République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique

Université **D**r. **Y**ahia **F**arès de **M**édéa

Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie

Département de **G**énie de la **M**atière



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

THEME

Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria (MEDEA)

Sous la direction de :

- Mr: H.ZIANI

Présenté par :

- BOULESNAM FATMA ZOHRA

- BOUFATAH KHEIRA

2015 -2016

ملخص :

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية. وقد تسبب انزلاق التربة المتمركز شمال مدينة العمارية بالمديةبإتلاف جزء من الطريق «RN n°64/ PK 47 + 200 » .

نهدف من خلال عملنا هذا إلى اجراء فحص و دراسة جيو تقنية للظاهرة، لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة وبالضبط انزلاق التربة مميزاتها، أنواعها، مختلف اسبابها، والحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بتحليل رقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج Talren4 الثنائي الأبعاد من خلال ثلاث طرق مختلفة (Fellenius, Bishop, Perturbations) بهدف حساب معامل الأمن. و اخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال اوتاد من الخرسانة المسلحة.

كلمات مفتاحية : انزلاق التربة ، Talren ،Bishop ، Perturbation ، Fellenius ، تعزيز المنحدر.

Résumé :

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très complexes qui dépendent de plusieurs paramètres et critères, répandu à la wilaya de Médéa.

Ce phénomène survenu au nord de la ville d'El Oumaria (Médéa) a fait beaucoup de dommage sur la route « RN n°64/ PK 47 + 200».

Notre travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé Talren4 qui utilise trois méthodes (Fellenius, Bishop, Perturbations), dans le but de déterminer le coefficient de sécurité.

Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant des pieux en béton armé.

Mots clés : Glissement de terrain, TALREN, Fellenius, Bishop, Perturbations, Renforcement des talus.

Abstract :

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria, widespread in the wilaya of Medea.

This phenomenon observed at the north of the city of El oumaria (Medea) made a lot of damage on the road « RN n°64/ PK 47 + 200 ».

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with a two-dimensional code calculation, entitled Talren4, uses three methods (Fellenius, Bishop, disturbances) to determine the factor of safety.

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing reinforced concrete piles.

Key words: Landslide, TALREN, Fellenius, Bishop, disturbances, strengthening of slopes.

Remerciements

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

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur ***Mr ZIANI Hocine*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

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

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

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

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères Au monde après mon Dieu pour leurs sacrifices :

Mes chers et tendres parents : *qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.*

A Mes frères : *Sofiane, Riadh*

A Mes sœurs :*Sihem, Afaf*

A toutes les familles *: Boulesnam et Ben zemouri*

Je remercie mon binôme Kheira et mon collègue Bouheniche amine qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A mon chère *Amine et* ***Mes chères amies*** *: Romaissa, Souad, Kheira, Sara, Soumia, Amel, Hana, Ilhem*

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Fatma Zohra

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Après mon DIEU pour leurs sacrifices

A Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie Pour moi et qui ont été mon repère, Mon point de départ et ma locomotive Durant toute ma vie.

Mes frères : Mohamed , Fethi

Mes sœurs : Amel, Sara

A tous Mes amis intimes.

A tous ceux qui me sont chers

kheira

Table des Matières

Introduction générale …….. 1

Chapitre I : Généralités sur les mouvements des terrains

Introduction …… 4
I.1- Définition du mouvement de terrain ..……. 5
I.2- Types de mouvement de terrain …...…… 5
I.2.1- Les mouvements lents et continus …….. 5
I.2.1.1- L'affaissement …… 5
I.2.1.2- Le tassement …….. 6
I.2.1.3- Le glissement de terrain ……. 7
I.2.1.4- Le retrait-gonflement …….. 7
I.2.1.5- Le fluage ……..…… 8
I.2.1.6- Solifluxion …….. 8
I.2.2- Les mouvements rapides et discontinus ……..... 9
I.2.2.1- Les effondrements de cavités souterraines ……..... 9
I.2.2.2- L'éboulement et chutes de blocs et de pierre ……..… 10
I.2.2.3- Les coulées de boues et laves torrentielles ……. 10
I.2.2.4- Érosion littorale ……. 11
I.3 - Définition du Glissement de terrain ……. 11
I.4 - Les type des glissements de terrain ……..…….. 12
I.4.1 - Glissement plan (translatif) …… 12
I.4.2 - Glissement circulaire ou rotatif …… 12
I.4.3 - Glissement quelconque ……. 12
I. 5 - La classification des glissements de terrain …….. 13
I. 5.1 - Glissement superficiel …….. 13
I. 5.2 - Glissement profond …….. 14
I. 6 - Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains …….. 15
I.6.1 - Action et influence de l'eau …… 15
I.6.2 - Action de la pesanteur …… 15

I.6.3 - La nature des terrains …… 16
I.6.4 - Les actions mécaniques externes …… 16
I.6.5 - Actions sismiques…….…….. 16
I.6.6 - Action de déboisement ……. 17
I.6.7 - Actions anthropiques ……... 17
I .7 - L'eau et les risques de glissements de terrain……...…… 17
I. 8 - Conséquences sur les personnes et les biens (enjeux)…….. 18
I. 9 - Méthodologie de l'étude des glissements de terrains…… 19
I.10 - Exemples de mouvement de terrain à travers le monde …….. 21
I.10.1 - Les coulées boueuses à Rio de Janeiro ……... 21
I.10.2 - Chutes de blocs…… 21
I.10.3 - Cavité souterraine……. 22
I.10.4 - Le tassement différentiel…… 22
I.10.5 - Éboulement : (Falaise de Belle Fontaine)……. 23
I.10.6 - Le glissement de terrain : à MUSSEAU, impasse Avalon…… 23
I.10.7 - Le glissement de terrain (la Salle en Beaumont « Isère ») France …….. 24
I.10.8 - Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger ……. 25
I.10.9 - Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila …….…… 26
I.10.10 - Le glissement de Tizi BEJAIA …….…….. 26
I.10.11 - Glissement de terrain à Constantine ……...…… 27
I.11 - Techniques et moyens de confortement …… 29
I.11.1 - Généralités ……... 29
I.11.2 - les différentes techniques ……. 29
I.11.2.1 - la modification géométrique ……. 29
I.11.2.2 - La substitution …….. 30
I.11.2.3 - Le drainage …… 31
I.11.2.4 - La végétalisation ……... 33
I.11.2.5 - Les éléments résistants ……. 34
CONCLUSION …….. 38

Chapitre II : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

Introduction …… 40

II.1- Méthodes Analytiques ……... 41

II.1.1 - Calcul de la stabilité ……..... 41

II.1.1.1- Notion de coefficient de sécurité ……... 41

II.1.1.2 - Calcul à la rupture (méthode classiques) ……..…… 42

II.1.1.2.1- Calcul à la rupture plane …… 43

II .2 - Méthode d'équilibre limite …… 44

II.2.1 - Méthodes des tranches …….. 44

II.2.2 - Méthode de FELLENIUS **1927**……... 45

II.2.3 - Méthode de Bishop ……. 47

II.2.4 - La méthode de Janbu simplifiée **(1954)** …….. 49

II.2.5 - Méthode de Janbu généralisée …… 50

II.2.6 - Méthodes de Morgenstern et prise 1965 …….. 50

II.2.7 - Méthode de Spencer **[1967]** ……. 52

II.2.8 - La méthode de Sarma **(1973)** ……... 54

II.2.9 - Limitations des méthodes d'équilibre limite …… 54

II.2.10 - Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite ……... 55

II.3 - La méthode des éléments finis …….. 57

II.4 - CONCLUSION ……. 58

CHAPITRE III: PRESENTATION D'UN CAS D'ETUDE

III.1 - Introduction …….. 60

III.2 - Climat de la région ……..... 60

III.3 - Sismicité ……... 61

III.4 - Campagne d'investigation ……..... 62

III.4.1 - Essais In-Situ……... 62

III.4.1.1 - Sondage carotté ……..... 62

III.4.1.2 - Essais au pénétromètre dynamique lourd ……... 66

III.5 - Essai de laboratoire …… 69

III.5.1 - Catégories d'essais de laboratoire ……. 69
III.5.2 - Choix du type d'essai de laboratoire ……. 69
III.5.3 - Liste des essais de laboratoire réalisés ……. 70
III.5.4 - Résultats des essais de laboratoire ……. 71
III.6 - Interprétation des résultats ……. 77
III.6.1 - Les essais in situ …… 77
III.6.1.1 - Lithologie du site ……..... 77
III.6.1.2 - Résistance du sol ……..... 77
1 - Résistance sur la zone I ……. 78
2 - Résistance sur la zone II …… 79
3 - Résistance sur la zone III …… 80
III.6.2 - Essais de laboratoire …… 82
III.6.2.1 - Caractéristiques d'identification du sol …… 82
III.6.2.2 - Compressibilité des sols ……... 83
III.6.2.3 - Résistance au cisaillement …… 84
III.6.2.3.1 - L'essai de cisaillement direct ……. 84
III.7 - Résultats et interprétation ……..…… 85
III.7.1 - Essais de compression simple ……. 85
III .8 - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS ……... 86

Chapitre IV

Vérification de la stabilité du Site et proposition d'un procédé de confortement

INTRODUCTION …… 88
IV.1 - Présentation du logiciel de calcul (*TALREN 4 v2.0.4*) …… 88
IV.2 - Étude de la stabilité …… 88
IV.2.1 - Les principales caractéristiques de TALREN 4 ……. 89
IV.2.1.1- L'interface graphique interactive 93 ……. 89
IV.2.1.1.1- Les différentes options pour la manipulation de l'interface …….. 90
IV.2.1.2 - Gestion du phasage …….. 95
IV.2.1.3 - Les conditions hydrauliques ……..…….. 97
IV.2.1.4 - Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) …….. 97
IV.3 - Analyse de la stabilité de talus …… 99
IV.3.1 - Données géotechniques ……... 99

IV.3.2 - Hypothèses de calcul ……. 99
IV.3.3 - Vérification de la stabilité avant confortement ……. 101
IV.3.4 - Vérification de la stabilité après le confortement ……. 104
IV.3.4.1- Définition du confortement choisi …….. 104
IV.3.4.2 - Présentation des résultats de calcul …… 104
IV.4. CONCLUSION …… 106
Conclusion générale ……. 107
Références bibliographiques

Liste des figures

Chapitre I : généralités sur les mouvements de terrain

Figure I.1. Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement ……... 6
Figure I.2. Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO ……... 6
Figure I.3. Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain …… 7
Figure I.4. Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait - Gonflement …….. 7
Figure I.5. Le phénomène de fluage ……. 8
Figure I.6. Phénomène de la Solifluxion ……. 9
Figure I.7. Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines ……. 9
Figure I.8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres…. 10
Figure I.9: Schéma qui illustre une coulée de boue …… 10
Figure I.10: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale …… 11
Figure I.11: Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain ……. 11
Figure I.12: Les types de glissements de terrain ……. 13
Figure I.13: Schémas Solifluxion, Glissement superficiel …….. 14
Figure I.14: Glissement superficiel le long des berges du Rhône ……... 14
Figure I.15: Glissement profond dans la région de Peney …….. 15
Figure I.16: coulée de boue dans la région de Rio, ont fait 205 morts ……... 21
Figure I.17: Une "écaille" rocheuse Maupas. France …….. 21
Figure I.18: Effondrement d'une cavité naturelle par dissolution du gypse Bargement …… 22
Figure I.19: la tour de pise [Italie 1990]…….. 22
Figure I.20: l'éboulement de la falaise de Belle Fontaine [1991] ……... 23
Figure I.21: Vue aérienne sur la localisation de l'impasse Avalon …… 23
Figure I.22: Le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau ……... 24
Figure I.23 : Glissement de terrain de la salle en Beaumont Isère …….. 24
Figure I.24: Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées …….. 25
Figure I.25: Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont …… 25
Figure I.26 : Déboisement total de la zone glissée …….. 27

Figure I.27: fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel ……..... 27

Figure I.28 : Glissement de Tizi quartier de Bejaia.Basculement d'une habitation ……..... 27
Figure I.29: Glissement de terrain à Belouizdad. [2002] ……. 28
Figure I.30: Vue partielle d'un alignement de constructions ayant subi des basculements sa Boudraa Salah ……. 28
Figure I.31 : chargement au pied d'un talus…… 30
Figure I.32: les différents procédés de modification géométrique…….. 30
Figure I.33 : tranchées drainantes…… 32
Figure I.34: Éperons drainantes……..... 32
Figure I.35: les drains subhorizontaux …….. 33
Figure I.36 : l'implantation des plantes dans un talus ……. 33
Figure I.37: Mur de soutènement ……. 34
Figure I.38: Paroi de palplanche …….. 35
Figure I.39 : principe de la technique terre armée …….. 35
Figure I.40: Schéma de principe d'un tirant d'ancrage ……... 36
Figure I.41: Un versant stabilisé par clouage …… 36
Figure I.42: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus ……. 37

Chapitre II

Méthodes de calcule de la stabilité des pentes

Figure II.1 : Schéma d'analyse de stabilité à la rupture …… 43
Figure II.2 : Glissement plan: équilibre d'un bloc……. 43
Figure II.3 : Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008)..…….... 45
Figure II.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS…..... 45
Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP…….. 47
Figure II.6 : Représentation des forces sur une tranche…… …… 49
Figure II.8 : Représentation des forces sur une tranche …….. 51
Figure II.9 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.52
Figure II.10 : Résultante des forces parallèles……. 52
Figure II.11 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de

SPENCER…….. 53

Figure II.12 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER ……. 53

CHAPITRE III:

PRESENTATION D'UN CAS D'ETUDE

Figure III.1 : Vue satellitaire de notre projet ……. 60

Figure III.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie…….**.....** 61

Figure III.3 : Carte d'implantation des essais in-situ du site" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria"…… 62

Figure III.4: Essais de sondage carotté au site :" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria…….. 63

FigureIII.5 : Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria Essai au Pénétromètre Dynamique Lourd…… 66

Figure III.6 : Laboratoire où les essais du projet :" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria" ont été réalisées…….**.....** 69

Figure III.7 : Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle ……. 71

Figure III.8 : Granulométrie par tamisage ……. 72

Figure III.9 : Granulométrie par sédimentomètrie. Éprouvette et agitateur…… 73

Figure III.10 : L'oedomètre Appareil pour essai de compressibilité…….. 74

Figure III.11 : L'appareil de cisaillement direct ……. 74

Figure III.12 : Carte de zonage de la résistance en pointe…….. 78

Figure III.13 : "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria". Pénétrogrammes des sondages SP01 et SP02 réalisés dans la Zone I…….**.....** 79

Figure III.14 :"Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, ElOumaria".Pénétrogrammes des sondages SP04 à SP07 réalisés dans la Zone III…… 80

Figure III.15 : Essai de compressibilité à l'oedomètre…….**.....** 81

Figure III.16 : Essai de caillement direct…… 83

Figure III.17 : Essai de caillement direct…… 84

Chapitre IV :

Vérification de la stabilité du Site et proposition d'un procédé de confortement

Figure VI.1 : Interface de talren4 …….. 90
Figure VI.2 : exemple du menu Données……..... 91
Figure V1.3 : Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.. 91
Figure IV.4: la barre de boutons principale ……. 92
Figure IV .5 : La barre de boutons contextuelle "Données"……..... 92
Figure IV.6 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……. 93
Figure IV.7 : exemple de tableau récapitulatif des couches de sol…….. 94
Figure IV.8 : exemple de tableau récapitulatif des renforcements …… 94
Figure IV.9: gestion des phases et situations……..…… 96
Figure IV.10 : navigateur des phases et situation …….…… 96
Figure IV.11 : définition d'une nappe phréatique ……. 97
Figure IV.12 : schéma de calcul ……..... 99
Figure IV.13 : géométrie du modèle…….. 101
Figure IV.14 : Zone du cas de glissement étudié ……..……..... 101
Figure IV.15 : Le résultat Avec la méthode de perturbation ……..…….. 102
Figure IV.16 : Le résultat Avec la méthode de Bishop……..... 102
Figure IV.17 : Le résultat Avec la méthode de Fellenius ……. 103
Figure IV.18 : Modélisation d'un système de confortement ……... 104
Figure IV.19 : Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Perturbations)….. 105
Figure IV.20 : Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Bishop) ……... 105
Figure IV.21 : Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Fellenius) …… 106

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Classification du glissement de terrain…… 13
Tableau I.2. Méthodologie de l'étude des glissements de terrains……..... 20

Tableau II.1. Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE 42
Tableau II.2. Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses….. . 56

Tableau III.1. Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site: "Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria……. 70
Tableau III.2. Caractéristiques chimiques du sol du site ……. 76
Tableau III.3. Caractéristiques physiques……. 82
Tableau III.4. Résultats de la classification des sols du site» Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria"……. 83
Tableau III.5 : Résultats de la compressibilité du sol étudié" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria…….. 84
Tableau III.6.Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site :" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria" …… 85
Tableau III.7 : Résultats de la résistance à la compression Rc et la cohésion Cu. "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria "……..... 85

Tableau IV.1. valeurs adoptées des indices physique et mécaniques……. 100

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pente, en relation avec les variations de teneur en eau (liées à une pluviométrie très irrégulière), provoquent d'importants dégâts: ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Parfois, les moyens actuels ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment :

- De l'inclinaison de la pente
- De la hauteur du talus.
- De la position de la nappe aquifère.
- Des propriétés du terrain.
- Des surcharges statiques et dynamiques.
- etc.

Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté) le favorisent.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse (au nord de la wilaya) caractérisé par un sol instable qui a été l'objet d'énormes glissements de terrain.

Dans ce fait nous avons axé notre étude selon quatre chapitres principaux et qui en feront l'objet de nos travaux :

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain :

Traite le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier. A ce titre nous essayerons d'avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

Chapitre II : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes analytiques de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation du coefficient de sécurité.

Chapitre III : Présentation d'un cas d'étude :

Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudié, les résultats des différents essais réalisés sont également donnés pour permettre d'extraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème.

Chapitre IV : Vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé de confortement :

Ce chapitre comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude par le code de calcul ***TALREN 4 v2.0.4***, ainsi que la vérification des solutions de confortement proposé.

Conclusion générale :

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités sur les mouvements de terrain

❖ INTRODUCTION :

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

Dans les régions de montagne, c'est notamment le cas des glissements de terrain et des chutes de pierres et de blocs (ou des éboulements) qui menacent de nombreuses zones urbanisées et de nombreuses infrastructures routières, mettant ainsi en danger des vies humaines.

La réalité de la menace est pourtant difficile à faire admettre à la population exposée. En effet, d'une part, la fréquence d'apparition de phénomènes catastrophiques reste limitée à l'échelle humaine, et d'autre part, l'évolution des mouvements de terrain est rarement visible à l'œil nu. [1]

I.1-Définition du mouvement de terrain :

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

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

Les principaux critères de classement des mouvements de terrain sont :

La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).

La vitesse du mouvement. (lent, rapide)

I.2-Types de mouvement de terrain :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux catégories peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

I.2.1- Les mouvements lents et continus :

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme.

Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait gonflement et le fauchage.

Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions, ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

I.2.1.1- L'affaissement :

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes.

Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments, cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus

ou moins importantes et ouvertes parfois, Traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres. [2]

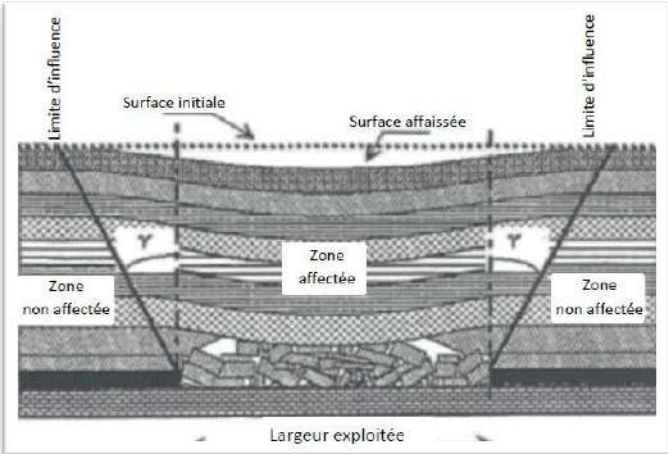


Figure I. 1: *Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.*

I.2.1.2- Le tassement :

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.

Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

Figure I. 2: *Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO*

I.2.1.3 - Le glissement de terrain :

Il s'agit du déplacement 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 dans des cas exceptionnels, les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

Remarque : Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

Figure I. 3: *Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain*

I.2.1.4 Le retrait-gonflement :

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait).

A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

Figure I. 4: *Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement*

I.2.1.5 - Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après (figure I.5) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

Figure I. 5: *Le phénomène de fluage*

I.2.1.6 - Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles, elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

Figure I. 6: *Phénomène de la Solifluxion*

I.2.2 - Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brusque et soudaine, ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

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

I.2.2.1 - Les effondrements de cavités souterraines :

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brusque, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

Figure I. 7: *Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.*

I.2.2.2 - L'éboulement et chutes de blocs et de pierres :

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (Volume <1 dm^3), des chutes de blocs (volume > 1dm^3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs milliers de m3).

Figure I. 8: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres

I.2.2.3 - Les coulées de boues et laves torrentielles :

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

Figure I. 9: *Schéma qui illustre une coulée de boue*

I.2.2.4 - Érosion littorale :

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

Figure I. 10: *Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.*

I.3 - Définition du Glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et, en général, argileux.

Contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brutalement, les glissements évoluent en général lentement, cette notion à toutefois un caractère relatif nous le verrons.

Figure I. 11: *Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain.*

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers).

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles, etc.).

Les terrassements.

L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges…..).

Les accélérations produites par des séismes.

I.4 - Les type des glissements de terrain :

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements **:**

I.4.1 - Glissement plan (translatif) :

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

I.4.2 - Glissement circulaire ou rotatif :

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

I.4.3 - Glissement mixte **:**

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

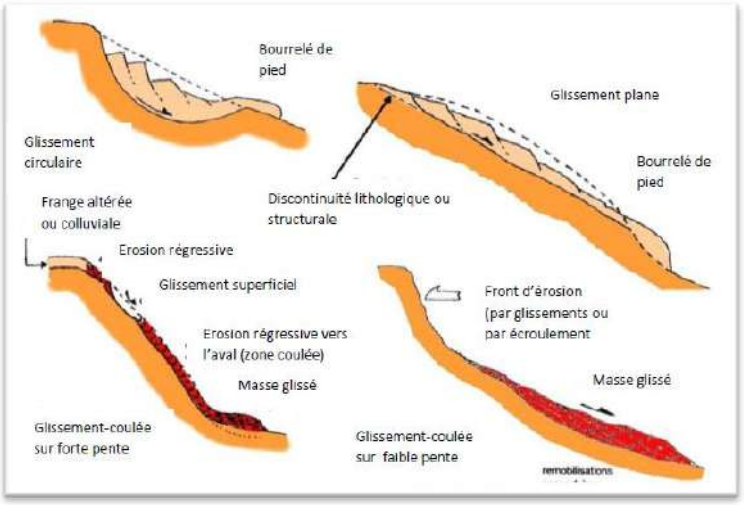


Figure I. 12: *Les types de glissements de terrain.*

I. 5 - La classification des glissements de terrain :

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

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

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

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

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

Tableau I. 1 : La classification du glissement de terrain.

I. 5.1 - Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface.

La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Figure I. 13: *Schémas Solifluxion, Glissement superficiel.*

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

Figure I. 14: *Glissement superficiel le long des berges du Rhône.*

I. 5.2 - Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

Figure I. 15: *Glissement profond dans la région de Peney.*

I. 6 - Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain.

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense, séisme,…etc.). [3]

I.6.1 - Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités. [4]

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

I.6.2 - Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (F_S). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a une conservation de l'équilibre.

Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied. [5]

***I.6.3 - La nature des terrains* :**

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente, la très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement, la prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

I.6.4 - Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

Suppression de la butée de pied de versant.

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

Par terrassement.

Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.

Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

Implantation des surcharges sur un versant.

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc. Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

***I.6.5 - Actions sismiques* :**

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

I.6.6 - Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain. Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse. Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

L'ancrage par les racines

Le drainage par évapotranspiration

La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.

La protection contre l'érosion.

I.6.7 - Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

I.7- L'eau et les risques de glissements de terrain:

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: cet effet est le plus souvent mineur;

Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction

des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente.

Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;

Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain, la connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes. L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe, pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfait.

I. 8 - Conséquences sur les personnes et les biens (enjeux)

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres, seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution. [6]

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écroulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication …), allant de la dégradation a la ruine totale; ils peuvent entrainer des pollutions induites lorsqu'ils concernent une usine chimique, une station d'épuration…

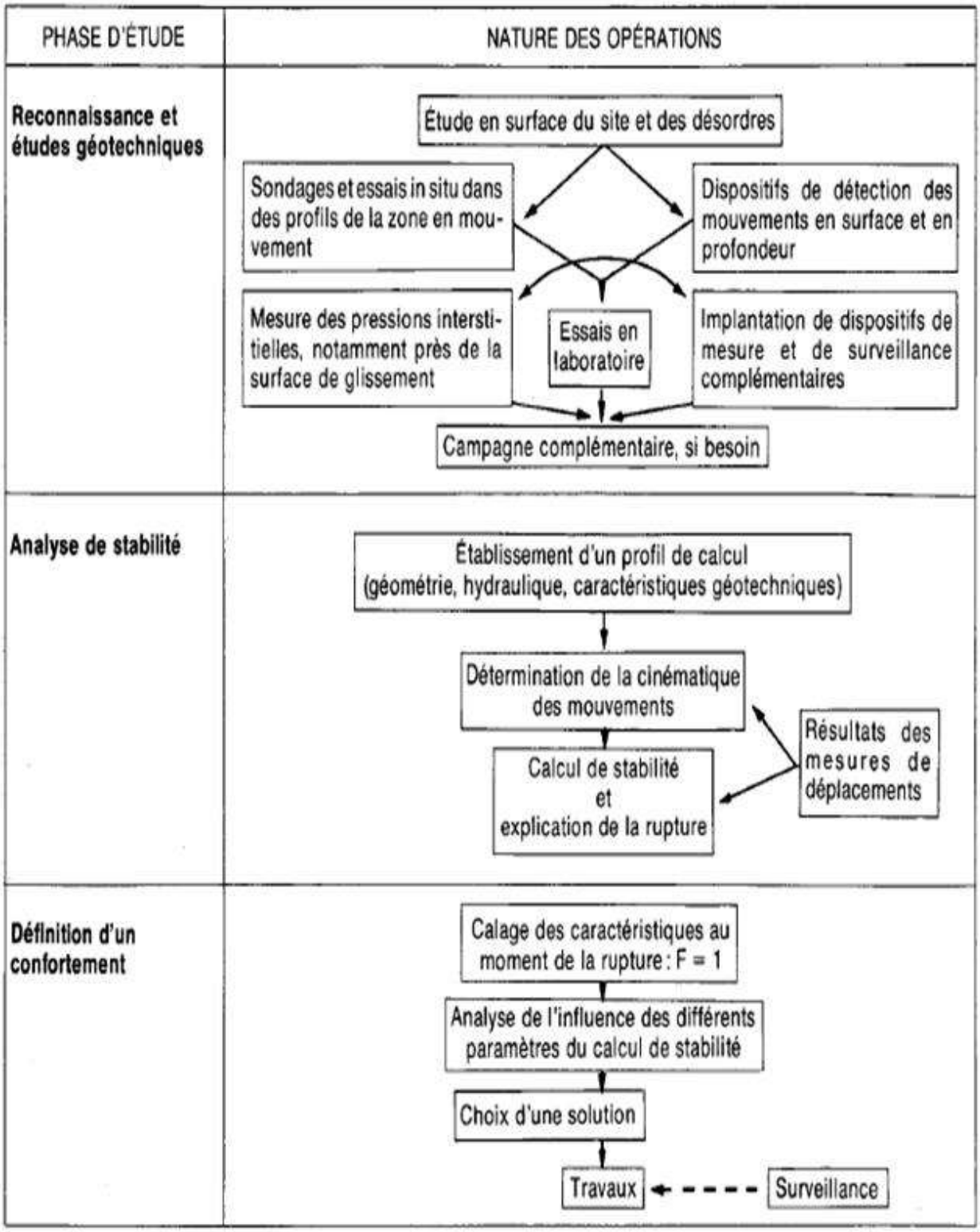
Les éboulements et chutes de blocs peuvent entrainer un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entrainer une vague déferlante dans la vallée.
Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêtés de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières…).
De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes.

I.9 - Méthodologie de l'étude des glissements de terrains :

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l'étude d'un glissement; c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques, cette première étape se traduit par la modélisation du versant.

On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité.
La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain.

Tableau I. 2: Méthodologie de l'étude des glissements de terrains.



I.10 - Exemples de mouvement de terrain à travers le monde :

I.10.1 - Les coulées boueuses à Rio de Janeiro

Appeler aussi "glissements de terrains liquides" qui sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en masse visqueux le long de la pente.



Figure I. 16: *coulée de boue dans la région de Rio, ont fait 205 morts*

Les favelas (bidonvilles) qui poussent comme des champignons sur les collines autour de Rio de Janeiro y sont particulièrement exposés. Les coulées sont caractérisées par le transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide, sur les versants ou dans le lit des torrents (thalweg).

Souvent rapides et extrêmement dangereuses, les coulées sont déclenchées par un excès d'eau (pluies exceptionnelles, fonte des neiges ou d'un glacier…etc.).[7]

I.10.2 - Chutes de blocs

Les chutes de blocs proviennent de la dégradation d'une falaise ou d'un versant rocheux.[8]



Figure I. 17: *Une "écaille" rocheuse Maupas. France*

I.10.3 - Cavité souterraine

Il s'agit de cavité naturelle lentement rongée par l'eau durant des millénaires ou de carrière souterraine ayant servi à l'extraction de minerai et de matériaux de construction, il est évidemment plus dangereux de vivre au-dessus d'un trou qu'à côté.[9]



Figure I. 18: *Effondrement d'une cavité naturelle par dissolution du gypse Bargement. France [1996]*

I.10.4 - Le tassement différentiel

Le sous-sol de la terre regorge de rivières, de lacs souterrains et de nappes phréatiques qui participent activement au cycle de l'eau. Dans les régions humides (marais, marécages, lagunes…etc.), certains sols argileux ou tourbeux peuvent gonfler et se tasser sous l'effet de l'eau ou, au contraire, de la sécheresse. Dans les deux cas, ceci a de graves conséquences pour les constructions si on n'y prend pas garde. La tour de pise est un exemple de bâtiment construit sur un sol compressible et dont l'édification a posé des problèmes à des générations d'architectes**.[10]**

Figure I. 19: *La tour de pise [Italie 1990]*

I.10.5 - Éboulement : (Falaise de Belle Fontaine)

Un éboulement tel que celui du 17 octobre 1991 à Belle fontaine en Martinique peut être cité en exemple, d'une part de l'impossibilité d'empêcher le déclenchement du mécanisme, et d'autre part de ce qui peut être entrepris en matière de prévention.

Figure I. 20: *l'éboulement de la falaise de Belle Fontaine [1991].*

I.10.6 - Le glissement de terrain : à MUSSEAU, impasse Avalon

Le 17 novembre 2008, un phénomène spectaculaire survenu à l'impasse **Avalon Musseau** (Haut de Delmas). Il résulte de l'effet conjugué :

D'une augmentation de surcharges sur un sol pas assez résistant.

De circulation abondante d'eau dans le sol par infiltration d'eau due à des crues exceptionnelles.

De l'effet d'un mouvement gravitaire.

D'une diminution de la résistance et de la cohésion du sol.

Le glissement de terrain de l'impasse Avalon étant très localisé, il n'y a pas lieu d'évoquer l'hypothèse de séisme comme facteur indirect.

Figure I. 21: *Vue aérienne sur la localisation de l'impasse Avalon.*

Figure I. 22: *Le glissement de terrain à l'impasse Avalon Musseau.*

I.10.7 - Le glissement de terrain (la Salle en Beaumont « Isère ») France.

En 1994, survenait un glissement de terrain emportant, une surface de 7 hectares de la Combe des Parajons sur une épaisseur moyenne de l'ordre de 10 m. Dans sa progression très rapide, le glissement a détruit six habitations, en faisant quatre victimes, coupant la route nationale RN85, barrant le ruisseau de la Salle, avec formation d'un lac qui a inondé quatre maisons. Finissant sa course sur l'église du village qu'il a partiellement détruit.

La dénivelée du glissement est de 110m et la niche d'arrachement laisse apparaître des dalles de calcaire fissuré avec de nombreux écoulements d'eau. La pente naturelle du versant était à l'origine d'environ 25° dans le tiers supérieur et 13° à 15° dans les deux tiers inférieurs.

Après glissement, la pente moyenne était de l'ordre de 10° à 15°. Le paramètre déclenchant semble de toute évidence l'accumulation d'eau faisant remonter la charge hydraulique et créant des pressions insupportables sur les niveaux argileux de couverture et pouvant aller jusqu'au soulèvement, puis glissement.

Figure I. 23: *Glissement de terrain de la salle en Beaumont Isère.*

I.10.8 - Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger

Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic. Parmi ces causes de déclenchement on a :

L'existence, en amont de la zone, de fondations abandonnées qui forment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée.

Figure I. 24: *Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.*

Figure I. 25: *Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont.*

Le déboisement total de la zone fortement perturbée.

Figure I. 26: *Déboisement total de la zone glissée.*

I.10.9 - Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur une période de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de la de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord: Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal, Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, Ouled Addi Gueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras. [11]

Figure I. 27: *fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.*

I.10.10 - Le glissement de Tizi BEJAIA

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des

caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in-situ.

Figure I. 28: *Glissement de Tizi quartier de Bejaia.*

I.10.11 - Glissement de terrain à Constantine :

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée par les phénomènes des glissements de terrain. Ce phénomène semble être dû à la conjonction d'un certain nombre de facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains présentés dans la section (I.6) à savoir : fragilité naturelle des lieux, La nature des terrains, infiltration des eaux pluviales, action et influence des eaux, mais surtout à la vétusté du réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol, et qui mine alors les fondations des habitations une perte très importante, Actions anthropiques.

Exemple du glissement de Belouizdad

Les limites du glissement de Bélouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, tel la fissuration des talus conglomératiques et la morphologie moutonnée des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m.

La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210m.

Figure I. 29: *Glissement de terrain à Belouizdad. [2002].*

Exemple du glissement à Boudraa Salah

La cité EL BIR se trouve dans une zone exposée à des risques évidents de mouvements de sols et de sous-sols aggravés par l'intervention anthropique anarchique.

Désordres et dégâts causés aux structures, superstructures et aux façades des constructions par des mouvements de sols et de sous-sols.

Figure I. 30: *Vue partielle d'un alignement de constructions ayant subi des basculements à Boudraa Salah.*

I.11 - Techniques et moyens de confortement :

I.11.1 - Généralités :

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

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.

Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible **(**locale**)** et moins coûteux.

Coté technologique (faisabilité et efficacité): la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

I.11.2 - les différentes techniques :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en cinq catégories :

I.11.2.1 - la modification géométrique :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

On peut citer :

1 - Le déchargement en tête : Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

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

Figure I. 31: *chargement au pied d'un talus.*

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

3 - Le reprofilage : Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport a une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

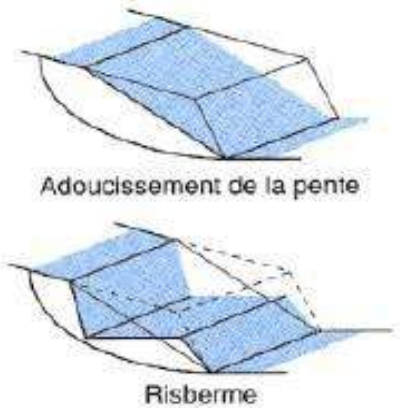


Figure I. 32: *les différents procédés de modification géométrique*.

I.11.2.2 - La substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de

travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [12]

I.11.2.3 - Le drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains. Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

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

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

1- Les tranchées drainantes : Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe. Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la figure I.33).

Figure I. 33: *tranchées drainantes.*

2- les éperons drainants : Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers

(Voir la figure I.34).

Figure I. 34: *Éperons drainantes.*

3- Les drains subhorizontaux : Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente. Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

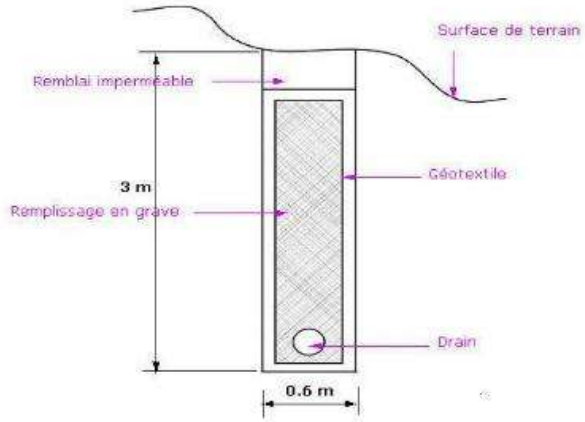


Figure I. 35: *les drains subhorizontaux*

4- Les drains verticaux : Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement. [12]

I.11.2.4 - La végétalisation :

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



Figure I. 36 : *l'implantation des plantes dans un talus.*

I.11.2.5 - Les éléments résistants :

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

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

1.1- Les murs de soutènements :

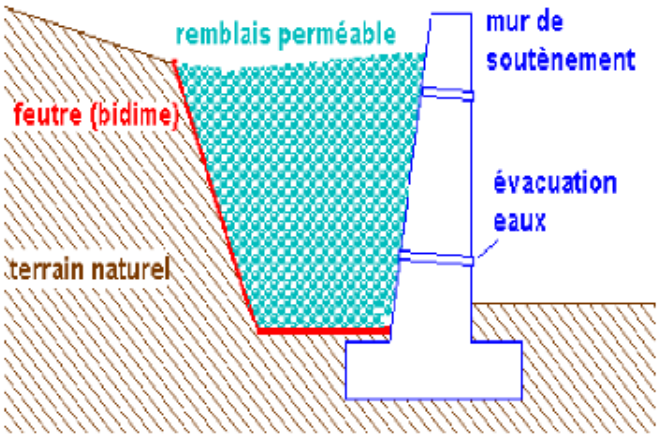


Figure I. 37: *Mur de soutènement.*

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

Les murs poids

Les murs souples.

1.2- Les rideaux de palplanches :

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

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre

leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances crées par le fonçage à proximité d'habitations.

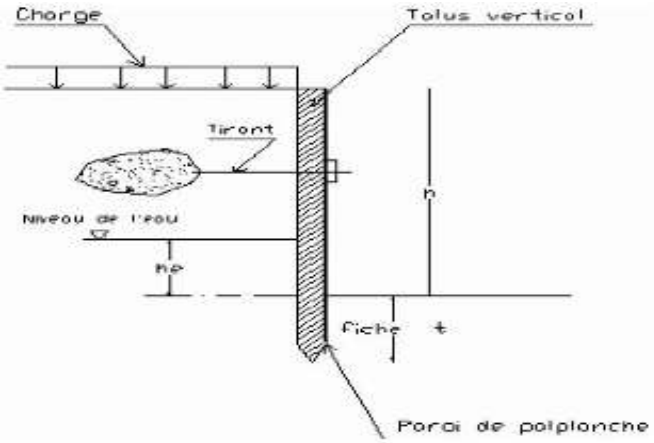


Figure I. 38: *Paroi de palplanche.*

1.3- La terre armée :

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

Un sol : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.

Des inclusions : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.

Un parement : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée. [13]

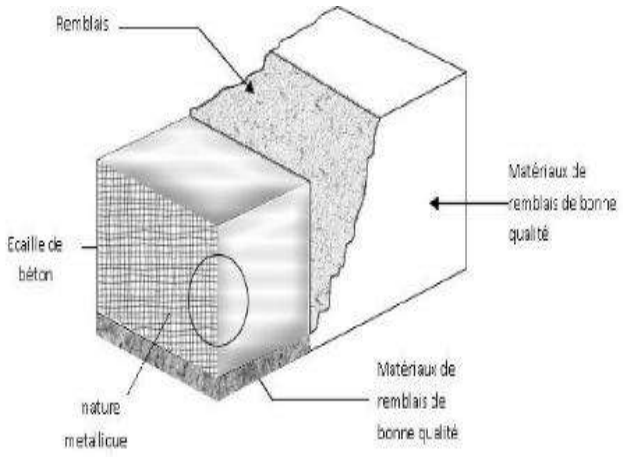


Figure I. 39 : *principe de la technique terre armée.*

2 - Les tirants d'ancrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement. Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

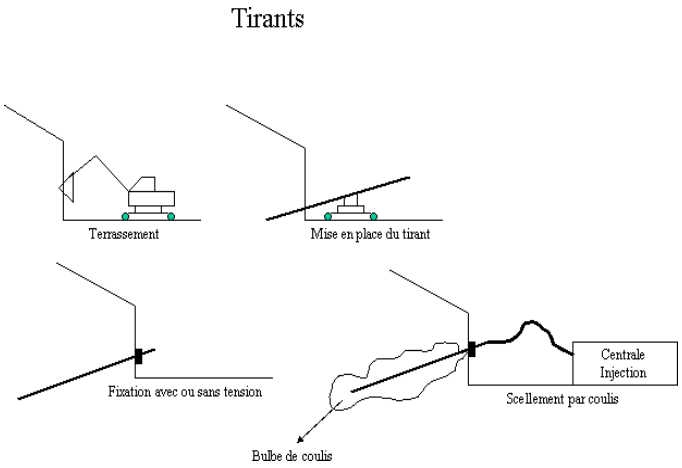


Figure I. 40: *Schéma de principe d'un tirant d'ancrage*

3 - Le clouage :

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

Figure I. 41: *Un versant stabilisé par clouage.*

4. Les géotextiles :

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

Les principales fonctions des géotextiles sont :

La séparation : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
Le renforcement : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
La protection : protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnant.
La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent. [14]



Figure I. 42: *L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.*

♦ CONCLUSION

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,…etc. où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux…etc. Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

Chapitre II

Méthodes de calcul de La stabilité Des pentes

❖ INTRODUCTION :

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

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

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

II.1 - Méthodes Analytiques :

II.1.1 - Calcul de la stabilité:

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité (**Fs**). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de **Fs** la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné. Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties. Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain n'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent ou' à proximité. On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégorise: On focalise l'étude ci après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les méthodes de calcul les plus utilisées en pratique. [15]

II.1.1.1 - Notion de coefficient de sécurité :

Notion de coefficient de sécurité: II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité **Fs**, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité **Fs** par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$F_S = {}^{Q_{max}}/_{Q} \quad \text{(II.1)}$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force **H**, Force **V**, moment **M**).

Q max : valeur maximale de **Q**.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité : Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

si **FS = < 1** : la rupture est inévitable.

si **FS = 1** : le massif est en état d'équilibre limite.

si **FS > 1** : le milieu est équilibré et le massif est stable.

Tableau II.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE

	Définition	**Formule**
1	**Rapport de contrainte**	F**= T max / T** $\boldsymbol{F} = \frac{la\ resistance\ \ au\ cisaillement\ \ mobilisable}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilib } re}$
2	**Rapport de forces**	**F** = **E** résiste / **E** moteur $\mathbf{F}=\frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$
3	**Rapport de moment**	**F** = **M** resist / **Mt** moteur $\mathbf{F}=\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$
4	**Rapport de grandeurs**	par ex : **H / Hmax** $\mathbf{F} = \frac{\text{Hauteur critiq } e}{\text{Hauteur réell } e}$

II.1. 1.2 - Calcul à la rupture (méthode classiques) :

Le mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. IL est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limitent, il existe des méthodes linéaires, les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de **FS** et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif [16].

Figure II. 1: *Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.*

II.1.1.2.1- Calcul à la rupture plane:

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : ***W*** le poids du bloc de sol considéré, ***V*** et ***H*** les efforts sur les côtés du bloc, ***N*** et ***T*** les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, ***UL*** l'effort dû à la pression d'eau latérale, et ***U*** l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que ***V* = 0** et que ***H*** et ***U*L** s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer ***N*** et ***T***, ainsi que le coefficient de sécurité [16].

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad \text{(II.2)}$$

Figure II.2 : *Glissement plan: équilibre d'un bloc*

II .2 - Méthode d'équilibre limite:

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

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

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \qquad \text{(II.3)}$$

$\boldsymbol{C}$ **:** Cohésion effective

$\boldsymbol{\varphi}$ **:** Angle de frottement interne effectif

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern etPrice1965, ……). [15]

II .2.1 - Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs **:**

Les bords des blocs sont devenus verticaux ;

Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;

Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches

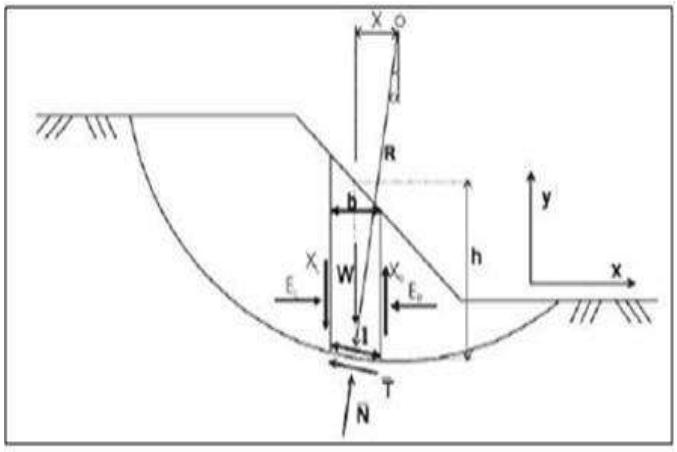


Figure II.3: *Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008).*

II.2.2 - Méthode de FELLENIUS 1927:

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

$$F = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moments mouteurs}} \qquad \text{(II.3)}$$

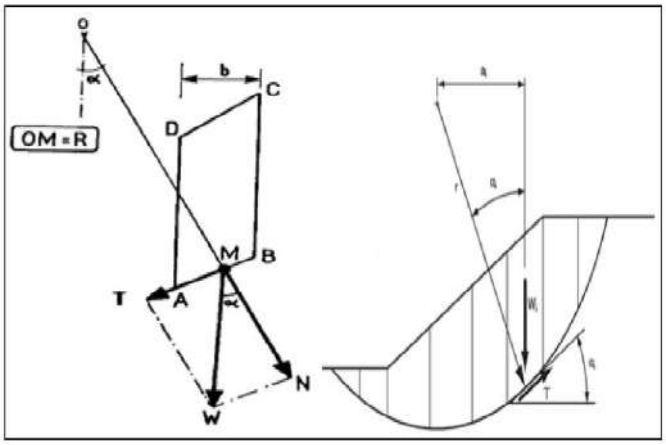


Figure II.4 : *Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.*

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

La ligne de glissement est de forme circulaire

On néglige totalement les efforts inter-tranches

La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

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

Le moment résistant maximal fourmi par valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle R_n

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = C_n . AB + N_n . \tan \Phi_n \qquad \text{(II.4)}$$

Par ailleurs :

$$N_n = W_n \cos\alpha_n \qquad \text{(II.5)}$$

Donc :

$$R_n = C_n . AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \qquad \text{(II.6)}$$

D'autre part :

$$AB = I_n \frac{bn}{\cos \alpha n} \qquad \text{(II.7)}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R(ci \frac{b_n}{cos\,\alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \qquad \text{(II.8)}$$

Où : **m** = nombre total de tranches.

$\boldsymbol{C_i}$ **,** $\boldsymbol{\Phi_i}$ **=** caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T_n et égal à $\mathbf{T_n . R}$ Par ailleurs :

$$T_n = W_n \sin \alpha \qquad \text{(II.9)}$$

En remplaçant les équations (II.5) et(II.6) dans l'équation (II.3), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m} \left(C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + w_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_i \right)}{\sum_{n=1}^{m} w_n \sin \alpha_n} \qquad \text{(II.10)}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

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

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

II.2.3 - Méthode de Bishop :

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement T sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement Ti. Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) n'entraîne que la mobilisation de la valeur T inférieure à Ti ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$F=\frac{T_{max}}{T} \qquad \text{(II.11)}$$

A noter que les valeurs de T et de Ti varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture.

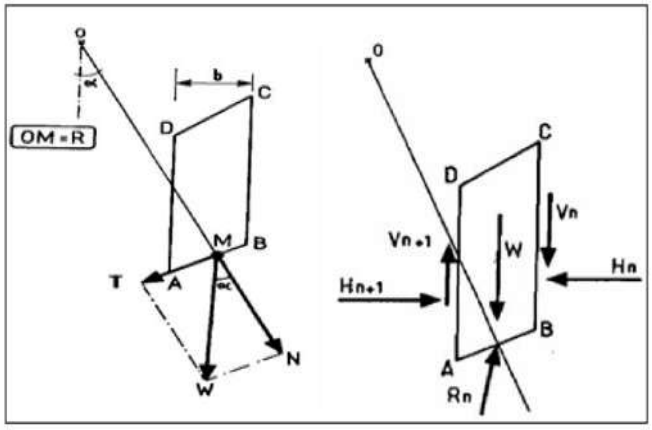


Figure II.5 : *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.*

Méthodes simplifiée de Bishop(1955):

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical. [15]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

la surface de rupture est circulaire.

les efforts interbranches sont (T = 0) *est que* $\boldsymbol{v_n - v_{n-1} = 0.}$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{(c'_i.b + (w - v_i - v_{i+1}) - u_n b) \tan \varphi'_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi'_i}{F_s} \sin \alpha_i} \qquad \text{(II.12)}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP

L'expression de F_s devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i.\sin \alpha_i} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{c'_i.b + [w - U_n b] \tan \varphi'_i}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \qquad \text{(II.13)}$$

a) cas d'un sol cohérent, (saturé) ($\boldsymbol{\varphi = 0}$) :

La formule de Fellenius devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n c_u.b}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \times \frac{1}{\cos \alpha_i} \qquad \text{(II.14)}$$

On remarque que F_s (Fellenius) = F_s (Bishop simplifiée) La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires. Limitations :

Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.

Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.

II.2. 4 - La méthode de Janbu simplifiée (1954)

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (τ) (voir figure II.6). La base de la force normale (σ) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par [16]

$$F_s = \frac{\sum(c' 1 + (\sigma - ul)\,tg\,\varphi')\sec\alpha}{\sum w tg\,\alpha + \sum \Delta E} \qquad (II.15)$$

Ou : $\sec\alpha = 1/\cos\alpha$

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

Figure II.6: *Représentation des forces sur une tranche*

Janbu introduit un facteur de correction (*f0*), dans le coefficient de sécurité *F*0, pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité supérieur:

$$F_f = F_0\, F \qquad (II.16)$$

$$F_0 = \frac{\sum\left(\frac{b(c' + (p-u)tg\,\varphi'}{n_\alpha}\right)}{\sum pb\ tg\,\alpha} \qquad \text{Et} \qquad n_\alpha = cos^2\alpha\left(1 + tg\alpha\,\frac{tg\varphi'}{F_s}\right) \qquad (II.17)$$

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur, de la longueur de la masse de terre glissante et du type de sol.

P=W/b : contrainte totale verticale.

b : largeur d'une tranche.

II.2.5 - Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de 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 [16].

Figure II.7: *Représentation des forces sur une tranche.*

$$F = \frac{\sum\left(c' l + (N - Ul) tg\,\varphi'\right) sec\alpha}{\sum (w - (T_2 - T_1)\,\mathrm{tg}\,\alpha + \sum (E_2 - E_1)} \qquad \text{(II.18)}$$

De même, la force totale normale à la base (σ) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (τ) comme:

$$\sigma = \frac{1}{\cos\alpha + \sin\alpha \frac{\mathrm{tg}\,\varphi}{F_s}} \left(w - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F_s} (c' l\,\mathrm{tg}\,\varphi') \sin\alpha \right) \qquad \text{(II.19)}$$

II.2.6 - Méthodes de Morgenstern et prise 1965:

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranche. Selon Morgenstern –Price, l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme [15] :

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

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

Figure II.8: *Représentation des forces sur une tranche.*

F (x) : Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (σ) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f soit égal à F_m dans les équations (II.20) et (II.21).

$$F_F = \frac{\sum[(c' l + (N - ul)\operatorname{tg}\varphi')\sec\alpha]}{\sum(w - (T_2 - T_1)\operatorname{tg}\alpha + \sum(E_2 - E_1)} \qquad \text{(II.20)}$$

$$F_m = \frac{\sum c' l + (N - ul)\operatorname{tg}\varphi'}{\sum W \sin\alpha} \qquad \text{(II.21)}$$

En général, cette méthode :

Considère les deux forces inter tranches ;

Suppose une fonction des forces inter-tranches f (x) ;

Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches ;

Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

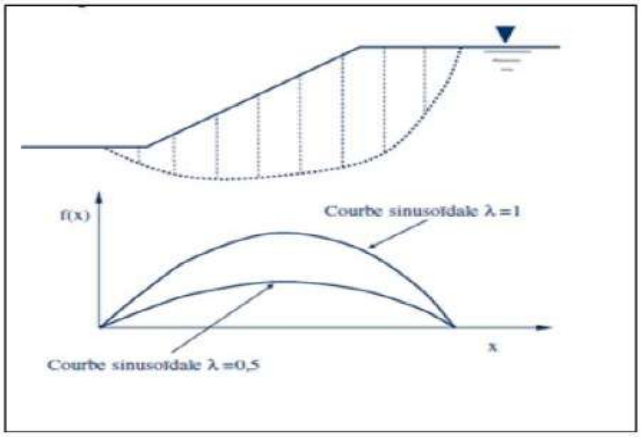


Figure II.9 : *Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.*

II.2.7 - Méthode de Spencer [1967]:

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étende aux surfaces de rupture non circulaires Spencer a mis aux point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

Figure II.10 : *Résultante des forces parallèles*

L'équation de l'équilibre des forces:

$$\sum Q_i = 0 \qquad \text{(II.22)}$$

$$Q_I = Z_i - Z_{i+1} \qquad \text{(II.23)}$$

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 la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche.

Figure II.11 : *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

$$\sum Q\left(x_b \sin\theta - y_Q \cos\theta\right) = 0 \qquad \text{(II.24)}$$

Figure II.12 : *Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER*

Après une série de calculs Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$Q = \frac{-F_v \sin\alpha - F_h \cos\alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos\alpha - F_h \sin\alpha + u\Delta l)\left(\frac{\tan\varphi'}{F}\right)}{\cos(\alpha-\theta) + \left[\frac{\sin(\alpha-\theta)\tan\varphi'}{F}\right]} \quad \text{(II.25)}$$

Pour chaque angle, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle ϕ, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites. [17]

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec *f*(x)=0

II.2.8 - La méthode de Sarma (1973) :

Sarma a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumé comme un processus linéaire de mohr –coulomb expression :

$$\tau = c.h + E.\tan\emptyset \quad \text{(II.26)}$$

h : Hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour L'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma

Tient compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,

Satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments.

II.2.9 - Limitations des méthodes d'équilibre limite :

La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses Supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, montrent que les hypothèses faites n' n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon si significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est Supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.

Le coefficient de sécurité $\mathbf{F_s}$ est supposé identique en chaque point du plan de glissement.

Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

II.3.8 - Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite.

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau II.2 **:** *Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses*

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus Recherchés
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecter l'équilibre de Moment	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement	Le coefficient de Sécurité
Bishop Simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; .Négliger les forces verticales entre les tranches • Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	∑ moments par rapport au centre du cercle de glissement. ∑ des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU 1956	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de moment	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces

	inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Horizontal	inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	• La surface de rupture est arbitraire • Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x)E$ • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

II.3 - La méthode des éléments finis :

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;

modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;
modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges
modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants. [18]

II.4 - CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre on constate que les reconnaissances et la structure géologique du site sont très importantes pour entamer une étude de stabilité d'un glissement de terrain.
Par la suite nous avons montré quelque technique de confortement qui sont très nombreuse ainsi les différents types de calcul qui nous permettent de calculer et d'analyser la stabilité des talus.

Chapitre III:

Présentation d’un cas d’étude

III.1- Introduction

La commune d'El Oumaria, qui abrite notre site, est située, à vol d'oiseau, à environ vingt six (26,00) kilomètres au Sud-est du chef lieu de wilaya. Le site, objet de notre étude, que nous appellerons "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria", fait partie de la commune d'El Oumaria, wilaya de Médéa, qui est située à environ huit (8,00) kilomètres, à vol d'oiseau, au Nord-est du chef lieu de la commune. Il a pour coordonnées géographiques :

- Altitude : 1089 m
- Latitude : 36° 20' 02.22'' N ;
- Longitude : 03° 02' 57.29'' E.

Ces données à partir le rapport de l'étude de sol fait par BET- GEOROUTE. [19]



Figure III.1 : *Vue satellitaire de notre projet*

III .2 - Climat de la région :

La wilaya de Médéa, qui abrite le site étudié, dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, Janvier et février. La neige quant à elle, recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune de Ouled Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

III.3 - Sismicité :

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont en fonction de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0 sismicité négligeable ;

Zone I sismicité faible ;

Zone II a et II b sismicités moyenne ;

Zone III forte sismicité

Ces zonalités sont représentées sur (la figure III.2) "Carte de zonage sismique». Nous remarquons que la région de Médéa, comprenant le site étudié, se trouve dans la **"Zone II a de sismicité moyenne"**. Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone varie, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99, de 0,10 et 0,25 selon le groupe d'usage du bâtiment.

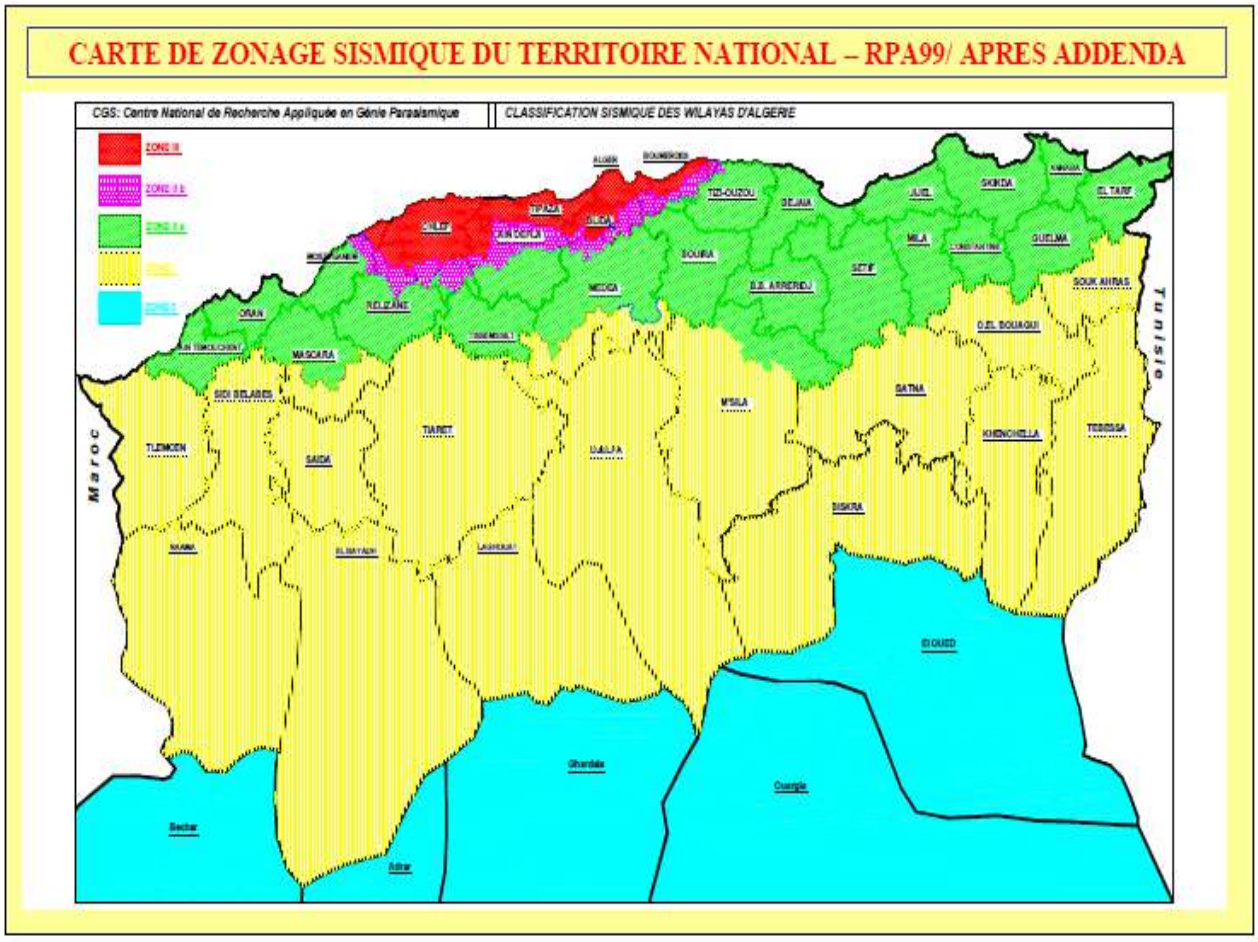


Figure III.2 : *Carte de zonage sismique de l'Algérie*

III .4 - Campagne d'investigation :

III.4.1 - Essais In-Situ:

Sur la base de ce qui a été fait dans l'investigation préliminaire du site, nous avons implanté nos essais in-situ tels que sont montrés sur la figure n°02 "Carte de zonage et d'implantation des essais". Ces essais consistent à la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés (notés SC 01 et SC 02).
- Huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (notés SP).

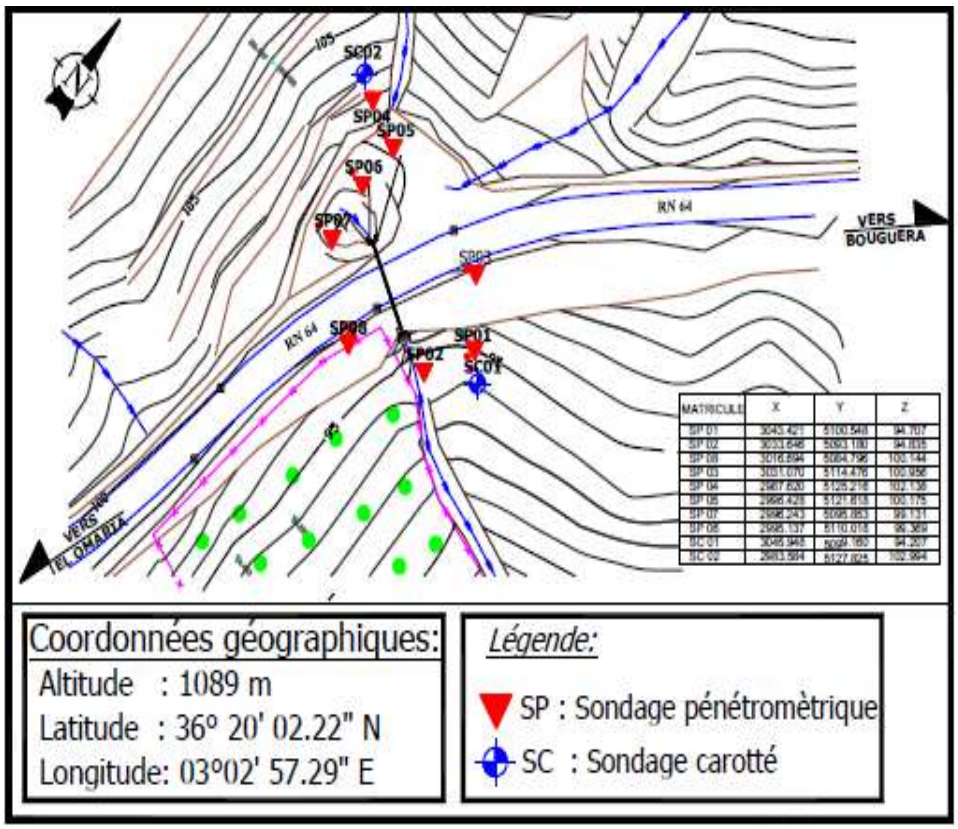


Figure III.3 : Carte d'implantation des essais in-situ du site
" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria"

III.4.1.1 - Sondage carotté :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont

utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.

Les échantillons extraits sont dits "remaniés" lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de "granulométrie", de "limites d'Atterberg" et de "poids volumique ".

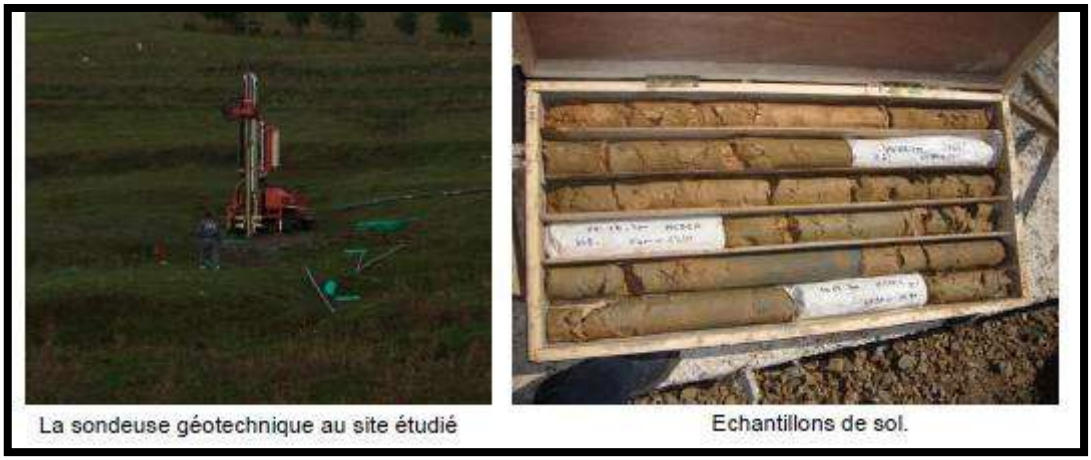


Figure III.4: *Essais de sondage carotté au site :*
" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيا و هندسة البناء
مكتب دراسات و خبرة:
البناء تربة، أسس و هياكل

Projet : "Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria "

Figure n°04 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 02

Date : Novembre 2010

Coordonnées du sondage : X=2983,584; Y=5127,825; Z= 102,994

Prof. (m)	Litho.	Description	Niv. eau
0.00 – 1.00		Terre végétale.	
1.00 – 2.00		Argile limoneuse peu sableuse avec un passage sableux compacte, de couleur marron à jaunâtre.	
2.00 – 20.00		Marne de couleur grise à noirâtre (marne compacte à dure avec quelque passages marno-sableux).	

III.4.1.2 - Essais au pénétromètre dynamique lourd

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

Figure III.5 : Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria
Essai au Pénétromètre Dynamique Lourd

Essais réalisés sur le site : Concernant notre site, nous avons réalisé huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L.), répartis sur le terrain comme indiqué sur la figure n°03 " Carte de zonage et d'implantation des essais" et notés SP. Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes ci-après donnant la variation de la résistance dynamique en pointe $\boldsymbol{R_P}$ en bars, en fonction de la profondeur en mètre. Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe $\boldsymbol{R_P}$ en bars, en fonction de la profondeur **z** en mètre.

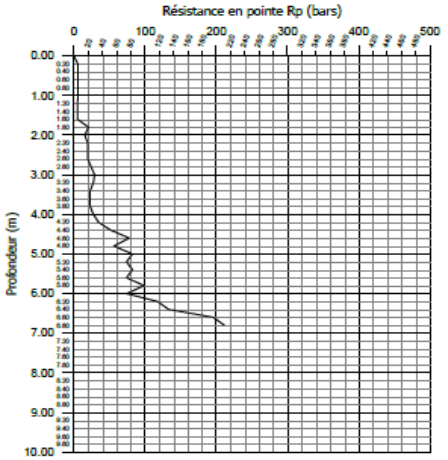
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيه وهندسه البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP02	Refus : 6,80 m



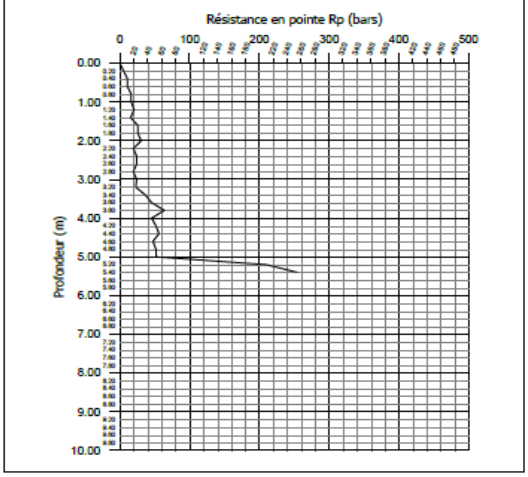
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيه وهندسه البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP01	Refus : 5,40 m



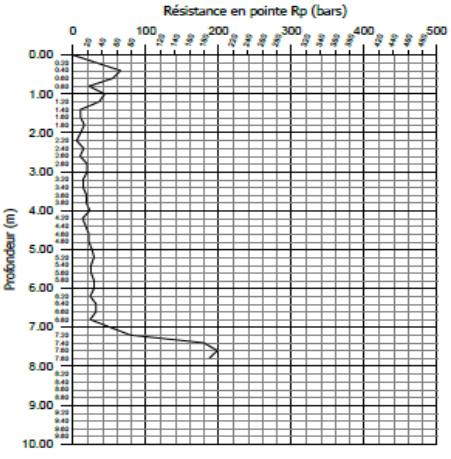
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيه وهندسه البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP03	Refus : 7,80 m



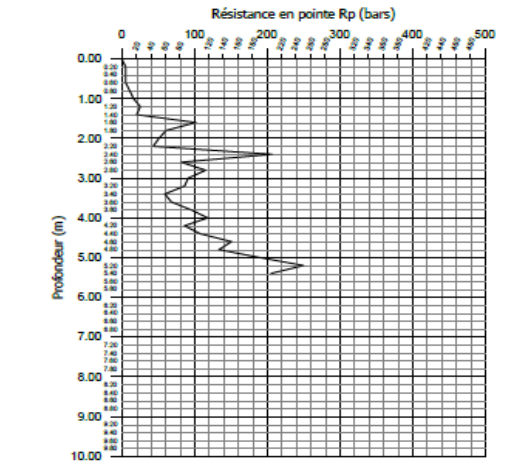
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيه وهندسه البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP04	Refus : 5,40m



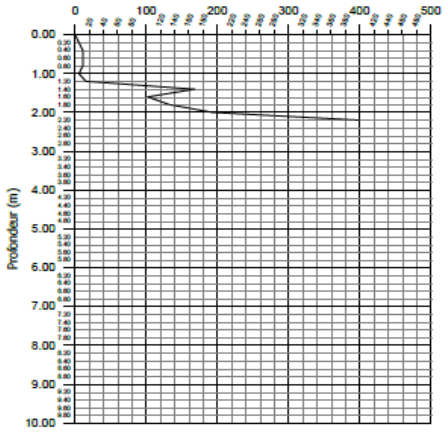
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيد وهندسد البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP05	Refus : 2,20 m



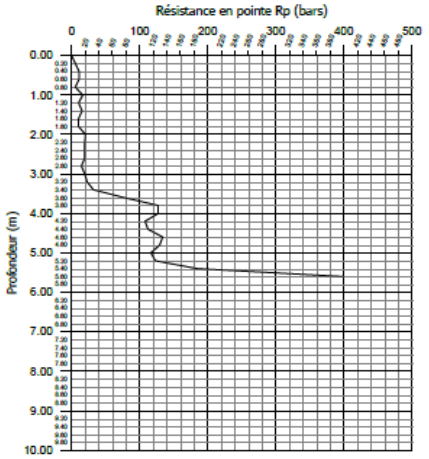
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيد وهندسد البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP06	Refus : 5,60 m



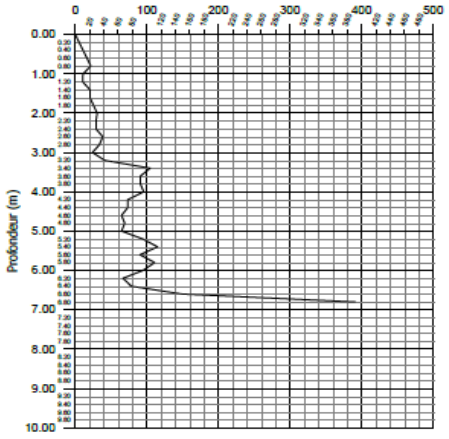
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيد وهندسد البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa.

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP07	Refus : 6,80 m



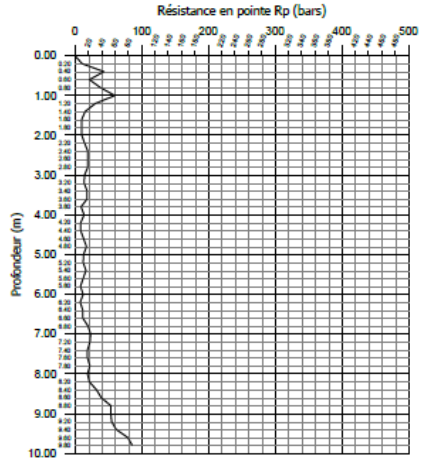
Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنيد وهندسد البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 148/ 2010.
Projet : Glissement de terrain.
Lieu de projet : RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Maître de l'ouvrage : D.T.P. de Médéa..

Date : Décembre 2010	Pénétrogramme du Sondage n°SP08	Refus : /



III.5 - Essai de laboratoire

III.5.1 - Catégories d'essais de laboratoire :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.

Figure III.6 : *Laboratoire où les essais du projet :*
" Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria" ont été réalisées.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories :

Les essais d'identification

Les essais de résistance

Les essais de compressibilité

III.5.2 - Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour les sondages un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

III.5.3 - Liste des essais de laboratoire réalisés :

Nous donnons, dans le (tableau III.1), l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisés, en indiquant la profondeur où l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact.

N° sondage	N° et Profondeur échantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC 01	Echantillon n° 1 / Pf.: 2,80 – 3,30 m	Remanié	- Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; - Analyse chimique du sol pour tester son agressivité vis-à-vis du béton ; - Teneur en $CaCO_3$.
	Echantillon n° 2 / Pf.: 3,30 – 3,60 m	Intact	- Densité ; - Teneur en eau ; - Compression simple ; - Essai oedométrique (dont valeur du module oedométrique E_{oed}).
	Echantillon n° 3 / Pf.: 9,00 – 9,40 m	Remanié	- Granulométrie; - Limites d'Atterberg ;
	Echantillon n° 4 / Pf.: 9,40 – 9,70 m	Intact	- Densité ; - Teneur en eau ; - Cisaillement rectiligne UU ; - Essai oedométrique (dont valeur du module oedométrique E_{oed}).
SC 02	Echantillon n° 1 / Pf.: 1,80 – 2,17 m	Intact	- Densité ; - Teneur en eau ; - Cisaillement rectiligne UU ; - Essai oedométrique (dont valeur du module oedométrique E_{oed}).
	Echantillon n° 2 / Pf.: 2,17 – 2,50 m	Remanié	- Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; - Teneur en $CaCO_3$.
	Echantillon n° 3 / Pf.: 6,00 – 6,50 m	Remanié	- Granulométrie; - Limites d'Atterberg ; - Teneur en $CaCO_3$.
	Echantillon n° 4 / Pf.: 6,65 – 6,90 m	Intact	- Densité ; - Teneur en eau ; - Compression simple ; - Essai oedométrique (dont valeur du module oedométrique E_{oed}).

Tableau III.1 : Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site: "Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria

III.5.4 - Résultats des essais de laboratoire :

Le poids volumique (γ) : Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. au volume de cette même quantité .on le note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime en KN/m^3, La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité : saturé noté γ_{sat} , sec noté γ_d ou humide noté γ_h.

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau

Teneur en eau naturelle : C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même echantillon.ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage a à 105°C. , le teneur en eau exprimée en pourcentage(%).

Figure III.7 : *Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.*

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol, pour le site étudié, quatre (04) essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés ci-après.

Poids volumiques –teneur en eau

Sondage	Prof. (m)	γ_h (kN/m^3)	W_{nat} (%)	γ_d (kN/m^3)
SC 01	3,30 – 3,60	22,30	16,30	19,17
	9,40 – 9,70	20,60	22,00	16,88
SC 02	1,80 – 2,17	20,80	12,70	18,46
	6,65 – 6,90	22,50	15,00	19,56

Limites d'Atterberg : Les limites d'Atterberg sont deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare L'état liquide de l'état plastique est appelée « limite de liquidité », notée W_L celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée « limite de plasticité », notée W_P.

Les mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur des échantillons de notre projet dont les résultats sont donnés (Annexe).

Analyse granulométrique : L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

Cette analyse comprend deux opérations :

- **Par tamisage** (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm ;

Figure III.8 : *Granulométrie par tamisage.*

- **Par sédimentométrie :** L'analyse granulométrique par sédimentomètrie (Figure III.9) se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter



Figure III.9 : *Granulométrie par sédimentomètrie. Éprouvette et agitateur.*

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- Le coefficient de courbure : $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

Pour le site étudié, nous avons réalisé quatre (04) analyses granulométriques. (Annexe)

Essais de compressibilité : Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.



Figure III.10: L'oedomètre Appareil pour essai de compressibilité

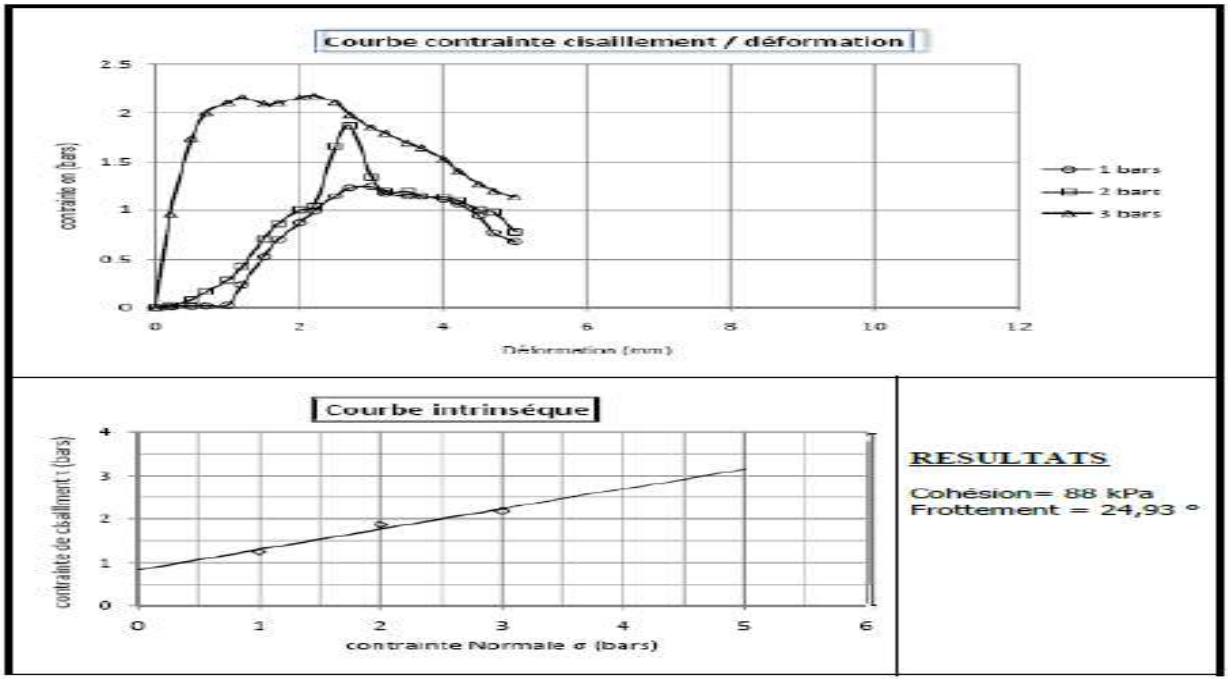
Concernant le site de " Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria ", nous avons réalisé quatre (04) essais de compressibilité à l'oedomètre avec calcul du module oedomètrique.

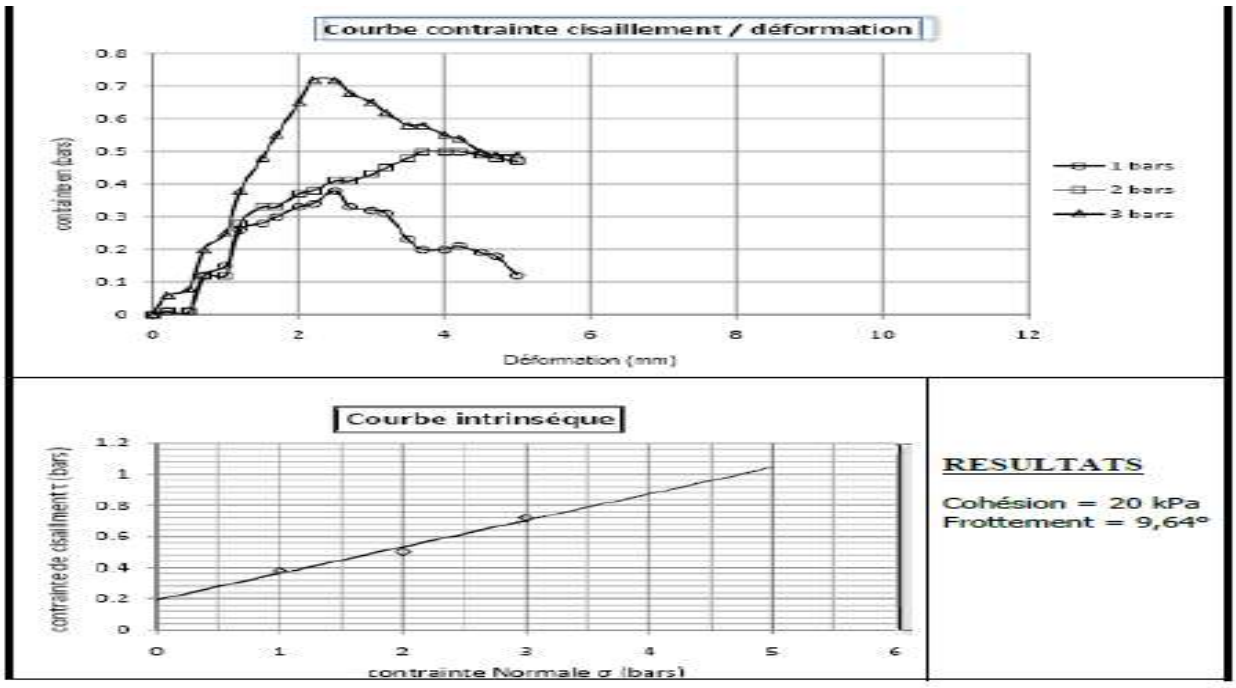
Essais de résistance au cisaillement : Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à-dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre. Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essais de cisaillement à la boite



Figure III.11 : *L'appareil de cisaillement direct*

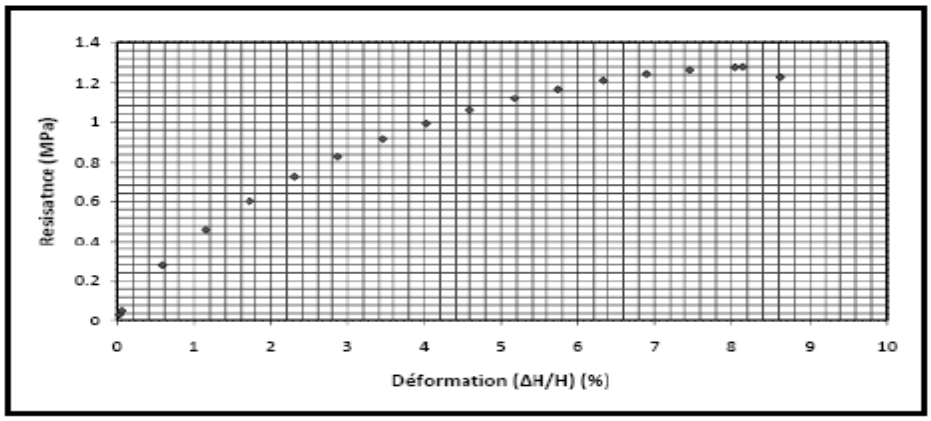
Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé deux (02) essais de cisaillement direct, de type non consolidé non drainé (UU). Les résultats de cet essai de résistance sont donnés ci-après





Essais de compression axiale : Le but de cet essai est la détermination d'une valeur de la résistance à la compression uniaxiale d'une éprouvette cylindrique ou cubique, saturée d'eau, de sol cohérent, homogène, non remanié ou remanié, et de perméabilité suffisamment faible pour que l'essai soit effectué en conditions non drainées. La résistance à la compression uniaxiale des sols, présentant de la cohésion, peut servir à la détermination de la cohésion non drainée Cu, par la formule Rc = 2Cu, et par la suite obtenir la résistance au cisaillement non drainé du sol.

Concernant le site de "Glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria", nous avons réalisé deux (02) essais de compression simple, dont les résultats sont donnés ci-dessous.



Courbe de l'essai de compression simple

La résistance à la compression de l'échantillon est : **Rc=1,28 MPa** ; par Conséquent la résistance au cisaillement non drainée du sol est **Cu= 0,64 MPa**.

Essais d'analyse chimique : Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site "Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria", dont les résultats sont donnés au (tableau III.2) suivant :

N° Echantillon	Profondeur (m)	Chlorures ($CaCO_3$) %	Sulfates (SO_4^-) %
SC 01	2,80 – 3,30	20,64	0,30
SC 02	2,17 – 2,50	12,97	-
	6,00 – 6,50	5,84	-

Tableau III.2 : *Caractéristiques chimiques du sol du site*

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est **faiblement agressif de classe A1**; par conséquent, le béton de son infrastructure ne nécessite pas de mesure particulière. En plus, et d'après la teneur de CaCO3 dans les échantillons, on peut les classer comme **argile marneuse.**

III.6 - Interprétation des résultats :

III.6.1 - Les essais in situ :

III.6.1.1 - Lithologie du site :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une couche de terre végétale, puis d'argile limoneuse peu sableuse avec parfois un passage de sable compacte, surmontant des marnes de couleur grise à noirâtre.

III.6.1.2 - Résistance du sol :

a) Résistance en pointe pénétromètrique Rp:

Sur le plan résistance, l'analyse des résultats des huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd réalisés sur site, tracés sur (la figure III.3)
Intitulée "Carte d'implantation des essais pénétrométriques", a permis de localiser trois (03) zones différentes sur le plan "résistance en pointe", Numérotées ci-dessous "Zone I", "Zone II" et "Zone III", et qui sont définies ci-après sur la figure n°17 intitulée "Carte de zonage de la résistance en pointe

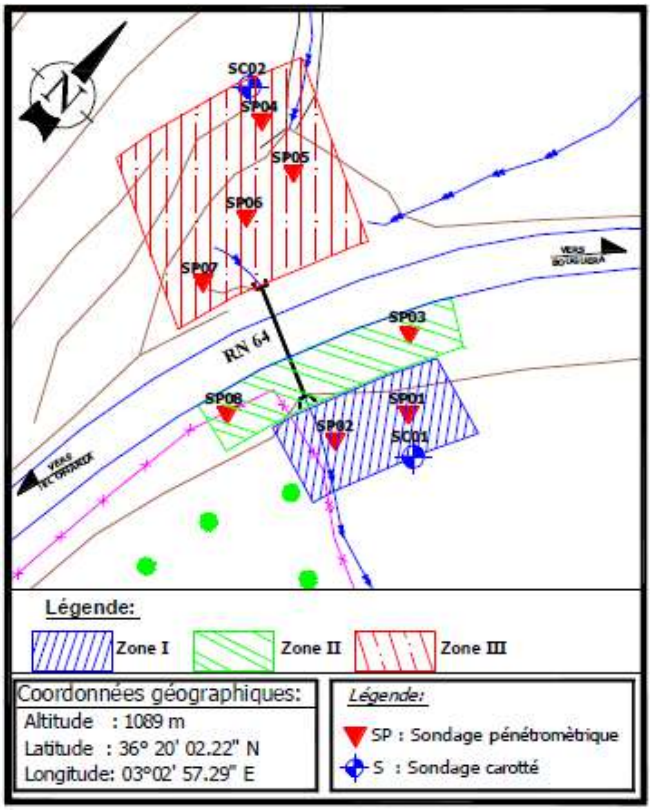


Figure III.12 : *Carte de zonage de la résistance en pointe*

1 - Résistance sur la zone I :

Les diagrammes pénétromètriques des deux (02) sondages réalisés dans la zone I, tracés sur la figure 12, montrent que :

1- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est Constatée, justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes ;

2- Une très faible résistance en pointe Rp est enregistrée; sa valeur atteint les cinq (5) bars entre la surface du sol et un mètre soixante (1,60m) de profondeur; à partir de cette profondeur une augmentation de la résistance en pointe est remarquée, elle frôle les vingt (20) bars;

3- Les deux essais SP01 et SP02 ont manifesté des refus, dont le plus Profond est atteint à six mètres quatre vingt (6,80m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour la zone I, les valeurs suivantes de la résistance en pointe **Rp** (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur**:**

Z (m)	2,00 – 4,00	> 4,00
Rp (bars)	20	30

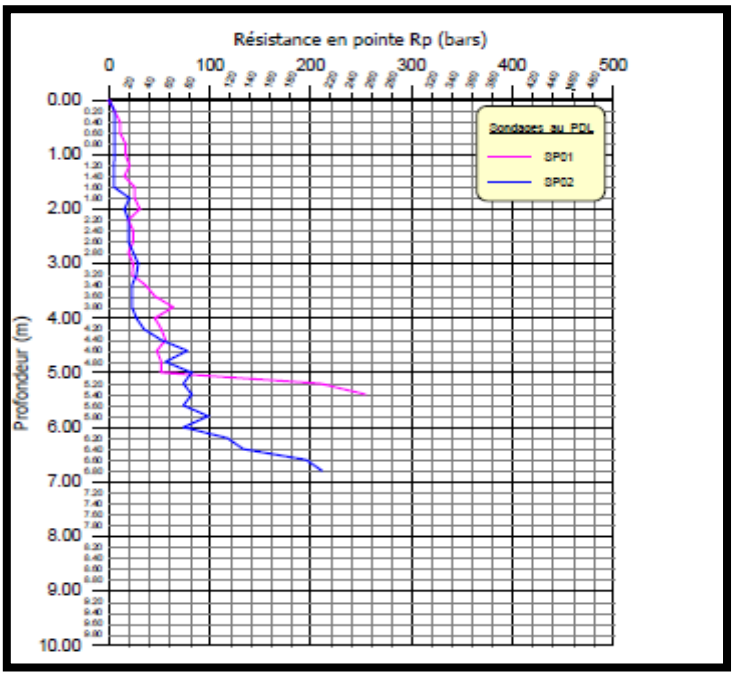


Figure III.13 : "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria".
Pénétrogrammes des sondages SP01 et SP02 réalisés dans la Zone I

2 - Résistance sur la zone II:

Les diagrammes pénétromètriques des deux (02) sondages réalisés dans la zone II, tracés sur (la figure III .13), montrent que :

1- Une nette homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée, Justifiée par la ressemblance des pénétrogrammes ;

2- Une très faible résistance en pointe est enregistrée; où elle frôle les dix (10) bars, à partir de sept mètres (7,00 m) de profondeur, on remarque une augmentation de la résistance, elle est de l'ordre de vingt (20) bars jusqu'à huit mètres cinquante (8,50 m). Au delà, la résistance en pointe atteint les quarante (40) bars;

3- Aucun refus n'est enregistré pour le sondage SP 8, et pour le sondage SP3 où le refus est atteint à sept mètres quatre vingt (7,80m) de profondeur.Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe **Rp** (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Z (m)	7,00 – 8,50	> 8,50
Rp (bars)	20	40

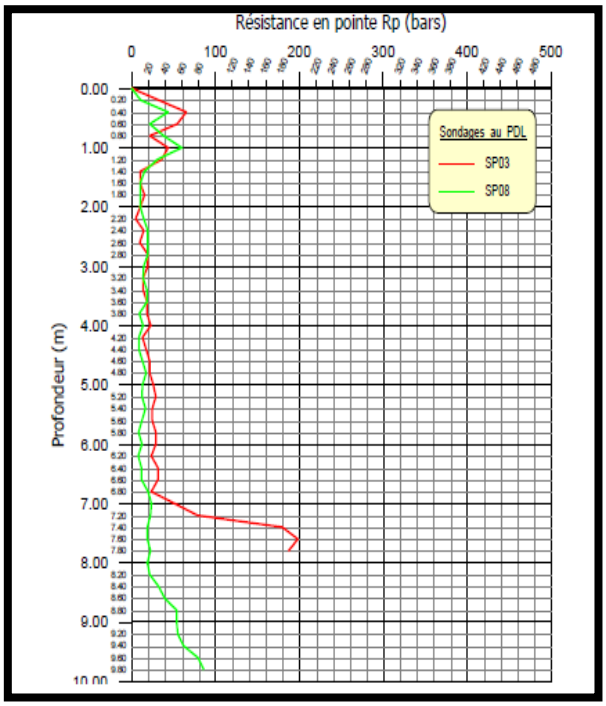


Figure III.14 :"Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria".

Pénétrogrammes des sondages SP03 à SP08 réalisés dans la Zone II

3 - Résistance sur la zone III:

Les diagrammes pénétromètriques des quatre (04) sondages réalisés dans la zone III, tracés sur la figure 20, montrent que :

1- Une certaine hétérogénéité, sur le plan résistance est constatée, Justifiée par la différence entre les allures des pénétrogrammes ;

2- Une faible résistance en pointe Rp est enregistrée; sa valeur est de l'ordre de dix (10,0) bars à moins de deux (2,00) mètres de profondeur, et à partir de cette profondeur, la résistance augmente pour atteindre les cinquante (50) bars à partir de trois mètres cinquante (3,50 m) ;

3- Tous les essais ont manifesté des refus, dont le plus profond est atteint à six mètres quatre vingt (6,80 m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour cette zone, les valeurs suivantes de la résistance en pointe **Rp** (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Z (m)	2,00 – 3,50	> 3,50
Rp (bars)	20	50

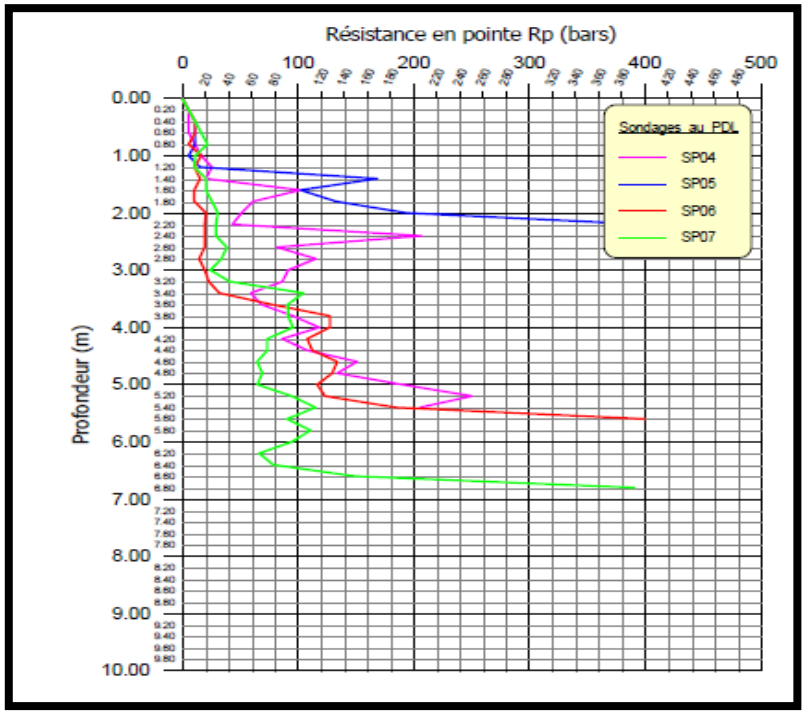


Figure III.15 :"Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, ElOumaria".

Pénétrogrammes des sondages SP04 à SP07 réalisés dans la Zone III

b) Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée qL, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée qadm et est telle que : qadm=qL/F ; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

La valeur de qadm peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : **qadm= Rp / 20**

En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées supra, les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur, sont les suivantes :

Résistance sur la zone I :

Z (m)	2,00 – 4,00	> 4,00
q_{adm} (bars)	1,00	1,50

Résistance sur la zone II :

Z (m)	7,00 – 8,50	> 8,50
q_{adm} (bars)	1,00	2,00

Résistance sur la zone III :

Z (m)	2,00 – 3,50	> 3,50
q_{adm} (bars)	1,00	2,50

III.6.2 - Essais de laboratoire :

III.6.2.1 - Caractéristiques d'identification du sol :

Une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques a été réalisée sur des échantillons intacts. (Le tableau III.3)

Sondage	Prof. (m)	γ_h (kN/m^3)	W_{nat} (%)	γ_d (kN/m^3)	Sr (%)
SC 01	3,30 – 3,60	22,30	16,30	19,17	100
	9,40 – 9,70	20,60	22,00	16,88	100
SC 02	1,80 – 2,17	20,80	12,70	18,46	74
	6,65 – 6,90	22,50	15,00	19,56	100

Tableau III.3 : *Caractéristiques physiques*

Les valeurs du degré de saturation pour les échantillons de sol étudiés montrent que celui-ci est **en général totalement saturé**

Sond.	Prof.(m)	% 80µ	% 2mm	Cu	Cc	W_L	I_p	Classe
SC1	2,80 ÷ 3,30	100	100	-	-	51,10	36,10	**Ap** : Argile très plastique.
	9,00 ÷ 9,40	100	100	-	-	43,20	27,20	**Ap** : Argile peu plastique.
SC2	2,17 ÷ 2,50	100	100	-	-	38,60	22,60	**Ap** : Argile peu plastique.
	6,00 ÷ 6,50	98	100	-	-	42,80	28,80	**Ap** : Argile peu plastique.

Tableau III.4 : Résultats de la classification des sols du site "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria".

III.6.2.2 - Compressibilité des sols :

L'essai oedomètrique :

Pour évaluer les tassements du sol sous le poids d'une charge (fondation, remblai, …), il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques relatives à la compressibilité du sol. L'essai le plus utilisé en mécanique des sols, ayant pour but la détermination de ces caractéristiques, est l'essai de compressibilité à l'oedomètre.

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure).

L'essai est répété pour des valeurs croissantes de la charge. Pour chaque charge, l'indice des vides "e" en fin de consolidation est calculé ("e" est égal au rapport du volume des vides V_v sur le volume des grains solides Vs), et on trace la courbe oedomètrique.

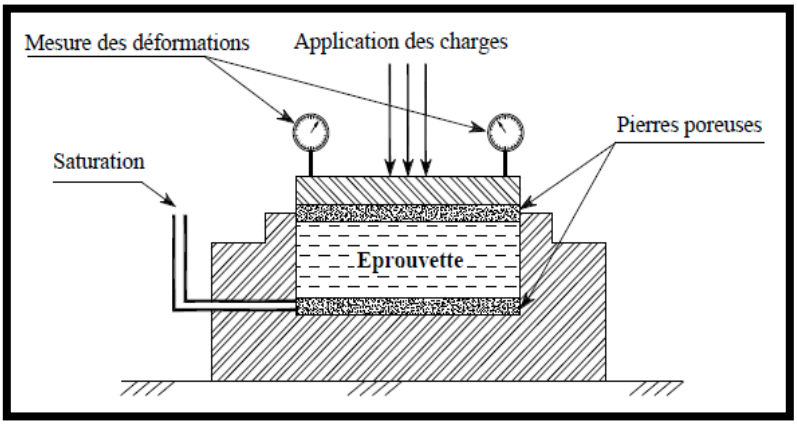


Figure III .16 : *Essai de compressibilité à l'oedomètre*

Résultats et interprétation :

Nous avons reporté sur (le tableau III. 5) les valeurs des caractéristiques de compressibilité selon les sondages et la profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé

Sond.	Prof. (m)	C_s %	C_c %	C_α %	σ'_c (kPa)	Etat de compressibilité	Etat de consolidation
SC 01	3,3– 3,6	0,00	13,00	7,00	600	Sol moyennement compressible	Surconsolidé
	9,4–9,7	0,00	10,00	5,00	300	Sol moyennement compressible.	Surconsolidé
SC 02	1,8– 2,17	2,00	12,00	4,00	130	Sol moyennement compressible	Surconsolidé
	6,65–6,9	0,00	13,00	7,00	180	Sol moyennement compressible.	Surconsolidé

Tableau III.5 : Résultats de la compressibilité du sol étudié"
Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria

III.6.2.3 - Résistance au cisaillement des sols :

III.6.2.3.1 - L'essai de cisaillement direct :

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique, du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement.

On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite", qui exigent la connaissance de la résistance limite (ou ultime) du sol.

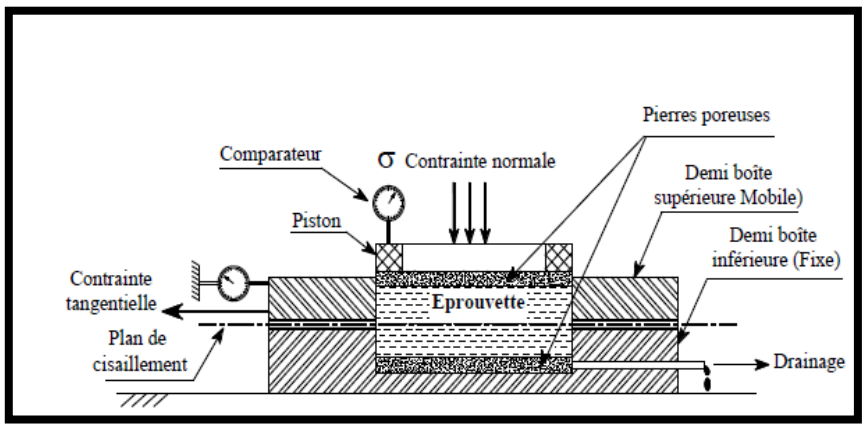


Figure III.17 : *Essai de caillement direct.*

III.7 - Résultats et interprétation :

Dans notre cas, nous avons réalisé des essais de cisaillement de type non consolidé non drainé (UU). Les valeurs des caractéristiques mécaniques C et φ sont récapitulées sur (le tableau III.6)

Les valeurs de C et de φ seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais de laboratoire.

Sondage	Profondeur (m)	Essais	Cohésion Cu (kPa)	Angle de frottement φ_u (°)
SC 01	9,40 – 9,70	UU	88	24,93
SC 02	1,80 – 2,17	UU	20	9,64

Tableau III.6*: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site : " Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria ".*

III .7.1- Essais de compression simple :

La résistance à la compression uniaxiale des sols, présentant de la cohésion, peut servir à la détermination de la cohésion non drainée Cu, par la formule Rc = 2Cu, et par la suite obtenir la résistance au cisaillement non drainé du sol.

Les valeurs de Rc et de Cu sont récapitulées sur le tableau III.7)

Sondage	Profondeur (m)	Résistance à la compression Rc (kPa)	Cohésion Cu (kPa)
SC 01	3,30 – 3,60	1280	640
SC 02	6,65 – 6,90	530	265

Tableau III.7 : *Résultats de la résistance à la compression Rc et la cohésion Cu. " Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria ".*

La valeur de la cohésion non drainée semble trop élevée en comparaison avec les résultats de l'essai de cisaillement**.**

III .8 - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

L'ensemble des essais in-situ et de laboratoire programmés par notre bureau d'études G.C.E., dans le cadre de l'étude géotechnique du site "Glissement de terrain, sur la RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria, w. de Médéa", a été entièrement réalisé. Le contenu de ce document a donné tous les résultats de ces essais. Les principales conclusions que nous pouvons tirer et qui intéresse l'étude de la stabilité au glissement du site sont les suivantes :

Présence d'eau :

Nos essais réalisés in-situ ont montré la présence d'eau dans le sondage SP2 à une profondeur de trois mètre vingt (3,20). Il est important de prendre en considération cette présence d'eau dans les calculs et la conception de la solution de confortement ;

Lithologie du site :

Le sol du site étudié est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une couche de terre végétale, puis d'argile limoneuse peu sableuse avec parfois un passage de sable compacte, surmontant des marnes de couleur grise à noirâtre.

Les caractéristiques mécaniques et d'identification de ces différentes couches sont données supra.

Capacité portante du sol :

Le sol présente une capacité portante très faible, notamment pour la zone II du site. Les valeurs de cette capacité portante en fonction de la profondeur, pour les trois zones, sont récapitulées ci-dessus. (Page 81)

Il semble que ces valeurs faibles de la capacité portante sont dues au fait que le sol a subit une décompression suite au glissement de terrain qui s'est produit, notamment du coté aval de l'axe de la route.

Compressibilité du sol :

Les résultats des essais oedométriques réalisés montré que le sol du site est moyennement compressible.

Agressivité du sol:

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, nous pouvons conclure que le sol du site est **non agressif**. En plus, la teneur en Ca Co3 indique que le sol est de type **"argile marneuse**

Chapitre IV :

Vérification de la stabilité du Site et proposition d'un procédé de confortement

❖ INTRODUCTION :

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basé sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels.

La vérification de la stabilité de glissement a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « **TALREN4 v2.0.4** ». Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places.

La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

IV.1 - Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) :

Talren4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

IV.2 - Étude de la stabilité :

Trois profils ont été choisis pour étude de la stabilité, le logiciel utilisé pour l'étude de stabilité des terres en pente est le TALREN 4.

Le logiciel TALREN 4 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($FS \leq 1.5$).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges…etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers le haut.

Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédente de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

Les principales caractéristiques ainsi que le détail des fonctionnalités disponibles de TALREN 4 sont abordées ci-dessous.

IV.2.1 - Les principales caractéristiques de TALREN 4 :

IV.2.1.1- L'interface graphique interactive :

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

- la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (Sol, renforcements) sont disponibles.

Figure VI.1 : *Interface de talren4.*

Les différentes manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans la partie suivante.

IV.2.1.1.1- Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 8, comporte les rubriques principales suivantes :

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

Figure VI.2 : *exemple du menu Données.*

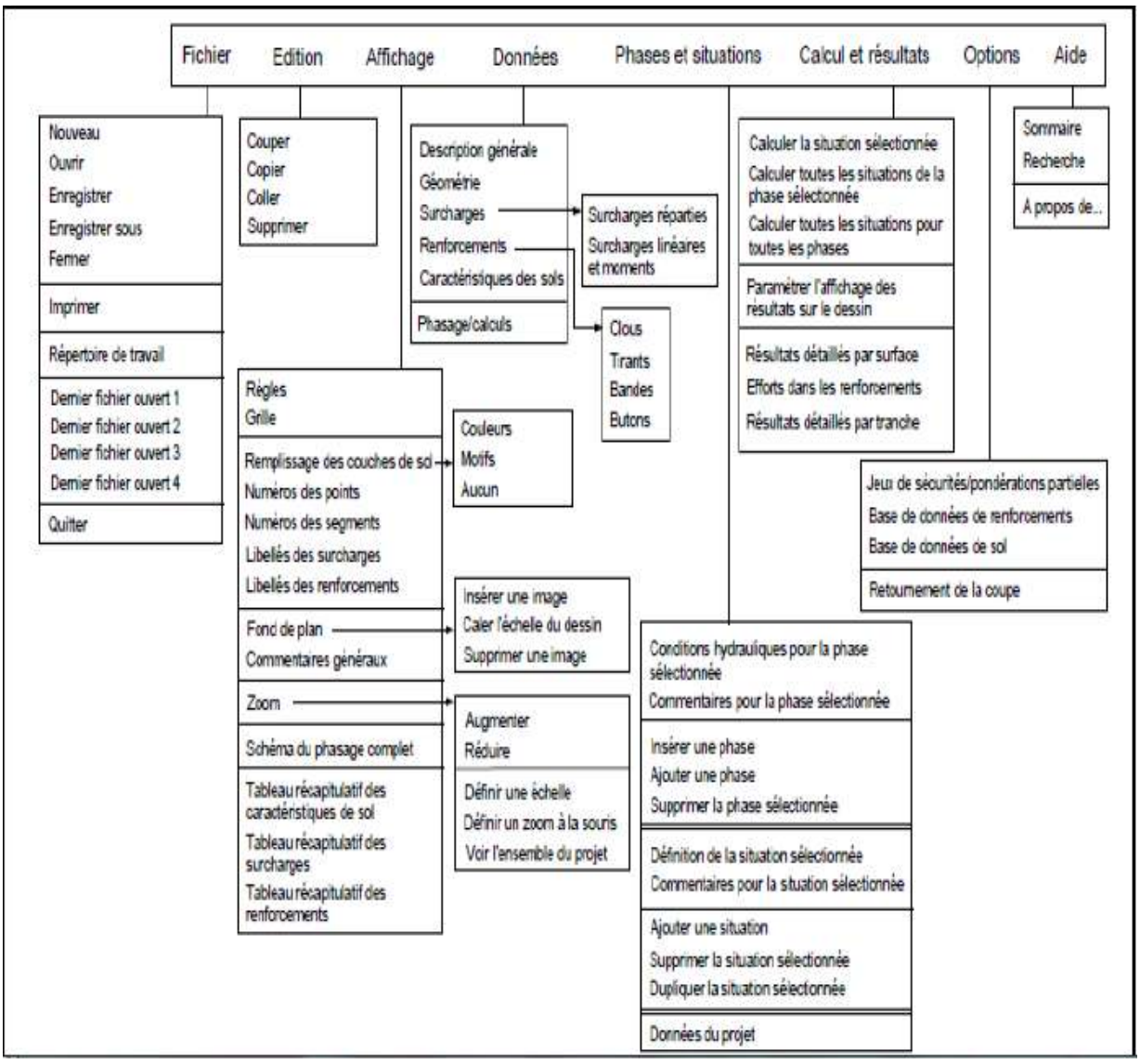


Figure V1.3. Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4

La barre de boutons principale :

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

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

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



Figure IV.4*: la barre de boutons principale.*

Les barres de boutons contextuelles :

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

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



Figure IV .5 : *La barre de boutons contextuelle "Données".*

Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

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

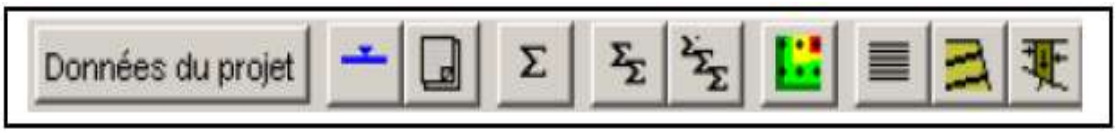


Figure IV.6 : *la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".*

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

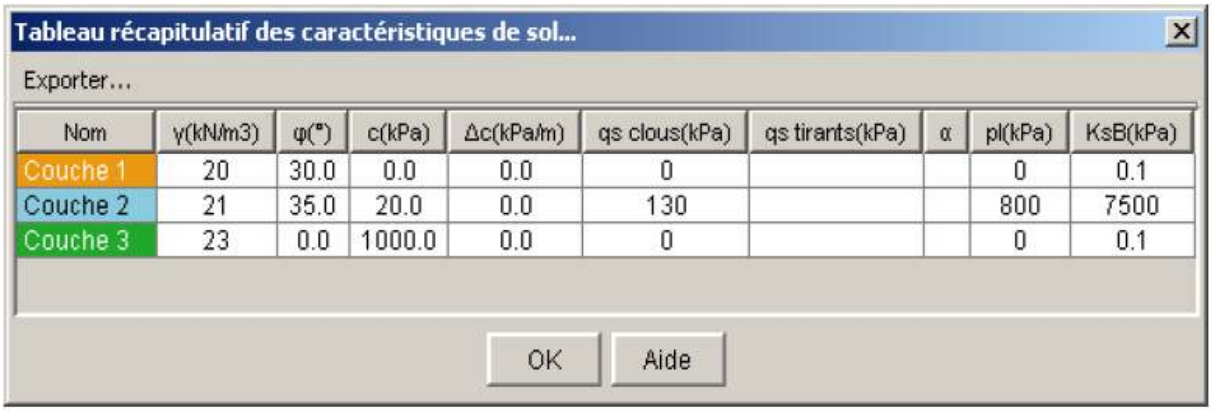
- Basculement en mode "Données"
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Calcul de la situation sélectionnée
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
- Calcul de toutes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

Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans le tableau. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Caractéristiques de sol" (menu ou bouton).



Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

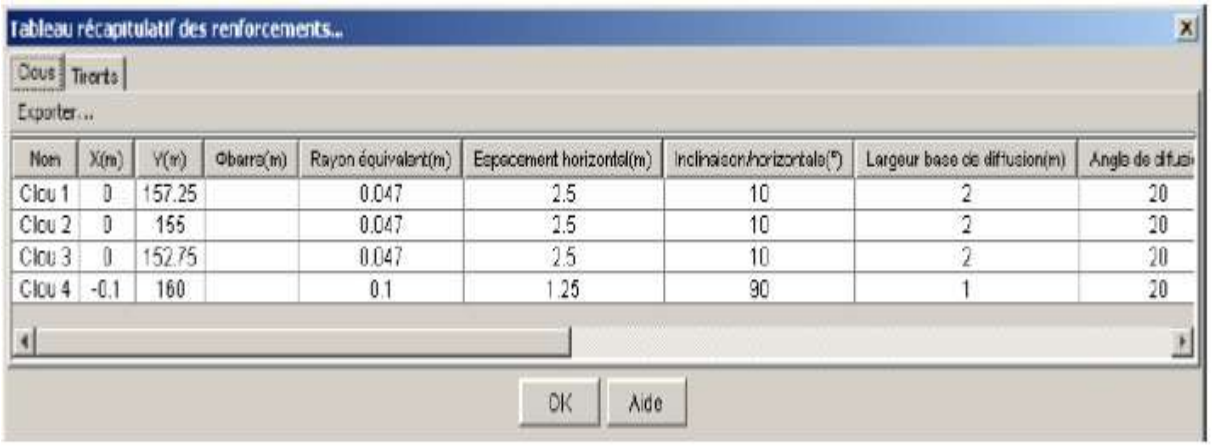
Figure IV.7 : *exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.*

Tableau récapitulatif des renforcements :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatifs de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement : clous, tirants, bandes et butons), Seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projet sont présentés.

Si aucun renforcement n'est défini dans le projet, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" est grisée dans le menu "Affichage".

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.



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

Figure IV.8 : *exemple de tableau récapitulatif des renforcements.*

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans les tableaux. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Renforcements" (menu ou boutons).

IV.2.1.2 - Gestion du phasage :

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

Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,

Modification de certaines caractéristiques de sols,

Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

Une méthode de calcul différente,

Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,

Des conditions sismiques différentes,

Une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

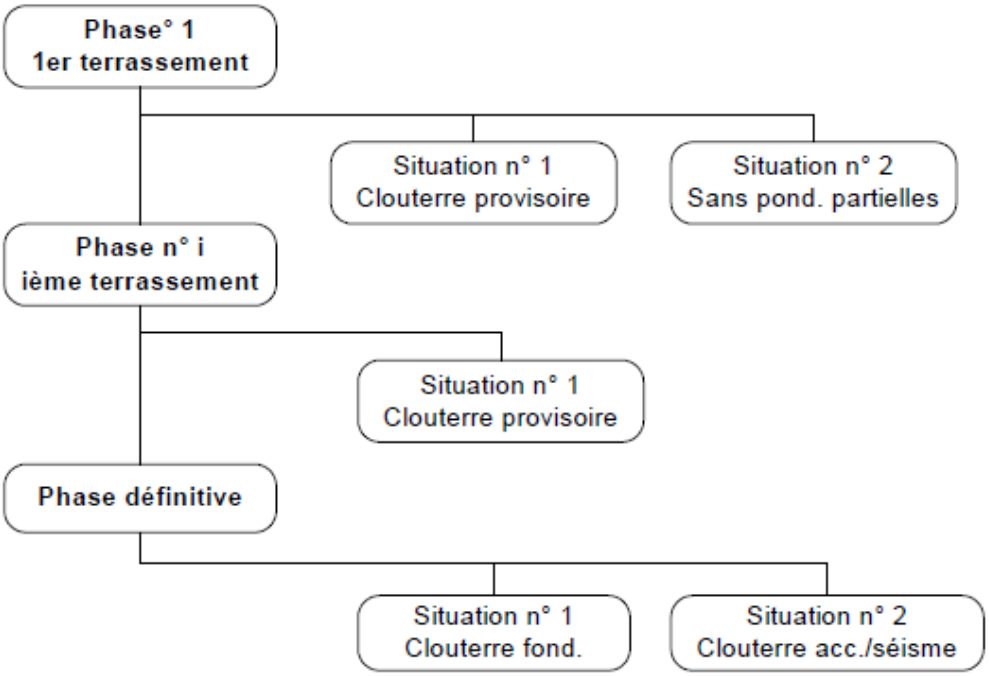


Figure IV.9: *gestion des phases et situations.*

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.

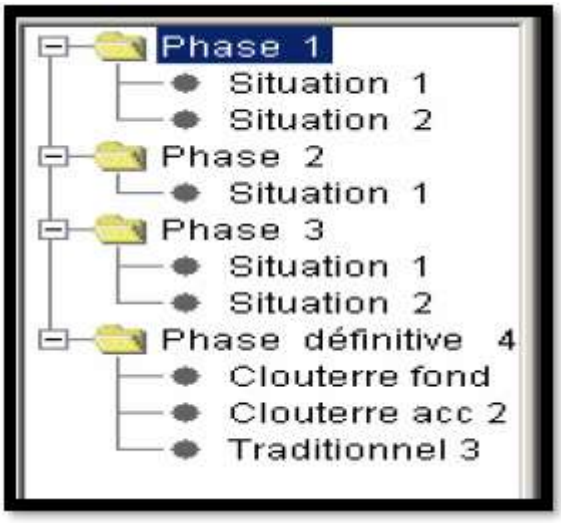


Figure IV.10 : *navigateur des phases et situations.*

Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

IV.2.1.3 - Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase),

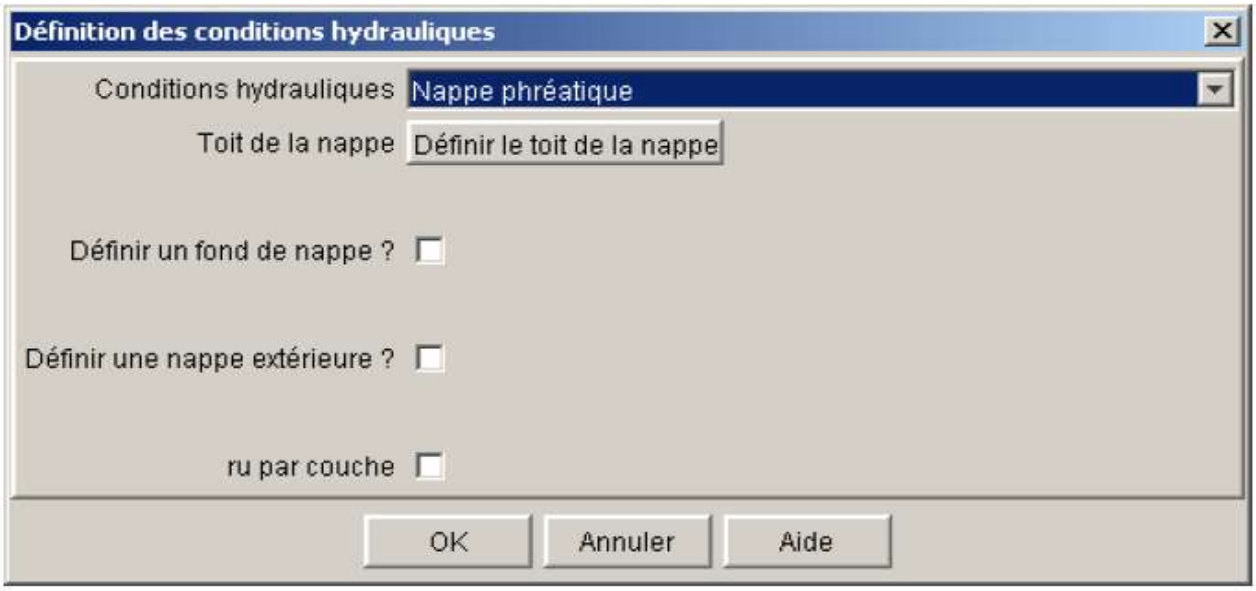


Figure IV.11 : *définition d'une nappe phréatique.*

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

IV.2.1.4 - Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4) :

Méthode de Fellenius :

La méthode de Fellenius a été appliquée, à l'origine, aux surfaces de rupture circulaire. A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieures (Σ Mext = 0).

Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi :

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{S1}.y_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sin\alpha_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\emptyset_i}{F_{\emptyset i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{S3}.\left(\sum_{i=1}^{n}[F_{S1}.y_i.h_i.b_i.sin\alpha_i] + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

Méthode de Bishop simplifiée :

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

$$F_{Bish} = \frac{Moment\ résistant}{F_{S3}.Moment\ moteur}$$

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

$$F_{Bish} = \frac{\int\left(\frac{\frac{C}{F_C}+(F_{s1}\,.y\,.h-u).\frac{tan\ \emptyset}{F_\emptyset}}{1+\frac{tan\alpha\ .tan\ \emptyset}{F_{Bish}\,.F_{s3}.F_\emptyset}}\right)}{F_{s3}.\left(\int F_{s1}\,.y\,.h\,.sin\alpha\ .dx + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

Où Σ Mext est le moment résultant des forces extérieures.

Méthode des perturbations :

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

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

Le développement des équations conduit à :

$$\int\left([\sigma'_{Fel}(\lambda + u\,.tan^n.\alpha) + u].\left(\tan\alpha - \frac{tan\emptyset}{F\emptyset^*}\right) - \left(\frac{C}{F_C^*} + \frac{u\,.\tan\emptyset}{F\emptyset^*}\right)\right).dx - (E'_1 - E'_0)$$
$$- (U_1 - U_0) = 0$$

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

IV.3 - Analyse de la stabilité de talus :

IV.3.1 - Données géotechniques :

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement situé à la route RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria, wilaya de Médéa, avec le code de calcul TALREN 4V (les méthodes utilisées sont Fellenius, Bishop et la méthode de perturbation), nous souhaitons quantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème.

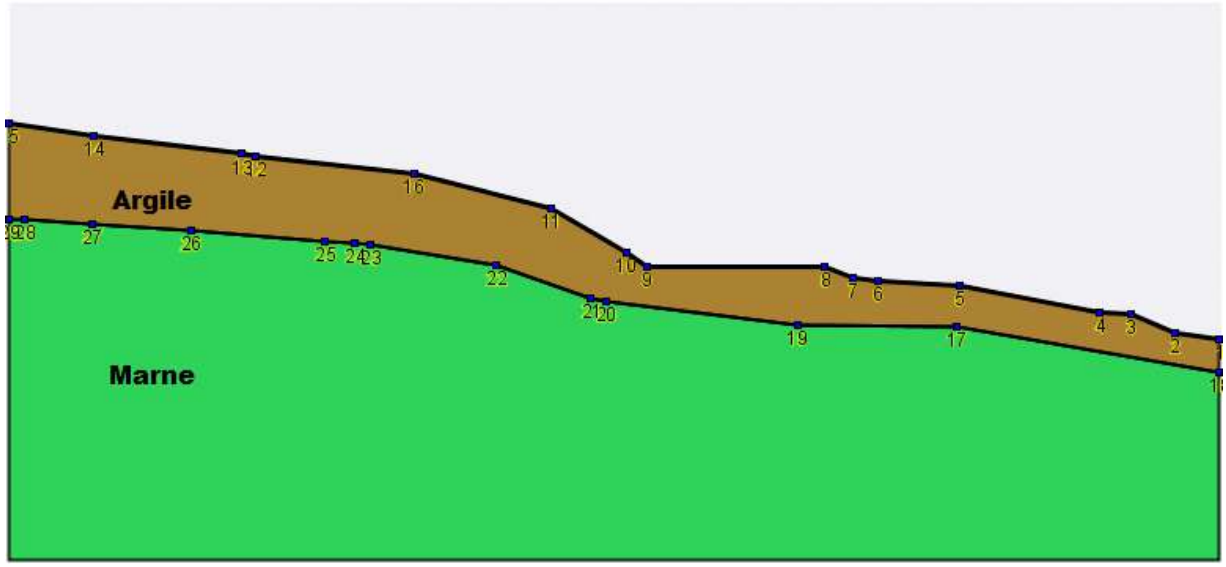


Figure IV.12 : *schéma de calcul.*

Argile limoneuse peu sableuse : épaisseur = 2 m

Marne : épaisseur = 2 ÷11 m

IV.3.2 - Hypothèses de calcul :

Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente.

Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.

Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales).

Une surcharge roulante.

Sur la base de l'enquête, de reconnaissance, de test sur site et des essais au laboratoire, les indices physiques et mécaniques adoptées des différentes couches définis par les règles de classification des terrains, les expériences des travaux et les résultats de calcul inverse de la stabilité du talus sont résumées comme suit :

Tableau IV.1: valeurs adoptées des indices physique et mécaniques.
(Rapport géotechnique)

Les couches	Poids volumique KN/m3	Cohésion KPa	Angle frottement (°)
Argile	20	20	9,64
Marne	22	88	24,64

La surcharge :

La surcharge utilisée est d'environs 20 KPa.

Méthode d'analyse de calcul :

Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.
Perturbations : De plus, quand le talus se glisse vers une certaine interface, on adopte la méthode de perturbations.

Coefficient de sécurité :

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit être $Fs \geq 1.50$; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité $Fs \geq 1.30$.

IV.3.3 - Vérification de la stabilité avant confortement :

Géométrie du modèle :

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure IV.11 pour le sol non renforcé.

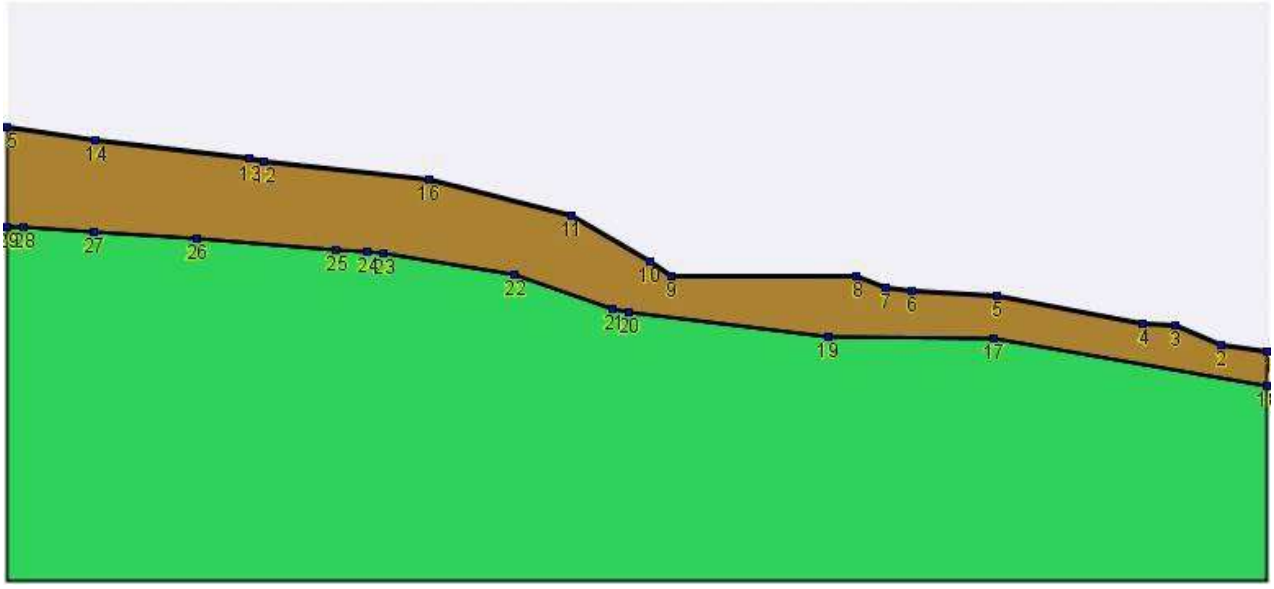


Figure IV.13 : *géométrie du modèle.*

Comme la surface du glissement de forme quelconque, on a choisi la méthode de perturbation comme méthode de calcul.



Figure IV.14 : *Zone du cas de glissement étudié*

Présentation des résultats de calcul :

- **Calcul avec la méthode de perturbation :**

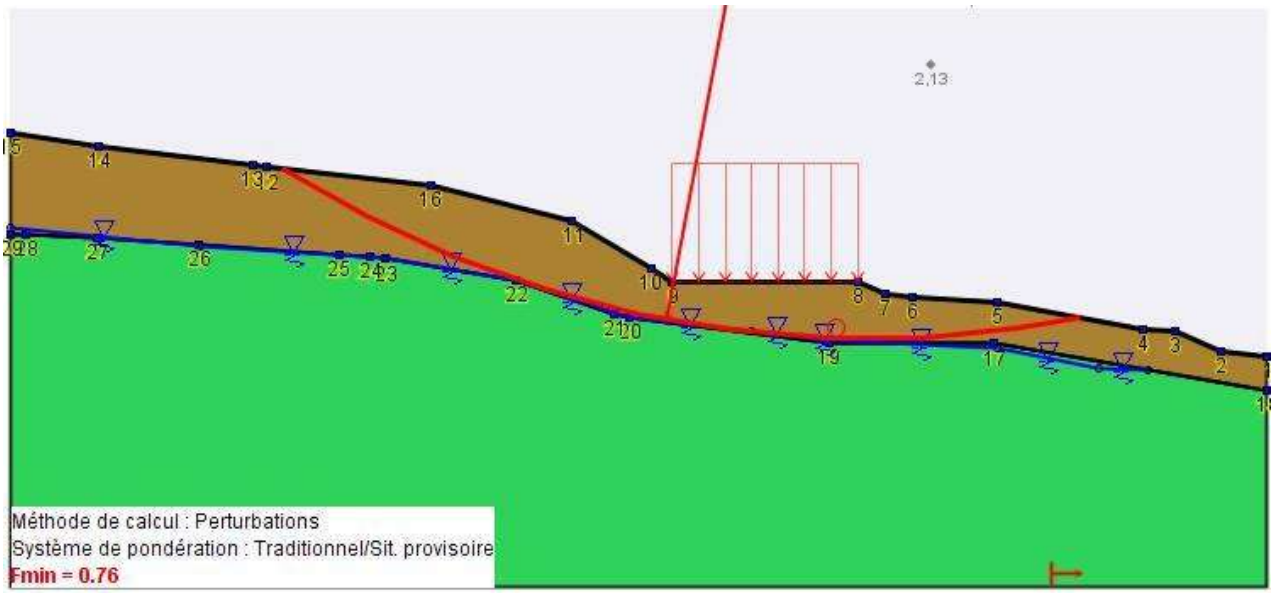


Figure IV.15 : *Le résultat Avec la méthode de perturbation*

- **Calcul avec la méthode de Bishop :**

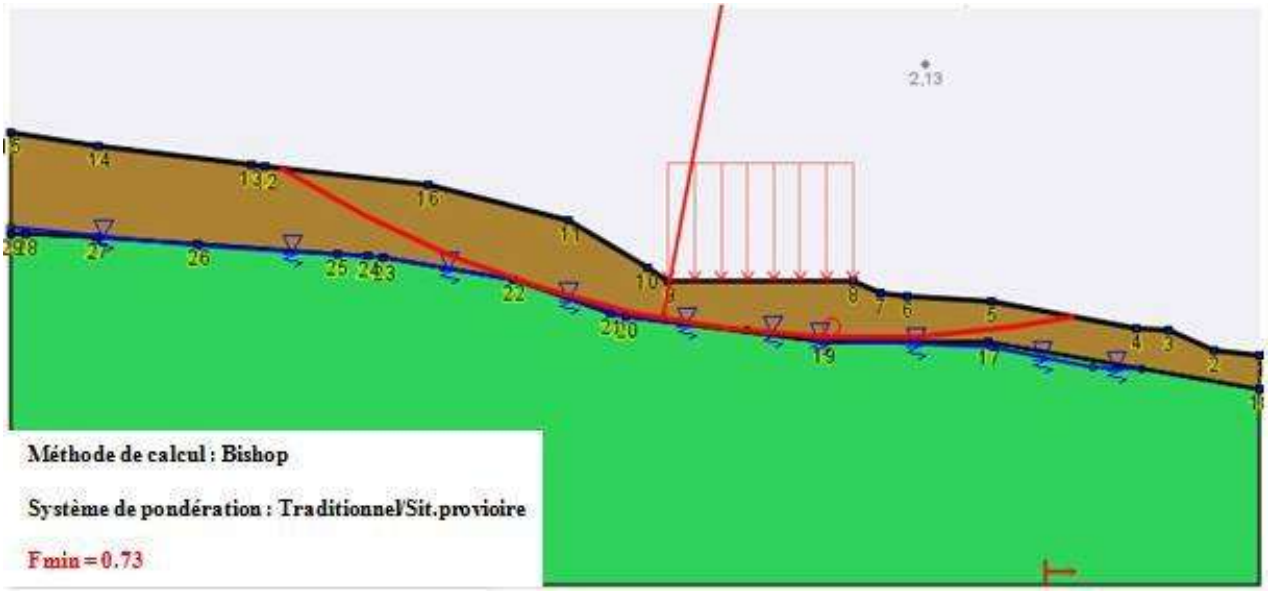


Figure IV.16 : *Le résultat Avec la méthode de Bishop.*

- **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

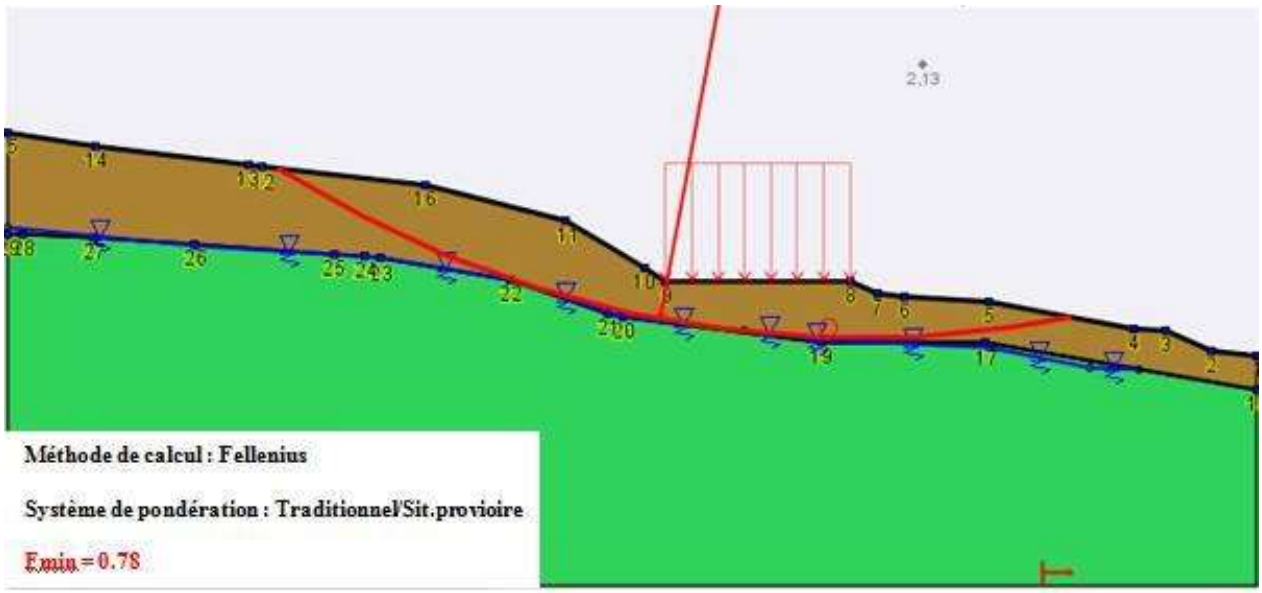


Figure IV.17 : *Le résultat Avec la méthode de Fellenius.*

Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement, calculé avec les trois méthodes (prise en compte de la nappe phréatique), est de :

- Méthode de Perturbation = 0,76
- Méthode de Bishop = 0,73
- Méthode de Fellenius = 0,78

Dans les trois cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

IV.3.4 - Vérification de la stabilité après le confortement :

IV.3.4.1- Définition du confortement choisi :

Pour remédier à ce problème, il a été étudié un système de renforcement, qui consiste en la mise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de 1,0 m et un espacement de 2,0 m, avec une poutre au sommet des pieux.

IV.3.4.2 - Présentation des résultats de calcul :

Géométrie du modèle

Le décapage du corps de glissement sera fait après l'exécution des pieux anti-glissements.

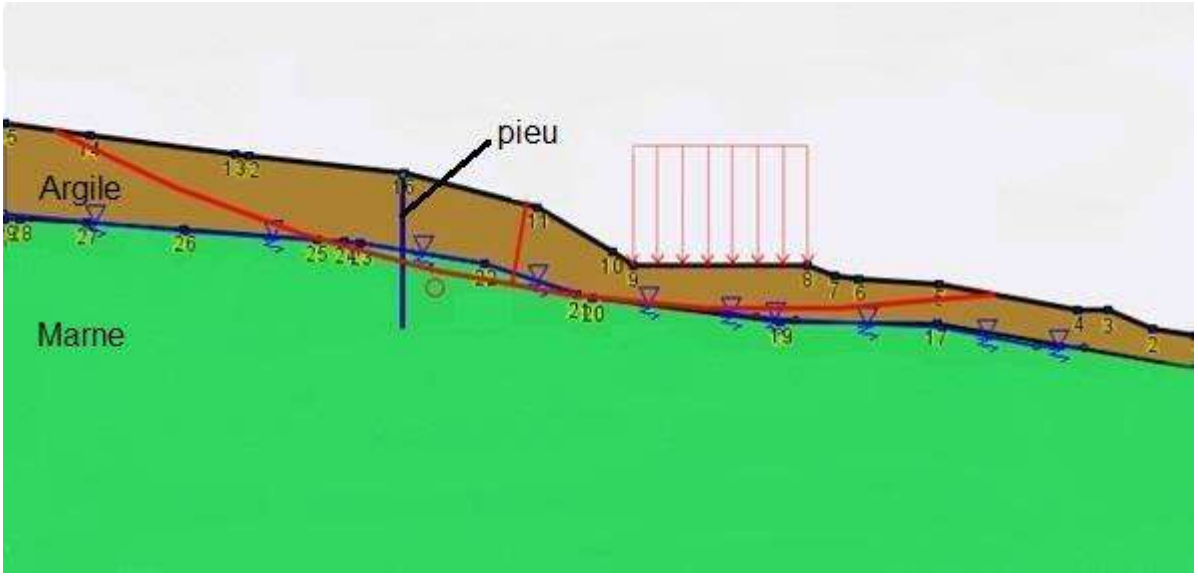


Figure IV.18: Modélisation d'un système de confortement.

Calcul avec la méthode de Perturbations

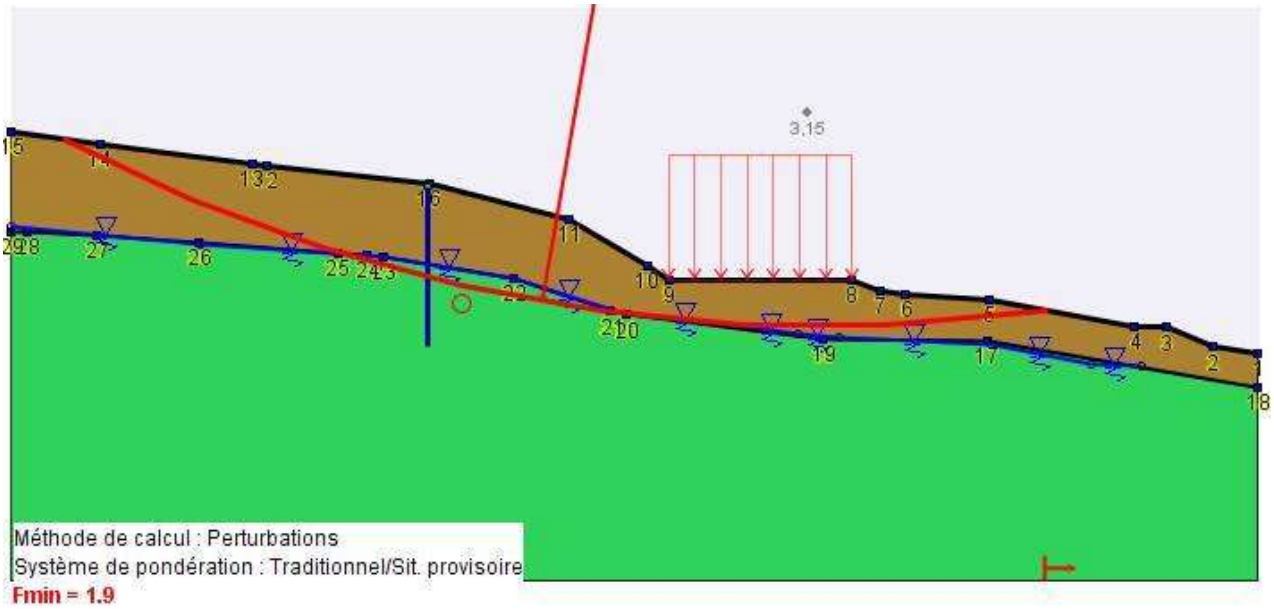


Figure IV.19 : *Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Perturbations).*

Calcul avec la méthode de Bishop :

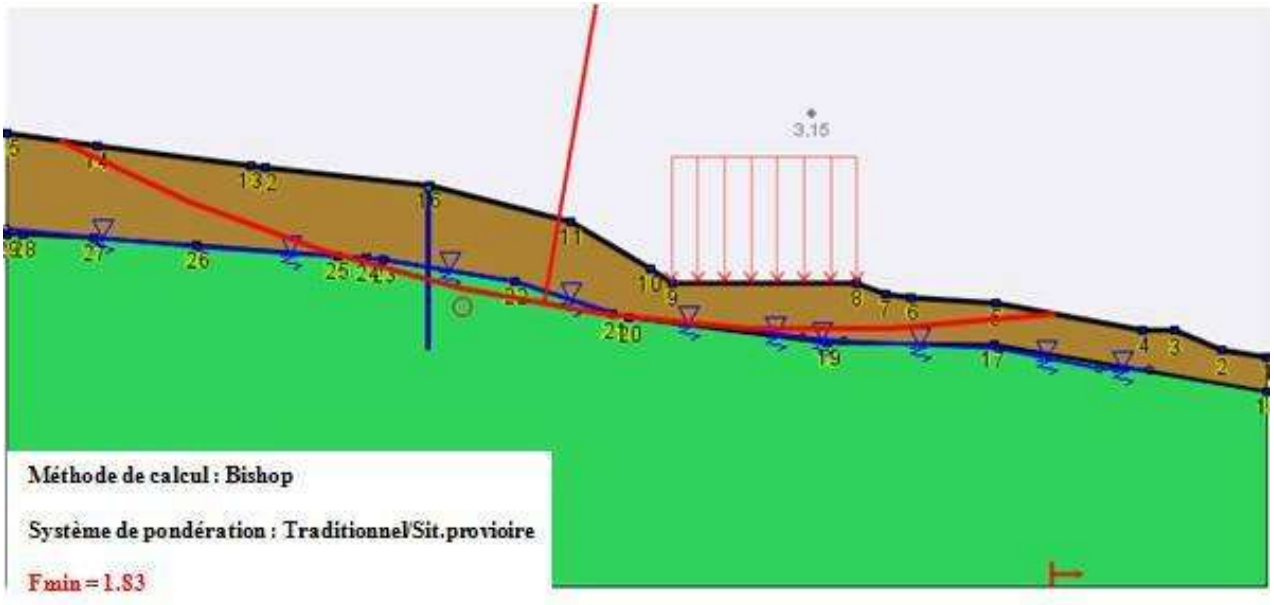


Figure IV.20: *Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Bishop).*

Calcul avec la méthode de Fellenius

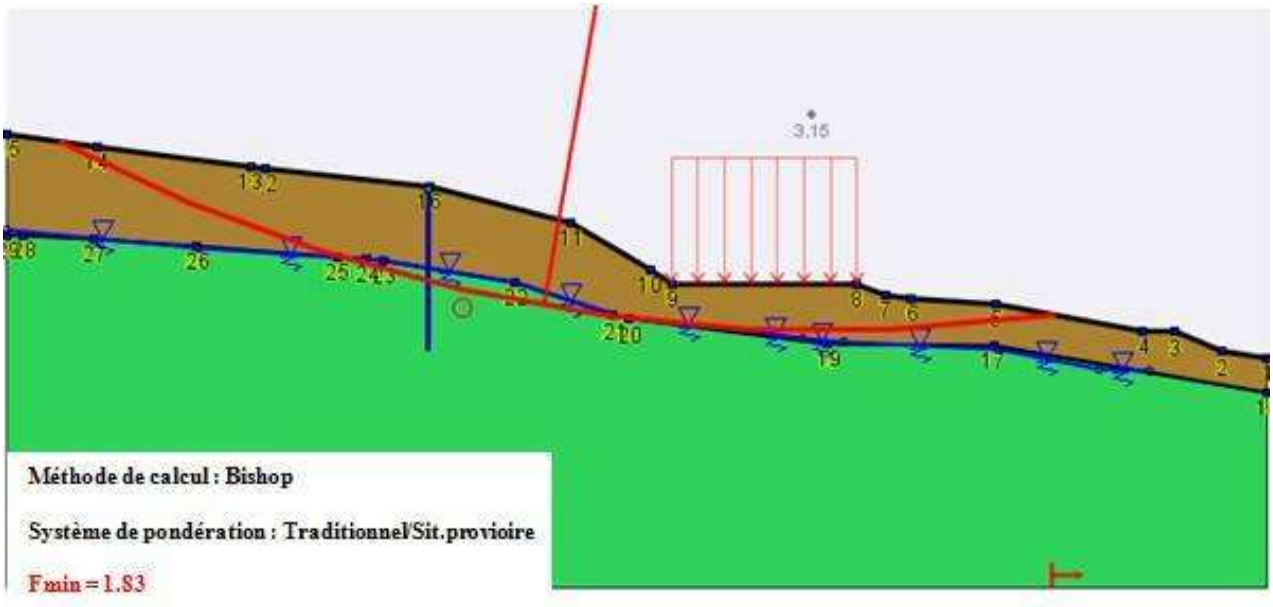


Figure IV.21: *Coefficient de sécurité après confortement (la méthode de Fellenius).*

Interprétation des résultats des calculs :

Les résultats de calcul sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités calculés après la mise en place des rangées de pieux anti glissement, atteint des valeurs raisonnables et devient plus stable tel que ; Fb = 1.83 et Ff = 1.83 et $F_p = 1{,}9$

Cette petite variation au niveau de la valeur de coefficient de sécurité implique que le choix de méthode de calcul n'est pas important pour cette modélisation, mais tout ça confirme qu'on a toujours sur la marge de sécurité.

IV.4 - CONCLUSION :

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé à la route RN n°64/ PK 47+200, El Oumaria, donne un gain de sécurité appréciable.

Conclusion Générale

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans le deuxième chapitre de ce mémoire,

Les systèmes de confortement peuvent être classifiés selon leurs types d'approches. L'approche douce (terrassement, drainage ou végétalisation) qui se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaque aux facteurs d'instabilités, et l'approche dure (soutènement, durcissement ou renforcement) qui s'impose lorsque la modification des propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol devient indispensable.

La route n°64 présente plusieurs cas de glissements Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux-là, qui nous a paru le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo-mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route.
Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement du talus durant les différentes phases (talus à l'état initial, après travaux de terrassement et après confortement), une analyse numérique du problème a été menée à l'aide des codes de calcul TARLEN 4, pour la vérification de la stabilité. L'analyse de ce glissement a été effectuée en se basant sur les rapports géotechniques,

L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.
Après ces analyses, une réflexion concernant un système de stabilisation de ce glissement, s'est avérée indispensable. Il a donc été proposé un système de renforcement par pieux équipés de profilés métalliques sur le côté amont du talus.

Les résultats obtenus après calcul, montrent que le talus présente des coefficients de sécurité satisfaisants. Alors la méthode de confortement qu'on a choisit est la solution adéquate.

Bibliographie

[1] : Si-Ali Bakhta : « Un scénario du risque de mouvement de terrain dans un ilot urbain : cas de Sidi El Houari. Oran » ; thèse de magister ; université de Mostaganem : 2011-2012, 46p.

[2] : Plan de prévention du risque mouvements de terrain Chaville ; direction départementale de l'équipement Hauts-de-Seine ; Atelier Urbanisme et Habitat ; 2005 ; 13p.

[3]: CRUDEN DM, VARNES DJ ;(1996): **"**Landslide types and processes". Chap3, InTurner, A.K. Schuster, R.L. (eds), landslide: investigation and mitigation. Transportation research Board-national research council, special report 247, Washington, D.C, national academy press, p 36-75.

[4] : CARTIER G, DELMAS Ph, (1984), Les mécanismes de mouvements de terrain : nécessité de la mesure des déplacements. Colloque "Mouvements de terrain", Caen.

[5] : BESSON.L, **(1996) :** « les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance » Ed : Artès-Publial, Grenoble, 438p.

[6] : Guide générale, les risques majeurs, ministère de l'écologie et du développement durable, 2004, 30-31p.

[7] : LADGHEM CHIKOUCHE Fadila : Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques ; thèse magistère, option: Géotechnique 2009, 38-39p.

[8] : Idem, 40p.

[9] : Idem, 40-41p.

[10] : Goyallon J, Mouvement de terrain .Rapport du bureau des recherches géologiques et minières. France, 2000, 21 p.

[11] : LADGHEM CHIKOUCHE Fadila, prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques ; thèse magistère, thèse magistère, option: Géotechnique 2009,52-53p.

[12] : BENTAIBA.F, HENDI.F.Z, Mémoire d'ingéniorat « Étude de la stabilité au glissement d'un terrain devant recevoir le projet de 47 logements à Chéraga-Alger », Université Saad Dahlab : Blida 2009-2010.

[13] : François Shlosser « mur expérimental en terre armée », Bulletin de liaison des laboratoires routiers des ponts et chaussées : Aout-Septembre : 1979.

[14] : Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques -ouvrages de référence.

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

[16] : DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

[17] : DAT VU KHOA HUYNH (2005). Modélisation des glissements comme un problème de bifurcation. Thèse de Doctorat de l'institut national polytechnique de Grenoble.

[18] : YAHIAOUI Mohammed :' Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS' mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère del'Université Abou bekre belkaid de Tlemcen

[19] : GEOROUTE.G.C.E.Rapport de l'étude de sol du site « glissement de terrain sur la RN n°64/ PK 47+200 »

Sites internet :

www.wikipédia.com. Les glissements de terrains.

Annexe

Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

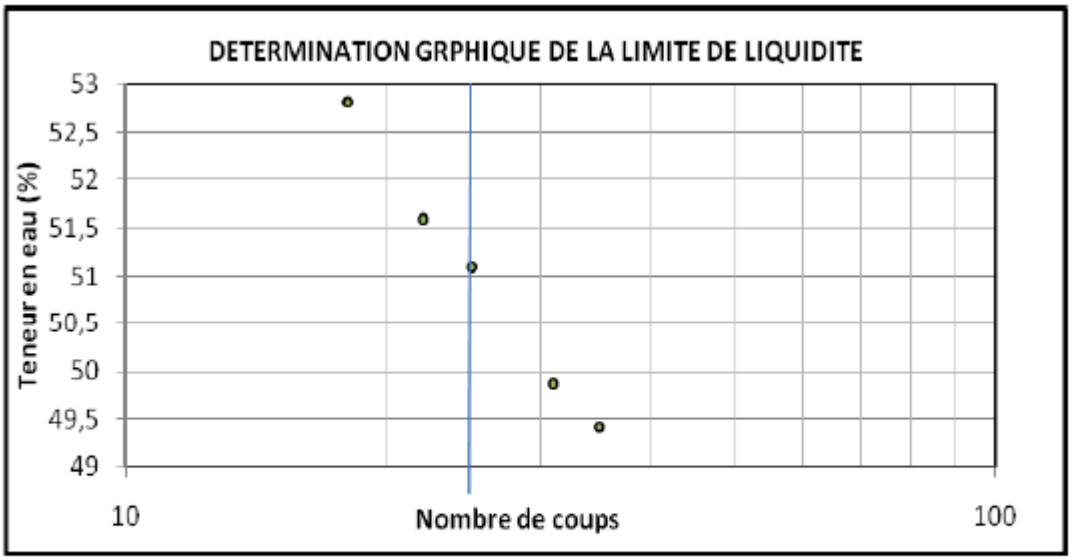
Résultats des essais de laboratoire

LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 148 / 2010**
Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria "**
Date : **Mars 2011**
Sondage n° : **SC 01**
Profondeur : **2,80m – 3,30m**

LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	18	22	25	31	35
Teneur en eau en %	52,82	51,60	51,10	49,87	49,42



Teneur en eau de liquidité %	W_L = 51,10
Teneur en eau de plasticité %	W_P = 15,00
Indice de plasticité %	I_P = 36,10

Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

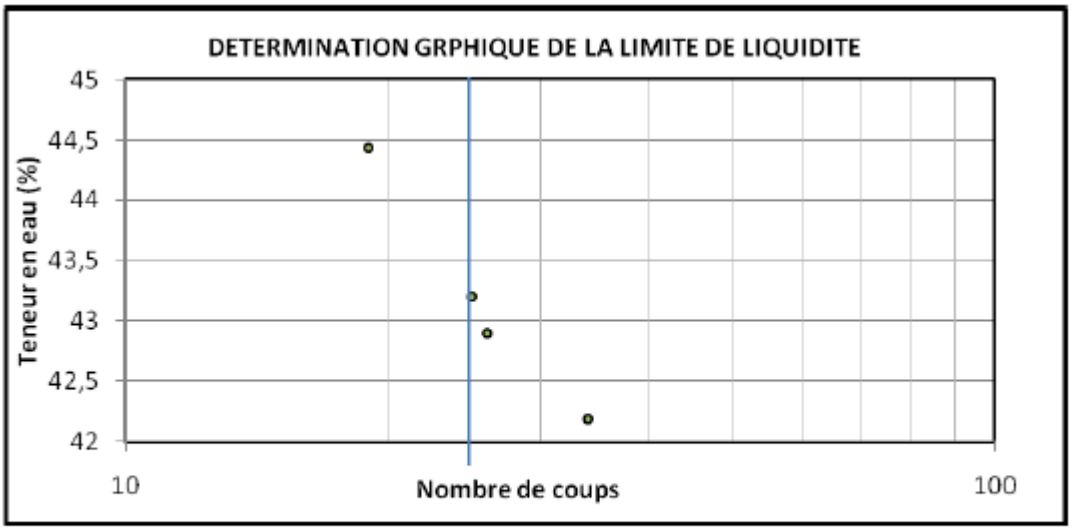
جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire
LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 148 / 2010**
Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria "**
Date : **Mars 2011**
Sondage n° : **SC 01**
Profondeur : **9,00m –9,40m**

LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	19	25	26	34
Teneur en eau en %	44,44	43,20	42,90	42,19



Teneur en eau de liquidité %	W_L = 43,20
Teneur en eau de plasticité %	W_P = 16,00
Indice de plasticité %	I_P = 27,40

Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

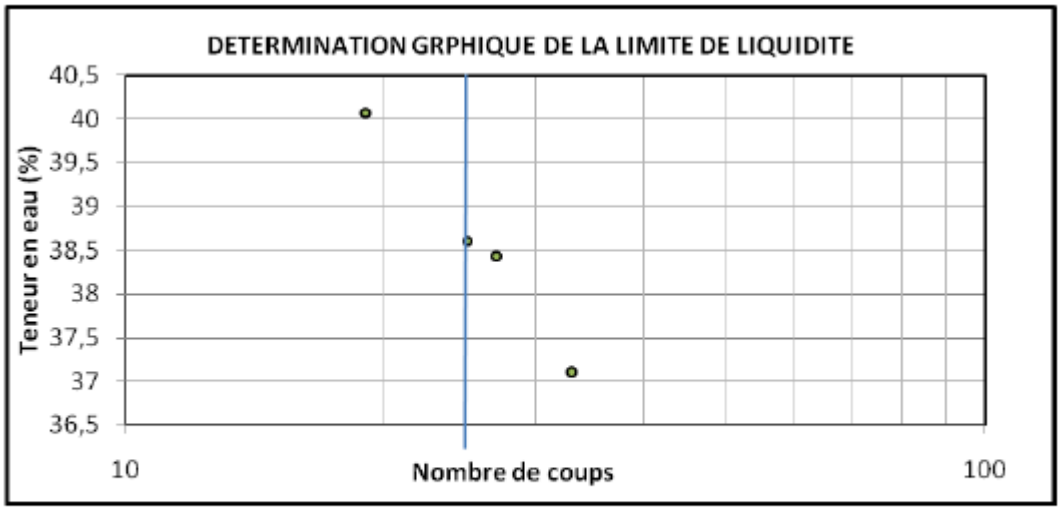
جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire
LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 148 / 2010**
Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria "**
Date : **Mars 2011**
Sondage n° : **SC 02**
Profondeur : **2,17m –2,50m**

LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	19	25	27	33
Teneur en eau en %	40,07	38,60	38,43	37,11



Teneur en eau de liquidité %	W_L = 38,60
Teneur en eau de plasticité %	W_P = 16,00
Indice de plasticité %	I_P = 23,00

Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

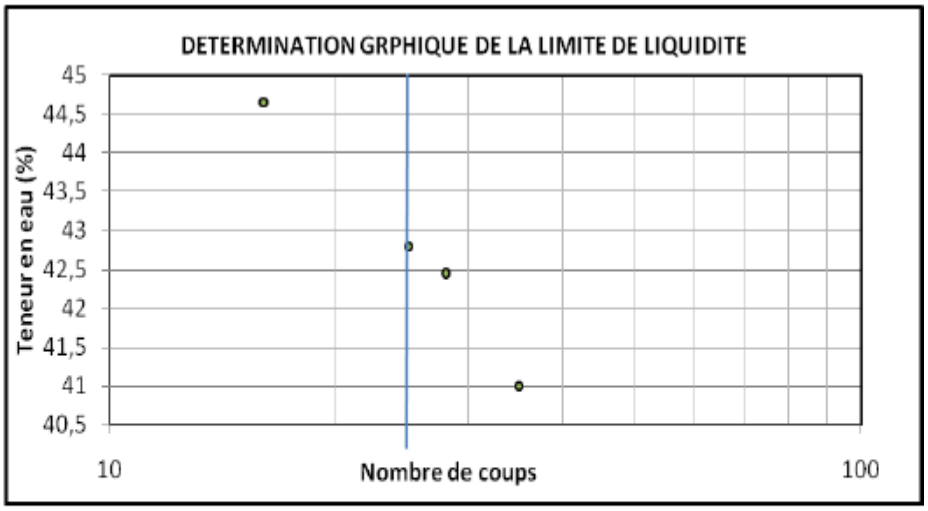
جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
تربة، أسس وهياكل البناء

Résultats des essais de laboratoire
LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 148 / 2010**
Projet : **Etude de sol du site " Glissement de terrain, sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria "**
Date : **Mars 2011**
Sondage n° : **SC 02**
Profondeur : **6,00m –6,50m**

LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

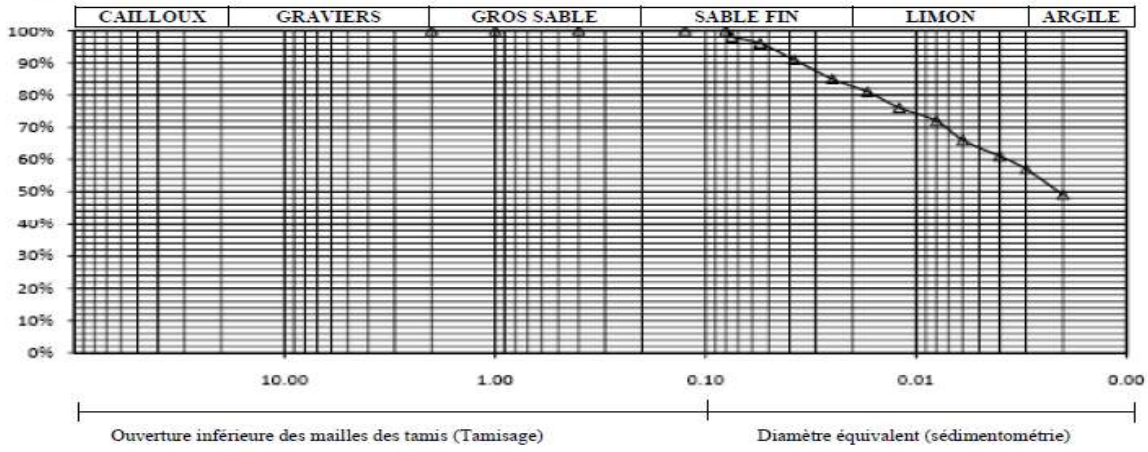
Mesure n°	1	2	3	4
Nombre de coups	16	25	28	35
Teneur en eau en %	44,66	42,80	42,46	41,01



Teneur en eau de liquidité %	W_L = 42,80
Teneur en eau de plasticité %	W_P = 14,00
Indice de plasticité %	I_P = 29,00

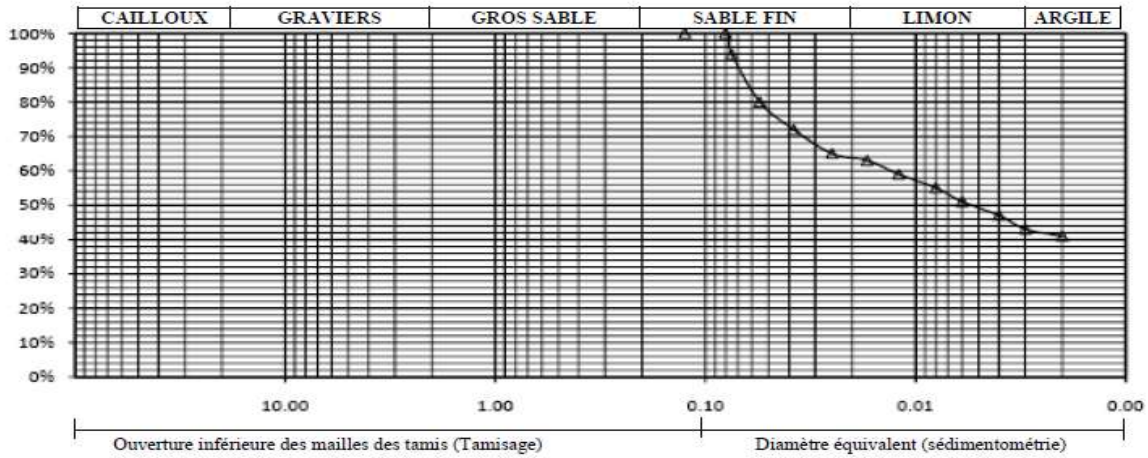
جيوتقنية و هندسة البناء
Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°05 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE
Dos. n°: G 148/ 2010 Projet : Glissement de terrain, sur la route RN n° 64/PK 47+200 Date : Déc. 2010
—△— Echantillon n°01 : Sondage SC01, profondeur 2,80m – 3,30m.



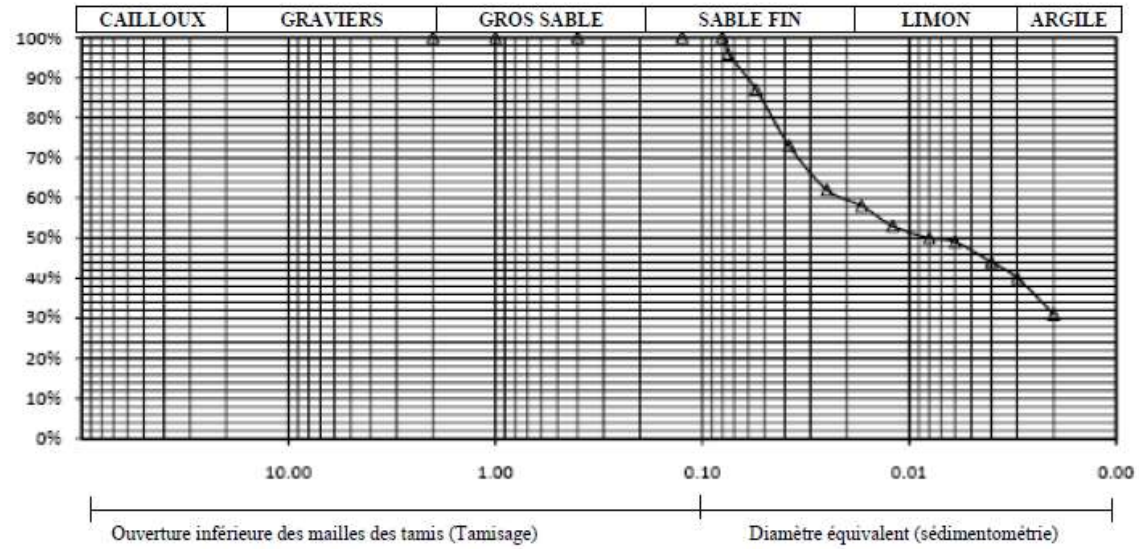
جيوتقنية و هندسة البناء
Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°06 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE
Dos. n°: G 148/ 2010 Projet : Glissement de terrain, sur la route RN n° 64/PK 47+200 Date : Déc. 2010
—△— Echantillon n°2 : Sondage SC01, profondeur 9,00m – 9,40m.



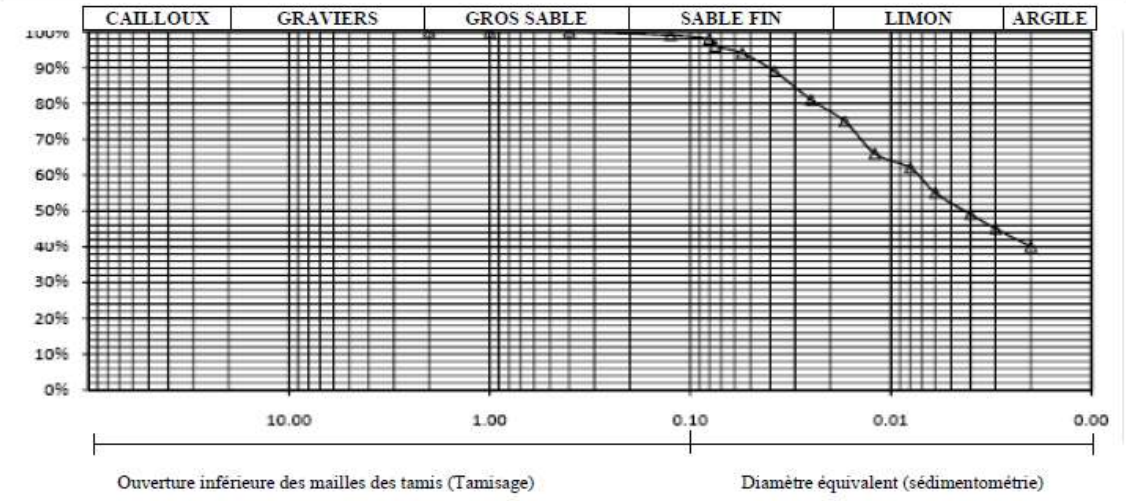
جيوتكنيك و هندسة المنشآت
Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°07 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE
Dos. n°: G 148/ 2010 Projet : Glissement de terrain, sur la route RN n° 64/PK 47+200 Date : Déc. 2010
—△— Echantillon n°1 : Sondage SC02, profondeur 2,17m – 2,50m.



جيوتكنيك و هندسة المنشآت
Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°08 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE
Dos. n°: G 148/ 2010 Projet : Glissement de terrain, sur la route RN n° 64/PK 47+200 Date : Déc. 2010
—△— Echantillon n°2 : Sondage SC02, profondeur 6,00 m – 6,50m.

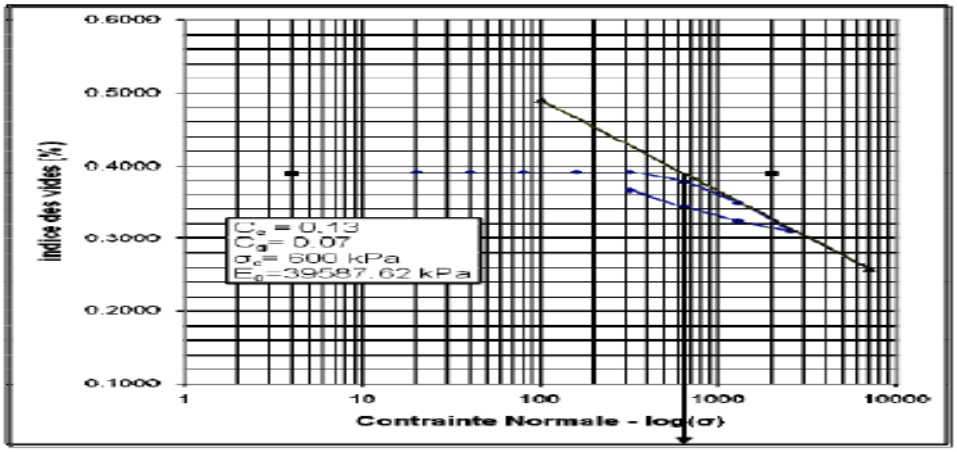


Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais de laboratoire
Figure n°09: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

Dossier n° : G 148/ 2010 Date : Mars 2011
Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 3,30 m – 3,60 m.

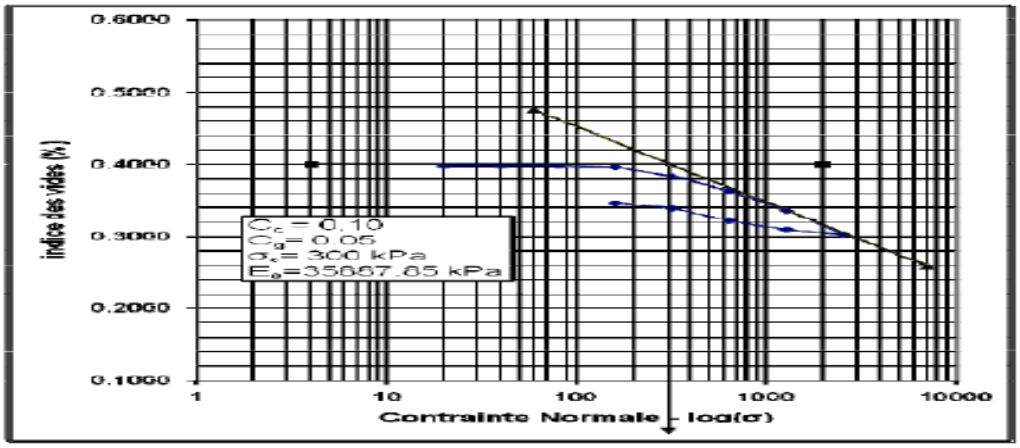


Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

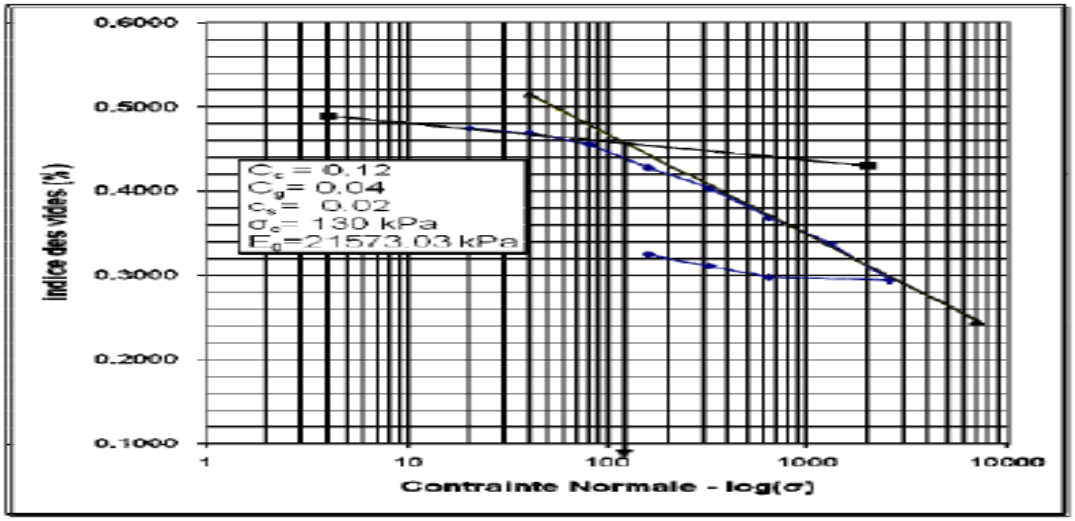
Résultats des essais de laboratoire
Figure n°10: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

Dossier n° : G 148/ 2010 Date : Mars 2011
Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 9,40 m – 9,70 m.



Résultats des essais de laboratoire
Figure n°11: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

Dossier n° : G 148/ 2010 Date : Mars 2011
Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 1,80 m – 2,17 m.

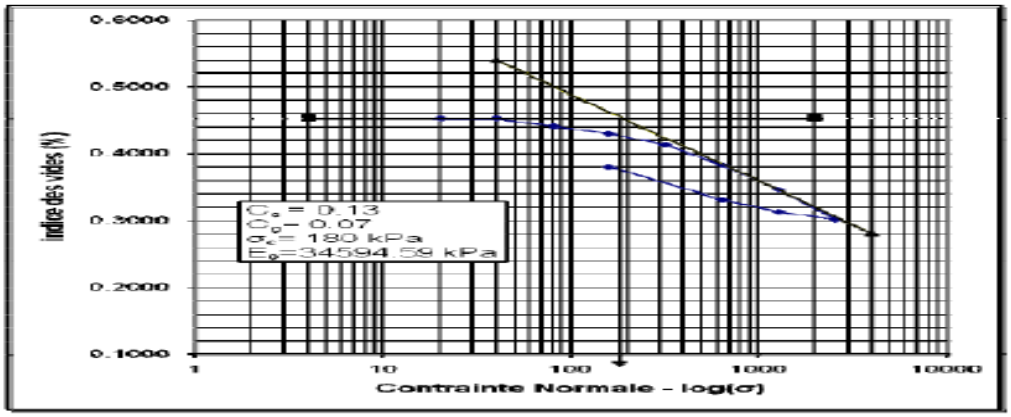


Geotechnical & Construction Engineering
Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures

جيوتقنية و هندسة البناء
مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Résultats des essais de laboratoire
Figure n°12: Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

Dossier n° : G 148/ 2010 Date : Mars 2011
Projet : Glissement de terrain sur la RN n° 64/ PK 47+200, El Oumaria.
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 6,65 m – 6,90 m.



Sondage carotté

