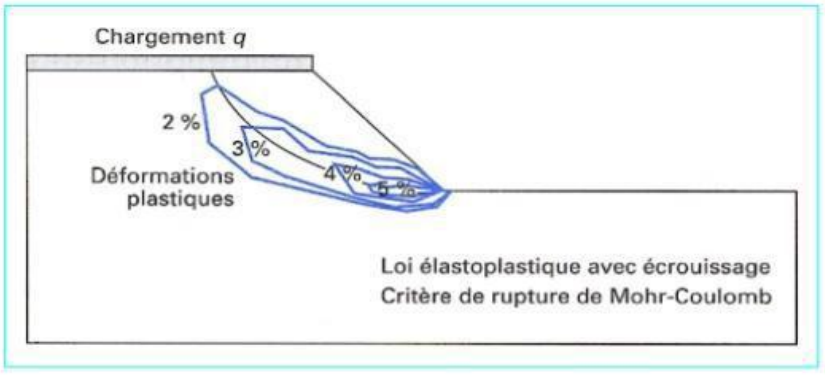



**Figure II-13:Exemple de calcul de stabilité par la méthode des éléments finis (Durville et Sève, 1996)**

## II.4 Calculs de stabilité sous séisme

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Il existe actuellement deux approches différentes, la première dérivant des méthodes de calcul d'équilibre limite, du calcul à la rupture ou de l'analyse limite, la seconde basée sur une analyse dynamique directe par la méthode des éléments finis (ou la méthode de différence finies). Ces deux approches nécessitent l'utilisation d'ordinateur, notamment dans le cas de configurations complexes ou de projets détaillés. Tandis que, dans le cas de configurations simples, ou d'avant projets sommaires, on peut se contenter de calculs manuels à l'aide d'abaques.

### II.4.1 Calcul manuel à l'aide d'abaques

Le calcul manuel du coefficient de sécurité à l'aide d'abaques s'effectue par la méthode de

Huang. Cette méthode est basée sur l'équilibre des moments d'un massif homogène limité par un arc de cercle (le moment des forces de cisaillement le long de l'arc résulte de la somme des moments des forces gravitationnelles et des forces inertielles dues au séisme). La force de cisaillement est obtenue en calculant la moyenne des contraintes de cisaillement le long de l'arc de cercle en les supposant uniformément distribuées, c'est-à-dire proportionnelles au poids volumique et à la hauteur du talus. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité peut se mettre sous la forme :

$$F_s = \frac{\frac{c'}{\gamma H} + \frac{(1-r_u)\tan\varphi'}{N_f}}{\frac{1}{N_s} + \frac{C_s}{N_e}} \qquad (II.43)$$

Avec :

- c' et φ ' : paramètres de cisaillement du sol;
- γ: poids volumique du sol;
- H : hauteur du talus;
- $r_u = u/\sigma'_v$: coefficient de pression interstitielle;
- $C_S$ : coefficient d'accélération sismique;
- $N_f$ : indice de frottement;
- $N_S$ : indice de stabilité;
- $N_e$ : indice de séisme.

Les trois coefficients Nf, Ns et Ne sont obtenus à partir de l'abaque présenté sur la **figure II-15** ; et la signification des valeurs Y et S définissant le cercle étudié étant précisée sur la **figure II-14.**

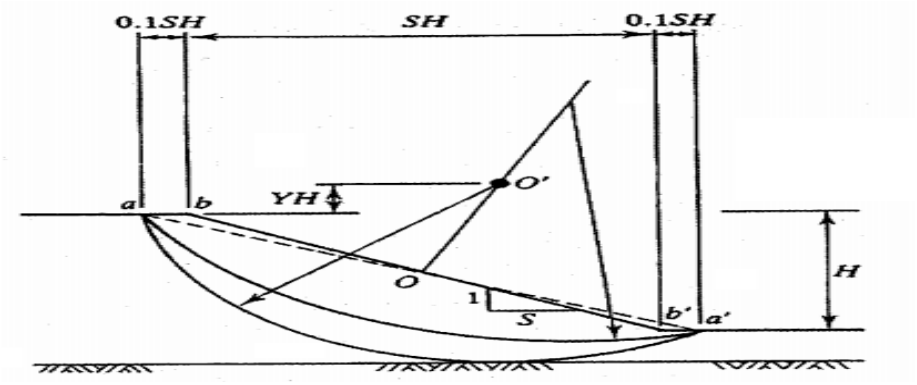



**Figure II-14. Schéma de calcul selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).**

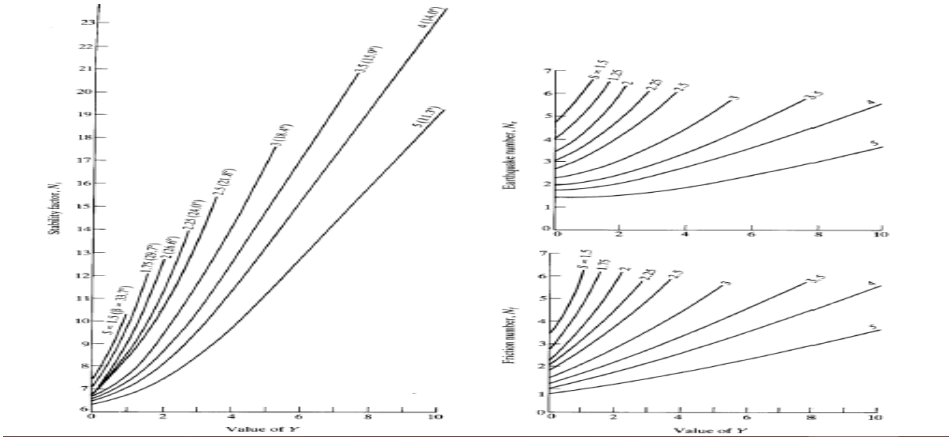



**Figure II-15. Abaques de stabilité sous séisme selon la méthode de Huang (Huang et Yamasaki, 1993).**

## II.4.2 Calcul automatique à l'aide d'ordinateur

Deux approches peuvent être utilisées pour l'analyse automatique à l'aide d'ordinateurs de la stabilité sismique des pentes : l'approche pseudo-statique et l'approche dynamique directe. Ces deux approches sont décrites ci après.

### II.4.2.1 Approche de calcul pseudo-statique

Depuis les années vingt, la méthode pseudo-statique est le moyen le plus simple pour évaluer la stabilité sismique des structures en terre. La première fois où elle a explicitement été utilisée pour analyser une pente sous un chargement sismique est attribuée à Terzaghi en 1950 (**Kramer, 1996**). La mise en œuvre de la méthode se résume en appliquant des forces sismiques « statiques» verticales et horizontales. Ces forces simulent les forces d'inertie potentielles dues au mouvement sismique. Elles sont supposées proportionnelles au poids de la masse en question de stabilité; on multiplie le poids de la masse par un coefficient sismique vertical et horizontal, $k_V$ et $k_h$, pour obtenir la force verticale et horizontale, respectivement (**fig. II-15**) (**Abramson et all, 2002**). Dans cette méthode, la masse sujette au glissement est censée agir comme une masse rigide, ainsi que l'accélération développée durant le tremblement de terre est uniforme à travers le talus (et par la suite dans la masse glissante) **(Ghobrial, 2019).**

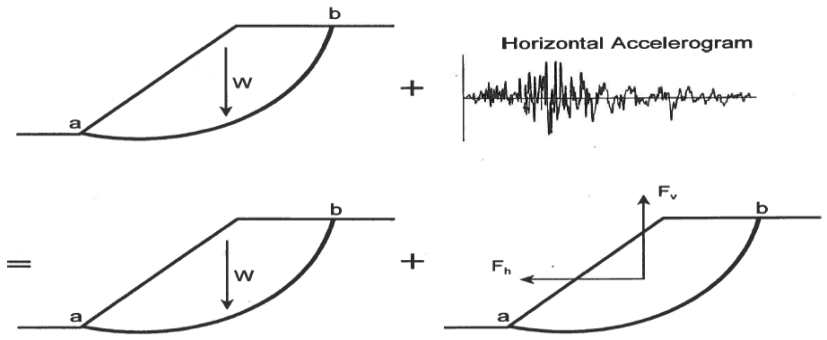



**Figure II-16:La méthode pseudo-statique d'après (De Melo, 2000)**

Les deux coefficients $k_h$ et $k_V$ dépendent des formations géologiques du site. On adopte pour ces deux coefficients les expressions définies dans le RPA99 (version 2003) décrit dans le paragrapheci-après (**Seddiki, 2008)**.

Le coefficient de sécurité F, calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expressionsuivante :

$$F_s = \frac{\frac{\sum \frac{c'b+(W-ub)\tan\varphi'}{1+\tan\alpha\tan\varphi'}}{F}}{\sum W\left[\sin\alpha+k_h\left(\cos\alpha-\frac{Y_G-Y}{R}\right)+k_v\right]} \qquad (II.44)$$

Soit après identification :

$$F_s = \frac{\frac{\sum \frac{c'+(\gamma h-u)\tan\varphi'}{1+\tan\alpha\tan\varphi'}\cos\alpha}{F_{Fellenius}}}{\sum \gamma h\left[\sin\alpha+k_h\left(\cos\alpha-\frac{Y_G-Y}{R}\right)+k_v\right]} \qquad (II.45)$$

Où:

- $X_G$ et $Y_G$ : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
- α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle ;
- c' et φ ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;
- u : pression interstitielle dans la tranche ;
- $k_h$ et $k_V$ : coefficients d'accélération sismique ;
- R : rayon du cercle de glissement.

## II.4.2.2 Approche de calcul dynamique direct

Cette approche est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies, qui prennent en compte

les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élastoplastique et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe **(Seddiki, 2008)**.

### II.4.2.3 Cas de la liquéfaction des sols

C'est le phénomène de liquéfaction qui constitue la principale caractéristique du comportement dynamique des sols. Lorsque le massif est principalement constitué de matériaux susceptibles de se liquéfier, l'analyse de stabilité par le calcul d'un équilibre pseudo-statique est mal adaptée. Cependant, lorsque ces matériaux se trouvent en lentilles ou en couches de très faible épaisseur, on peut les assimiler à des zones de résistance au cisaillement nulle et réaliser un calcul pseudo-statique en appliquant une méthode permettant de prendre en compte des surfaces de rupture potentielles de formes quelconques **(Seddiki, 2008)**.

## II.5 Réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA99 version 2003)

### II.5.1 Principes fondamentaux

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (**RPA99 version 2003**) repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique, à l'intérieur desquelles estdéfinie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la pratique.

Il est alors nécessaire de tenir compte, dans le cadre de cette réglementation, des différent aspects du dimensionnement de talus au séisme qui sont l'adéquation entre le comportement réel du sol et son modèle, la détermination des paramètres de calcul et la fiabilité de l'évaluation de lasécurité. Il est cependant difficile d'avoir un avis sur l'adéquation entre les prévisions desmodèles pseudo-statiques et les observations expérimentales dans la mesure où les conditions régnant lors d'un séisme (accélération sismique, résistance au cisaillement des

sols, surpressions interstitielles, etc.) sont inconnues. Il est alors relativement facile de caler les paramètres de calcul de sorte que les résultats correspondent avec les observations. Le calcul d'équilibre pseudo-statique devrait être considéré comme une adaptation de méthode de calcul calibrées qui ne sont pas en mesure de prendre en compte la totalité des phénomènes se produisant lors d'un séisme et dont la validation expérimentale reste partielle **(Seddiki, 2008)**.

## II.5.2 Classification des zones

Le territoire national divisé en cinq zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité (**tableau II-3**).

**Tableau II-3.** Zones sismiques selon (**RPA99 version 2003**).

| Zone | Sismicité |
|---|---|
| **0** | Négligeable |
| **1** | Faible |
| **$II_a$** | Moyenne |
| **$II_b$** | Moyenne |
| **III** | Elevée |

La **figure II-17** représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA99 (version 2003) donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

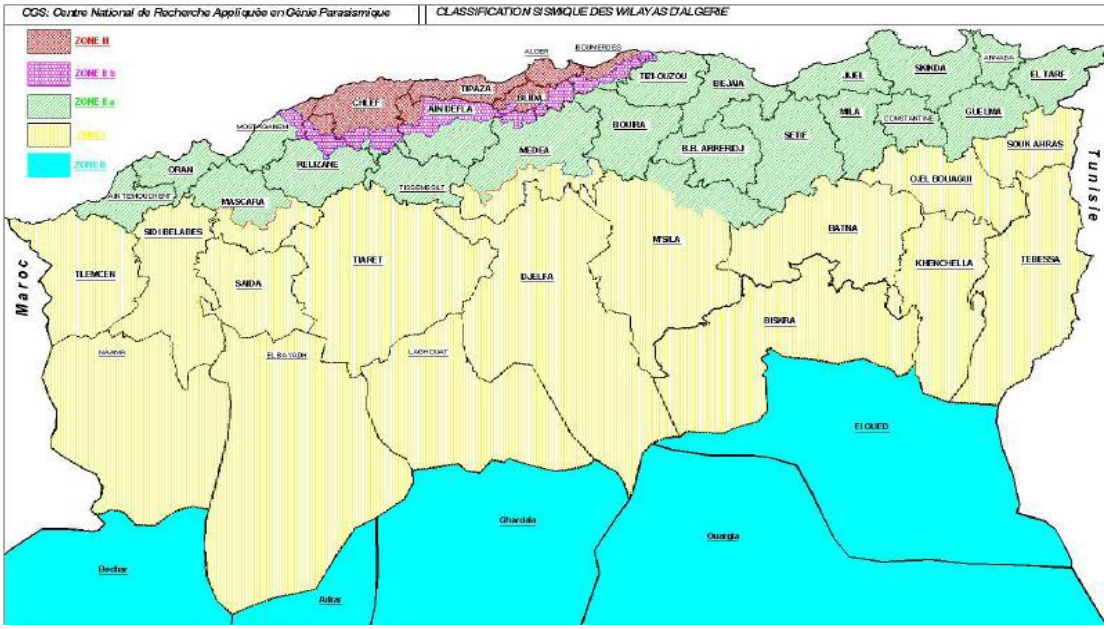



**Figure II-17:Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003).**

### II.5.3 Classification des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre groupesdéfinis dans le **tableau II-4**:

**Tableau II-4.**Groupes d'ouvrages selon RPA99 (version2003).

| Groupe | Ouvrage |
|---|---|
| **1A** | d'importance vitale |
| **1B** | De grande importance |
| **2** | Courants ou d'importance |
| **3** | De faible importance |

### II.5.4 Classification sismique des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (**tableau II-5**).

**Tableau II-5.** Catégories des sols selon le RPA99 (version 2003).

| site | Description des sols | | Vs (m/s) |
|---|---|---|---|
| **S1** | site rocheux | Roche ou autre formation géologique | ≥800 |
| **S2** | site ferme | Dépôts de sables et de graviers très denses et/oud'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur | ≥ 400 |
| **S3** | site meuble | Dépôts épais de sables et graviers moyennementdenses ou d'argile moyennement raide | ≥ 200 |
| **S4** | site très meuble | Dépôts de sables lâches avec ou sans présence decouches d'argile molle | < 200 |
| | | Dépôts d'argile molle à moyennement raide | |

## II.5.5 Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux $k_h$ et vertical $k_v$ à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des pentes :

$$K_h = 0.5\, A(\%g) \quad ; \quad K_v = \pm 0.3\, K_h$$

Ces fractions représentent les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales ascendantes ou descendantes. Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique (**tab. II-3**) et du groupe d'ouvrages (**tab. II-4**) considérés. Ce coefficient est défini dans le **tableau II-6** ci-après.

**Tableau II-6**: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003).

| | **Zone** | | | |
|---|---|---|---|---|
| Groupe | **I** | **$II_a$** | **$II_b$** | **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 |

## II.6 Conclusion

Dans le domaine du calcul en stabilité de pentes, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente .Au plan théorique, il existe différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique. Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

# Chapitre III :
# Présentation de la zone d’étude

## III.1 Introduction

La géomorphologie du nord Algérien est caractérisée essentiellement par des montagnes de pentes raides et abruptes. Les glissements de terrain constituent l'un des risques naturels les Plus réputés. La région de ouzera et particulièrement en Médéa connait ces dernières années une activité intense de cet aléa.

Donc la reconnaissance des sols permet d'appréhender les causes et les facteurs qui déclenchent les glissements de terrain pour passer du l'état d'instabilité à l'état de stabilité. Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre site d'étude de glissement de terrain qui se situé à côté PK101+200 de la RN1, elle est au Sud de la commune de Ouzera, proche du lieu dit ''Ain el Melh''. (Wilaya de Médéa) pour le caractériser et savoir le stabiliser par une technique adéquate.

## III.2 Zone de projet

La zone de glissement étude est situe au PK101+200 de la RN1, elle est au Sud de la commune de Ouzera, proche du lieu dit ''Ain el Melh''.




**Figure III.1: extraite de « Google » présente la localisation approximative de la zone affectée par le glissement.**

Le glissement affecte le versant aval de la RN1 dans le sens des PK croissants, il est à 300 mètres environ de la maison cantonnière d'Ain El-Melh, dont coordonnées GPS (système UTM fuseaux horaire 31S) sont les suivantes :

| RN1 | X | Y | Alt |
|---|---|---|---|
| PK 101+200 | N36 11.025 | E2 53.435 | 1194m |



**Figure III.2: Vue générale du relief (versant amont, versant aval).**

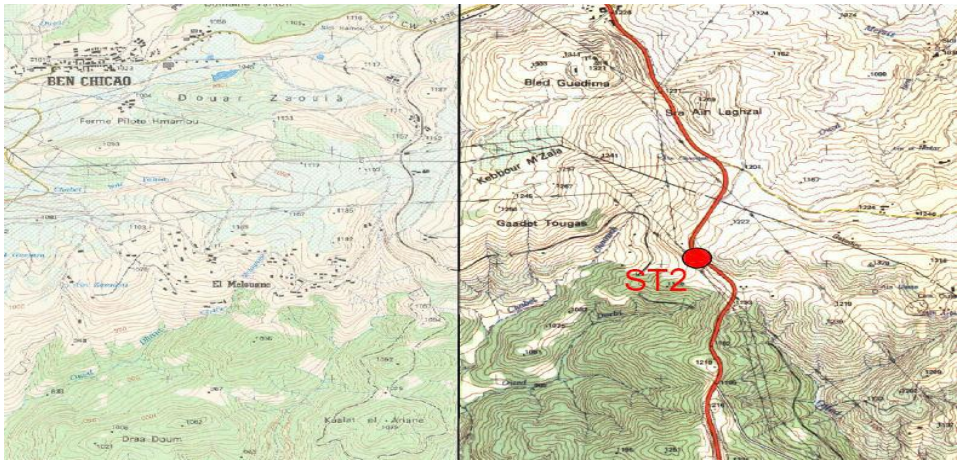



**Figure III-3: Extrait de la carte topographique de Médéa.**

## III.3 Présentation de la région

La wilaya de Médéa se situe dans la région Centre de l'Algérie, le chef lieu de wilaya est à environ 80km au sud d'Alger. La wilaya de Médéa est limitée par les wilayas suivantes :

- Blida au Nord ;
- Ain Defla et Tissemsilt à l'Ouest ;
- Bouira à l'Est ;
- Djelfa et Msila au Sud ;

## III.4 Géologie régionale

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développées dans la partie Nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie Sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

Les formatons triasiques, sont représentées par des roches bariolées argilo-gypseuses, parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies

- Les formations du Crétacé sont largement développées dans les parties nord et centrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du Crétacé inférieur à supérieur.
- **Crétacé inférieur :** représenté par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès, parfois les roches sont gypseuses.
- **Crétacé moyen :** Alternances des marnes et des calcaires.
- **Crétacé supérieur** : Comprend les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentées par les dépôts de l'Eocène et de l'Oligocène. Ce sont des argiles marneuses, grès, des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.
- **Les dépôts néogènes** sont développés sur tout le territoire de la wilaya et sont représentés par les formations **miocènes** et **pliocènes** d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grès, conglomérats.
- **Les dépôts du Quaternaire :** sont représentés par les formations de pentes : limons, sables, argiles, galets.

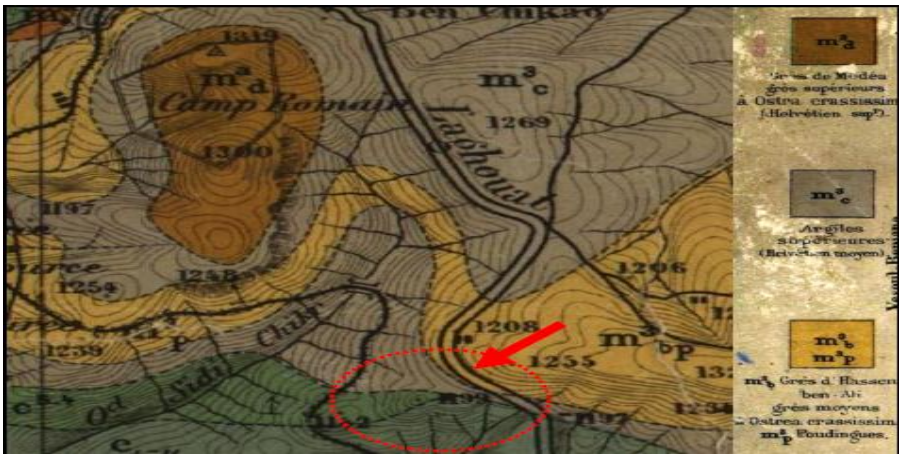



**Figure III-4: Extrait de la carte géologique N°86.**

La figure 3 montre les différentes formations géologiques rencontrées dans la zone d'étude ; il s'agit des grès et des argiles qui reposent en discordance sur les marno-calcaires du Cénomanien. Les formations gréseuses et les bancs calcaires du Cénomanien constituent des aquifères importants. Cependant, ces horizons aquifères confirment les différentes résurgences observées le long de la partie douce du versant aval.

## III.5 APERCU GEOMORPHOLOGIQUE REGIONAL

### a) Relief

La wilaya de Médéa est caractérisée par un relief très accidenté. La morphologie des versants est mouvementée, caractérisée par des discontinuités de la pente : talus abrupts, replats, parfois contre pentes lorsque dominent les panneaux de grès, loupes de glissements.

### b) Contexte hydrologique

Le réseau hydrologique est également caractéristique de la morphologie et de la géologie des versants. En effet, les panneaux gréseux en crête de versants et les thalwegs assurent un drainage naturel des eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Les eaux drainées alimentent les cours d'eaux: Oued Chelif , Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil.

### c) Erosion

La mise en mouvement des glissements apparait liée, à une érosion de pied des versants. L'érosion est favorisée par la pente accentuée des versants, la nature géologique (argiles, marnes sensibles à l'eau) des versants dénudés en été, et la présence de thalwegs qui parcourent les versants.

## III.6 Paramètres Climatologie

La région de Médéa est caractérisée par une pluviométrie variant entre 700 et 800 mm par an, plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la période de Décembre à fin Février. Pendant la saison hivernale (fin Décembre, fin Février), des chutes de neige sont fréquentes sur les reliefs dépassant les 800 m d'altitude.

**Tableau III.1:** Données climatiques de la région d'ouzera wilaya Médéa pour la période

| Paramétre | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juil | Aou | Sep | Oct | Nov | Déc | Moy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T.Moyen | 14.6 | 21.9 | 20.8 | 21.9 | 25.1 | 29.2 | 34.5 | 33.4 | 28.4 | 28.1 | 16.7 | 18.8 | 19.2 |
| T. Minimal | 14.4 | 17.7 | 13.5 | 14.6 | 16.7 | 19.8 | 27.1 | 23 | 19.8 | 20.8 | 12.5 | 13.5 | 13.5 |
| T.Maximal | 19.8 | 25.1 | 26.1 | 27.1 | 32.3 | 33.4 | 39 | 39.7 | 34.4 | 35.5 | 21.9 | 24. | 25.0 |
| P.Moyen | 3.5 | 18.3 | 13.4 | 5.3 | 9.9 | 7.1 | 0.3 | 1.2 | 1.8 | 27.1 | 3.3 | 2.4 | 93.8 |

**T : Température en °C. P : Précipitation en mm.**

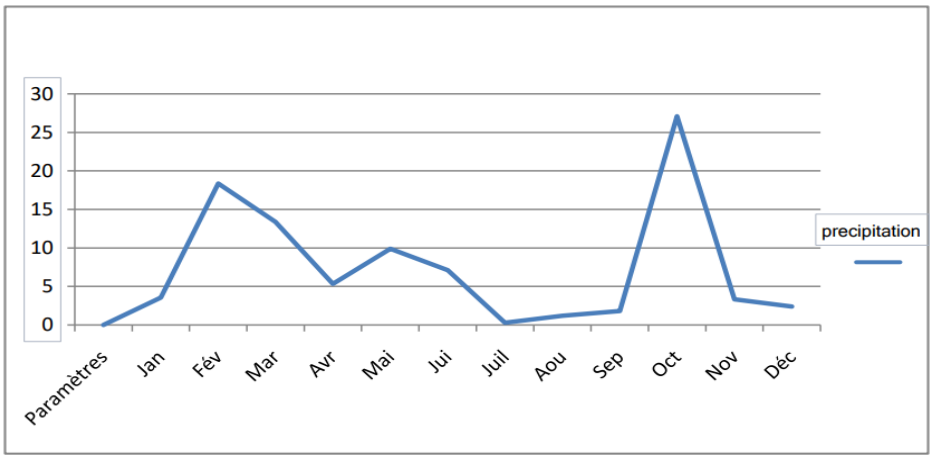



**Figure III-5: Diagramme ombrothermique de la région d'ouzera wilaya de Médéa.**

## III.6.1 Température

La température est considérée aussi comme un facteur important car elle joue le rôle de catalyseur pour certaines réactions chimiques dans la pollution atmosphérique générée par le trafic routier. D'après l'analyse de **tableau (III.1)** la température varie selon les zones, avec une moyenne maximale de **34.5** °C.

## III.6.2 Pluviométrie

Les précipitations sont considérées comme un élément très important dans les études d'impacts, puisqu'elles peuvent avoir une action directe sur la diminution de la concentration et même le transport des polluants.

L'analyse de **tableau(III.1)**, et de la **figure (III-5)** montre que dans la région de Ouzera, le niveau pluviométrique annuel dépasse **93.8 (mm/an)** durant la période (2005-2011) et les variations pluviométriques sont moyenne, et peuvent atteindre **27.1 (mm)** pour le mois de octobre.

## III.6.3 L'Olistrosomes

Il s'agit d'une formation d'âge miocène inférieur, formant souvent les semelles des nappes gravitaires de Flysch, constituée d'une matrice litée ou chaotique de nature argileuse ou pélitique dans laquelle sont dispersés de petits débris accompagnés d'Olistolites de tailles variables.

### III.6.4 Nappe

L'origine de ces nappes demeure encore controversée ; ce sont des formations essentiellement argileuses avec quelques barres gréseuses. Elles sont en discordance stratigraphique par des formations sédimentaires d'âge Miocène plus élevées appelés formations post nappes.

### III.6.5 Sismicité

Les caractéristiques sismo-tectoniques du nord algérien montrent que celui ci est caractérisé par une activité tectonique récente se manifestant sous forme de séismes de magnitudes plus ou moins élevées. Les désordres induits par les séismes au niveau du sol, représentent la cause principale des dégâts. Ils sont de diverses natures. Parfois le résultat est la combinaison de plusieurs types de désordres. Tout phénomène sismique se manifeste par des vibrations au niveau du sol généré par les ondes sismiques et l'apparition de failles en surface, lorsque les séismes sont de fortes magnitudes (Hadjaz, 2012). La conception et la réalisation des ouvrages devront donc tenir compte de la sismicité de la région et se conformer à la réglementation en vigueur RPA99 version 2003.

La nouvelle réglementation parasismique (CGS, 2003) classe les zones sismiques comme montre le tableau II.3 dans le chapitre II. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de ouzera à la Zone **IIa**, zone de sismicité moyenne.

## III.7 Profil géologique du site

Le profil géologique a été établi sur la base des coupes de sondages carottés, des essais de pénétration, et complété avec les données recueillies sur terrain (affleurements, désordres observés). Le profil géologique est constitué de trois couches, il s'agit de haut en bas:

- Couche 1 : Eboulis, d'épaisseur variant de 2,00m à 6.00m,
- Couche 2 : Flysch, d'épaisseur variant de 2.00m à 10.00m,
- Couche 3 : Substratum marneux gris.

## III.8 Reconnaissance géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs. On a plusieurs essais (essais in-situ et laboratoire) ont été effectué par le laboratoire, ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols. Les données utilisées dans cette étude ont été collectés au niveau par BET LECACT. Différentes

essais ont été réalisées In-situ et en Laboratoire. Ces derniers ont été effectués après l'apparition du glissement en 2011.

## III.8.1 Désordres observes au PK 101+200

Les observations de terrain ont mis en évidence la présence, de fissures (ruptures), des suintements et des signes d'instabilités le long du versant aval. Les observations; également, ont mis en évidence des désordres importants au niveau des murs en gabions supérieur et inférieur.

### a) Signes d'instabilités du versant aval

La morphologie du versant aval est mouvementée, est caractérisée par des discontinuités de pentes, de replats, de ruptures, de bourrelets, et des escarpements. La partie douce (basse) du versant est parcourue de ravines, de blocs de grès et des résurgences, elle s'étale jusqu'au fossé qui longe la voie ferrée. Tous ces indices témoignent de la présence d'un glissement actif qui affecte tout le versant aval sur une grande étendue.




**Figure III-6 : Ruptures, éboulis.**

Les différentes photos prises illustrent les désordres et les signes d'instabilités du versant




**Figure III-7:Ruptures menaçant le pylône**




**Figure III-8:Résurgences**

## b) Déformations des gabions

Les gabions supérieurs (figure 8) réalisés en tête du versant, ont subi des déformations importantes; il s'agit; des tassements et des déplacements de plus de 1 mètre.

Une partie des gabions inférieurs (figure 9) situés à 65 mètres de la route a été endommagée, elle a été emportée par le glissement. On observe des résurgences successives le long des gabions, ainsi que des écoulements dans le sens de la pente de la vallée. Le mur inférieur a été réalisé le long du lit d'une ravine (thalweg), comme le montre la figure 8b.



**(a)**



**(b)**

**Figure III-9: Gabions supérieurs déformés**



**(a)**




**(b)**

**Figure III-10: Gabions inférieurs posés le long d'une ravine.**

## c) Dégradations de chaussée

La figure 10 montre les fissures colmatées, elles affectent l'enrobé sur une longueur de l'ordre de 4 mètres, elles sont situées juste au dessus du collecteur transversal (non fonctionnel).



**Figure III-11: Fissure colmatée.**

### d) Suppression de l'entrée du collecteur transversal

L'entrée de l'ancien collecteur transversal a été supprimée (figure 11b) probablement, dont le but d'évacuer au plus loin les eaux de ruissellement de la zone glissée. Certainement, les

premiers signes de glissement ont eu lieu bien avant la suppression de l'entrée du collecteur, comme en témoignent la figure 11 a.



**(a)Sortie** **(b) Entrée**

**Figure III-12: Entrée et sortie du collecteur transversal.**

La figure 12 montre la déviation actuelle des eaux de ruissellement. Les eaux de ruissellement déversent sur la partie douce du versant aval, et réalimentent la nappe des éboulis.




**Figure III-13 : Déviation actuelle des eaux de ruissellement.**

## III.8.2Reconnaissance in situ

Dans la zone du projet qu'on veut étudier La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée par BET LECACT a consisté en la réalisation de :

- **10 essais de pénétration** réalisés à l'aide d'un pénétromètre de type ''BORRO'', poussés jusqu'au refus. Les essais pénétrométriques ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (formation stable).
- **3 sondages carottés (SC1, SC2 et SC3).** Les sondages carottés ont atteint les profondeurs de 10m et 20m par rapport au TN, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le site.

Les sondages ont permis de connaitre la nature des couches traversées et de faire des prélèvements d'échantillons intacts pour des fins d'analyses en laboratoire.

- Des essais de laboratoire, ont été réalisés sur des échantillons prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs. Les essais ont été réalisés principalement sur les formations instables. Deux types d'essais ont été réalisés:
- Essais d'identification physiques ;
- Teneur en eau naturelle (WN) ;
- Masse volumique à l'état humide et sec ($\gamma_d$, $W_L$, $I_P$)
- Granulométrie ;
- Plasticité ;
- Essais Mécaniques
- Cisaillement à la boite ;
- Compressibilité à l'œdomètre L'implantation des sondages carottés et les essais de pénétration dynamique.

### III.8.2.1Organisation des essais in situ

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le r BET LECACT a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- (03) trois sondages SC-1, SC-2 et SC-3 carottés de 18 m, 10 m, 20 m, respectivement de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement.
- (10) essais pénétromètre dynamique sont faites dans les sondages.

### III.8.2.2 Interprétation des essais in situ

### III.8.2.1 Sondages carottés

Les deux sondages carottés (SC1 et SC2) ont été réalisés au mois de Novembre 2010, le Sondage (SC3) et au mois de Mars 2011.

La succession lithologique de la coupe du sondage SC1 est décrit comme suit, de haut en bas :




**Figure III-14: Carte d'implantation des essais de carottage**

## Sondage SC-1

- ✓ 0.0/0.2 m Terre végétale
- ✓ 0.2/0.6 m Argile graveleuse brune
- ✓ 0.6/2.5.m Argile limoneuse compacte brune
- ✓ 2.5/10.5.m Argile limoneuse brune
- ✓ 10.5/12.0m Argile limoneuse tachetée de craie, peu consistante jaunâtre à bariolée
- ✓ 12.0/18.0m Argile limoneuse consistante compacte gris verdâtre.

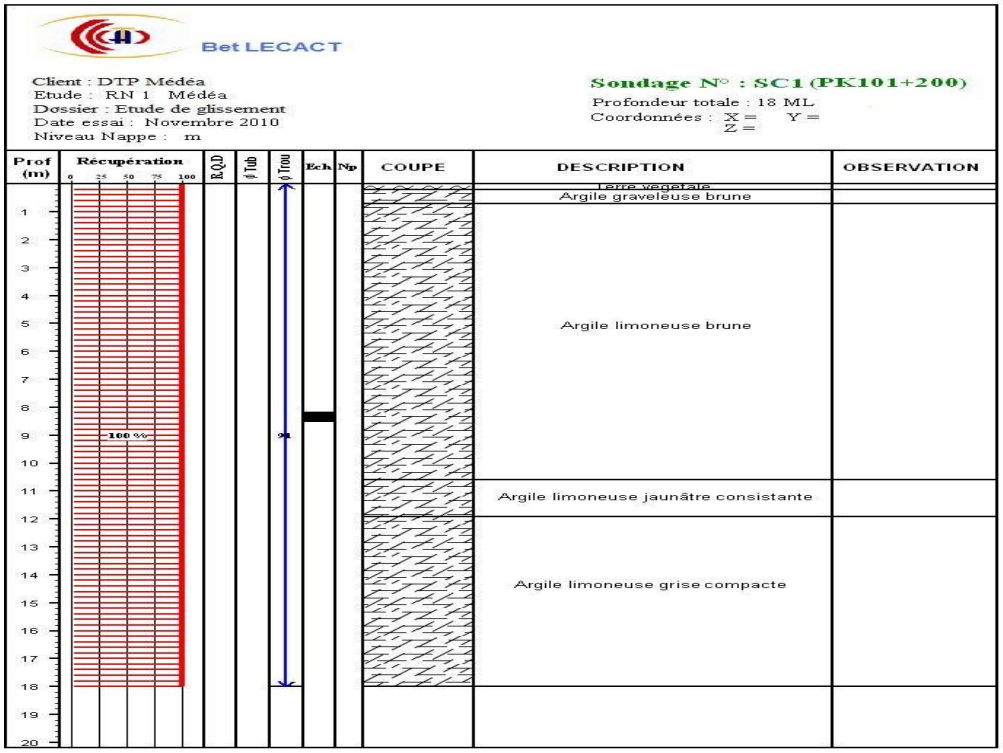



**Figure III-15 : lithologie de caisse à carotte du SC1**



**Figure III-16: Réalisation du SC1.**

**Sondage SC-2**

- ✓ 0.0/2.0m Remblai hétérogène (cailloux, graviers)
- ✓ 2.0/3.0m Argile limoneuse peu consistante brune
- ✓ 3.0/4.5m Argile limono- graveleuse friable jaunâtre
- ✓ 4.5/8.2m Argile limoneuse consistante renfermant des cailloux, jaunâtre.
- ✓ 8.2/9.0m Argile limoneuse peu consistante verdâtre.
- ✓ 9.0/ 10.0m Argile limoneuse consistante rougeâtre




**Figure III-17: Réalisation du SC2.**

**Sondage SC-3**

- ➢ 0.0-5.5m Alluvions actuelles (galets, sable, limon, argile).
- ➢ 5.5-6.1m Argile limoneuse consistante marron humide renfermantdes débris de grés dur brunâtre.
- ➢ 6.1-6.4m Sable grossier brun jaunâtre humide.
- ➢ 6.4-6.6m Débris de Grés dur rougeâtre.
- ➢ 6.6-20.0m Sable argileux jaunâtre humide renfermant des débris degrés dur brunâtre.



**Figure III-18: Caisse à carotte du SC3**

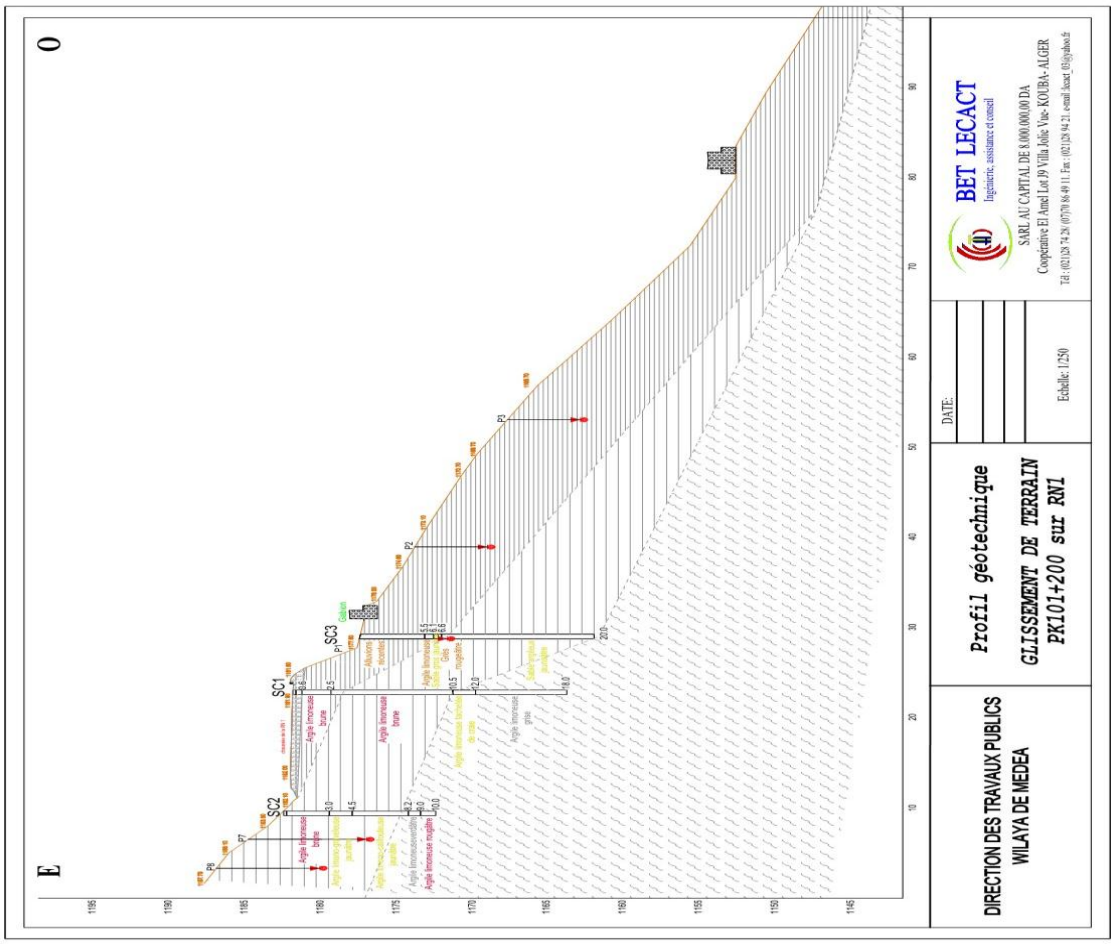



**Figure III-19 : Profil géotechnique glissement de terrain PK101+200 sur RN1**

## III.8.2.2 Essais pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton $N_{dh}$ nécessaires pour obtenir un enfoncement h de 20 centimètres. La résistance du sol est déterminée à partir de la formule

des Hollandais ci-dessous, selon la norme NFP 94-115. Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

$$q_d = \frac{M^2 H}{A.e(M+P)}$$

Avec :

M : masse du mouton [kg].

M' : masse cumulée de l'enclume, guide tige et des tiges [kg].

H : hauteur de chute du mouton [m].

e : l'enfoncement (pénétration moyenne par coup), e= h/Ndh.

A : aire de la section droite de la pointe du pénétromètre dynamique [$m^2$].

qd : Résistance de pointe dynamique [Bars];

Les dix (10) essais de pénétration, ont été réalisés en amont et en aval de la route.

- **Résultats obtenus**

Les profondeurs de refus atteintes, sont récapitulées dans **le tableau III.2.**

| N° d'essai au pénétromètre | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Profondeur de refus en m** | 5.8 | 4.8 | 4.6 | 5.4 | 5.4 | 6.8 | 7.8 | 6.8 | 4.8 | 4.8 |

Les refus obtenus correspondent au toit de l'horizon dur, caractérisé par unerésistance de pointe élevée.

Les graphes d'essais pénétromètriques.

**L'essai pénétromètre dynamique (1)** : qui a été réalisé de profondeur 5.8 m, comme suit :

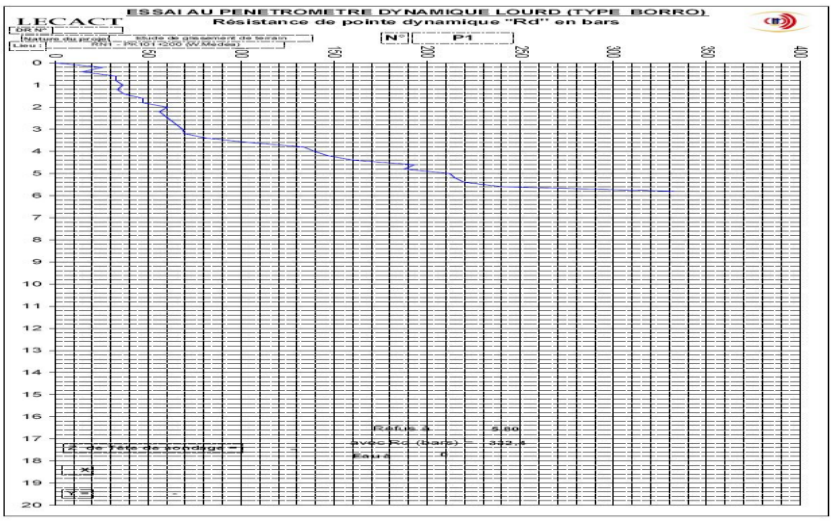



**Figure III-20 : courbe de pénétromètre dynamique (1)**

### III.8.3 Reconnaissance en laboratoire

Compte tenu de la nature des échantillons prélevés au droit de chaque sondage carotté ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueurs réalisée par BET LECACT :

### III.8.3.1 But

Pour la caractérisation des différentes couches constituant les terrains rencontrés, des essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de sols représentatifs prélevés des sondages carottés. Les résultats des essais serviront de base pour l'établissement de profils géotechniques types pour les besoins de l'étude de stabilité.

### III.8.3.2 Organisation des essais au laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques programme à savoir Deux types d'essais de laboratoire sont prévus:

#### a) Essais physiques

Ils permettent la détermination des valeurs des paramètres physiques essentiels pour l'identification et la classification des matériaux. Pour chaque type d'essai, il est prévu huit (**08**) à dix (10) essais.

- Densité en place,
- Teneur en eau, (NF P94-053).
- Granulométrie, (NF P 94-056 / NF P 94-057).
- Limites d'Atterberg
- Essais chimiques (taux de carbonates (Ca CO3). , taux de sulfates (So4-2)).

#### b) Essais mécaniques

Les essais mécaniques quant à eux, ils permettent la détermination des caractéristiques mécaniques, en l'occurrence la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (**φ**) des matériaux. Les essais ont été réalisés principalement sur les couches susceptibles de glisser (ou tasser). Les types d'essais à réaliser sont :

- **Essais de cisaillement à la boite**

Pour la détermination de la cohésion et l'angle de frottement. Les essais seront réalisés sur les

échantillons paraffinés. Il est prévu 4 à 6 essais, selon l'homogénéité des sols.

- **Essais œdométriques**

Ils permettent d'apprécier l'état de consolidation en place des sols, ils permettent, également, de déterminer le coefficient de consolidation (Cc). Il est prévu 4 à 6 essais œdométriques.

## III.8.3.3 Résultats des essais au laboratoire

## III.8.3.3.1 Essais physiques

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectues sur le site. On définit les paramètres suivant (Outmani, 2012):

### a) Courbe granulométrique

La courbe granulométrique d'un sol, est la distribution des grains suivant leur dimension. La courbe granulométrique, c'est une représentation graphique donnant

- En ordonnée arithmétique, le tamisât cumulé (**%**),
- En abscisse logarithmique, le diamètre des grains (**mm**).

L'essai se fait par tamisage sous eau selon la norme **NFP P94 -056**.

### b) Teneur en eau w

La teneur en eau d'un sol, c'est le rapport de poids de l'eau évaporée lors de l'étuvage ($\mathbf{P_W}$) sur le poids de matériau sec (**Ps**).$\boldsymbol{W = \frac{P_w}{P_s}}$

L'essai se fait par pesées 2 pesées avant et après étuvage à 105 °C, selon la norme **NF P94 -050**.

### c) Poids volumique γ

Le poids volumique d'un sol (γ) est le quotient de poids (**P**) du sol par le volumequ'il occupe (**V**). $\boldsymbol{\gamma = \frac{P}{V}}$ **.**

L'essai sera réalisé selon la norme (**norme NF P 94 – 053**).

### d) Limites d'Atterberg

Ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'unsol. L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau (**WL**) pour laquelle une rainure pratiquée dans unsol placé dans une coupelle se ferme après un certain nombre de chocs.

- Recherche de la teneur en eau (**WP**) pour laquelle un rouleau de sol, se fissure.

L'indice de plasticité. $\boldsymbol{I_p = W_L - W_P}$

L'essai se fait selon la norme **NF P 94 – 051**.

**e) Teneur en carbonate $CaCO_3$**

Par convention, la teneur en carbonate d'un matériau est le rapport entre la massede carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec. L'essai se fait dans des conditions de température et de pression connues (norme **NF P 94 –048**).

## III.8.3.3.2Essais mécaniques

L'étude de la résistance au cisaillement (**C**, **φ**) au laboratoire fait appel à deuxprincipaux types d'essais :

- Essai de cisaillement direct (boite de **Casagrande**),
- Essai triaxial.

Les essais permettent la mesure des caractéristiques à la rupture du matériau. Lesessais se font selon des conditions et les objectifs visés. Les conditions d'essais sont :

- Consolidation ou non avant le cisaillement,
- Conditions de drainage pendant le cisaillement.

**a) Appareil de cisaillement direct**

L'essai est simple et ancien, il fait suivant la procédure (Norme **NF P 94 –071**) suivante:

- Cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé,
- Eprouvette de sol entre 2 demi-boites,
- Effort normal,
- Déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boites,
- Force de cisaillement mesuré par un anneau dynamométrique,
- Mesure de la variation de hauteur.

**Tableau III.3** ci-après donne les conditions de réalisation des essais de cisaillement effectués au laboratoire.

| Essai | Consolidation | vitesse | Mesure de u | résultats | Type d'essai |
|---|---|---|---|---|---|
| **cisaillement** | non | rapide | non | φuu, Cuu ou, Cuu | Non consolidé rapide. |
| | oui | rapide | non | φcu, Ccu | Consolidé rapide |
| | oui | Lente | non | φ', C' | Consolidé lent |

**b) Essai œdométrique**

Le principe de l'essai œdométrique permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformation transversale nulle) et de mesurer sa variation ΔH de hauteur H. Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

La courbe œdométrique (**e, Logσv**) donnant les variations de l'indice des vides (e) en fonction de la contrainte effective (**σ'v**) appliquée à l'éprouvette.

Les paramètres de l'essai, sont déterminés à partir de la courbe œdométrique.

- Indice de compression **Cc**,
- Indice de recompression **Cs**,
- Contrainte de pré consolidation **σ'p**.

L'essai œdométrique est réalisé conformément à la norme **XP P 94 – 090 -1**.

## ➢ Résultats obtenus

Les tableaux ci après, regroupent les résultats obtenus au laboratoire. Les essais ont été réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches deterrain rencontrées dans les sondages carottés.

**Tableau III.4: Récapitulatif des caractéristiques physiques.**

| RN1 -PK101+200 Echantillons profondeur | Nature | Caractéristique physique | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | Granulométrie | |
| | | Wn % | ɣ kN/m$^3$ | ɣd kN/m$^3$ | Sr % | WL % | Ip % | Ic % | 2mm % | 80µm % |
| 8,2/8,5 | Argile limoneuse brune | 12 | 19,4 | 17 | 55 | 54 | 26 | 1,6 | 100 | 92 |
| 15,6/15,8 | Argile limoneuse grise | 14 | 19,1 | 16,7 | 61 | 56 | 31 | 1,3 | - | - |
| 3,5/3,8 | Argile limono-graveleus jaunâtre | 9 | 21,2 | 19,4 | 62 | 50 | 25 | 1,7 | 98 | 80 |
| 0,0/5,5 | Alluvions récentes | - | - | - | - | - | - | - | 48 | 9 |
| 5,5/5,8 | Argile Limoneus marron | 16,5 | 20,5 | 17,5 | 82 | 48 | 23,5 | 1,3 | 100 | 82 |

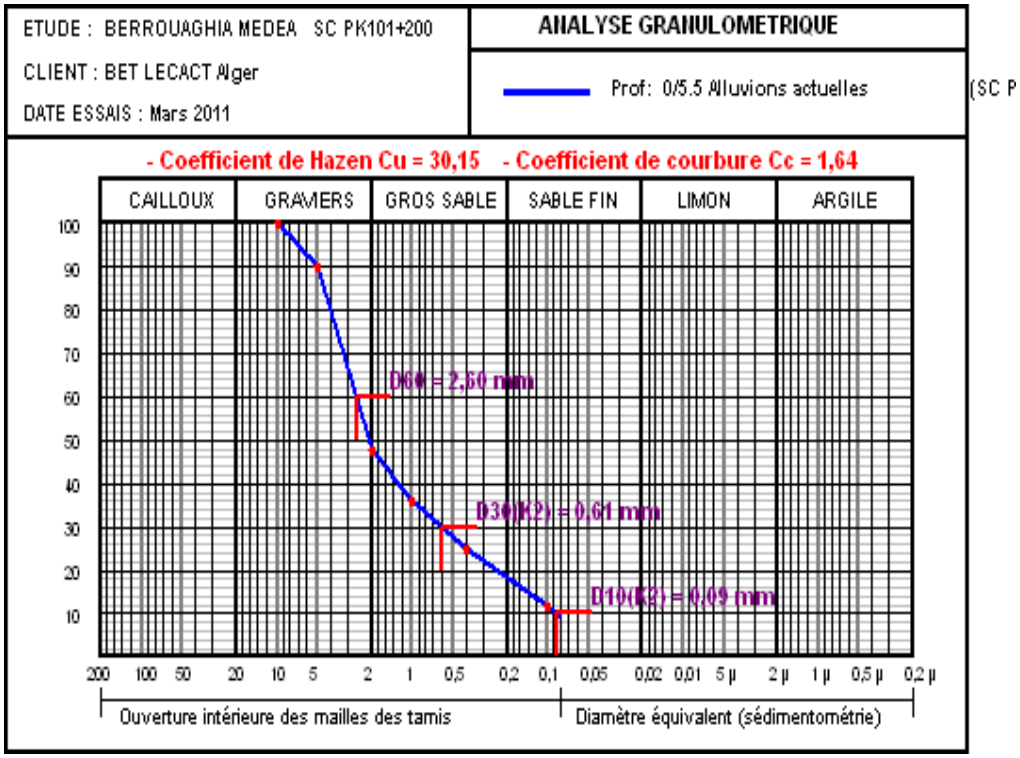



**Figure III-21 : Courbe Analyse Granulométrique SC1**

### III.8.3.3.3 Essais chimique est mécaniques

Les essais chimique est mécaniques effectués sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant

**Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristique chimique est mécaniques.**

| RN1-PK101+200 | | Caractéristiques chimiques | Caractéristiques mécaniques | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Echantillons | | | Cisaillement | | Compressibilité | | |
| profondeur | | $CaCO_3$ (%) | Cuu (bar) | ϕuu (°) | σc (bar) | Cc (%) | Cg (%) |
| SC1 | 8,2/8,5 | 18,5 | 0,44 | 13 | 1,7 | 19 | 2 |
| | 15,6/15,8 | - | - | - | - | - | - |
| SC2 | 3,5/3,8 | 12,5 | 0,47 | 17 | 2,06 | 7 | 1 |
| SC3 | 0,0/5,5 | 5,4 | - | - | - | - | - |
| | 5,5/5,8 | 18,5 | 0,5 | 12 | 2,14 | 19 | 3 |
| | 6,60/20,0 | 4,5 | - | - | - | - | - |

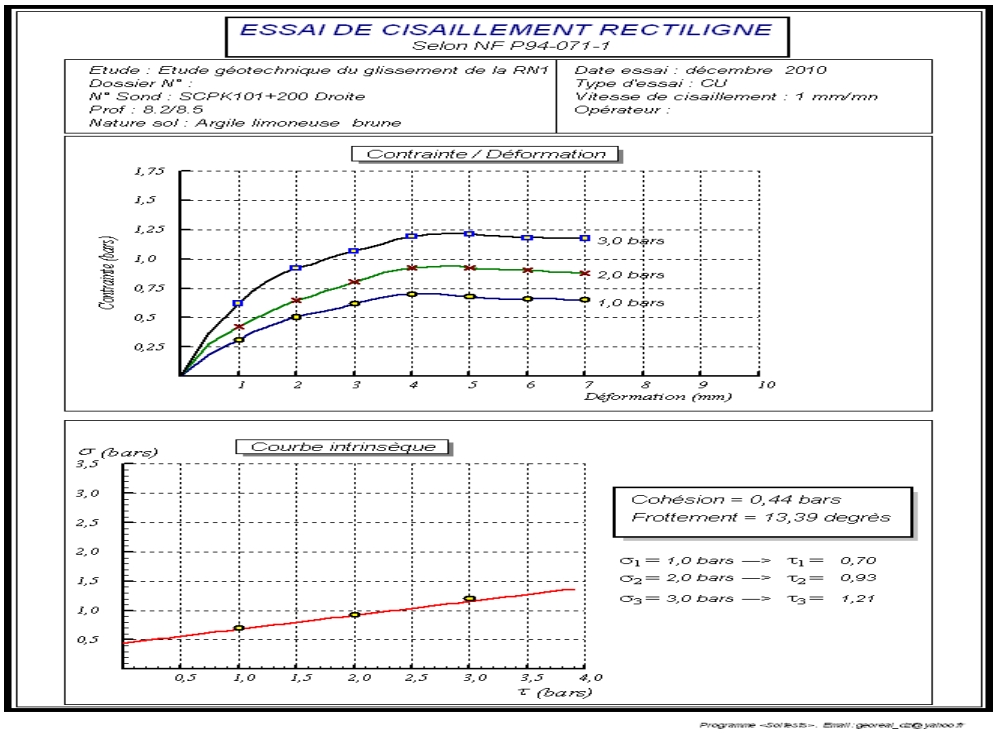



**Figure III-22 : Courbe d'essai de Cisaillement Rectiligne SC1**

## III.9 Exploitation et interprétation des résultats

**1)** Les observations de terrain ont mis en évidence la présence :

- Ruptures et résurgences le long de la partie douce du versant aval,
- Endommagement des gabions de la file inférieure,
- Gabions déformés de la file supérieure,0
- Regard d'évacuation supprimé,
- Ouverture de la fissure transversale colmatée.

**2)** Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 4.8m à 8.2 m. Les faux refus correspondent à la présence des bancs gréseux durs, ces derniers ont été mis en évidence par les sondages carottés (SC1 et SC3).

**3)** Les trois sondages carottés réalisés, ont mis en évidence une hétérogénéité des matériaux rencontrés. Cependant, le profil géologique semble être constitué de trois principales couches, à savoir de haut en bas:

- **Couche 1** : Argile graveleuse brune à alluvions grossières brunes.

Son épaisseur varie entre 3.0m et 5.5m.

- **Couche 2** : Argile limoneuse à sable argileux, renfermant des débris de grès jaunâtres. Son épaisseur varie de 5m à 14.m.
- **Substratum**, constitué d'une argile limoneuse gris verdâtre.

**a)** Les matériaux testés appartiennent aux sols fins et sols grenus dits : argiles et sables limoneux. Les sols argileux, présentent des teneurs en eau variant de 9% à 16%, correspondant à des degrés de saturation **55%≤Sr≤82%**; c'est-à-dire ils sont secs à humides. Ils sont caractérisés par des limites de liquidité 42%≤WL≤58% et des indice de plasticité 20%≤IP≤34%, selon la classification de A.Casagrande; ils sont moyennement plastiques à très plastiques. Les valeurs des carbonates variant de 5% à 18%, ces valeurs caractérisent des sols argileux à argileux marneux.

**b)** Les matériaux argileux analysés, sont caractérisés par des valeurs de cohésion variant de 0,44 bar et 0,50 bar et des valeurs de l'angle de frottement **12°≤φ≤17°**.

**c)** Les essais œdométriques ont donné des valeurs de la pression de consolidation comprises entre 1,70 bar à 2,14 bars, et des indices de compression 7%≤Cc≤19%. Ces valeurs caractérisent des sols sur consolidés, et faiblement compressibles.

**d)** La campagne de reconnaissance, a permis à l'établissement d'un profil géotechnique du site.

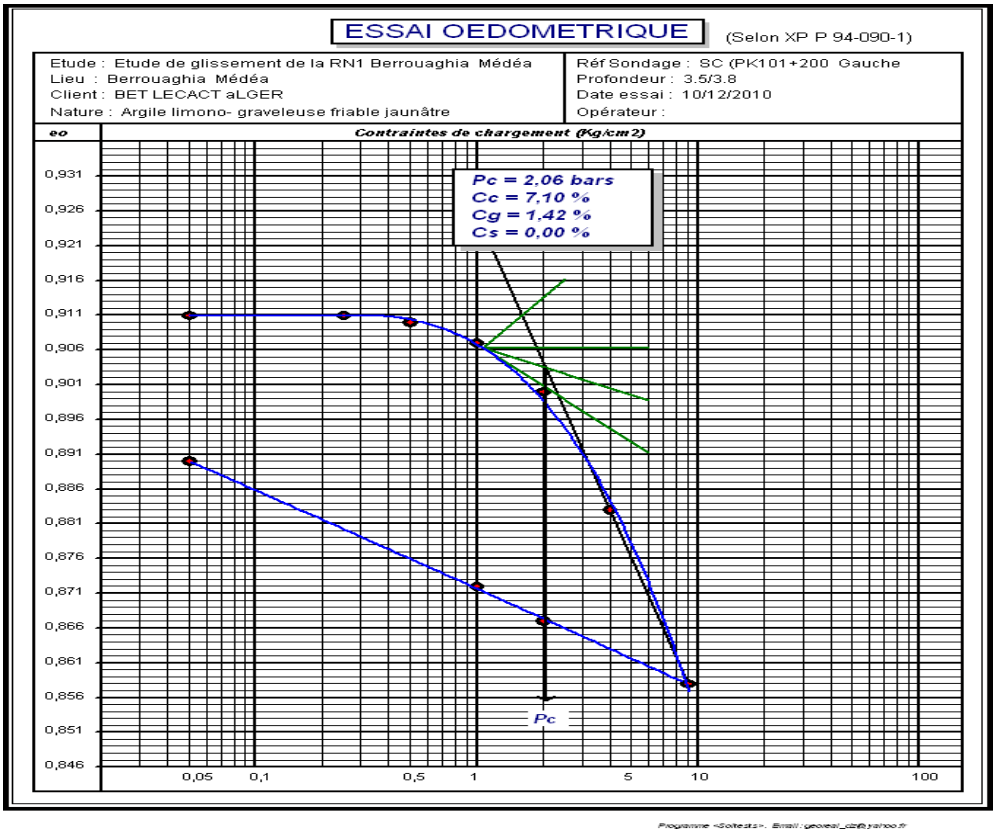



**Figure III-23 : Courbe d'essai d'Oedometrique SC1**

## III.10 Conclusion

A travers ce chapitre on déduit que la région de Médéa est caractérisée par une géologie variée d'âge différent, et l'hydrogéologie de cette région caractérisé par des Aux eaux de nappe, Aux conditions géologiques et géomorphologiques néfastes du versant aval : couche épaisse d'éboulis sur substratum, Aux eaux de ruissellement mal collectées Le climat de la région est caractérisé par une moyenne précipitation et une température variée. La sismicité est moyenne, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

Reconnaissance géotechnique du site de glissement localisé sur le côté du ouzera du PK101+200 (Projet de la pénétrante Médéa-Ouzera), est basée sur les résultats de la compagne d'investigation in situ et laboratoire ont permis de reconnaitre les différentes formations qui composent le sol du site. Le versant est constitué par une variabilité de différents types La campagne de reconnaissance géotechnique, a mis en évidence une hétérogénéité des matériaux constituant le site. Cependant, le profil géologique représentant le site, semble être constitué de trois principales couches : alluvions (**couche 1**) et argileux renfermant des débris de grès (**couche 2**) reposant sur un substratum marneux grisâtre.

1- Les observations de terrain ont mis en évidence les désordres suivants :

- Ruptures et résurgences sur la partie douce du versant aval,
- Une partie des gabions endommagés de la file inférieure,
- Déformations des gabions de la file supérieure,
- Regard d'évacuation supprimé,
- Glissement affectant l'accotement,
- Ouverture de la fissure transversale colmatée.

2- Les matériaux argileux, sont moyennement plastiques à très plastiques, ils présentent de caractéristiques mécaniques moyennes.

3- Les principales causes ayant engendré les désordres sont liés :

- Aux eaux de nappe,
- Aux conditions géologiques et géomorphologiques néfastes du versant aval : couche épaisse d'éboulis sur substratum,

- Aux eaux de ruissellement mal collectées

# Chapitre IV :
# Etude de la stabilité de site d'étude

## IV.1 Introduction

Les méthodes numériques (simulation numérique) en géotechnique sont en constante amélioration, encouragées par l'accroissement exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des totaux d'accès et de mise en œuvre.

Pour vérifier la stabilité du glissement circulaire, on effectue des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 version 2.0.3 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop.

## IV.2 Présentation du logiciel de calcul utilisé (Talren 4)

Talren 4 "Talus Renforcés", est un logiciel développé par TERRASOL, bureau d'ingénieur-conseil en géotechnique, permet de vérifier la stabilité des ouvrages géotechniques (pentes naturels et talus artificiels), avec ou sans renforcement.

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des sols et de déterminer la surface de rupture potentielle au niveau de cercle critique et calculer le coefficient de sécurité, avec prise en compte de différents types de renforcement : (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement)

Le logiciel Talren 4 permet d'étudier les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais (talus), les ouvrages en terre et les digues et d'estimer la poussée et de la buté des terres. En prenant en compte les différents types de renforcements **(Talren).** Les principaux types de données que ce logiciel peut prendre en compte sont :

- La géométrie (qui peut être complexe) ;
- Les caractéristiques de sol ;
- Les surcharges (charges réparties, charges linéaires, moments additionnels)
- Les renforcements (clous, tirants, bandes, butons)
- Les conditions hydrauliques (nappe phréatique, pressions le long d'une surface de rupture polygonale)
- Les accélérations sismiques (horizontale K h et verticale Kv)
- Les coefficients partiels (calculs aux ELU par la prise en compte de coefficients partiels de sécurité / pondération)
- Les options de calcul (méthode des tranches : Fellenius, Bishop, méthode globale : perturbations, méthode de calcul à la rupture).
- Données obligatoires : **γ, φ, c, Δc**.

Quatre méthodes de calcul sont disponibles dans Talren4 :

- Fellenius,

- Bishop,
- Perturbations et Calcul à la rupture,
- Associée aux spirales logarithmiques.

Un exemple de calcul effectué avec la méthode de calcul à la rupture est illustré dans la figure ci-dessous.

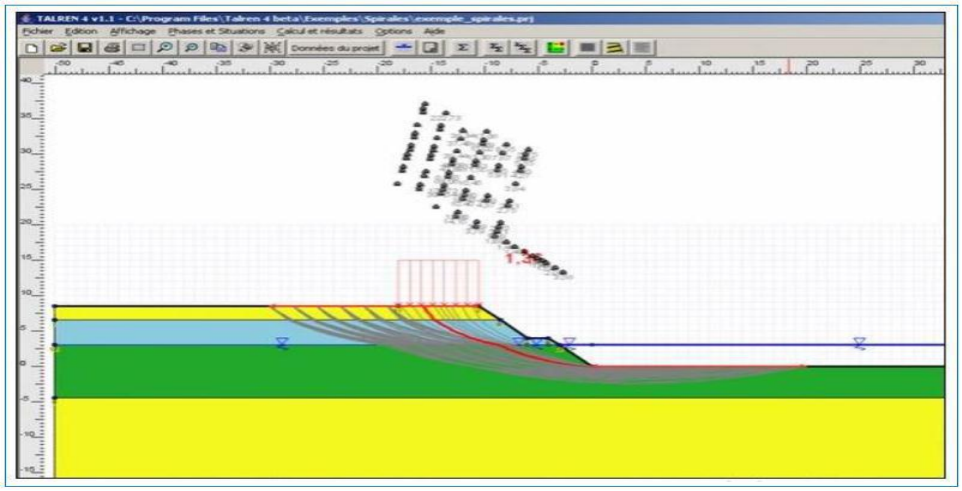


**Figure IV.1: Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) (Talren).**

La méthode de calcul à la rupture appliquée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par Sa leçon. Cette méthode est faite dans le cas particulier des mouvements rigidifiant (champ de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe) et du critère de rupture Mohr Coulomb ($|\tau| \leq c + \sigma \tan Ø$).

L'exécution d'un calcul sur Talren 4 se fait par le principe d'arborescence :

**Les phases:** permettent de définir les phases de construction (activation/désactivation d'éléments, conditions hydrauliques).il est possible d'ajouter, insérer, supprimer des phases. Chaque nouvelle phase reprend par défaut la configuration définie pour la phase présidente ;

**Les situations:** permettent d'effectuer plusieurs calculs avec des hypothèses de calcul différente (différentes de : coefficients de sécurité, conditions sismiques, surfaces de rupture)sur une même phase.il est possible d'ajouter, copier/coller, supprimé des situations. En effet, le calcul d'une situation est indépendant de tous les autres calculs effectués pour les autres situations du même projet.

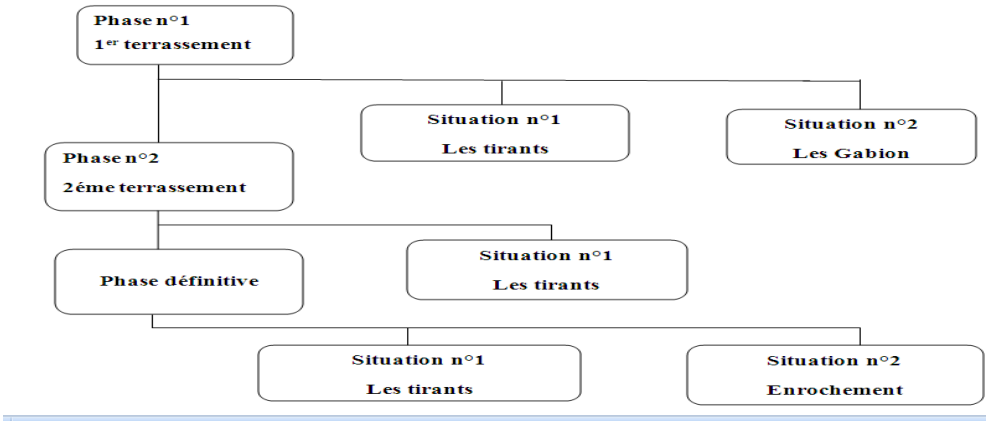



**Figure IV.2: Gestion du phasage et des situations en Talren 4 (Talren).**

A la fin d'exécution d'un calcul, Talren 4 permet la visualisation des résultats sous forme graphique ou tabulaire (Fig.IV.3) : **ANRH(2005)**

- ✓ Tableaux récapitulatifs des données (sols, surcharges, renforcements);
- ✓ Données des résultats détaillés par surface;
- ✓ Données des résultats détaillés par tranches ;
- ✓ Données les efforts dans les renforcements.

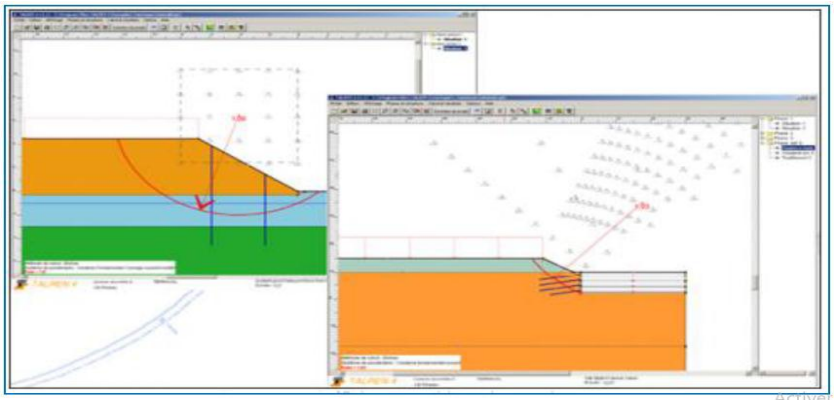


**Figure IV.3: Affichage graphique des résultats.**

## IV.3 Exécution de calcul par Talren 4

Pour chaque cas de glissement, les étapes de calcul sont faites comme suit:

1. Vérification de la stabilité du profil le plus critique favorisant le glissement à l'état initial, avec prise en considération de l'action sismique.
2. Vérification de la stabilité du profil après l'intégration de la solution de confortement proposée (soutènement par un mur en béton armé), avec une prise en considération de l'action sismique.

3. Vérification de la phase transitoire pendant l'exécution des travaux de terrassement sans prendre en compte de l'action sismique.

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de perturbation, donner les résultats suivants :

## IV.4 Etude de stabilité à l'état initial

### IV.4.1 Présentation des caractéristiques du talus

La description générale du projet (la RN1 PK101+200 de) sont dans les figures **IV.4** respectivement

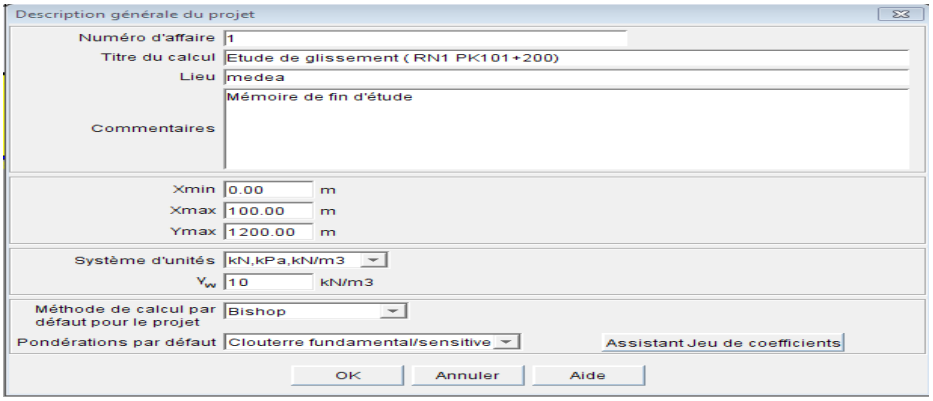



**Figure IV.4: Description générale du projet (RN1 PK101+200).**

### IV .4.2 Les couches de sols existants

Les propriétés physiques et mécaniques des couches de sol existant dans le cas de glissement (RN1 PK 101+200) sont résumées dans les **tableaux IV.1**

| Nom | γ (kg/m$^3$) | φ(°) | C(KPa) |
|---|---|---|---|
| **Marne** | 20 | 17 | 50 |
| **Flysch** | 20 | 30 | 30 |
| **Eboulis** | 21 | 26 | 20 |
| **Remblais** | 19 | 30 | 5 |
| **Gabion** | 22 | 35 | 25 |

Données de la situation

La définition des données de situation a été faite par l'application de la méthode de Bishop, et les pondérations par l'Eurocode 7. Les figures **IV.5** représentent les donnée de situation de cas de glissement.

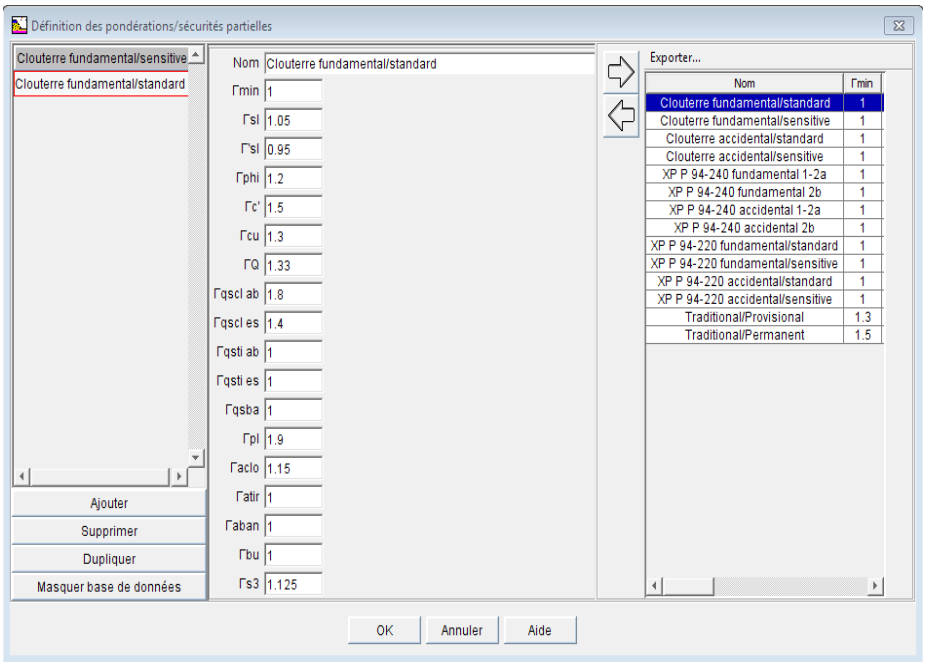



**Figure IV.5: Définition des pondérations /sécurité partielle (RN1 PK101+200).**

Le calcul effectué par le logiciel Talren 4 a prisent compte les propriétés sismiques selon le RPA 2003, telles que :

Pour le glissement: ah/g=0.075 et av/g=0.022

Les propriétés suivantes en été aussi prises en considération dans les calculs :

- ✓ Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires
- ✓ Type de recherche : Automatique
- ✓ Nombre de découpages : 10
- ✓ Incrément sur le rayon : 0.50 m
- ✓ Nombre de tranches : 100

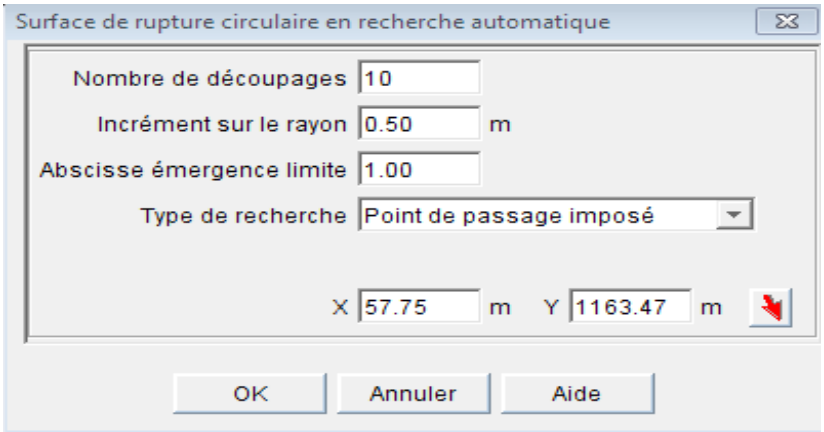



**Figure IV.6 : Surface de rupture circulaire en recherche automatique.**

## IV.4.3 Résultats

Les facteurs de sécurité de chaque cas de glissement ont été calculés par le logiciel TALREN 4 en utilisant la méthode de Bishop, par la sélection de l'icône « Bishop » dans l'interface du logiciel.

## IV.4.3.1 phase initial

### Cas du glissement RN1 PK101+200

Le résultat de calcul au niveau du site Ain el Melh ‹‹ouzera›› (RN1 PK101+200).Le coefficient de sécurité ainsi obtenu vaut 0.95 inférieur à 1 ce qui signifie que le talus est instable.

**Tableau IV.2 effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (sans confortement)**

| Phase /Méthode | Bishop | perturbation |
|---|---|---|
| **Avec nappe (fondamentale)** | 0.95 | 0.94 |
| **Sans nappe (fondamentale)** | 1.07 | 1.07 |
| **Avec nappe (accidentel)** | 0.78 | 0.79 |
| **Sans nappe (accidentel)** | 0.91 | 0.90 |

## IV.4.3.2Méthode Bishop

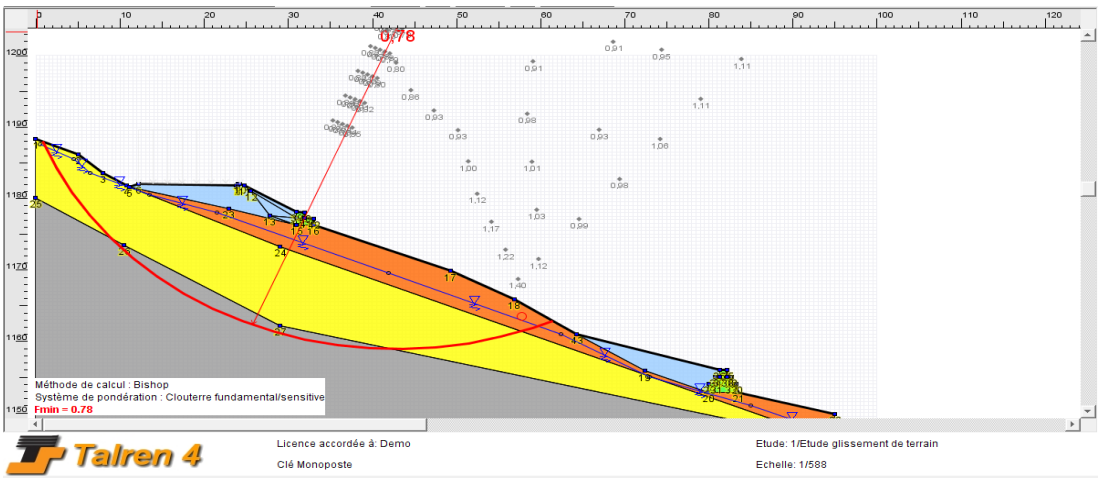



**Figure IV. 7: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.78 (avec séisme)**

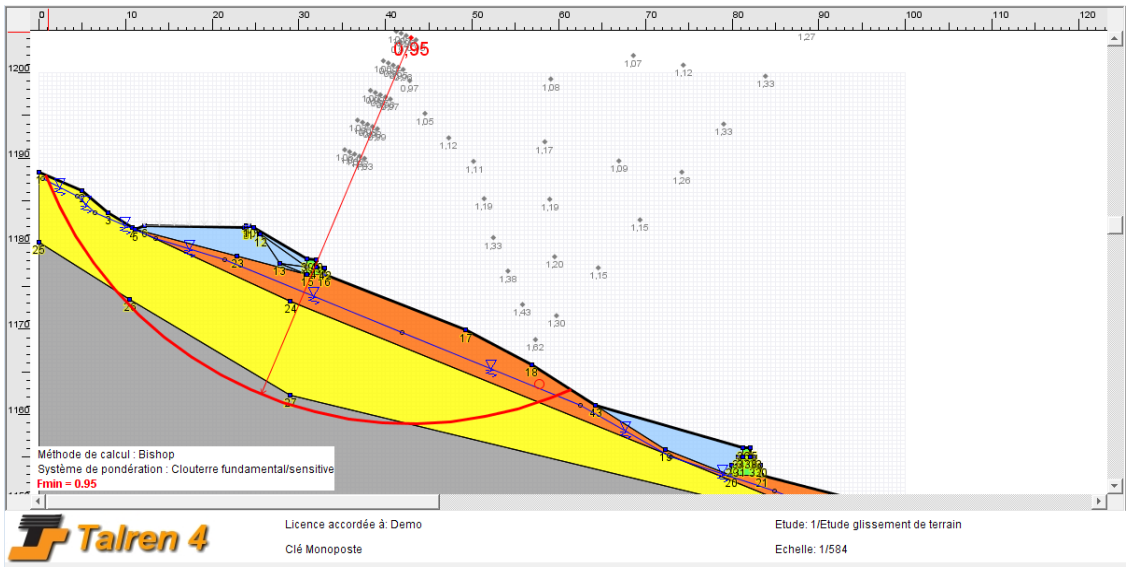



**Figure IV.8: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.95 (sans séisme)**

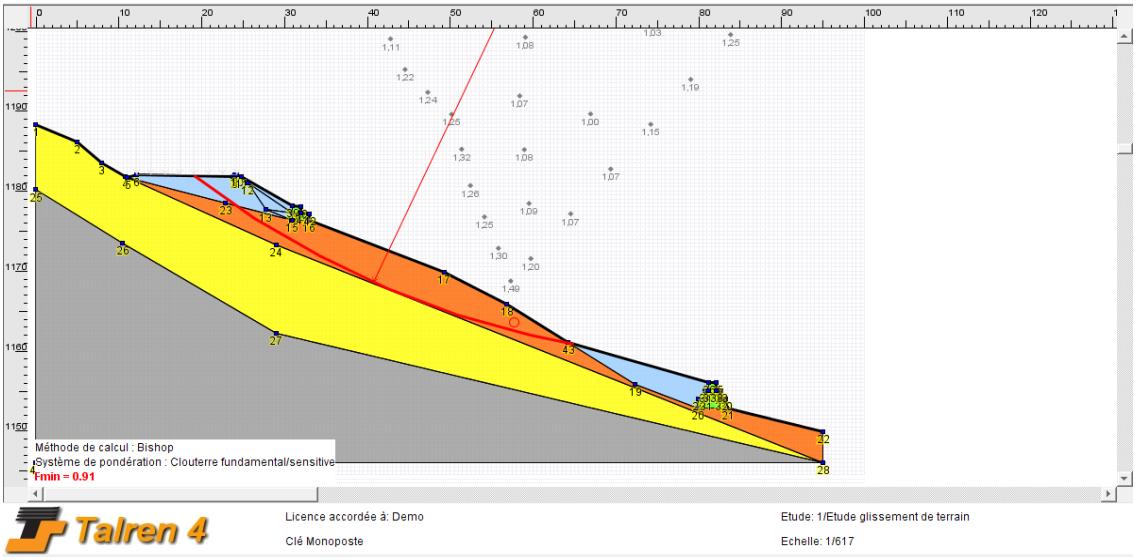



**Figure IV.9: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.91 (avec séisme)**

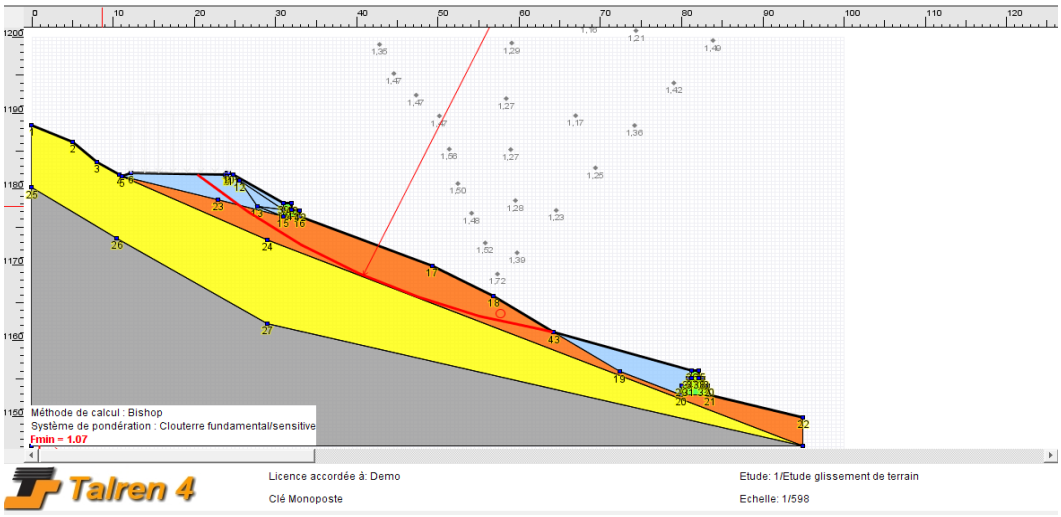



**Figure IV.10: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 1.07 (sans séisme)**

### IV.4.3.3 Méthode Perturbation

Les facteurs de sécurité de chaque cas de glissement ont été calculés par le logiciel TALREN 4 en utilisant la méthode de Bishop, par la sélection de l'icône « perturbation » dans l'interface du logiciel.

Le résultat de calcul au niveau du site Ain el Melh ‹‹ouzera›› (RN1 PK101+200).Le coefficient de sécurité ainsi obtenu vaut 0.94 inférieur à 1 ce qui signifie que le talus est instable.

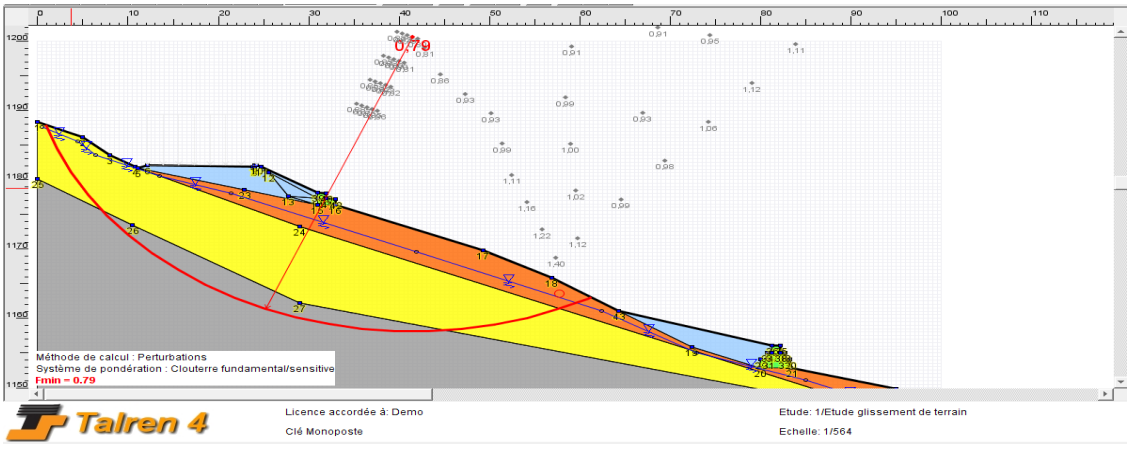



**Figure IV.11: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.79 (avec séisme)**

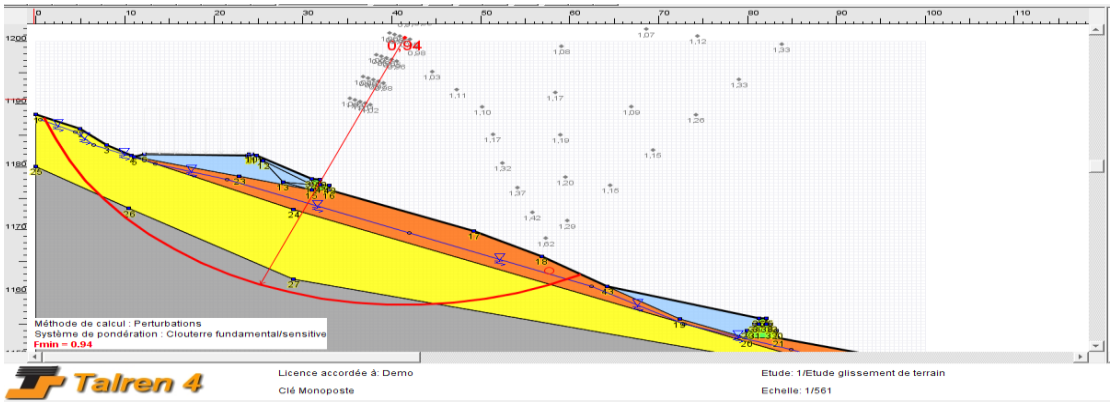



**Figure IV.12: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.94 (sans séisme)**

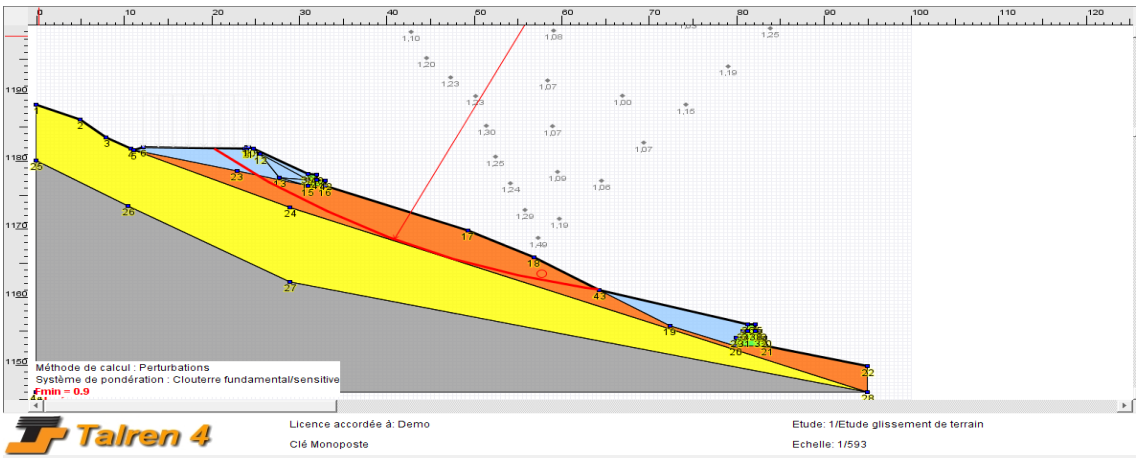



**Figure IV.13: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 0.9 (avec séisme)**

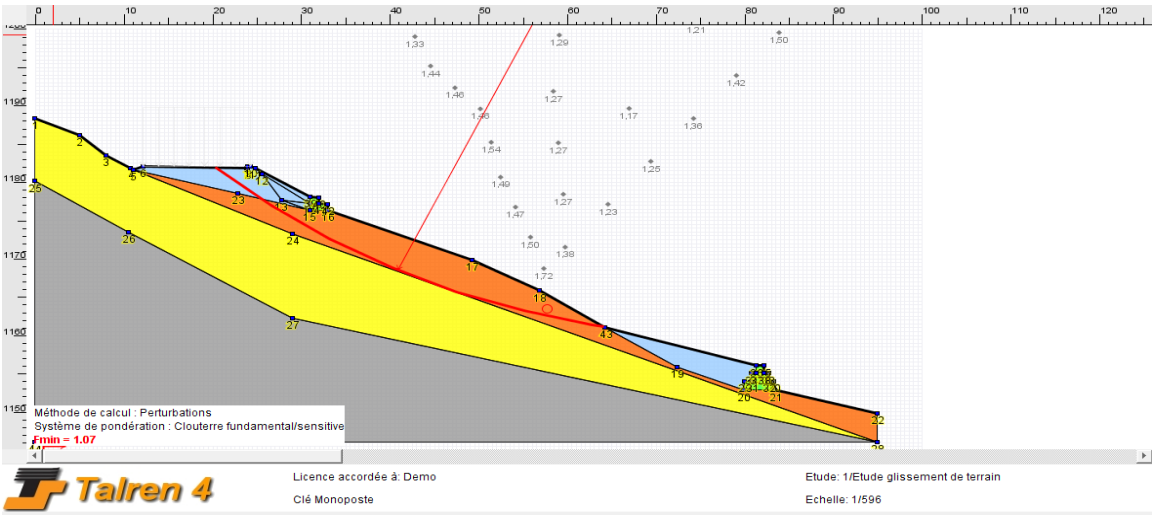



**Figure IV.14: Coefficient de sécurité sans confortement FS= 1. 07 (sans séisme)**

## IV.4.4.1 Etude de stabilité avec confortement

Les mêmes étapes que la précédente (sans confortement) ont été suivies pour identifier le talus stabilisé pour chaque cas étudié.

### IV.4.4.1.1 Cas du glissement RN1 PK101+200

La solution technique proposée pour le renforcement du glissement de terrain du RN1 PK101+200 deux variantes de confortement ont été étudiées.

Les solutions proposées, ont été étudiées en tenant compte des désordres affectant la Chaussée et des contraintes du site (talus présentant une forte pente). Les variantes Proposées concernent le confortement du talus supérieur du versant.

- ✓ **Variante 1 :** Drainage de surface + suppression des gabions.
- ✓ **Variante 2 :** Renforcement par tirants.

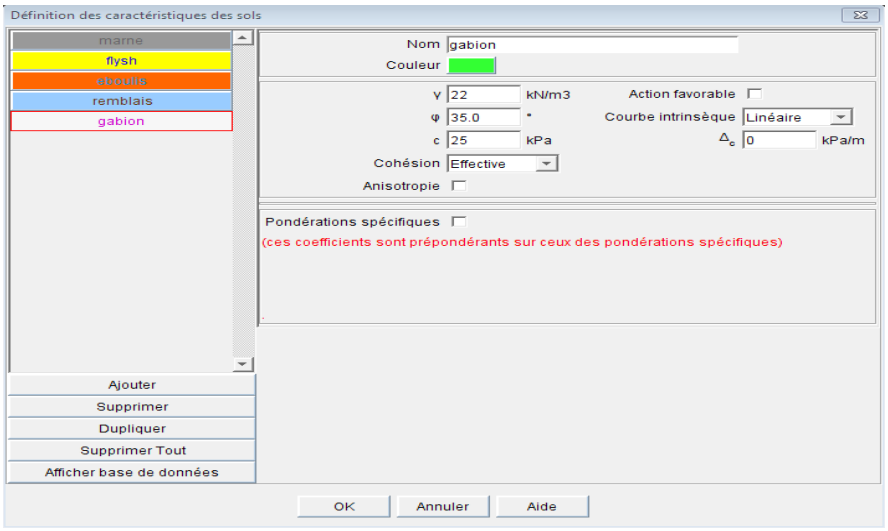



**Figure IV.15: Définition le gabionnage**

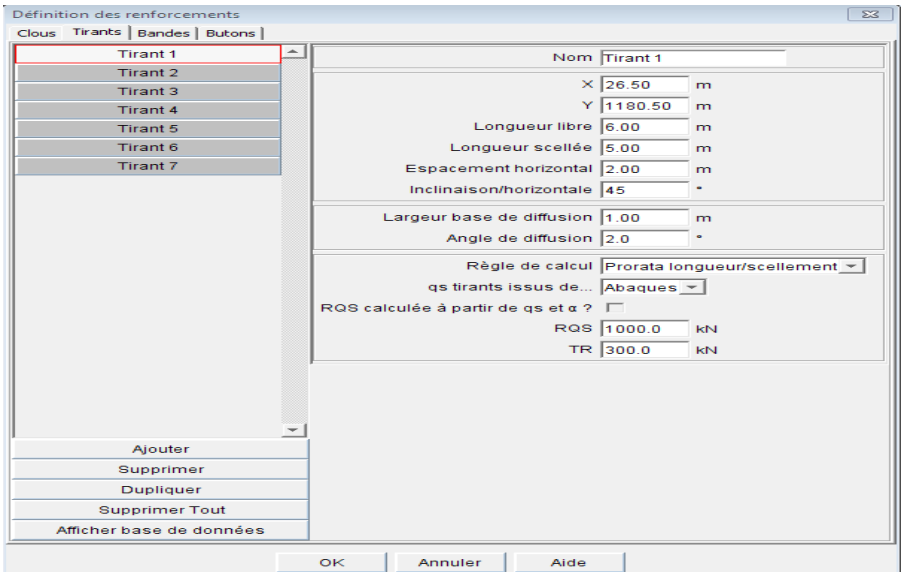



**Figure IV.16: Définition de tirant**

## IV.4.4.1.2 Matériaux utilisés

➢ **Enrochements**

Pour la réalisation du masque de protection du talus aval, il convient d'utiliser un Enrochement moyen issu de roches dures.

Les classes d'enrochement recommandées:

- **0/200**, pour la réalisation de l'accotement ;
- **200/500**, pour la réalisation du masque de protection ;

Et cela conformément à la Norme **NF EN 13383-1**.

Les figures. Représente le Coefficient de sécurité avec les tirant plus enrochement. Nous remarquons que le coefficient de sécurité s'est amélioré de 0.95 à 1.37 en présence de ce type de confortement, ce qui signifie que le talus est devenu stable.

**Tableau IV.3 effet de la nappe avec effet de séisme sur coefficient de sécurité (avec confortement)**

| Phase /Méthode | Bishop | perturbation |
|---|---|---|
| **Avec nappe (fondamentale)** | 1.37 | 1.37 |
| **Sans nappe (fondamentale)** | 1.37 | 1.37 |
| **Avec nappe (accidentel)** | 1.22 | 1.22 |
| **Sans nappe (accidentel)** | 1.19 | 1.19 |

## IV.4.4.2 Méthode Bishop

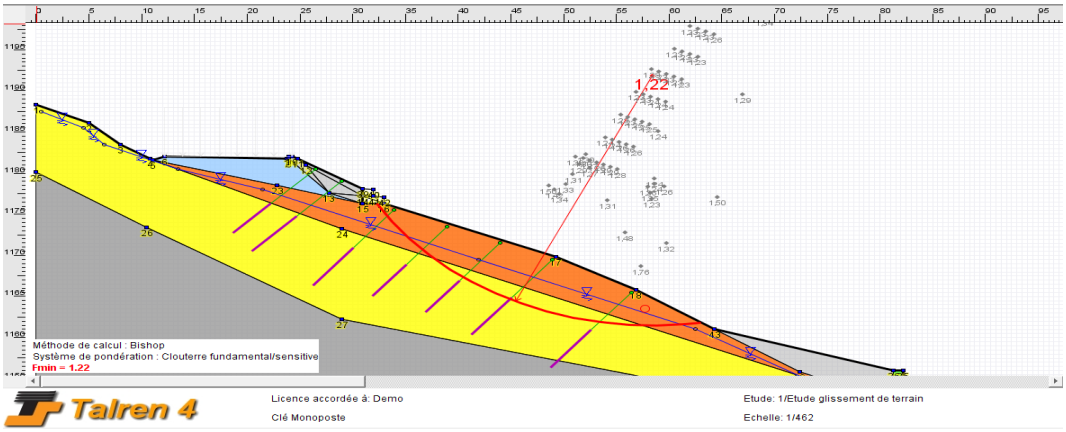



**Figure IV.17: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.22 (avec séisme)**

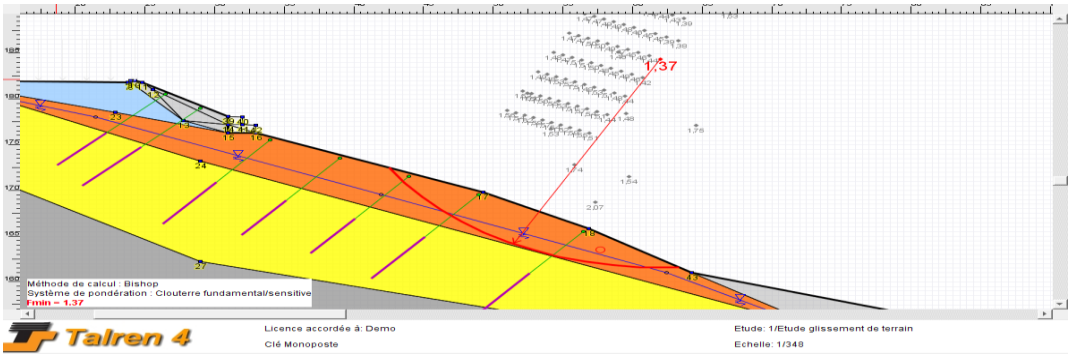



**Figure IV.18: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)**

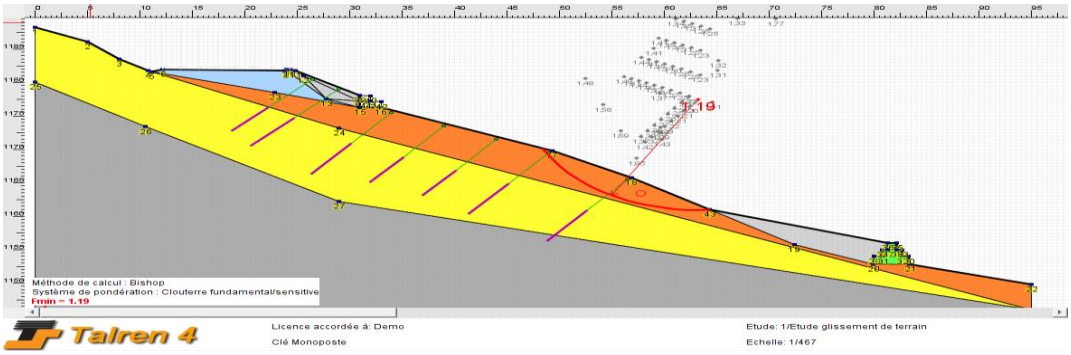



**Figure IV.19: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.19 (avec séisme)**

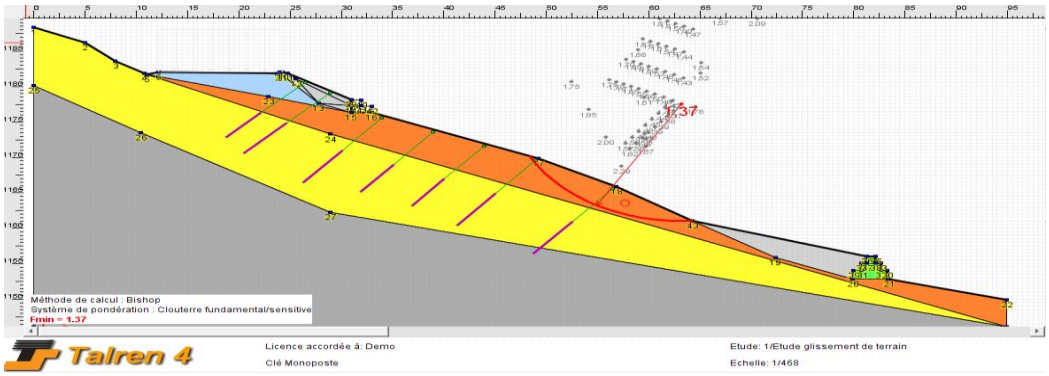



**Figure IV.20: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)**

### IV.4.4.3 Méthode perturbation

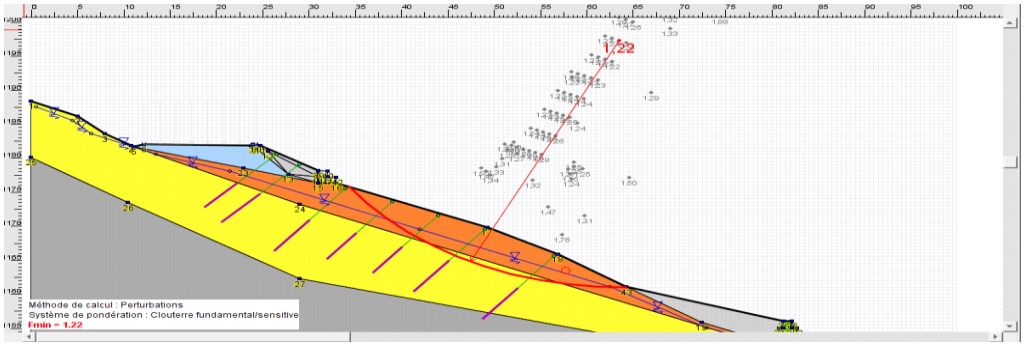



**Figure IV.21: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.22 (avec séisme)**

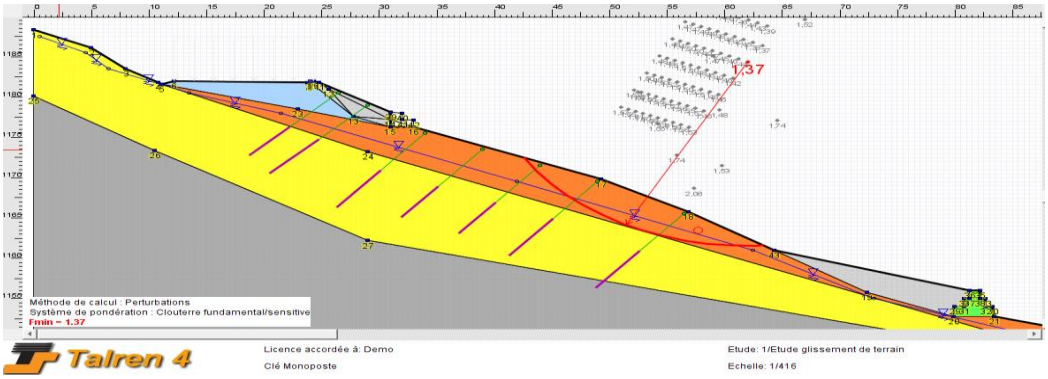



**Figure IV.22: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)**

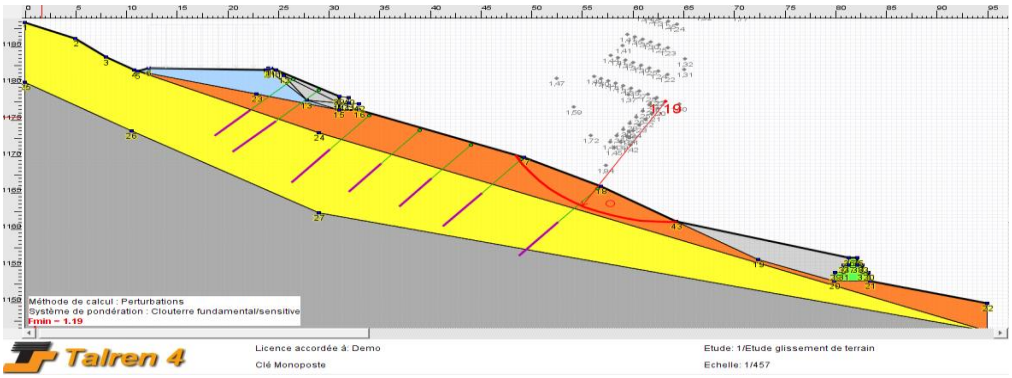



**Figure IV.23: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.19 (avec séisme)**

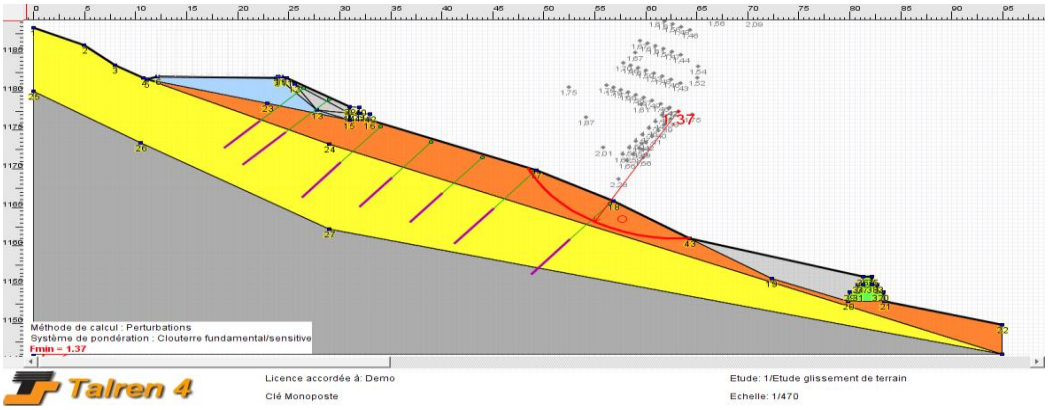



**Figure IV.24: Coefficient de sécurité avec confortement FS= 1.37 (sans séisme)**

## IV.5 Conclusion

Cette partie est la plus importante dans notre projet qui consiste à trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement étudié. Pour se faire, des calculs des stabilités à l'aide du logiciel de calcul « Talren 4 » en utilisant trois méthodes des tranches de Bishop et perturbation a été appliquée. La solution technique proposée pour stabiliser la route est la réalisation

Les observations ont mis en évidence deux types de glissements:

- **Un glissement lent**, il affecte l'accotement, il est de direction perpendiculaire à l'axe de la chaussée. Il s'agit d'un ancien glissement qui a emporté l'accotement.
- **Un glissement actif**, il affecte la partie douce du versant, sa direction suit.La plus grande pente du talus; c'est-à-dire sensiblement parallèle à l'axe de la route.

Les causes probables ayant engendré ces désordres sont :

- Aux caractéristiques néfastes du talus : pente accentuée, remblai, éboulis,
- Les eaux de ruissellement: s'infiltrent et créent une nappe perchée dans les éboulis,
- A l'instabilité de la partie douce du versant : fissures, ruptures, résurgences.

La solution de confortement retenue, a été choisie en tenant compte des critères suivants:

- Désordres affectant la chaussée,
- Considérations technico-économiques,
- Contraintes du site : **domaine privé**.

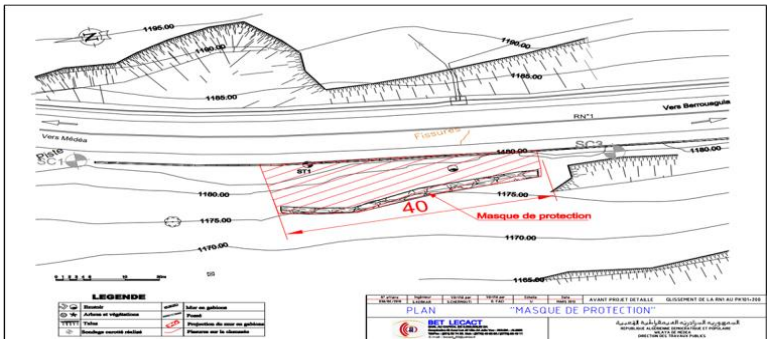



**Figure IV.25: plan de masque de protection**

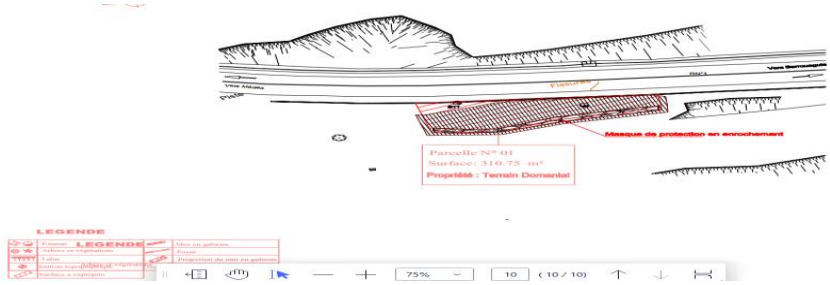



**Figure 26 : plan de masque de protection en enrochement**

# Conclusion Générale

# CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué au cœur de cette étude, a pour but d'étudier et analyser la stabilité d'un versant est située au Sud de la commune de Ouzera, proche du lieu dit ''Ain el Melh'' (wilaya de Médéa).

En premier lieu nous avons défini les diffèrent types mouvement de terrain en général, et en particulier les glissements de terrain avec les différentes techniques d'évaluation.

Dans l'analyse de stabilité des pentes, nous avons défini les principales méthodes de calcul de stabilité des pentes et la description des méthodes de calcul les plus courantes.

En ce qui concerne l'étude présentée dans ce travail, nous avons étudié le glissement de terrain qui est basée sur :

- Analyse et interprétation du rapport géotechnique.
- Analyse du glissement à l'aide du logiciel TALREN 4V.
- Proposition des solutions adéquates au glissement de terrain étudié.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il en ressort que le versant est constitué d'un sol hétérogène (éboulis avec les flysch et marne), la masse qui est en mouvement constituée d'un flysch et éboulis la couche de marne a des caractéristiques géotechniques de mauvaise qualité (cohésion faible).

La méthodologie adoptée, nous avons analysés le glissement de terrain, afin de localiser sa surface. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul numérique par logiciel TALREN 4V, il a permis de localiser la surface du glissement critique.

Après ces analyses, nous avons obtenu un facteur de sécurité inférieur à 1donc le versant est dans un état instable, et nécessite une technique de confortement. Tandis que le calcul de confortement nous donne une idée sur l'efficacité de choix de confortement et son influence sur la sécurité de site.

On peut dire que dans une analyse de glissement de terrain le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute le site et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Enfin, on termine par quelques recommandations afin de stabiliser les glissements existants ou bien d'éviter le déclanchement de nouveaux glissements.

Les recommandations suivantes doivent être respectées :

1. Pour le traitement de la partie douce du versant, nous vous proposons:

- ✓ L'implantation d'arbres (eucalyptus) sur toute la zone instable,
- ✓ Le captage des eaux de la source située au sommet de la partie douce, les eaux captées doivent être raccordées au fossé bétonné situé sur l'autre versant (versant opposé),
- ✓ Un calibrage des ravines: nettoyage et reprofilage, elles doivent permettre un bon écoulement des eaux vers l'exutoire situé le long de la voie ferrée.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**ANRH (2005)** : Agence National des Ressources Hydraulique.

**Abramson, L.W.,** Lee, T.S., Sharma, S., et Boyce, G.M. **2002**. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.

**AISSA Mohamed Hamza et HADDOUCHE Khadidja**, **2011**, Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi (Youcef Beni Messous) Alger, Master

**Alexander**, David E. **2008**. "A Brief Survey of GIS in Mass-Movement Studies, with Reflection son Theory and Methods." Geomorphology 94(3–4): 261–67.

**AR Zolfaghari,** A.C. Heath, and P.F. McCombie, **2005**. Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis. Computer and Geotechnics, Vol. 32, pp. 139–152**.**

**Astrade, L.,** Stoffel, M, Corona, C., Saez, J. L., **2012.** L'utilisation des cernes de croissance des arbres pour l'étude des événements et des changements morphologiques: intérêts, méthodes et apports des recherches alpines à la dendro-géomorphologie. Géomorphologie: relief, processus, environnement, (3), p- 295.

**Bachir boushaba**, **2017.** Vérification de la Stabilité du Terrain de POS Serkina – Constantine (Méthodes Analytiques) Code *GeoStudio*.Université Larbi Ben M'hidi Oum-El-Bouaghi Faculté des Sciences et Sciences Appliquées Département de Génie Civil

**Benaouda Abd Elwahid, Mami Mohamed Abdennour**, **2019**. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la rn 24 au pk 235+500 (Wilaya De Bejaia) Université Ferhat Abbas -Sétif Faculté de Technologie Département de Génie.

**Bendadouche Hocine, Lazizi Salah**, **2013**. Glissement et confortement, Chapitre 04 Stabilité des talus, Livre édité par : Pages bleue.

**Bendjeddou A, 2015**. Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie ; mémoire pour l'obtention diplôme de Magister en Génie Civil ; 2731p.

**Benouis Djamel Eddine**, **2010**. Etude d'un glissement de terrain par différente méthodes. Thèse de magister. Université de Saida**.**

**Benslimane Chems-eddine, Chennin Mouloud**, **2014.** Université A/Mira Faculté de Technologie Département de Génie civil confortement d'un glissement de terrain par clouage en micro-pieux mixtes a thenia (w) boumerdes**.**

**Benyahia M et Djilali Ben Ferdj S, 2010**. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain.

**Béron. A., 1867** constitutions géologiques des montagnes de la Kabylie (Bul. Soc. Géol. De France),

**Bishop A.W**., **1955**. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, V5, pp7-17,

**Bouafia., 2009**. Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.

**Bouamra Oussama, Chikhi adem**, **2015**. "Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par Palxis: cas de parc Dounya –Dely Brahim ", mémoire de master, Département des sciences de la terre, Université Djillali bounaama Khemis Miliana(Algérie).

**BOUAZIZ Nacira, MELBOUCI Bachir, 2014**. CARACTERISATION DE L'ALEA GLISSEMENT DETERRAIN EN KABYLIE (TIZI-OUZOU) ALGERIE Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Laboratoire Géo matériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Tizi-Ouzou, Algérie.

**Bougdal, R.,** Belhai, D., Antoine, P., **2006.** Géologie de la ville de Constantine et de ses environs. Bull Serv Geol Algérie 18:3–23.

**Bougdal, R.,** Larriere, A., Pincent, B., Panet, M., Bentabet, A., **2013.** Les glissements de terrain du quartier Belouizdad, Constantine, Algérie. Bull Eng Geol Environ 72:189–202.

**BOUKHAOUA FATMA**, **2017**. Etude d'un glissement de terrain au niveau de Village Belia-Hanied commune Adekar Wilaya de Bejaia Universite Ferhat Abbas -Setif, Faculté de Technologie Département de Génie Civil.

**Bourenane H.,** Bouhadad Y., Guettouche, M.S., Braham, M., **2015.** GIS based landslide susceptibility zonation using bivariate statistical and expert approaches in the city of Constantine (Northeast Algeria). Bull Eng Geol Environ 74(2):337–355. Doi: 10.1007/s10064-014-0616-6.

**Bourenane H**., Guettouche, M S., Bouhadad, Y., **2016**. Landslide hazard mapping in the Constantine city, Northeast Algeria using frequency ratio , weighting factor , 163 logistic regression , weights of evidence , and analytical hierarchy process methods Arab J Geosci

**BOUTERAA HOUARI et BENDAAS AZEDDINE**, **2019**. Étude de stabilité et proposition d'une solution de confortement d'un glissement de terrain au niveau de la RN 74(PK35+200), Université Ferhat Abbas –Sétif.

**Braekken et van Nostrand, 1966**. Principes de Géza Kunetz sur la prospection de la résistivité en courant continu.

**Bruno Martins-Campina** , **2005**. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossauet Vallée d'Aspe). Planète et Univers [physics]. Université Sciences et Technologies - Bordeaux I**.**

**Bruno Martins-Campina** , **2005**. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossauet Vallée d'Aspe). Planète et Univers [physics]. Université Sciences et Technologies - Bordeaux I**.**

**Carrara, A**., Pike, R. J., **2008**. GIS technology and models for assessing landslide hazard and risk. Geomorphology 94:257–260.

**Charaf chabou, 2020.** https://www.facebook.com/charaf.chabou/posts/10223855758601439

**Ciabatta,** L., Camici, S., Brocca, L., Ponziani, F., Stelluti, F., Berni, N., Moramarco, T., **2016**. Assessing the impact of climate-change scenarios on landslide occurrence in Umbria Region, Italy. J. Hydrol., doi:10.1016/j.jhydrol.2016.02.007.

**D.Moiriat**, **2002.** Glissement – coulée de vatagna (39) : Diagnostic et proposition de mise en sécurité du site

**De Melo, C.B.C. 2000**. Seismic coefficients for pseudo static slope analysis. University of Idaho, USA.

**Dewez T,** L. Closset, F. Simon, A. Marre, D. Idier et C. Delacourt, **2005**. Méthodes topographiques de suivi de glissements de terrain Exemple de la Montagne de Reims Région Champagne-Ardenne Rapport final BRGM/RP 54688-FR.

**Dewitte,O., 2006** .Cinématique de glissements de terrain et prédiction de leur réactivation: approche probabiliste dans la région d'oude naarde**.** Thèse de doctorat, Université de Liège, Canada.221p.

**Dikau**, **R.**, Brunsden, D., Schrott, L., Ibsen, ML. **1996.** Landslide recognition: Identification, movement, and causes. Wiley, New York**.**

**Djerbal L.,** Melbouci B**.**, **2012**. Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie): causes et évolution, Bull Eng Geol Environ 71:587–597.

**Etienne, B**., Anne-marie, d, Aiham, s., **2007.** Scénario de risque sismique dans une vallée alpine : La haute Tinée, Alpes Maritimes, France **.**7ème Colloque National AFPS – Ecole Centrale Paris, P. 04.

**Fantucci, R**., and McCord, A., **1995**. Reconstruction of landslide dynamic with dendrochronological methods. Dendrochronologia 13, pp. 43–57.

**Fantucci, R.,** and Sorriso-Valvo, M. **1999**. Dendrogeomorphological analysis of a slope near Lago, Calabria (Italy). Geomorphology 30, pp. 165–174.

**Faure R.M. 1985**. Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations. Revue française de Géotechnique n° 33, p. 49-59.

**Faure R.M. 2000**. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92,

**Fellenius W**.**1927**. Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohaesion, Ernst, Berlin,.

**Florence Chevallier, 2011**. Collection Prévention des risques naturels »

**Geomica,** 2009**.** Étude géotechnique de la zone de glissement et de tassement de Ain El Hammam (phase II) Rapport Interne.

**Gervreau E. 2000**. (Maitre de conférence à l'Université de Cergy Pontoise)- Geotechnique «calcul des ouvrages »-Gaëtan Morin Editeur.

**Gervreau, E.,** DURVILLE J.L., FOLLACCI J.P., **1992**. Qualité et optimisation des modèles de prévision des mouvements de terrain. Bulletin de Liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, n°177, 81-88 pp.

**Guirous, L**., Dubois, L., Melbouci, B., **2014.** Contribution to the study of the landslide of the city of Tigzirt (Algeria). Bull Eng Geol Environ 73: 971–986. doi:10.1007/s10064- 014-0624-6.

**Hadjaz djamila, 2012**. Calcule de stabilité des glissements de terrain d'Azazga, Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de tizi-ouzou.

**Haoues et loucif, 2017**. Etude de stabilite d'un talus cas reel : cite ciloc – constantine, Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi.

**Hovius, N**., Stark, C., Hao-Tsu, C., Jiun-Chuan, L., **2000**. Supply and removal of sediment in a landslide-dominated mountain belt: central range, Taiwan. J. Geol. 108, 73–89.

**HUANG S. L., YAMASKI K. 1993.** Slope stability analysis using local minimum factorof-safety approach. Journal of ASCE, vol.119 (12), 99.1974-1987.

**Itatahine abd el fatteh et Ouaad mustapha, 2019**. Apport de la géophysique et la géotechnique à l'évaluation du glissement de terrain apparu le long du tracé de la conduite AEP Acerdoune Djebahia (Bouira),

**J.L.Durville, G.Sève**, **1996**. Stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.

**Kanouni khair eddine et Bacha ines**, **2019**. Etude et modélisation du glissement de terrain à Beni Ourtilene sur la RN 74 au pk 30+600 (Wilaya de Sétif), Université Ferhat Abbas -Sétif.

**khelil et senad**, **2014**. Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements mezghitane (jijel), universite abderrahmane mira de bejaia.
**Kramer, S.L. 1996**. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall, USA.
**Lakebal athmane et Messaour aouas**, **2015.** Etude De Confortement Du Glissement De Terrain Bouhlou – Bejaia
**LNTPB (1972)** Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement. Rapport interne.
**LOUHAIBI Adem et CHAIB Abdel djalil**, **2013**, Stabilité des talus soumis aux chargements sismiques Cas du glissement de la RN80 au PK 77+600, master, Université de 8 Mai 1945, Guelma.
**M. DESRUES (Stagiaire M2, SAGE),** P. LACROIX (ISTerre), O. BRENGUIER (SAGE), **2017**. Détection de mouvements de terrain lents par télédétection,
**Malet J-P**, Maquaire Olivier, Calais Éric. Avril-juin **2002**. Le GPS en géomorphologie dynamique. Application à la surveillance demouvements de terrain (Super-Sauze, Alpes du Sud, France) / GPS in geomorphological studies. Application to the survey oflandslides (Super-Sauze, South France). In: Géomorphologie : relief, processus, environnement, vol. 8, n°2. pp. 165-179
**Malet, J-P.,** Hartig,S., Calais,E., Maquaire,O., **2000.** Apport du GPS au suivi en continu des mouvements de terrain Application au glissement-coulée de Super-Sauze (Alpesde-Haute-Provence,France).C.R.Acad.Sci.Paris,Sciences de la terre et des planétes, 331, pp. 175-182
**Medjitna Nasri Lamia, 2008**. Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, memoire de magistere **,** universite 20 aout 1955 de skikda.
**Merrian**. V, Soukatchoff, J.P.Piguet, **2003**. "Eléments de géotechnique".
**Meziani B**, **2018**. Apport de l'imagerie Géophysique à l'étude de quelques cas en Algérie d'instabilités gravitationnaires ou de zones humides, thèse doctorat, université houari boumediène de bab azouar.
**Meziani B**., Machane, D., Bendaoud, A., Cheikh Lounis, G.H., Oubaiche, E.L.H, Chabane, S., Bensalem, R., Moulouel, H., **2017**. Geotechnical and geophysical characterization of the Bouira-Algiers Highway (Ain Turck, Algeria) landslide. Arab J Geosci (2017) 10:117. doi 10.1007/s12517-017-2926-z.
**Oucif Yacine et Boukmedja Takieddine, 2019**. Etude de confortement d'un glissement de terrain RN 103 PK 68+100, Bougâa-Maouklan, **u**niversité **f**erhat **a**bbas –**S**étif.
**philipponnat et Hubert, 1997.** Fondation et ouvrage en terre, editions Eyrolles. Paris.
**Ponziani F.,** Berni, N., Stelluti, M., Zauri, R., Brocca, L., Moramarco, T., Salciarini, D., and Tamagnini, C., **2013**. Landwarn: an operative early warning system for landslides forecasting based on rainfall thresholds and soil moisture. In: C. Margottini et al. (eds.), Landslide Science and Practice, Springer-Verlag, Berlin, 2, 627-634,577 doi:10.1007/978-3-642-31445-2_82.
**Ponziani**, F., Pandolfo, C., Stelluti, M., Berni, N., Brocca, L., Moramarco, T., **2012**. Assessment of rainfall thresholds and soil moisture modeling for operational hydrogeological risk prevention in the Umbria region (central Italy). Landslides, 9, 229-237.
**RA Crovelli, 2000.** Probability models for estimation of number and costs of landslides.
**Robitaille V** et Tremblay D., **1997**. Mécanique des sols théorie et pratique.
**RPA 1999 (Version 2003).** Règlement Parasismique Algérien.

**Schweingruber, F.H., 1993**. Trees and wood in dendrochronology. Morphological, anatomical, and tree-ring analytical characteristics of trees frequently used in dendrochronology. 402 p.

**SELLAMI Soumaya et BELAMRI Samia**, **2014**. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW16 Ait idriss Bejaia,Université Abderrahmane MIRA- Bejaia Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur Département de Génie Civil.

**Stoffel, M.,** Bollschweiler, M., **2008**. Tree-ring analysis in natural hazards research—anoverview. Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 8, 187–202

**Stoffel, M**., Lievré I., Conus, D., Grichting M.A., Raetzo, H., Gartner, H.W., Monbaron, M., **2005**. 400 Years of debris–flow activity and triggering weather conditions: Ritigraben, Valais, Switzerland. Artic Antarctic Alpine Research, 37 (3), 387–395.

**Taleb Hosni Abderrahmane, 2019**. Généralités sur les glissements des terrains, Centre universitaire de Mila, March.

**Taleb Hosni Abderrahmane, 2019. Généralités sur les glissements des terrains, Centre universitaire de Mila, March.**: http://www.bief.net/index.php/les-metiersmainmenu29/ ingerie-fluviale-mainmenu-31/maises-doeuvre-mainmenu-26/35- logiciels/logiciels-de-genie-civil et-mnique/266-talren

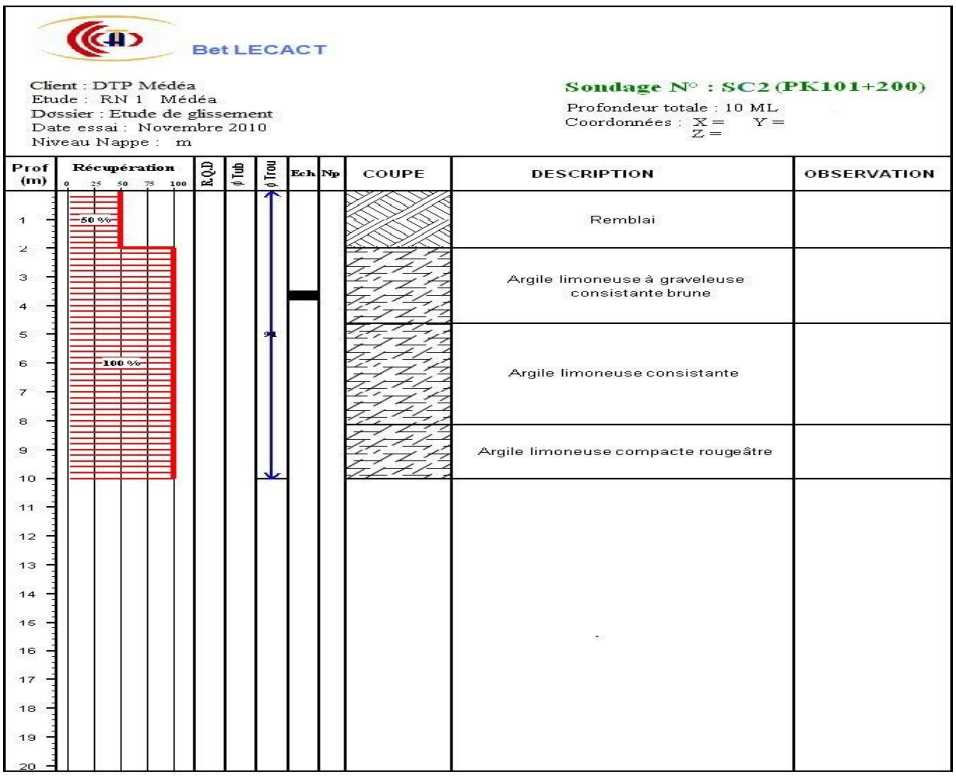
**Varnes, D.J**., **1978**. Slope movement types and processes, in Schuster, R.L., and Krizek, R.J., eds., Landslides—Analysis and Control: National Academy of Sciences, Transportation Research Board, Special Report 176, p. 12–33.

**Xu, C., Xu, X., Shyu, J. B H ,2015.** Data base and spatial distribution of landslides triggered by the Lushan, China Mw 6.6 earthquake of 20 April 2013. Geomorphology. 248. Doi , 10.1016/j.geomorph.2015.07.002.

**Yi**, **L**., Xu, C., Zhang, X., Wen, Y., Jiang, G., Li, M., Wang, Y. **2017**. Joint inversion of GPS, InSAR and teleseismic data sets for the rupture process of the 2015 Gorkha, Nepal, earthquake using a generalized ABIC method. Journal of Asian Earth Sciences.148, 121-130.Doi, 10.1016/j.jseaes.2017.08.029.

**zymczak, S.,** Bollschweiler, M., Stoffel, M., Dikau, R., **2010**. Debris-flow activity and snow avalanches in a steep watershed of the Valais Alps (Swit zerland): dendrogeomorphic event reconstruction and identification of triggers. Geomorphology, 116(1-2), 107-114.

# ANNEXES

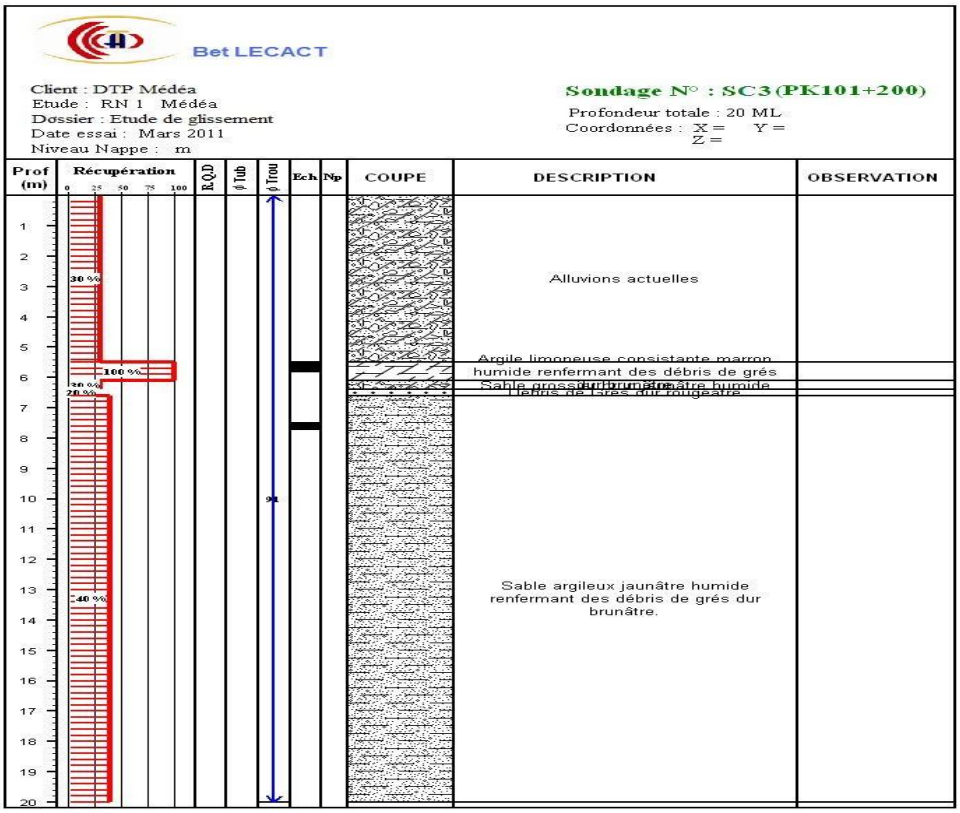


Bet LECACT

Client : DTP Médéa
Etude : RN 1 Médéa
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Novembre 2010
Niveau Nappe : m

**Sondage N° : SC2 (PK101+200)**
Profondeur totale : 10 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =

| Prof (m) | Récupération | R.Q.D | ϕ Tub | ϕ Trou | Ech. | Np | COUPE | DESCRIPTION | OBSERVATION |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1–10 | 50 %, 100 % | | | 91 | | | | Remblai | |
| | | | | | | | | Argile limoneuse à graveleuse consistante brune | |
| | | | | | | | | Argile limoneuse consistante | |
| | | | | | | | | Argile limoneuse compacte rougeâtre | |



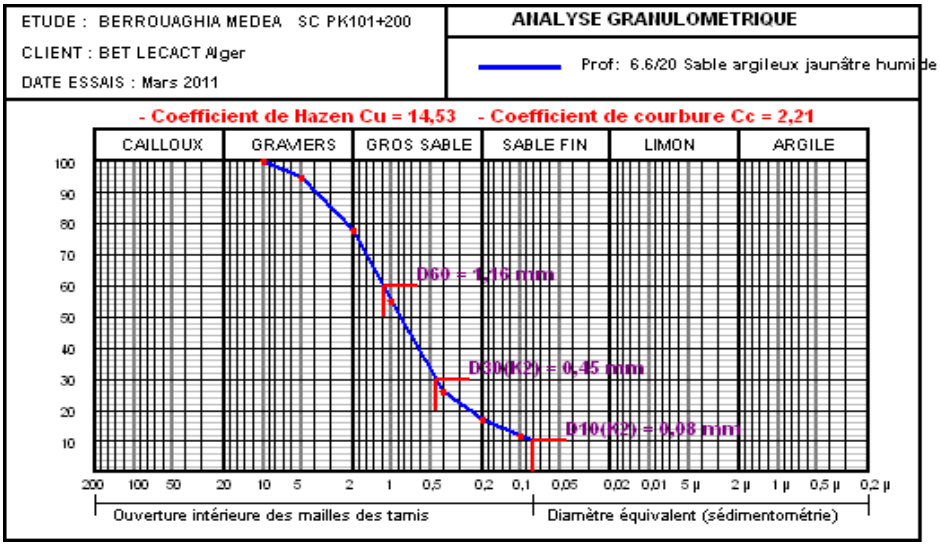
Bet LECACT

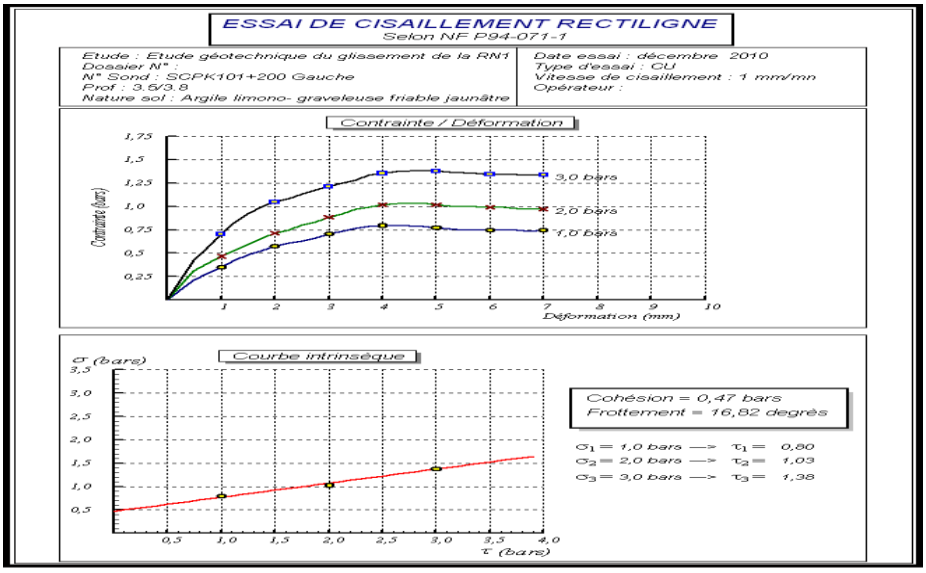
Client : DTP Médéa
Etude : RN 1 Médéa
Dossier : Etude de glissement
Date essai : Mars 2011
Niveau Nappe : m

**Sondage N° : SC3 (PK101+200)**
Profondeur totale : 20 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =

| Prof (m) | Récupération | R.Q.D | ϕ Tub | ϕ Trou | Ech. | Np | COUPE | DESCRIPTION | OBSERVATION |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1–20 | 30 %, 100 %, 20 %, 40 % | | | 91 | | | | Alluvions actuelles | |
| | | | | | | | | Argile limoneuse consistante marron humide renfermant des débris de grés | |
| | | | | | | | | Sable argileux brunâtre humide | |
| | | | | | | | | Débris de grés dur rougeâtre | |
| | | | | | | | | Sable argileux jaunâtre humide renfermant des débris de grés dur brunâtre. | |

# ANNEXES


ETUDE : BERROUAGHIA MEDEA SC PK101+200
CLIENT : BET LECACT Alger
DATE ESSAIS : Mars 2011
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: 6.6/20 Sable argileux jaunâtre humide (S
- Coefficient de Hazen Cu = 14,53 - Coefficient de courbure Cc = 2,21
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 1,16 mm
D30(K2) = 0,45 mm
D10(K2) = 0,08 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1
Etude : Etude géotechnique du glissement de la RN1
Dossier N° :
N° Sond : SCPK101+200 Gauche
Prof : 3,5/3,8
Nature sol : Argile limono- graveleuse friable jaunâtre
Date essai : décembre 2010
Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Opérateur :
Contrainte / Déformation
3,0 bars
2,0 bars
1,0 bars
Déformation (mm)
Courbe intrinsèque
Cohésion = 0,47 bars
Frottement = 16,82 degrés
σ1 = 1,0 bars —> τ1 = 0,80
σ2 = 2,0 bars —> τ2 = 1,09
σ3 = 3,0 bars —> τ3 = 1,38
τ (bars)