REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Etude géotechnique de la stabilisation d'un glissement Sur RN60 Au PK 185+000

Présenté par :

- Mzaad walid
-bentaher omar

Proposé et Dirigé par :

-Mme: tozot mohamed amine

Promotion 2019

Remerciements

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

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenusbeaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider danstous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur :
D_r :tozout M_{ED} AMINE *pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, à notre orientation etcorrection tout au long de notre projet.*
Nous tenons à remercier : le président et les membres de jurypour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts lesenseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.
Nous tenons à remercier :

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

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 : amine .ayoub.yazid

Mes sœurs.

A tous Mes amis intimes.

A tous ceux qui me sont chers.

walid

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. Hakim. Badisse

Mes sœurs.

A tous Mes amis intimes.

A tous ceux qui me sont chers.

omar

SOMMAIRE

Introduction générale……..……1

Chapitre 1 : Généralités sur les mouvements des terrains

Introduction..... 2

I.1-Définition du mouvement de terrain : 2

I.2 Types de mouvement de terrain : 2

I.2.1 Les mouvements lents et continus : 3

I.2.1.1 L'affaissement : 3

I.2.1.2 Le tassement : 3

I.2.1.3 Le glissement de terrain : 4

I.2.1.4 Le retrait-gonflement : 4

I.2.1.5 Le fluage : 5

I.2.1.6 - Solifluxion : 5

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus :..... 6

I.2.2.1 Les effondrements de cavités souterraines :..... 6

I.2.2.2 L'éboulement et chutes de blocs et de pierres : 6

I.2.2.3 Les coulées de boues et laves torrentielles :..... 7

I.2.2.4 Érosion littorale *:* 8

I.3-1-1-Les types de glissements : 8

a-Glissements plans..... 8

b- Glissements rotationnels (circulaire) : 9

b-1- glissement rotationnels simple : 9

b-2- Glissements rotationnels complexes (quelconques) : 10

I-3-1-2-Principales causes de glissement de terrain : 11

I-3-2-3-Ecroulements et chutes de pierres : 12

I-4- Reconnaissance et Diagnostique du sol : 13

a- Hydrogéologie : 13

b- Reconnaissance géotechnique : 13

b-2- Essais en laboratoire : 17

a- Essais physiques : 17

b- Essais chimiques : 19

I -5- Les Méthode de confortements des glissements de terrain : 20

a-Terrassements : 21

b- Allègement en tête : 22

c- Remblai de pied : 23

d- Reprofilage : 23

f- Substitutions totales ou partielles : 23

j- Dispositifs de drainage : 24

h- Eléments résistants : 24

i- Tirants d'ancrage : 26

j- Clous et micro-pieux : 26

♦ CONCLUSION : 28

Chapitre 2 : **Méthodes de calcul de la stabilité des pentes**

II.1 - Méthodes Analytiques : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.1.1 - Calcul de la stabilité: 29

II.1.1.1 - Notion de coefficient de sécurité : 30

II.1. 1.2 - Calcul à la rupture (méthode classiques) : 31

II.1.1.2.1- Calcul à la rupture plane: 32

II .2.1 - Méthodes des tranches : 33

II.2.2 - Méthode de FELLENIUS **1927** : 34

II.2.3 - Méthode de Bishop : 36

Méthodes simplifiée de Bishop(1955): 37

II.2. 4 - La méthode de Janbu simplifiée (1954) : 38

II.2.5 - Méthode de Janbu généralisée : 39

II.2.6 - Méthodes de Morgenstern et prise 1965: 40

II.2.7 - Méthode de Spencer [1967]: 42

utilisée dans la méthode de SPENCER 44

II.2.8 - La méthode de Sarma (1973) : 44

II.2.9 - Limitations des méthodes d'équilibre limite : 45

II.3.8 - Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite. 45

II.3 - La méthode des éléments finis : 48

II.4 - CONCLUSION : 49

Chapitre 3 : représentation de site

I - INTRODUCTION :..... 51

II - DONNEES GENERALES 52

II – 1 Contexte géologique régional :..... 52

III-1-1- Le quaternaire :..... 52

III-1-2- Le Néogène : 52

III - PROGRAMME DE L'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE: 53

IV - RESULTATS ET INTERPRETAIONS *:*..... 54

IV - 1 Résultats des sondages carottés :..... 54

IV - 3 Résultats des essais au laboratoire :..... 57

1- Essais physiques : 57

2 - Essais mécaniques : 59

1. Lithologie du site :..... 62

2. Caractéristiques mécaniques : 64

V. CONCLUSION :..... 65

Chapitre **4** : ***Etude du confortement***

IV-1-Présentation de logiciel :..... 66

IV -2-Le programme SLOPE/W..... 66

IV -3- L'interface du logiciel SLOPE/W..... 66

IV -3-a. Grille et rayons (Grille et Rayon)..... 67

IV -3-b. Entrée et sortie (Entry and Exit) : 67

IV -3-c. Localisation automatique (Auto-Locate) :..... 68

IV-4- Application au glissement étudié : 68

1-Argile :..... 69

2-Argile Marneuse : 70

Surcharge 1 : 70

IV -5-Modélisation du talus après le confortement : 71

IV -6-Calcul par la méthode de Bishop : 72

IV -7. Calcul de confortement : 72

IV -7-a- Calcul de l'effort de clouage R0 : (L'effort que doit reprendre le pieu)..... 72

IV -7-c- Calcul de l'effort horizontal T0 : 74

IV -8-Modélisation du talus après renforcement par pieux: 75

IV -9-Vérification de la stabilité après le confortement : 76

IV -9-a-Définition du confortement choisi : 76

IV -9-b-Présentation des résultats de calcul : 76

IV -10-Interprétation des résultats des calculs : 76

IV-11- CONCLUSION : 77

Liste des figures

Figure I.1. Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement ……...3

Figure I.2. Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO ……..….4

Figure. I-3 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [2]……..4

Figure I.4. Le phénomène de fluag……..…4

Figure I.5. Phénomène de la Solifluxion……..5

Figure I.6. Schéma Explicatif de s phénomènes : Effondrements des cavités souterraines ..6

Figure I.7: Schéma Explicatif des Phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierres..7

Figure I.8: Schéma qui illustre une coulée de boue ……..…...7
Figure I.9: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale …….……..8

Figure I-10 : Glissement plan……...……..…8
Figure I-11 : Glissement rotationnel…….…….…….....9
Figure I-12 : glissement rotationnel simple …….…….…….……...…..10
Figure I-13 : Glissement rotationnel complexe…….…….……..…….....10
Figure I-14 : Ecroulement d'Aokas2015……..12
Figure I-15 : écroulement et chutes de blocs…….....13
Figure I.16 : Pénétromètre dynamique et statique…….……...15
Figure I-17 : photo des tamis…….……...17
Figure I-18 : appareil de limite atterberg…….....18
Figure I-19 : appareil d'essai cisaillement……...18
Figure I-20 : appareil d'essai Oedométrique……..…19
Figure I-21 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques…….……...21
Figure I-22 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement…..…..……..…..22
Figure I-23 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte…..…….…….....23
Figure I-24 : Mur de soutènement……..…….....24
Figure I-25 : Réalisation d'un mur en gabion…….…….……...25
Figure I-26 : Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile…….....26
Figure I-27 : Exemple de clouage d'un glissement……..……..…….27

Figure II.1 : Schéma d'analyse de stabilité à la ruptur……32
Figure II.2 : Glissement plan: équilibre d'un bloc……..33
Figure II.3 : Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008)...…..34
Figure II.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS….....35
Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP……37
Figure II.6 : Représentation des forces sur une tranche…… ……39
Figure II.7: *Représentation des forces sur une tranche.……..40*
Figure II.8 : Représentation des forces sur une tranche ……41
Figure II.9 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise…….42
Figure II.10 : Résultante des forces parallèles…….43

Figure II.11 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER…….. ….44
Figure II.12 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER ……44
Figure III 1 : Photo du tronçon routier étudié. 51
Figure III 2 :Sondage carotie sur site 55
Figure III 3 : Sondage au P.D.L 56
Figure IV1 : Exemple détermination de la surface de rupture……..67
Figure IV 2: Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit».(Kabbou Yanour et Merad Larbi 2013) [13]…….....68
Figure IV 3 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Auto-Locate»……..69
Figure IV 4 : terrain naturel……..72
Figure IV 5 : Cercle critique obtenue selon Bishop…….....72
Figure VI 6 : Les forces qui agissent sur une tranche……73
Figure IV 7 : Découpage en tranches du talus à réaliser……74
Figure IV *8* : Inclinaison de l'effort de clouage……..75
Figure IV *9*: Modélisation du talus après le glissement……..76

Liste des tableaux

Tableau II.1: différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité, LAMBE 31
Tableaux II 2 :les hypothéses,les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches…….47

Tableau III 1 : récapitulatif 61

Tableux III 2 :valeurs adoptées des indices physique et mécaniques : 63

TableauIV1 :Coordonnes du profil……..…69

Tableau IV.2 : Surfaces et points de chaque couche……..…….71

TableauIV3 : Coordonnes du surcharge……..71

Tableau IV.4:paramètre des tranches……74

.

Liste de symboles

C : Cohésion.

τ : Contraintes de cisaillementou Contraintetangentielle **.**

σ:Contrainte.

σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)

σ_3 : Contrainteprincipalemineur

σ_1 : Contrainteprincipalemajeur

φ : Angle de frottement internedusol

ψ : Angle de dilatancedu sol

ε : Déformationlongitudinaleen

ν : CoefficientdePoisson

γ_{sat} : Poids volumique dusolsaturé

γ_w: Poids volumique del'eau (environ9,8)

γ_h: Poids volumique humidedusol

γ_s: Poids volumiquedes grains

γ_d : Poids volumique secdusol**.**

e : L'indice des vides.

n : La porosité.

w : Teneur en eau.

Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.

Cc : Coefficient de courbure.

D30 : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.

D60 : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.

D10 : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.

Wp : La limite de plasticité.

WL: la limite de liquidité.

Ip : L'indice de plasticité.

IL : L'indice de liquidité.

Ic : L'indice de consistance.

Sr: Degré de saturation.

σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

Cg : L'indice de gonflement.

Cc : L'indice de compression.

Pc : Pression de consolidation.

Pl : La pression limite pressiométrique.

Pl* : La pression limite nette.

R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.

A : section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup .

g : accélération de la pesanteur .

H : hauteur de chute .

M : masse du mouton .

M’ : somme des masses du train de tiges, de l’enclume et de la tige guide.

Rp: Résistance de pointe.

Fs: coefficient de sécurité.

Hc : Hauteur critique.

PDL: Pénétration dynamique lourds.

SC: Sondages carottés.

INTRODUCTION GENERALE :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès. Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels souvent catastrophiques engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages. L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN 60 dans la ville talât douayer Médéa De ce fait notre travail se divise en quatre parties, qui sont :

Chapitre 1 : 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 2. Méthodes de calcul de stabilité des talus Le deuxième chapitre présente quelques méthodes d'analyse de la stabilité des talus,

Chapitre 3 : Présentation d'un cas d'étude, Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudier, les résultats des différentes essais réalisées sont également donnés pour permettre d'extaire sont également donnés pour permetre d'éxtraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème.

Chapitre 4 : Vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé de confortement : La dernière partie de ce travail est comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude par le code de calcul Géo studio 2019 SLOPE/W ,ainsi que vérification des solutions de confortement proposés<< **Pieux**>> .Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre 01 : Généralités sur les mouvements des terrains

Introduction

Les mouvements sont des phénomènes naturels qui consistent en une descente d'une masse de matériaux tels que de la terre, des roches, des déchets miniers...etc. Ils peuvent engendrer des dégâts matériels et parfois causer des victimes. Généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques...etc. Aussi, les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Les méthodes de calculs les plus courantes permettant d'évaluer la stabilité des pentes et des talus sont décrites en utilisant le concept de coefficient de sécurité.

Toute étude de stabilité doit être précédée d'une investigation géologique et géotechnique détaillée du site considéré.

I.1-Définition du mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brusque du sol ou du soussol, 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 :

Les mouvements de terrain sont devisons par deux ensembles 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 retraits 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.

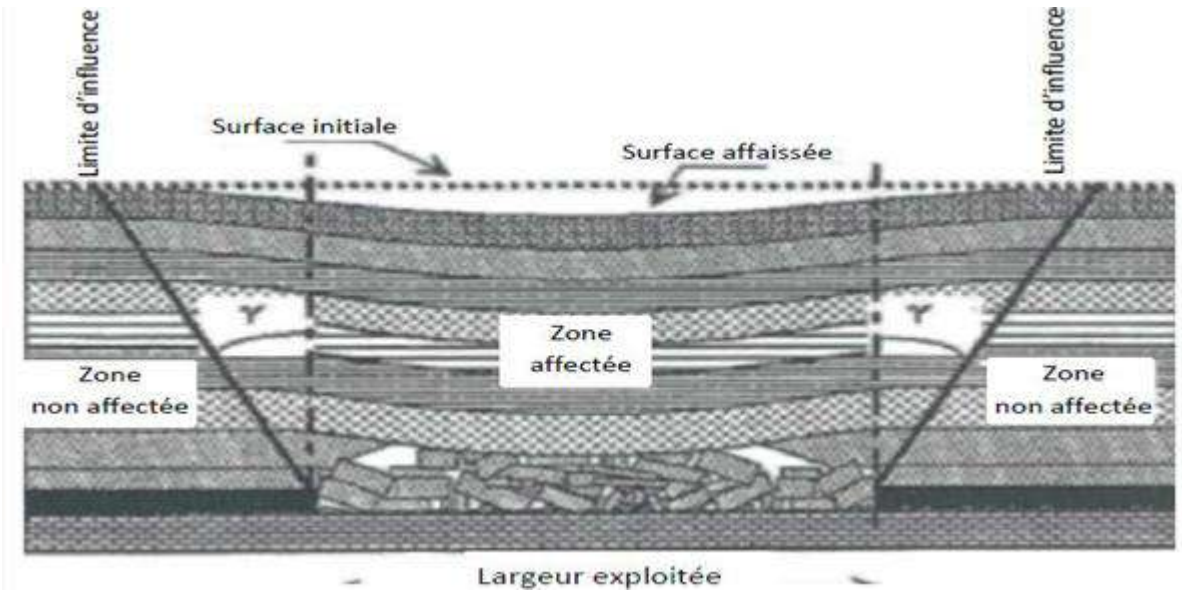


Figure I.1: Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.

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).

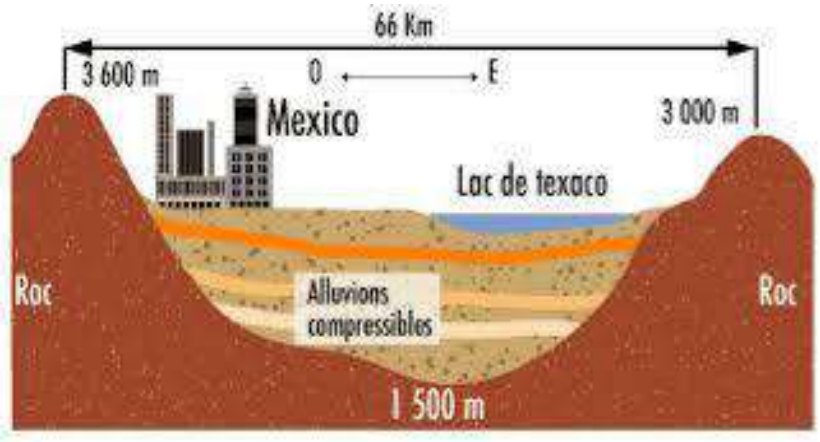
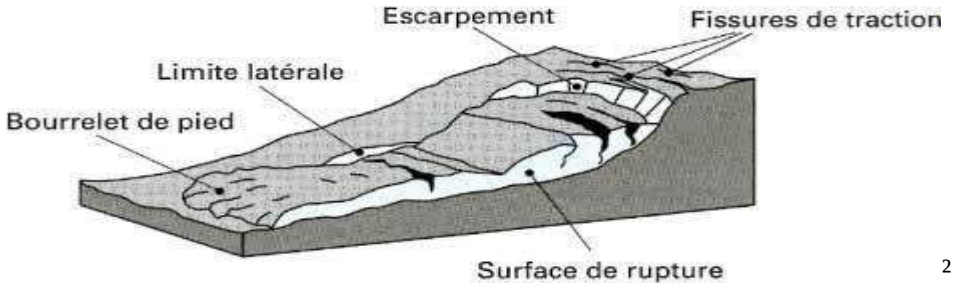


Figure. I. 2: Schéma Explicatif des Phénomènes: Tassement à MEXICO

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.



[2]

Figure. I-3 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [2]

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.

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 montre le mécanisme du phénomène de fluage.

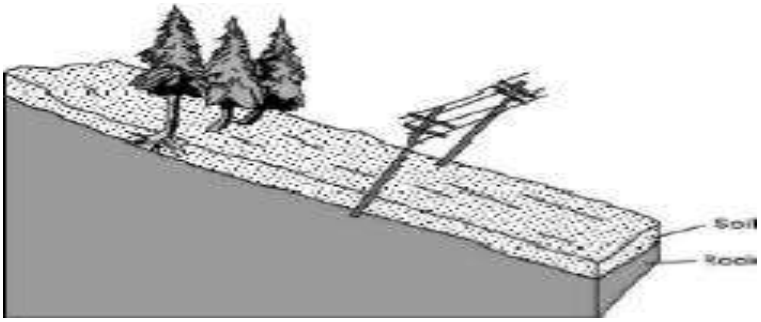


Figure. I.4: Le phénomène de fluage

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.

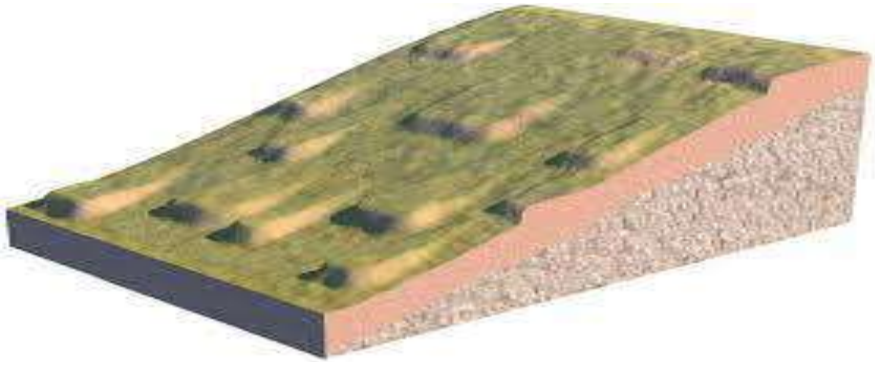


Figure. I. 5: Schémas Solifluxion

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus :

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

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 brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

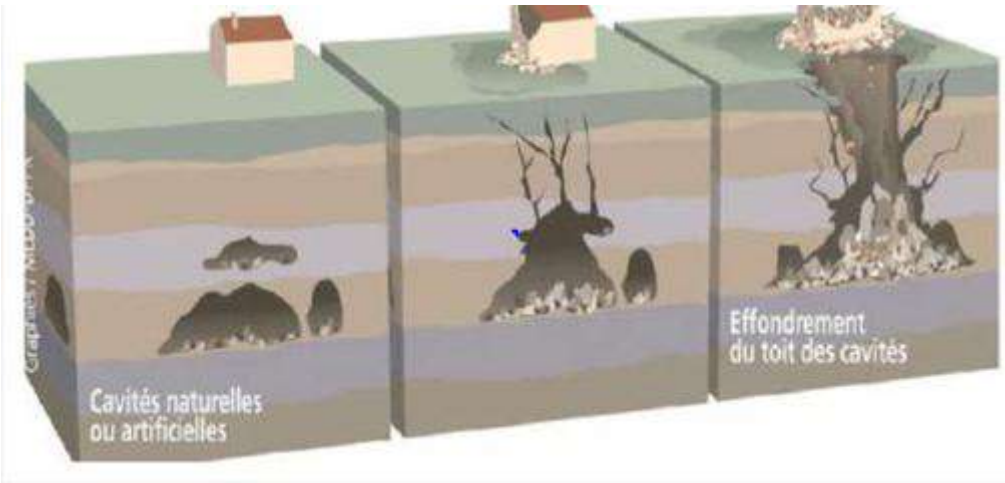


Figure. I. 6: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.

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 dm3) ,des chutes de blocs (volume > 1 dm3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m3).



Figure I. 7: 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.

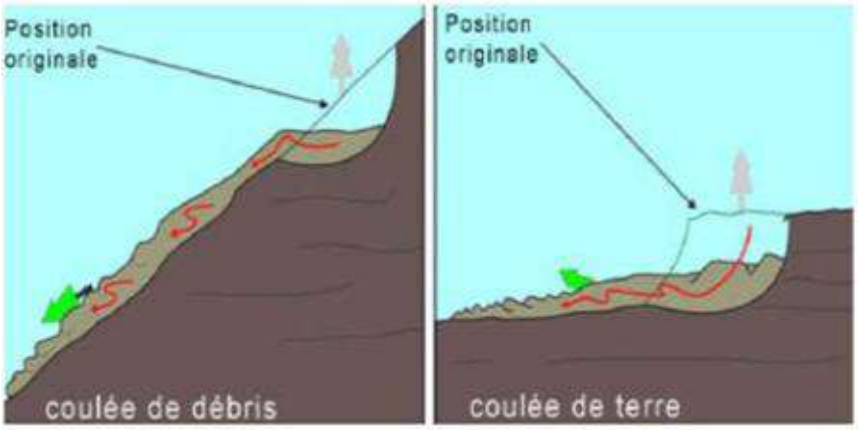


Figure. I. 8: Schéma explicatif d'Érosion littorale.

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.

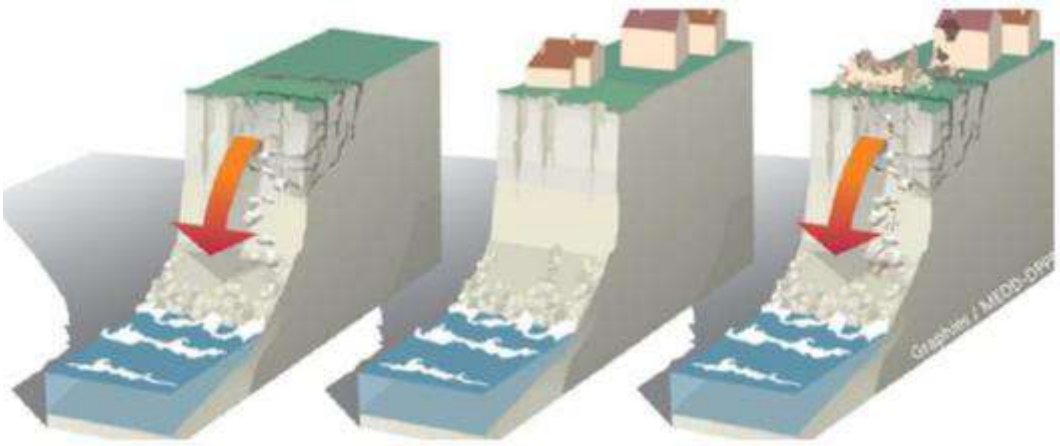


Figure. I. 9: Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale.

I.3-1-1-Les types de glissements :

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube [1].

a-Glissements plans

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables.

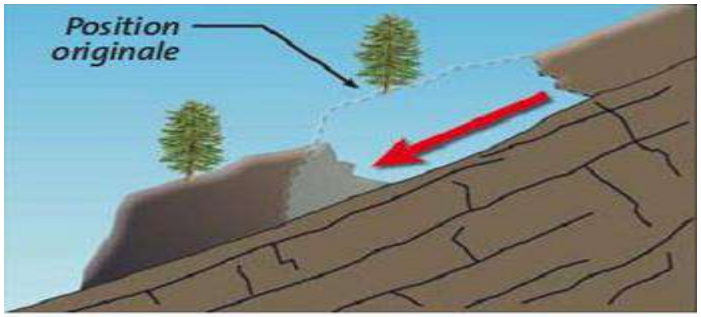


Figure. I-10 : Glissement plan.[1]

b- Glissements rotationnels (circulaire) :

C'est le type souvent rencontré, la surface de rupture à l'allure générale d'une cuillère (forme circulaire plus ou moins nette). En considérant la longueur du glissement L et son épaisseur D. Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

* Si D/L<0,15 le glissement de translation prédomine.

* Si 0,15<D/L<0,35 on considère que la rupture à lieu par rotation.

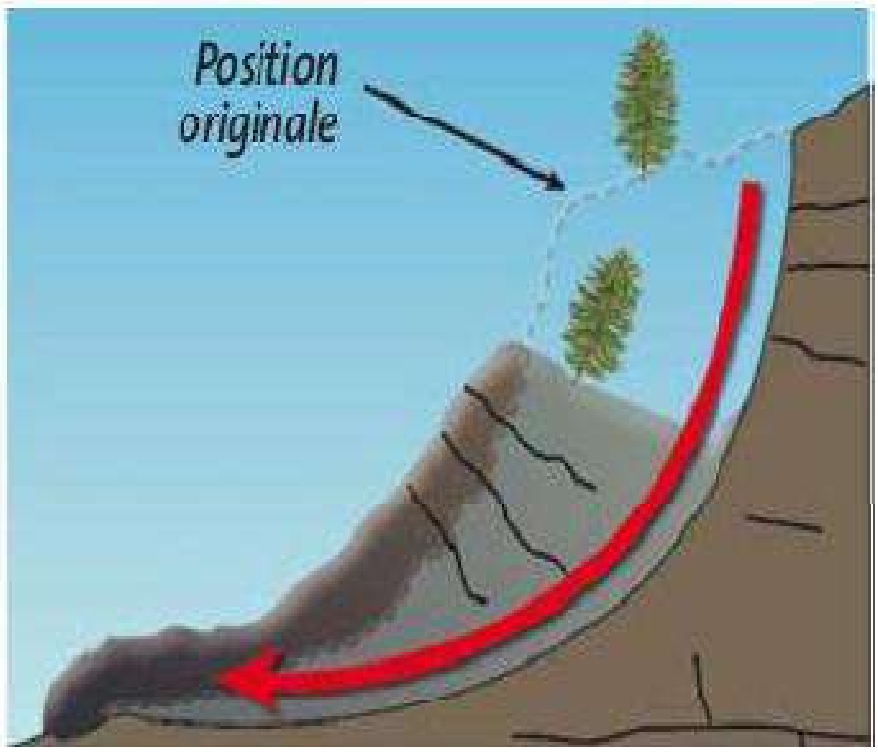


Figure. I-11 : Glissement rotationnel. [1]

b-1- glissement rotationnels simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

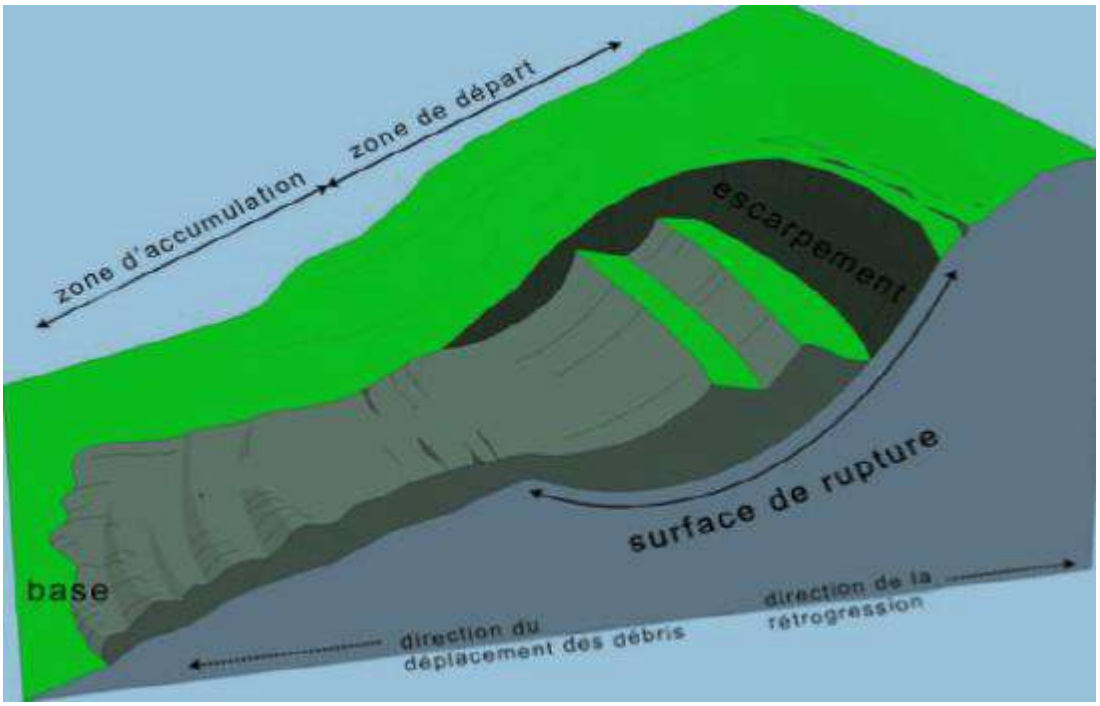


Figure. I-12: glissement rotationnel simple. [3]

b-2- Glissements rotationnels complexes (quelconques) :

C'est un glissement multiple (emboité), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont.

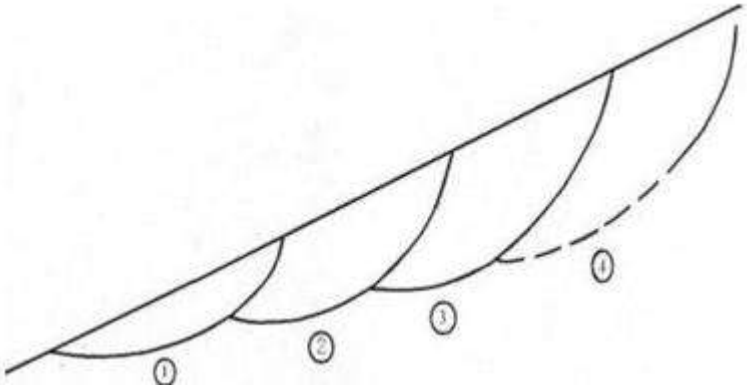


Figure. I-13: Glissement rotationnel complexe. [4]

I-3-1-2-Principales causes de glissement de terrain :

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain sont diverses :

a- La nature du terrain constituant le versant :

Les terrains vulnérables au glissement : Certains terrains sont prédisposés au glissement. Il s'agit de :

- ✓ Des terrains à granulométries fines (silts, limons)
- ✓ Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes.

b- Les facteurs géométriques :

Ces facteurs, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, Parmi ces facteurs :

- ✓ La pente.
- ✓ L'inclinaison et dénivèlerions.

c- Les diverses formes d'action de l'eau :

- ➢ la pression interstitielle ; avec l'augmentation de la pression interstitielle on aura une réduction de la contrainte de cisaillement donc rupture du terrain.
- ➢ la pression de courant.

d- Les conditions hydrauliques :

- ✓ propriétés hydraulique du sol.
- ✓ niveau de la nappe phréatique.

e- Facteurs anthropiques :

- Déblai sur pente.
- Constructions sur pente.

-Modification de l'utilisation des sols : déforestation, remembrement...etc.

I-3-2-3-Ecroulements et chutes de pierres :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Cela dû à l'existence d'une surface de faiblesse dans les roches. C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gel dégel) et les séismes. On a des vitesses très variables dans le temps avec une accélération, qui peut être brutale, avant l'effondrement, ce qui fait tout l'intérêt d'une surveillance continue.
Les volumes des écroulements vont du bloc à plusieurs millions mètre cubes.



Figure. I.14 : Ecroulement d'Aokas (2015).

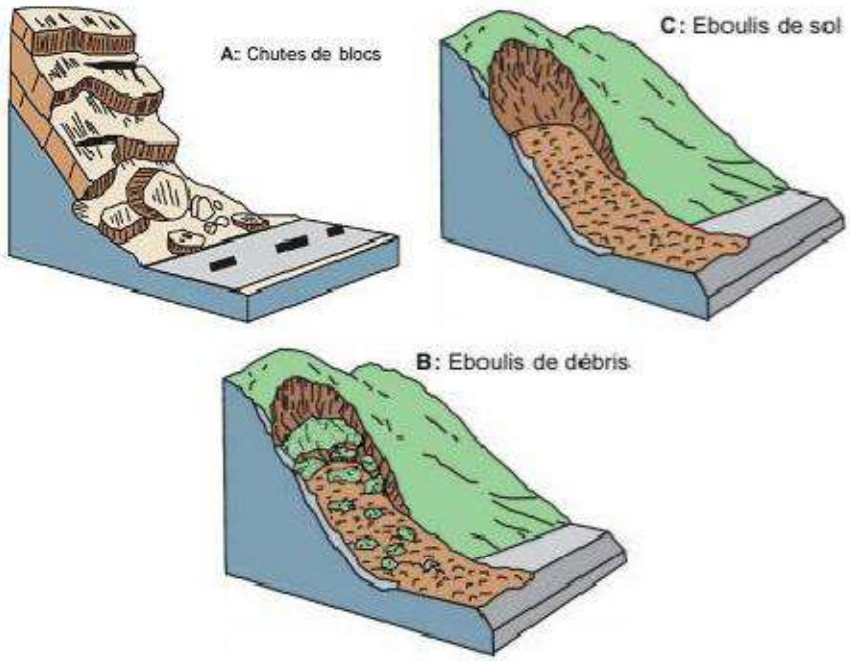


Figure. I-15 : écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

I-4- Reconnaissance et Diagnostique du sol :

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

a- Hydrogéologie :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

b- Reconnaissance géotechnique :

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. On distingue **:**

b-1- Essais "in situ" :

Le but de ces essais est de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et aussi de compléter les essais sur échantillons en laboratoire. Souvent utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très cohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.
On distingue :

Les sondages carottés :

Ils permettent de :

- Définir les coupes et profils détaillés des formations lithologiques en places.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leur pendage.
- De définir les limites probables de la masse en mouvement et par conséquent la position de la ligne de rupture (ligne de glissement).
- De mesurer les caractéristiques géotechniques des formations géologiques en place à partir de carottes paraffinées prélevées et essai de laboratoire.
- De mettre en place des tubes piézométriques qui permettent de mesurer le niveau des aquifères et leurs fluctuations sur une certaine période.
- De mettre en place des sondes inclinométriques qui permettent de préciser le ou les niveaux de glissement ainsi que de mesurer leur évolution sur une certaine période.

L'implantation de ces sondages doit tenir compte des possibilités d'accès au site du matériel de forage dans la zone en glissement. Ils doivent être implantés de façon régulière, si possible dans deux sens, afin de permettre l'établissement de profils géotechniques (quelques-uns doivent être placés le plus près des escarpements ou fissures). Leur profondeur doit être choisie de façon à permettre de recouper la surface de rupture, d'atteindre et de pénétrer dans le substratum (couche stables). La surface de glissement n'étant, souvent, pas connue au départ, on doit s'appuyer sur les observations de surface détaillées, pour déterminer la profondeur des sondages.

Les essais pénétrométriques :

A partir des essais péntrométriques couplés aux sondages carottés, nous pouvons parfois faire des extrapolations à d'autres essais pénétrométriques moins couteux et en déduire des informations relativement précises. En effet à partir des pénétrogrammes et profils pénétrométrique, il est possible d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques des formations géologiques en place et d'en déduire les lignes probables de rupture. Nous distinguons deux types d'essai pénétrométriques .

- **Les essais au pénétromètre statique :**

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.
Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

- **Les essais au pénétromètre dynamiques :**

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique perdue (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai) portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

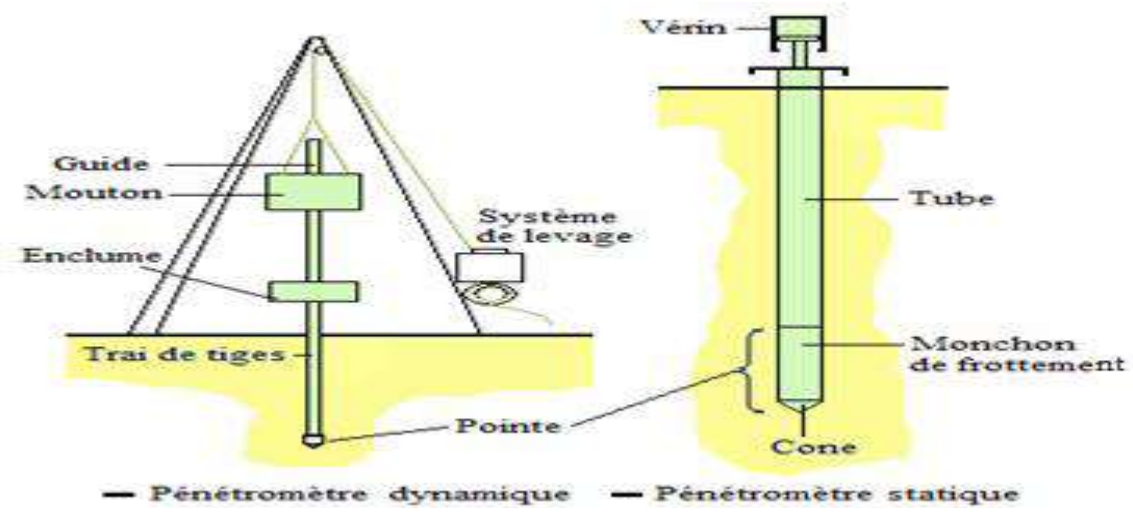


Figure. I.16 : Pénétromètre dynamique et statique.

Les essais inclinométriques :

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sure pour déceler les surfaces de glissement.

- **Principe :**

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle –ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espaces dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement. L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de

0.1mm/m) son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage.

- **Précautions :**

A la mise en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis. L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps.
- Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément (relevable) de type niveau à bulle par exemple ; La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

$$\frac{D-d}{L} \approx 0.01 \text{ à } 0.1$$

D : diamètre du tube en PVC.

d : diamètre du calibre (de forme cylindrique).

L : longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10 cm.

L'essai pressiométrique :

Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.)

b-2- Essais en laboratoire :

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ils se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondage. Il faut avoir des échantillons représentatifs pour que l'essai donne des résultats fiables et précis. Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs sont soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques sommaires à savoir :

a- Essais physiques :

Teneur en eau naturelle :

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

Analyse granulométrique :

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

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



Figure. I-17 : photo des tamis.

Les limites d'Atterberg :

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériserons état au moyen de son indice de consistance.

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



Figure. I-18 : appareil de limite atterberg.

Les essais de cisaillement :

Plusieurs d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement. Par exemple il y'a des appareils de cisaillement in situ (scissomètre, pénétromètre) qui permettre de déterminer la résistance de cisaillement in situ. Mais deux appareils en laboratoire ont été spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou **boite de Casagrande** et l'appareil à compression triaxiale ou **triaxial**.



Figure. I-19: appareil d'essai cisaillement

Essai Oedométrique :

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



Figue. I-20 : appareil d'essai Oedométrique.

b- Essais chimiques :

Détermination des caractéristiques chimiques d'un sol :

Détection de la teneur en carbonate de calcium :

La méthode de détermination du pourcentage de carbonate de calcium contenu dans un échantillon de sol, consiste à provoquer sa réaction avec de l'acide chlorhydrique. On mesure le dégagement de gaz carbonique.

Détection des sulfates :

Leur but est de fournir une définition géotechnique rapide d'un terrain donné. Elles ne permettent toutefois pas de connaitre les caractéristiques mécaniques du sol considéré et ne donnent donc qu'une idée de son comportement mécanique.

Teneur en matières organiques :

La teneur en matières organiques MO est exprimée en pourcentage de masse de matériau organique rapportée à la masse sèche de l'échantillon. L'oxydation au bicarbonate de potassium et surtout la perte au feu sont les méthodes les plus employées.

C- Reconnaissance géologique et géomorphologique :

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs (moutonnements de la pente, fissures dans les constructions rigides, zones humides, etc.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri des informations. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer.

I -5- Les Méthode de confortements des glissements de terrain :

Pour la stabilisation, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

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

- soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain
- soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement, La figure suivante montre le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

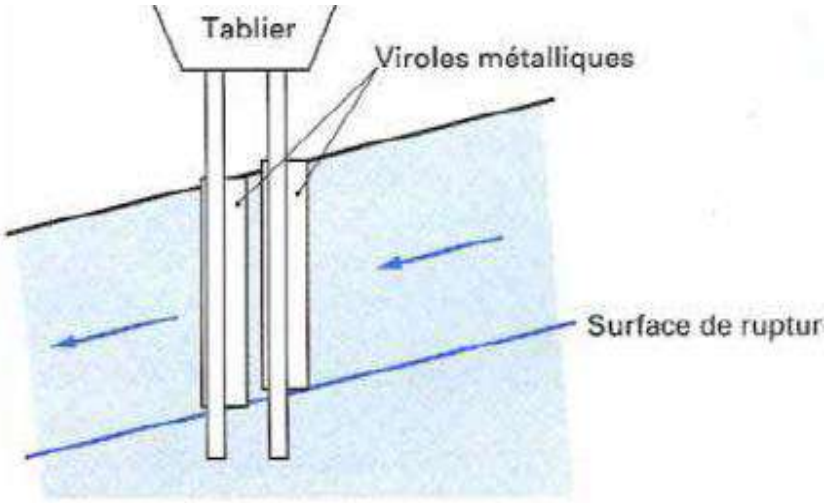


Figure. I-21 : Isolation des appuis d'un viaduc par des viroles métalliques.

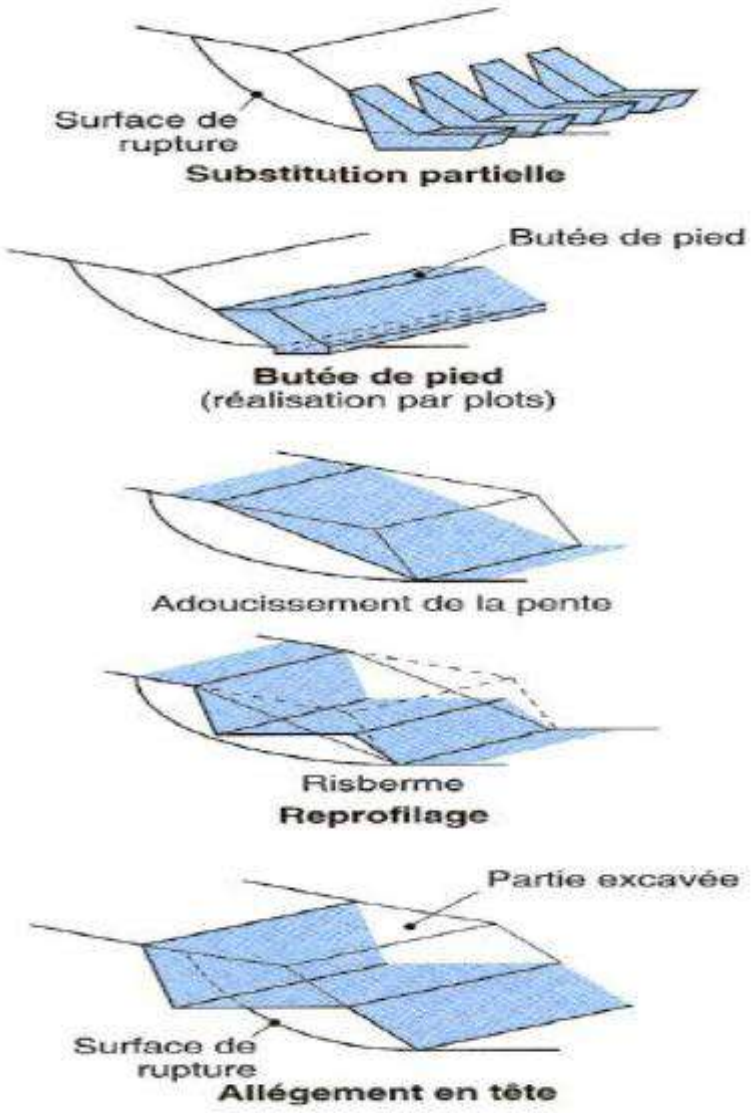
Pour dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité F = 1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à (1,3). Si certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps, ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt F = 1,5.

a-Terrassements :

Le terrassement est le moyen d'action le plus naturel, on peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par le terrassement :

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

La figure suivante schématise les différentes actions de terrassement :



Figue. I-22 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement. [2]

b- Allègement en tête :

Cette opération consiste à terrasser la parte supérieure, ce qui implique 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 on prenant en compte la modification de la géométrie en tête.

On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger.

c- Remblai de pied :

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, on exige que le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement, cette dernière suppose que l'ouvrage limite les risques du reprise du glissement en amont, et qu'il ne déclenche pas d'autre glissement, en aval par exemple.

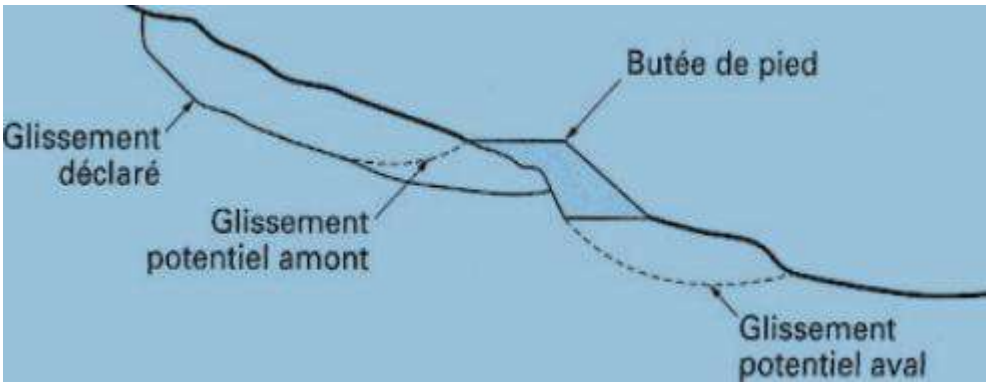


Figure. I-23 : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

d- Reprofilage :

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante.

e- Purge :

Les purges du matériau déplacé par le glissement accompagnent fréquemment les techniques de terrassement, destiné aux glissements de taille modeste.

f- Substitutions totales ou partielles :

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil du talus initial. Les substitutions partielles sont souvent employées sous forme des bêches ou de contreforts discontinus.

j- Dispositifs de drainage :

L'eau joue un rôle moteur déterminant dans la majorité des glissements, les techniques de drainage ont pour but de réduire la pression interstitielle au niveau de la surface de rupture. [5]

Parmi ces nombreuses techniques on peut citer :

- Collecte et canalisation des eaux de surface.
- Tranchées drainantes.
- Drains subhorizontaux.
- Masques et éperons drainants.
- Drains verticaux, galeries drainantes.

h- Eléments résistants :

Ce sont des techniques et structures destinées à réduire ou à arrêter les déformations.

h-1 Ouvrages rigides :

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

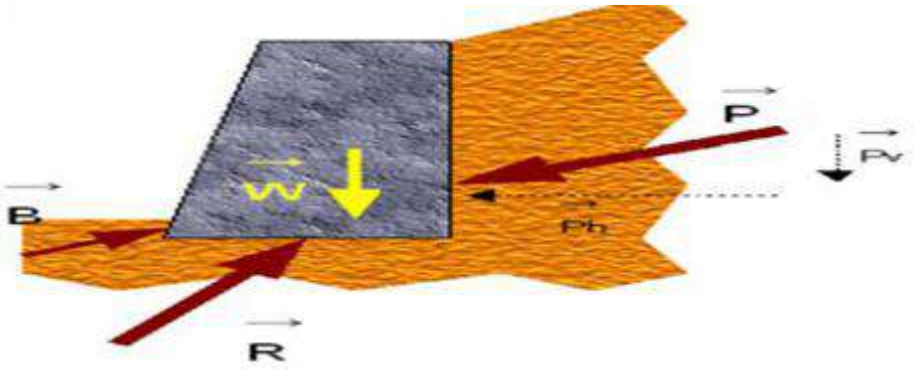


Figure. I-24 : Mur de soutènement.

h-2 Ouvrages souples :

Ce sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-

dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

h-2-1 Murs en gabions (mur poids) :

Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement, à la poussée des terres qui tend à le renverser. La poussée des terre est minimal au sommet du mur et croit avec la profonde en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base. Les matériaux de base utilisés pour ce type de mur peuvent être la pierre ou le béton armé.



Figure. I-25 : Réalisation d'un mur en gabion.

h-2-2 Murs en géotextiles :

Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin des éparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces. Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent.



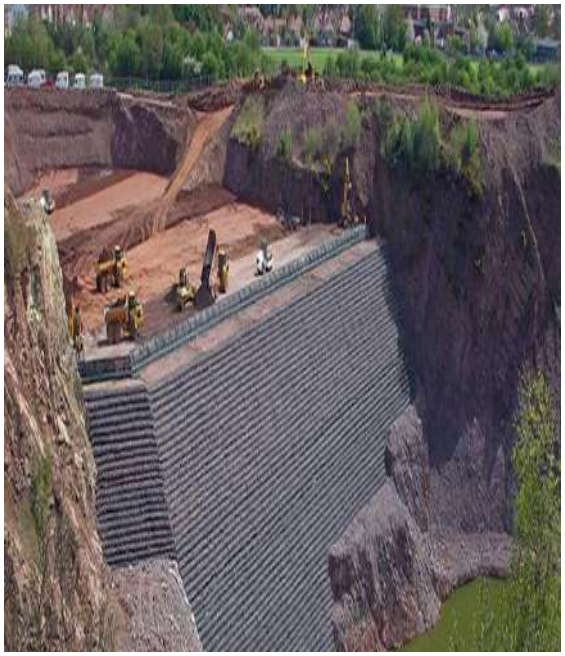


Figure. I-26-26' : Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.

i- Tirants d'ancrage :

Cette technique a pour but de réduire les forces actives du glissement et augmenter les contraintes normales à la surface de rupture, pour cela on utilise des câbles d'acier (Multi torons) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, puis on applique on tête un effort de traction. Ce dernier peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Généralement les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [6]

j- Clous et micro-pieux :

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement.

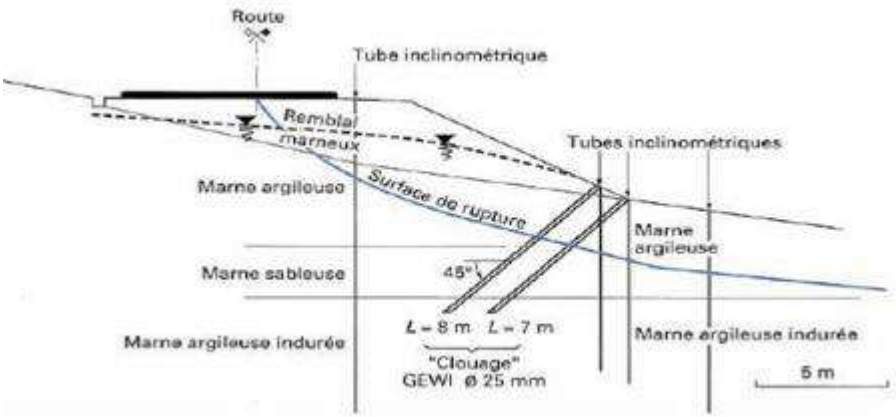


Figure. I-27 : Exemple de clouage d'un glissement. [7]

Les pieux forés sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit de béton, et s'il existe un risque d'éboulement on utilise les pieux forés tubés, ou on utilise la bentonite pour maintenir la paroi du forage. On augmente ainsi la cohésion du sol en place. [8]

♦ 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.

❖ 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. [9]

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 :

$$\mathbf{FS} = \frac{Q_{max}}{Q} \qquad \textbf{(II.1)}$$

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***
Rapport de contraintes	$F=\tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F=E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F=M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: H / H_{max}

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 [10].

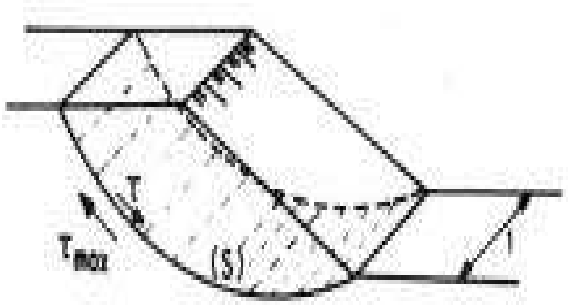


Figure II. 1: Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.

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 [10].

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

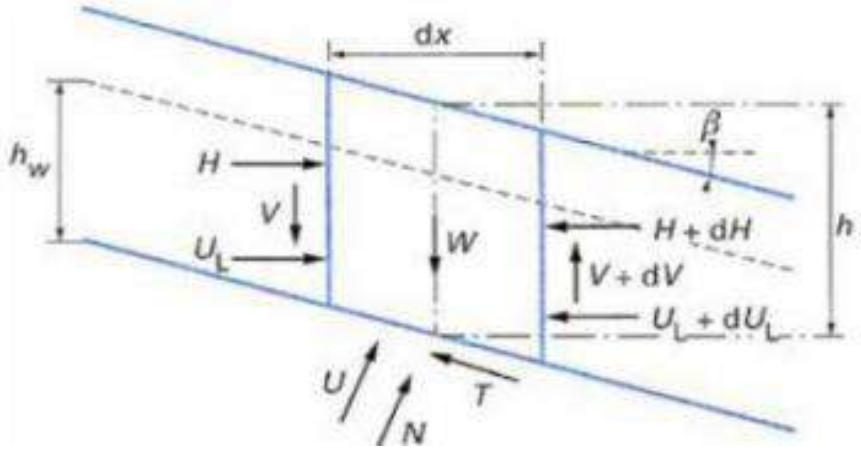


Figure II.2 : Glissement plan: équilibre d'un bloc

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.

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

C **:** Cohésion effective

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

Angle de frottement interne effectif

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il

faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Les méthodes l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans les quelles le massif est décomposé en tranche.les méthode des tranche les plus connues sont (Fellenius1927, Bishop1955, Morgenstern etPrice1965, ……). [9]

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

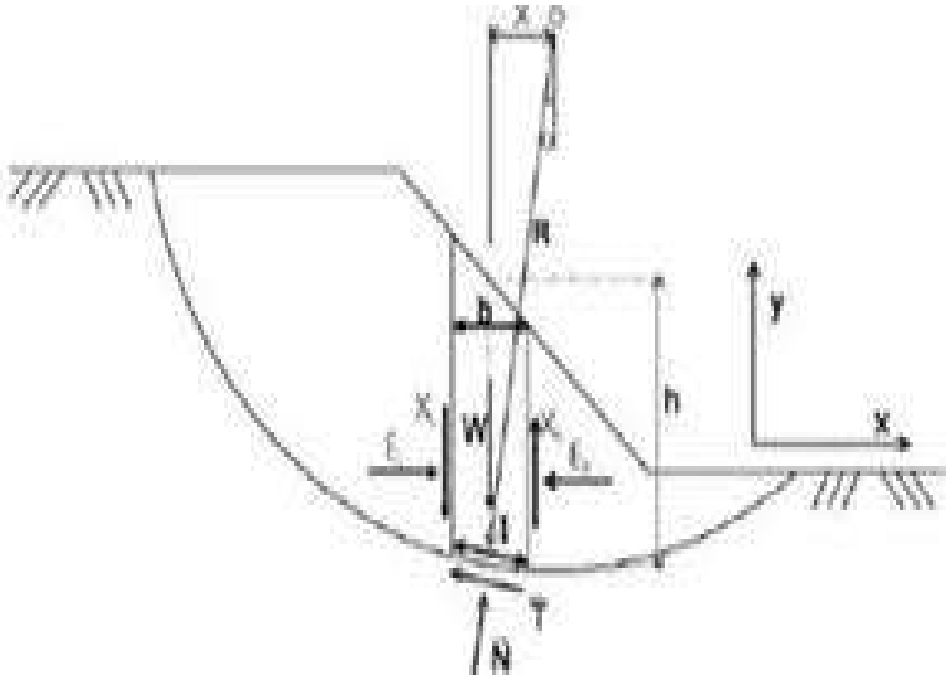


Figure II.3: Les inconnues d'une méthode des tranches
(MASEKANYA J.P., 2008)

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.

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

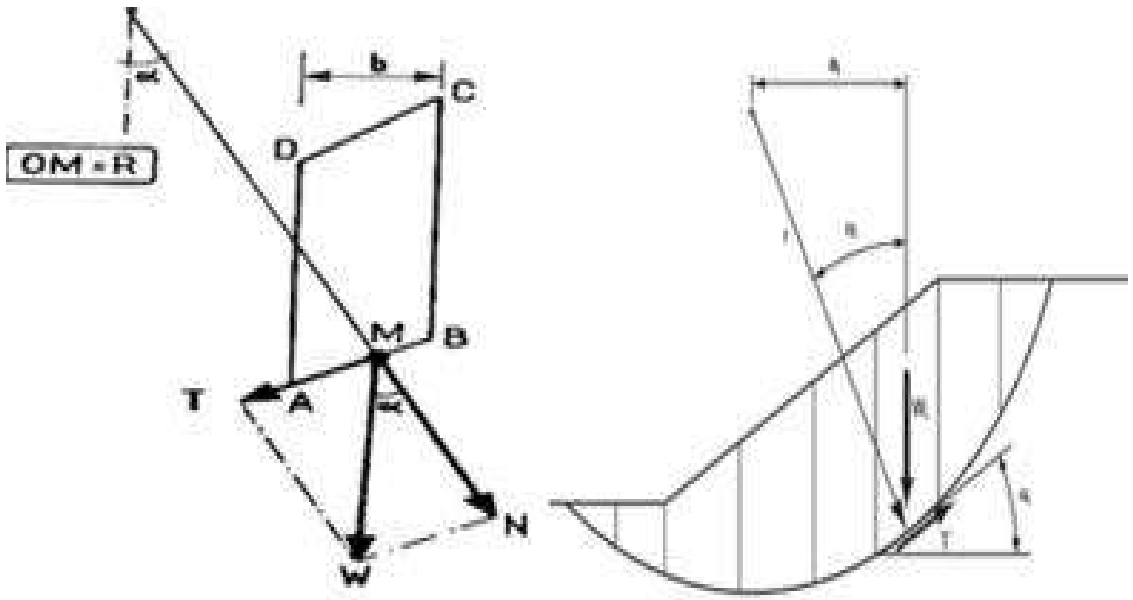


Figure II.4 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

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 Rn

D'après la loi de Coulomb :

$$Rn = Cn.AB + Nn.\tan\Phi n \qquad \textbf{(II.4)}$$

Par ailleurs : $N\,n = W\,n\cos\alpha\,n$ **(II.5)**

Donc :

$$Rn = Cn\,.AB + Wn\cos\alpha n\tan\Phi n \qquad \textbf{(II.6)}$$

D'autre part :

$$\textbf{AB}=I_n\frac{b_n}{\cos a\,n} \qquad \textbf{(II.7)}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R\left(ci\frac{b_n}{\cos a\,n} + W_n\cos a_n\tan\emptyset_i\right) \qquad \textbf{(II.8)}$$

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

c **,** Φi = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à Tn et égal à **Tn**. **R** Par ailleurs :

$$Tn = Wn\sin\alpha \qquad \text{(II.9)}$$

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

$$F_s=\frac{\sum_{n=1}^m\left(ci\frac{b_n}{\cos a\,n}+W_n\cos a_n\tan\varphi_i\right)}{\sum_{n=1}^m W_n\sin a_n} \qquad \textbf{(II.10)}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de Fs 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 inférieureà Ti Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

$$F=\frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad \text{(II.11)}$$

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

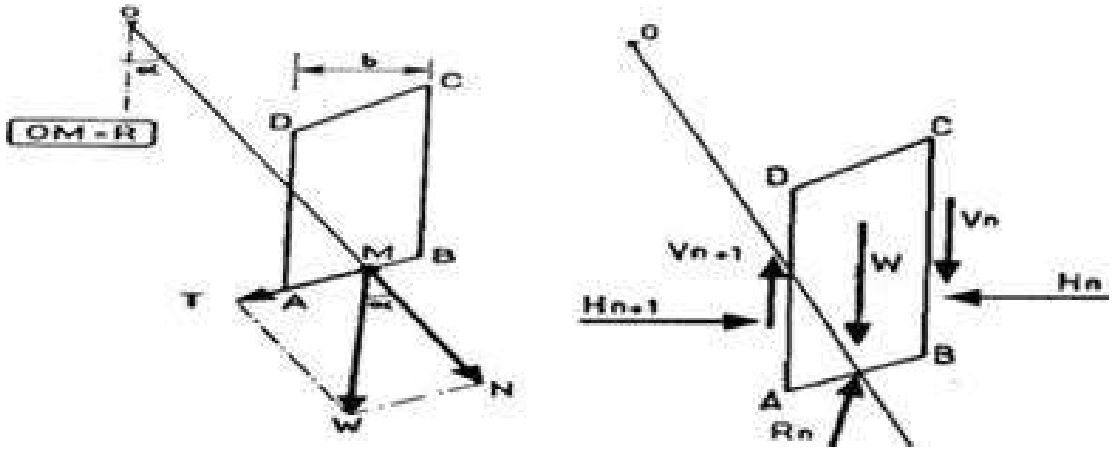


Figure II.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de BISHOP.

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. [9]

Cette méthode repose sur deux hypothèses particulières

la surface de rupture est circulaire.

les efforts interbranches sont (T = 0) *est que* $\boldsymbol{vn - vn-1 = 0}$

$$\boldsymbol{F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{m} w_i \, sina_i} \sum_{1}^{n} \frac{(c'_i \, .b + (w - v_i - v_{i+1}) - u_n b) tan\varphi'_i}{\cos a_i + \frac{tan\varphi'_i}{F_s} sina_i}} \qquad \textbf{(II.12)}$$

C'est l'équation complémentaire de BISHOP

L'expression de Fs devient :

$$\boldsymbol{F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{m} w_i \, sina_i} \sum_{1}^{n} \frac{(c'_i \, .b + [w - u_n b]) tan\varphi'_i}{\cos a_i + \frac{tan\varphi'_i}{F_s} sina_i}} \qquad \textbf{(II.13)}$$

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

La formule de Fellenius devient :

$$\mathrm{Fs} = \frac{\sum_1^n c_u . b}{\sum_1^n w_i \, \sin a \, i} \times \frac{1}{\cos a_i} \qquad \textbf{(II.14)}$$

On remarque que Fs (Fellenius) = Fs (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 [10].

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

Ou : sec α = 1/cosα

ΣΔE =E1 − E2 (égale a zéro s'il n'y a pas de force horizontale).

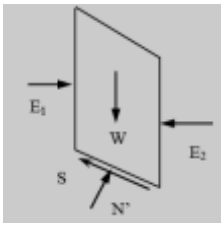


Figure II.6: Représentation des forces sur une tranch

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:

$$Ff = F0\ F \qquad \textbf{(II.16)}$$

$$F0=\frac{\sum(\frac{b(c'+(p-u)tg\varphi'}{n_a})}{\sum pb\ tg\ a} \qquad \text{Et} \quad n_a=cos^2(1+tg\alpha\frac{tg\varphi'}{Fs}) \qquad \textbf{(II.17)}$$

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 [10].

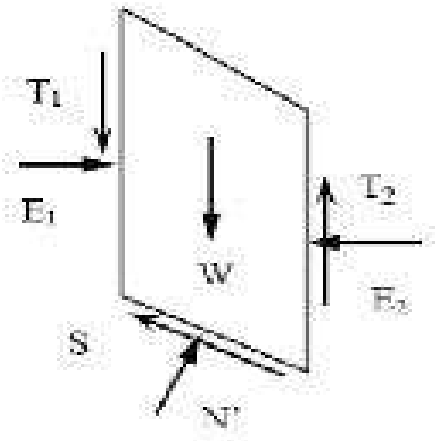


Figure II.7: Représentation des forces sur une tranche.

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

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

$$\sigma = \frac{1}{\cos a + sina\frac{tg\varphi}{Fs}}\left(w - (T_2 - T_1) - \frac{1}{Fs}(c'l\ tg\ \varphi')\sin a\right) \qquad \textbf{(II.19)}$$

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 intertranches peut varier par une fonction arbitraire (f (x)) comme [9] :

$$\mathbf{T = f(x)\ \lambda E}$$

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

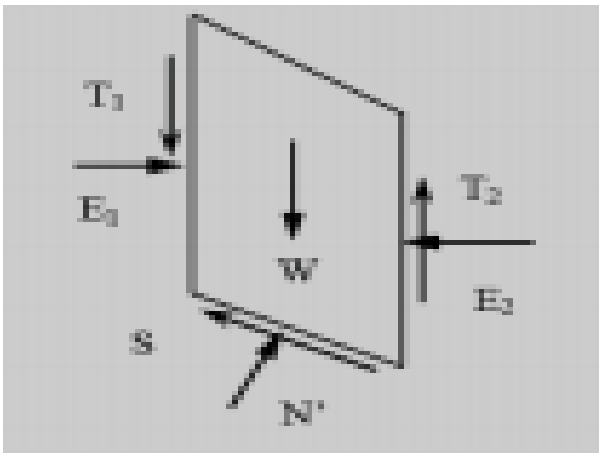


Figure II.8: Représentation des forces sur une tranche.

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, Ff soit égal à Fm dans les équations.

$$F_F = \frac{\sum[(c'l+(N-Ul)tg\varphi')\sec a]}{\sum(w-(T_2-T_1)tg\,a+\sum(E_2-E_1)} \qquad \textbf{(II.20)}$$

$$F_m = \frac{\sum c'l+(N-U\,l)tg\varphi\prime}{\sum w\sin a} \qquad \textbf{(II.21)}$$

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.

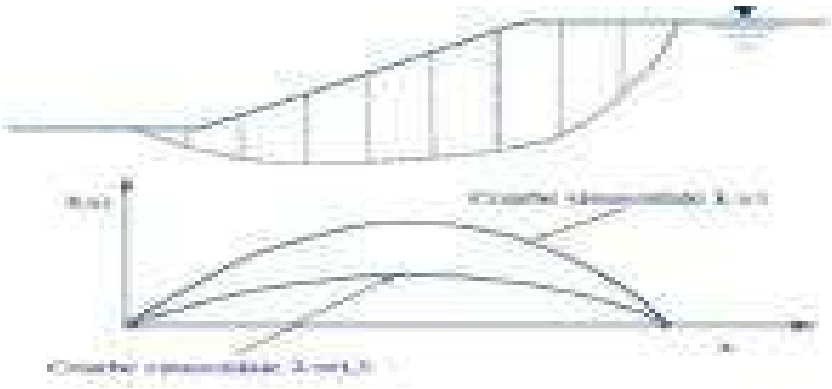


Figure II.9 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode MORGENSTERN prise.

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.

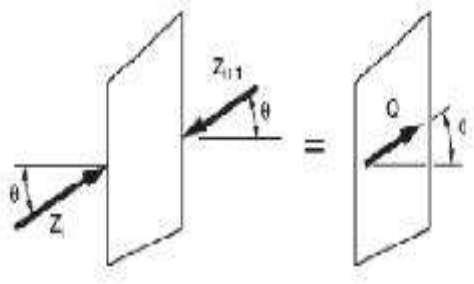


Figure II.10 : Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces:

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

$$QI = Zi - Zi+1 \qquad \text{(II.23)}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles. Q_i , Z_i ,, et $Zi+1$ ont la même direction et Qi est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche.

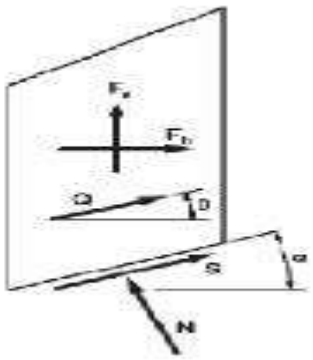


Figure II.11 : Représentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de SPENCER

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

$$\sum Q\left(X_b sin\theta - Y_Q con\theta\right) = 0 \qquad \text{(II.24)}$$

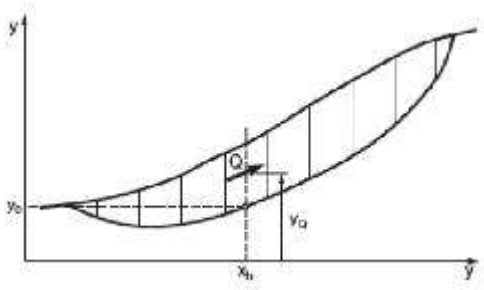


Figure II.12 : Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de SPENCER

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

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

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. [11]

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 :

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

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 **Fs** 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.

Tableaux II 2 :les hypothéses,les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches

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.
	• La surface de rupture est arbitraire Forces entre les	∑ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. ∑ des forces dans le	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface

JANBU 1956	tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre de Moment	sens vertical. ∑ des forces dans le sens horizontal	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 : $T = \lambda f(x)E$	∑ 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. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne

	• La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	horizontal	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 oeuvre 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. [12]

II.4 - CONCLUSION :

Dans cette partie nous avons pris une idée générale sur les différentes méthodes d'analyse de glissement ainsi que le calcul du coefficient de sécurité par ces différentes méthodes pour faire ressortir la solution adopter pour conforter le glissement. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité Fs.

I - INTRODUCTION :

Dans le cadre du projet **: ETUDE ET TRAITEMENT DE GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA RN60A** .Ce chapitre concerne le glissement de terrain survenu sur le chemin de Médéa (tleth douair) La plupart sont situés au Rez- de-chaussée Participation à la conception géologique et géotechnique du site Analyse des divers plans subversifs nécessaires pour Conçu un type de compatibilité approprié qui correspond à ce type de diapositive. Il conduit Utilisez le programme de calcul de stabilisation de pente.



Figure III 1 : Photo du tronçon routier étudié.

II - DONNEES GENERALES

II – 2 Contexte géologique régional :

Dans la région de Médéa, les formations géologiques sont représentées essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires, en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

III-1-1- Le quaternaire :

Le Quaternaire est représenté par les formations suivantes:

Les alluvions récentes

Elles sont peu étendues par rapport aux alluvions anciennes, souvent déposées le long des oueds, en forme de gros blocs de grés, de calcaires et de conglomérats.

Les alluvions anciennes

Elles sont de nature argilo-gréseuses, en forme de galets assez bien calibrés, formant un ensemble mal consolidé qui peut atteindre 25 mètres d'épaisseur

Les colluvions

Ces formations, constituées essentiellement de blocs de grés enrobés dans une matrice argilo-sableuse, jouent, parfois, le rôle de couverture pour les affleurements marneux.

III-1-2- Le Néogène :

Grés supérieurs (m3d) Ils forment le couronnement de l'Helvétien, dans toutes les parties culminantes. Ces grés, friables, sont généralement décomposés et réduits en sables jaunes à la surface. Leur épaisseur maximale dans la région dépasse les 80 mètres, leur contact avec les argiles sous-jacentes donne lieu à de nombreuses et abondantes sources qui sont la richesse du plateau de Médéa.

Marnes argileuses (m3c)

Elles sont de couleur grise bleuâtre et forment l'assise moyenne de l’Helvétien, constante dans la région, avec une épaisseur qui varie de 100 à 250 mètres. Ces argiles sont très déliquescentes et constituent un sol très instable. Elles sont parfois intercalées de petits lits de grés friables, renfermant des moules de bivalves.

Grés inférieurs (m3b)

Ils sont sableux, friables, intercalés de poudingues, principalement sur les bords du bassin. Cette assise dont l'épaisseur est extrêmement variable, atteint 80 à100 mètres de puissance

dans les parties centrales et au sud. Elle se réduit à quelques bancs au Nord-Ouest. Ces grés, intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment, en quelque point, la base de l'étage Helvétien. Ces assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques, en des points très rapprochés.

Marnes argileuses (m3a)

Elles sont d'âge Helvétien inférieur, absolument semblables à celles de l'assise m3c, auxquelles elles se relient directement par la réduction des grés de l'assise m3b. L'épaisseur maximale de cette formation atteint plus de 100 mètres à l'Est de Hassen Ben Ali.

III.3- Le Crétacé

Sénonien C7-8

Ce sont des marnes bleuâtres avec rognons de calcaires jaunes ou intercalations de calcaires marneux à Incérâmes; c'est le faciès du Sénonien de l'Atlas Métidjien. Les marnes sénoniennes se distinguent en général d'une manière très nette de l'étage suivant.

Cénomanien C4-5

Ce sont des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglées; les bancs de calcaires, parfois puissants, forment des escarpements remarquables. Les fossiles, rares dans la partie Nord, deviennent plus fréquents vers le Sud-Ouest, au voisinage de Draa Smar (ex : Lodi) et au Sud de Médéa.

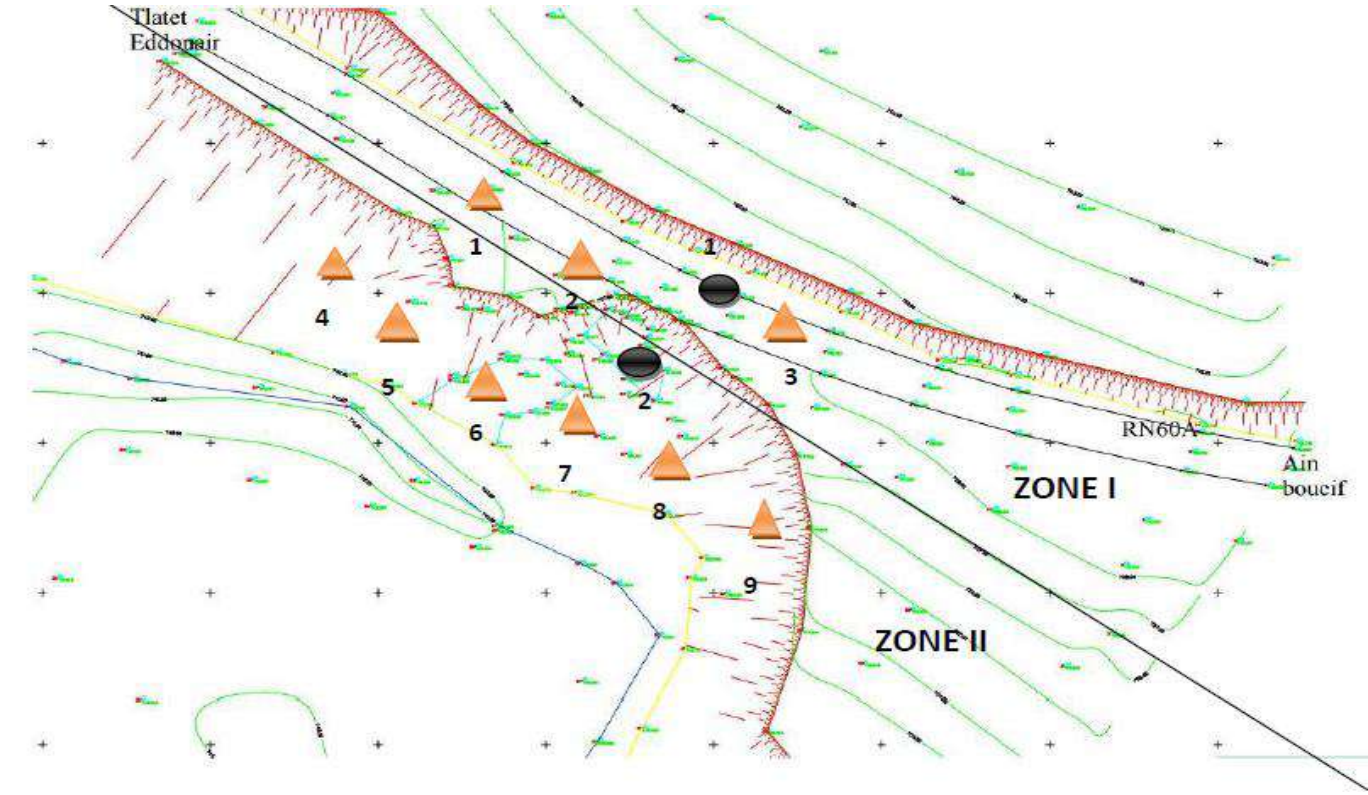
Albien C1-3

Il se caractérise par une formation de marne franche, alternée par endroit de calcaires. Ce sont des bancs décimétriques de marne compacte, brunâtre à la patine grisâtre à la cassure, avec la présence de couches marneuses grisâtre feuilletée.

III - PROGRAMME DE L'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE:

Le programme d'investigation géotechnique établi par le client, consiste en la réalisation de :

- Neuf (09) essais de pénétration dynamique noté **PDL**.
- Deux (02) sondage carottés noté **SC**.



PDL

SC

IV - RESULTATS ET INTERPRETAIONS *:*

IV - 1 Résultats des sondages carottés :

La description visuelle des carottes a permis d'établir le descriptif lithologique suivant :

Sondage 01 :

0.00-0.50m terre végétale

0.50-12 :00 m : argile

12 :00-15 :00 : argile marneuse

Sondage 02 :

0.00-11.00 m: des alluvions



Figure III 2 : Sondage carotie sur site

a- Principe et but de l'essai :

Le sondage au pénétromètre dynamique lourd (photo n°03) 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.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups)

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_P = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$



Figure III 3 : Sondage au P.D.L

Avec :

A : section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

G : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

- Pointe de diamètre Mp = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- **Mouton de masse M = 63.5 kg ;**
- Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre □t=32 mm et de longueur 1m.

Les diagrammes pénétromètriques des neuf (09) sondages réalisés dans le site de projet, tracés sur la figure suivante, montrent que :

• **Une certaine hétérogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la dispersion des différents diagrammes pénétromètriques ;**

• **Les courbes pénétrometrique des trois sondages réalisés dans ce site(zoneI) .Présent une faible résistance en pointe (faible portance) Rp à de 0 à neuf (9) mètre de profondeur**

• **Les courbes pénétrometrique des six sondages réalisés dans ce site(zoneII)**

Présent une bonne résistance en pointe (forte portance) Rp à partir d'un (01) mètre de profondeur.

IV - 3 Résultats des essais au laboratoire :

L'ensemble des résultats des essais au laboratoire est donné ci-après :

1- Essais physiques :

1- 1 Humidité :

Légende :

w : Teneur en eau.

$\boldsymbol{\gamma h}$: Densité humide.

$\boldsymbol{\gamma h}$: Densité sèche.

Sr : Degré de saturation

Tableau III 1 : récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	E (%)	Y_h	Y_d t/m^3	Sr (%)	Interprétation des Résultats
	8.60-8.80	24.56	2.12	1.70	98.77	Sol peu dense saturé
SC 01	12.20-12.50	30.66	1.88	1.44	92.57	Sol peu dense peu saturé

1-2 Granulométrie :

Légende :

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 80 µ m: Pourcentage des passants inférieurs à 80 µ m

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	Interprétation des Résultats
SC 01	**2.00 à 2.50**	**98**	**93.44**	**SOL FIN**
	5.00 à 5.50	/	**98.54**	
	9.00 à 9.50	**88**	**82.12**	
	12.50 à 13.00	**98**	**95.06**	
SC 02	**1.70 à 2.00**	**42**	**18.88**	**SOL GROS**
	6.80 à 7.00	**38**	**17.58**	

1-3 Limites d'Atterberg:

Légende :

WL (%) : Limite de liquidité.

WP (%) : Limite de plasticité.

IP (%) : Indice de plasticité.

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	W L (%)	W P (%)	Ip (%)	Interprétation des résultats
SC 01	2 .00 à 2.50	52.4	25.78	26.62	Sol très plastique
	5.00 à 5 .50	50.5	25 .75	24.76	Sol très plastique
	9.00 à 9 .50	48.48	29.09	19.39	Sol peu plastiques
	12.50 à 13.00	39.17	29.27	9.9	Sol très plastique
SC 02	1.70 à 2.00	37.94	18.17	19.77	sol très plastique
	6.80 à 7.00	31.78	18.52	13.26	sol peu plastique

2 - Essais mécaniques :

2 - 1 Essais de compressibilité à l'oedomètre :

Légende :

PC (bars): Pression de consolidation**.**

CC (%) : Coefficient de compressibilité.

CG (%) : Coefficient de gonflement.

Tableau récapitulatif

Sondage N°	Profondeur (m)	W L (%)	W P (%)	Ip (%)	Interprétation des résultats
SC 01	2 .00 à 2.50 5.00 à 5 .50 9.00 à 9 .50 12.50 à 13.00	52.4 50.5 48.48 39.17	25.78 25 .75 29.09 29.27	26.62 24.76 19.39 9.9	Sol très plastique Sol très plastique Sol peu plastiques Sol très plastique
SC 02	1.70 à 2.00 6.80 à 7.00	37.94 31.78	18.17 18.52	19.77 13.26	sol très plastique sol peu plastique

Légende :

C : Cohésion non drainée.

Φ: Angle de frottement.

Tableaux : valeurs adoptées des indices physique et mécaniques

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ(°)	C(bars)
Sc 01	3.00 a '3.20 5.00a' 5.20	Cu sat Cu sat	26.08 30.16	0.18 0.20

1. Lithologie du site :

1.1 Zone I :

Sur le plan lithologique, le sol du site est constitué essentiellement d'une couche d'argile de 12 .00m d'épaisseur environ qui se repose sur une couche d'argile marneuse

1.2 Zone II :

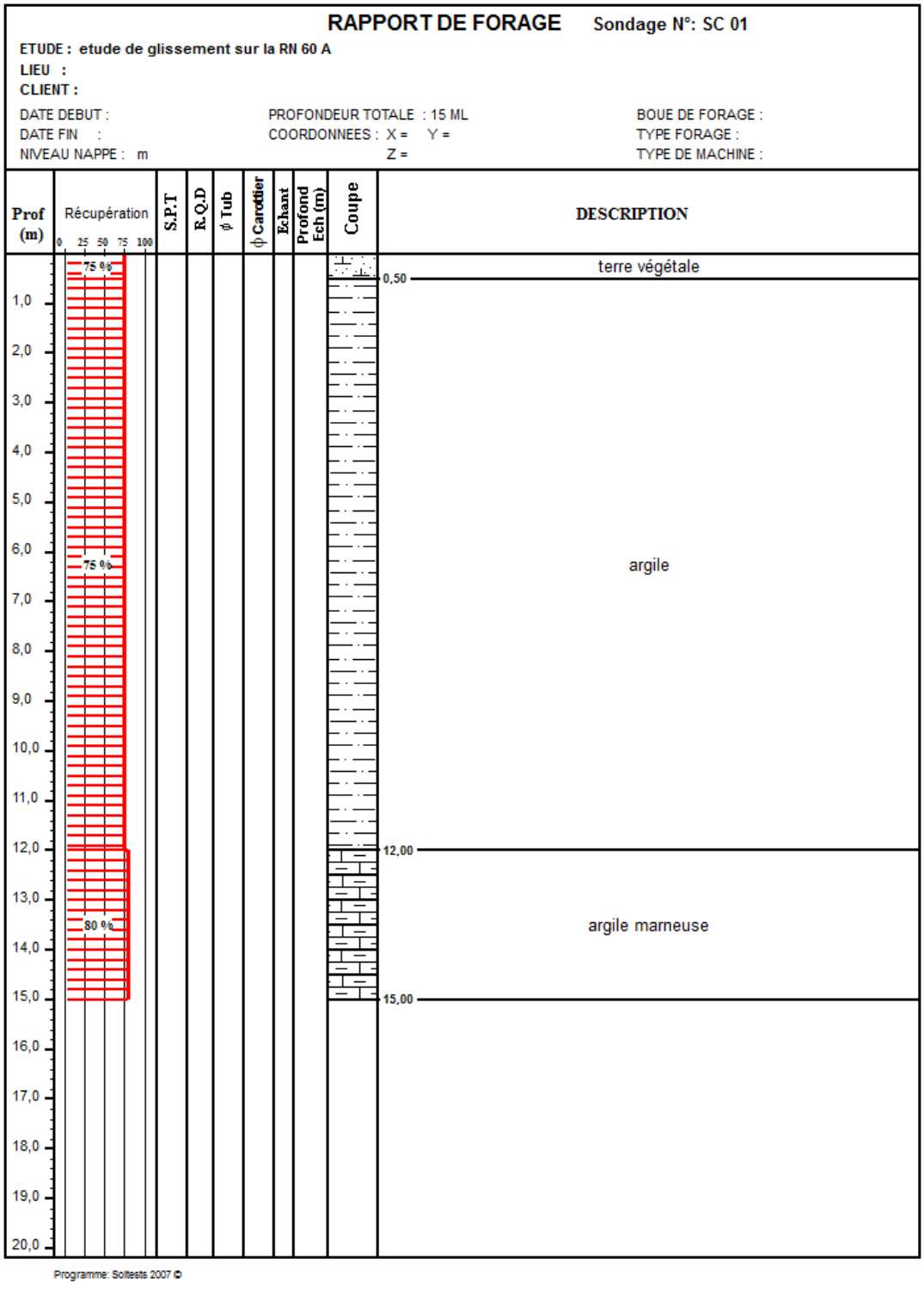
Cette zone ce compose essentiellement des alluvions

2. Caractéristiques mécaniques :

Le résultat d'essai oedomètrique a donné

-Le coefficient de compressibilité(Cc)= 45.10 % ; 55.38% ; 49.78%.

-Le coefficient de gonflement (Cg)= 10.93 % ; 9.30% ; 10.44%


RAPPORT DE FORAGE
Sondage N°: SC 01
ETUDE : etude de glissement sur la RN 60 A
LIEU :
CLIENT :
DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m
PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =
BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :
Prof (m)
Récupération
0 25 50 75 100
S.P.T
R.Q.D
ϕ Tub
ϕ Carottier
Echant
Profond Ech (m)
Coupe
DESCRIPTION
75 %
75 %
80 %
terre végétale
0,50
argile
12,00
argile marneuse
15,00
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
13,0
14,0
15,0
16,0
17,0
18,0
19,0
20,0
Programme: Soltests 2007 ©

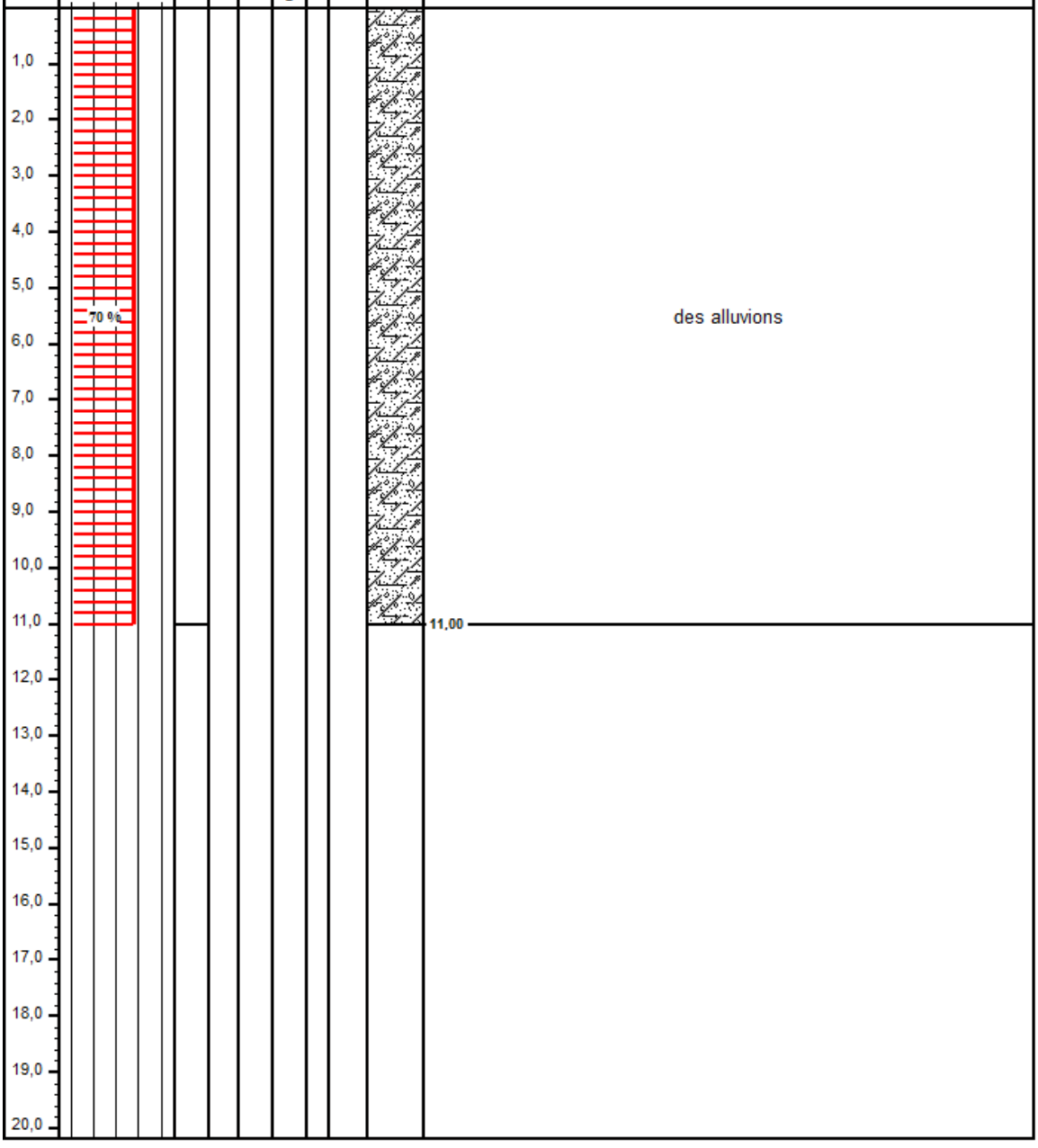
RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 02

ETUDE : etude de glissement sur la RN 60 A
LIEU :
CLIENT :

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 11 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :



Programme: Soltests 2007 ©

V. CONCLUSION :

L'état actuel de lieu indique plusieurs signes d'instabilité. Toute fois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de faire une solution de renforcement ou de stabilisation du glissement rencontré.

IV-1-Présentation de logiciel :

Logiciel Geostudio SLOPE/W **2019 :**

Geostudio 2019 SLOPE/W est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les Différents problèmes du sol comme les glissements de terrains, les tassements, la Consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres Problèmes liés à la géotechnique.

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite, il donne la surface de rupture potentielle et calcul leur coefficient de sécurité. Il permet l'analyse de la stabilité en utilisant les méthodes suivantes : La méthode Ordinaire (ou Fellenius), la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, et la méthode de Morgenstern-Price.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

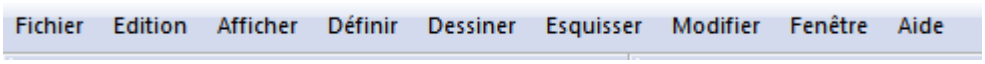
- **SLOPE/W:** permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W :** permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W :** permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformation (par la méthode des éléments finis.)
- **TEMP/W :** permet d'analyser les problèmes géotechnique du sol (par la méthode des éléments finis)….et autres logiciels.

Ce qui nous intéresse dans notre étude est le programme SLOPE/W.

IV -2-Le programme SLOPE/W :

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2019 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes. L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

IV -3- L'interface du logiciel SLOPE/W



Les menus disponibles sur SLOPE/W et la fonction de chacun sont les suivants :

- **Fichier :** ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edition :** permet de copier le dessin dans le presse-papier de Windows.
- **Afficher:** définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- **Définir:** options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche des forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **Dessiner:** permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristique mécaniques des différentes couches constituants le talus, les conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, permet l'amélioration et la clarification des résultats du problème.
- **Esquisser:** permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos. Nombreuses option complémentaires sont proposées par le programme, on citera trois d'entres elles :

IV -3-a. Grille et rayons (Grille et Rayon) :

cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une grille qui inclus le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement où le rayon est compris entre l'un des points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius (le programme teste tous les cercles possibles).

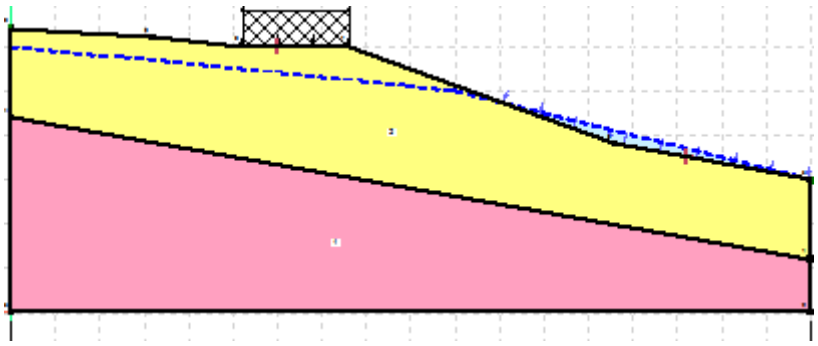


Figure IV1 : Exemple détermination de la surface de rupture

IV -3-b. Entrée et sortie (Entry and Exit) :

Cette méthode est plus simple que la précédente, car il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une partie où se trouve le dernier point de d'arc du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente).

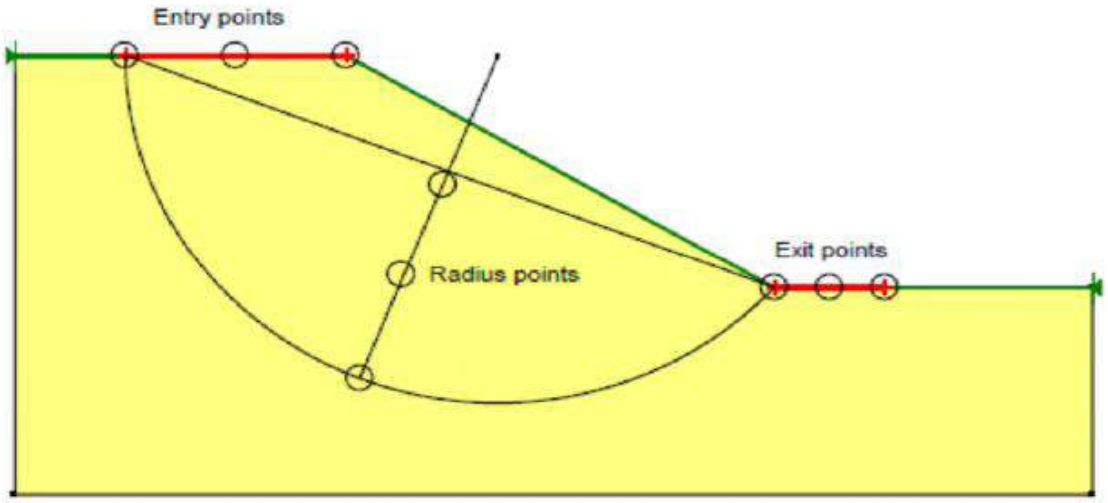


Figure IV 2: Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit».(Kabbou Yanour et Merad Larbi 2013) [13]

IV -3-c. Localisation automatique (Auto-Locate) :

Avec cette méthode, aucune information n'est demandée, le programme fait Automatiquement toutes une séries de calcul et teste des centaines de cercles de rupture probable (une infinité de cercles par défaut).

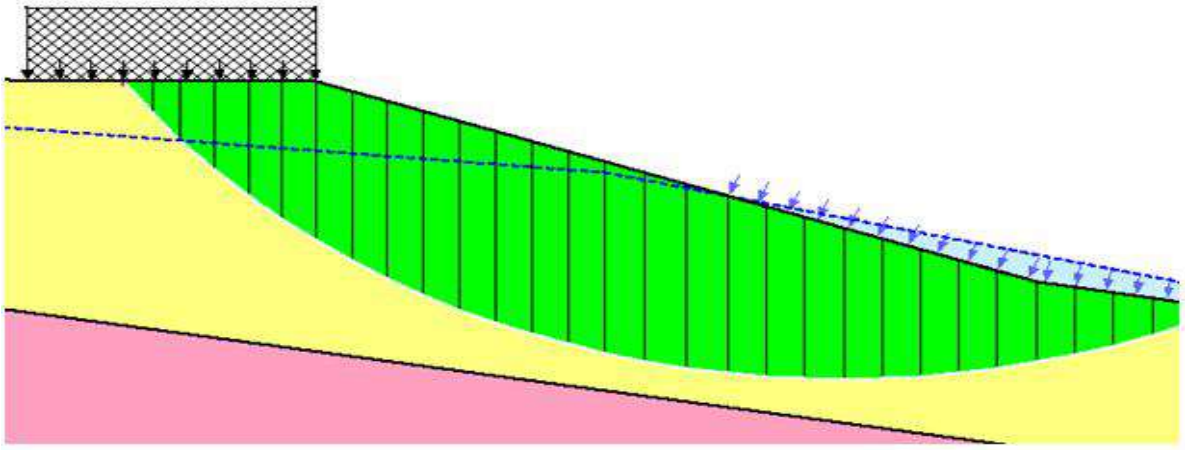


Figure IV 3 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Auto-Locate»

IV-4- Application au glissement étudié :

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche (tableau ci-dessous) et on modélise le terrain, suivant un profil des sondages étudies.

Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche :

Tableau IV1 : Coordonnes du profil

P_i	x	Y
P_1	0	0
P_2	90	6
P_3	90	0
P_4	0	22
P_5	0	32
P_6	16	31
P_7	26	30
P_8	38	30
P_9	68	19
P_{10}	90	15
P_{11}	90	13

Paramètres mécaniques correspondants chaque Couches :

Matériaux :

1-Argile :

Modèle: Mohr-Coulomb

Poids volumique: 19 kN/m³

Cohésion': 18 kPa

Phi': 12,3 °

Phi-B: 0 °

Pression interstitielle

Ligne piézométrique: 1

2-Argile Marneuse :

Modèle: Mohr-Coulomb

Poids volumique: 18 kN/m³

Cohésion': 20 kPa

Phi': 12,3 °

Phi-B: 0 °

Pression interstitielle

Ligne piézométrique: 1

SUBSTRATUM :

Model : Substratum (impénétrable)

Tableau IV.2 : Surfaces et points de chaque couche.

	Matériau	**Points**	**Aire**
Région 1	Argile Marneuse	1;2;3;4	1 260 m²
Région 2	Argile	1;5;6;7;8;9;10;4	1 018 m²

Surcharge 1 :

Surcharge (poids volumique): 160 kN/m³

Direction: Vertical

Tableau IV 3 : Coordonnes du surcharge.

	X	**Y**
	26 m	34 m
	38 m	34 m

IV -5-Modélisation du talus après le confortement :

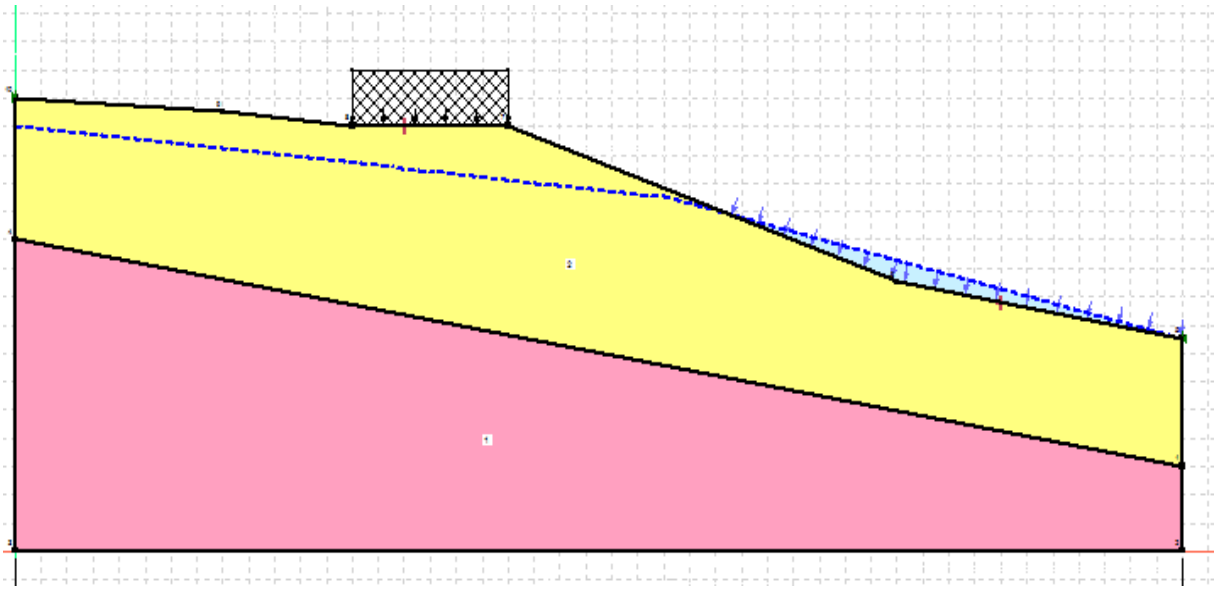


Figure IV 4 : terrain naturel

Surcharge (Unit Wight): 160 kN/m³

Direction : Vertical

IV -6-Calcul par la méthode de Bishop :

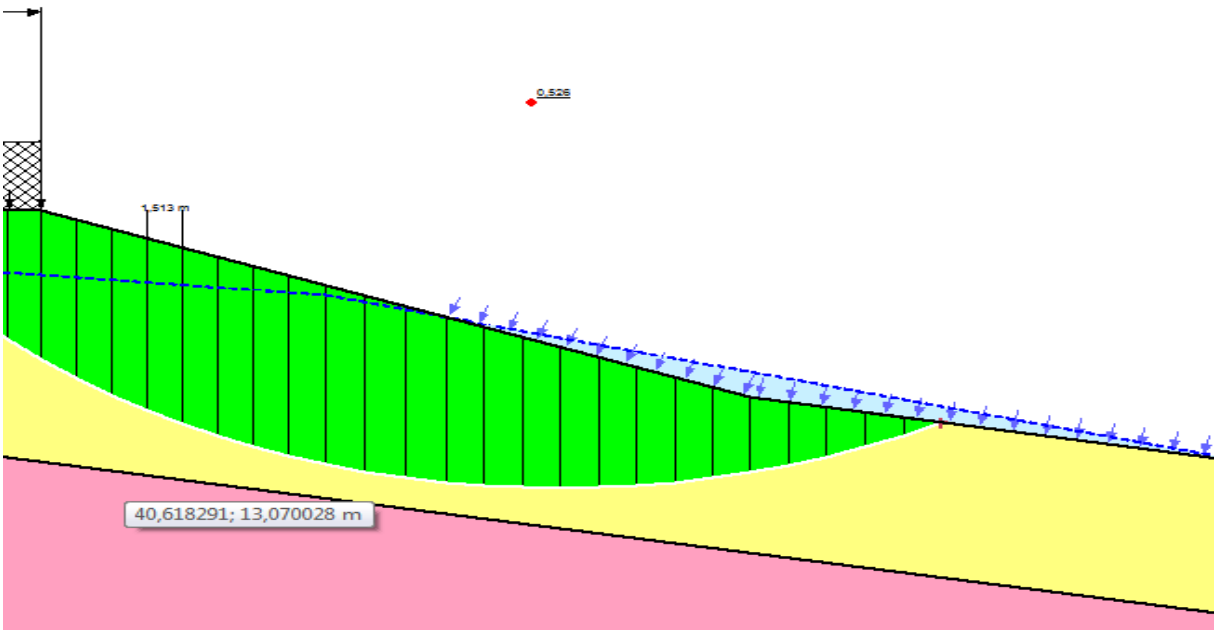


Figure IV 5 : Cercle critique obtenue selon Bishop.

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Bishop	0.52

IV -7. Calcul de confortement :

IV -7-a- Calcul de l'effort de clouage R0 : (L'effort que doit reprendre le pieu)

On admet une augmentation du coefficient de sécurité **Fs** d'un pourcentage de 60% pour le Confortement

Calcul de $\sum_1^5$ Wi . sin θi

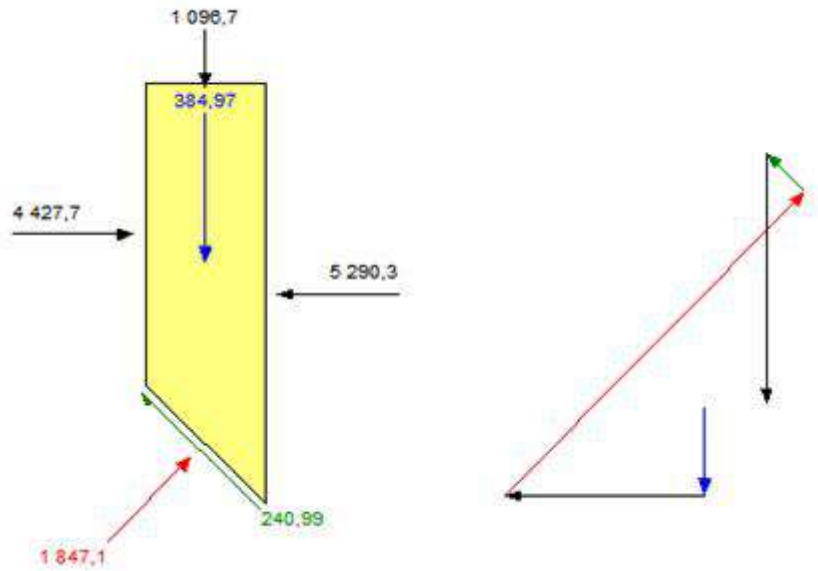


Figure VI 6 : Les forces qui agissent sur une tranche

Tableau IV.4 : paramètre des tranches

Nombre de tranche	Wi(KN)	θi(°)	Wi cosθi	Wi sin θi
1	**33.88**	**-69.81**	**11.693**	**-31,7909562**
2	**155.29**	**-14.71**	**150.20**	**137,072917**
3	**250.1**	**-55.724**	**140.85**	**206,596729**
4	**324.18**	**-49.91**	**208.768**	**247,916443**
5	**384.97**	**-44.73**	**273.494**	**270,820834**
$\sum$	**1148.42**		**785.005**	**-894,197879**

$\sum$ Wi sin θi = 894,197879

Calcul de R_0 : (R_0 : est l'effort de clouage)

$$R_0=(F_{S-}F_0)*\sum W_i . \sin\theta_i =(1.6-1)*894.197=536.518kn$$

T0 = R 0 cos β=536.518*cos(-44.73) =381.159 kn

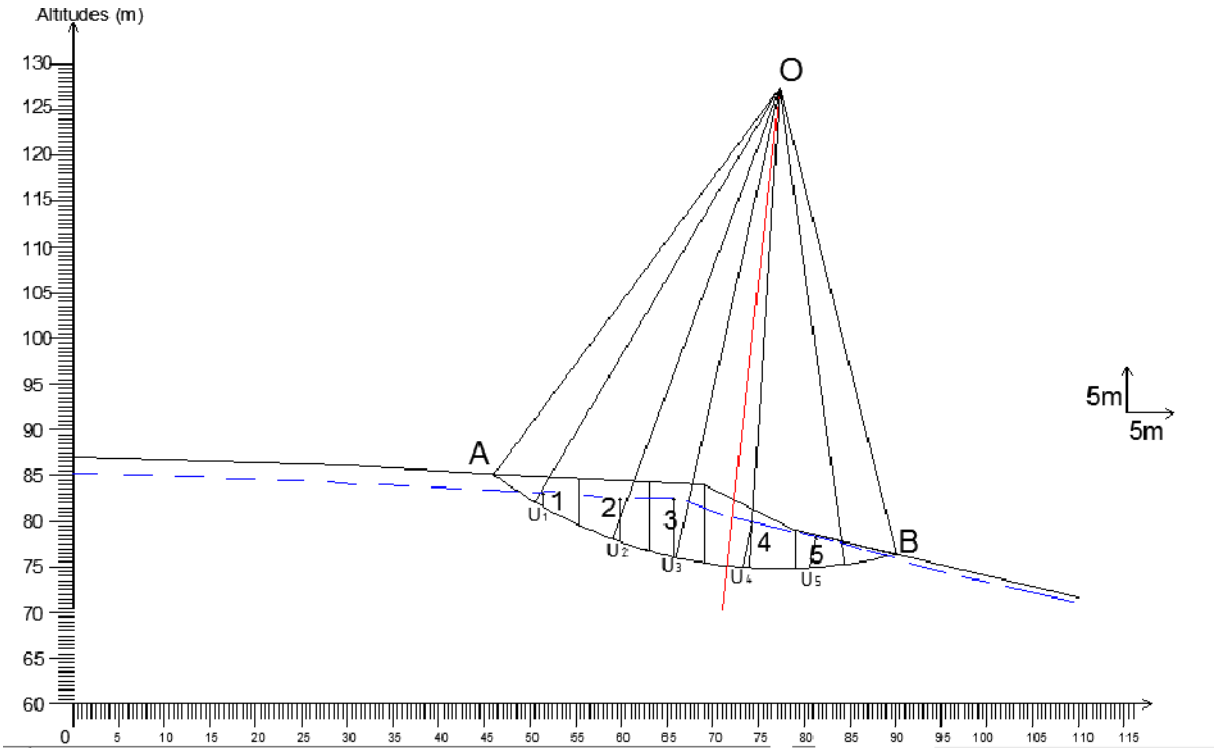


Figure IV 7 : Découpage en tranches du talus à réaliser.

IV -7-c- Calcul de l'effort horizontal T_0 :

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\boldsymbol{\beta_0}$**=12.3°**

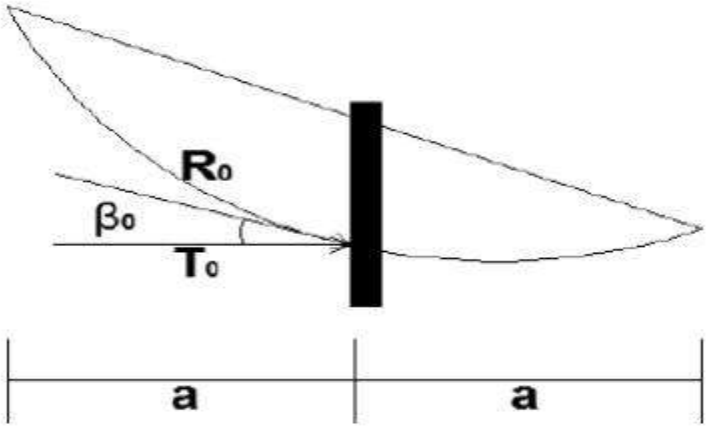
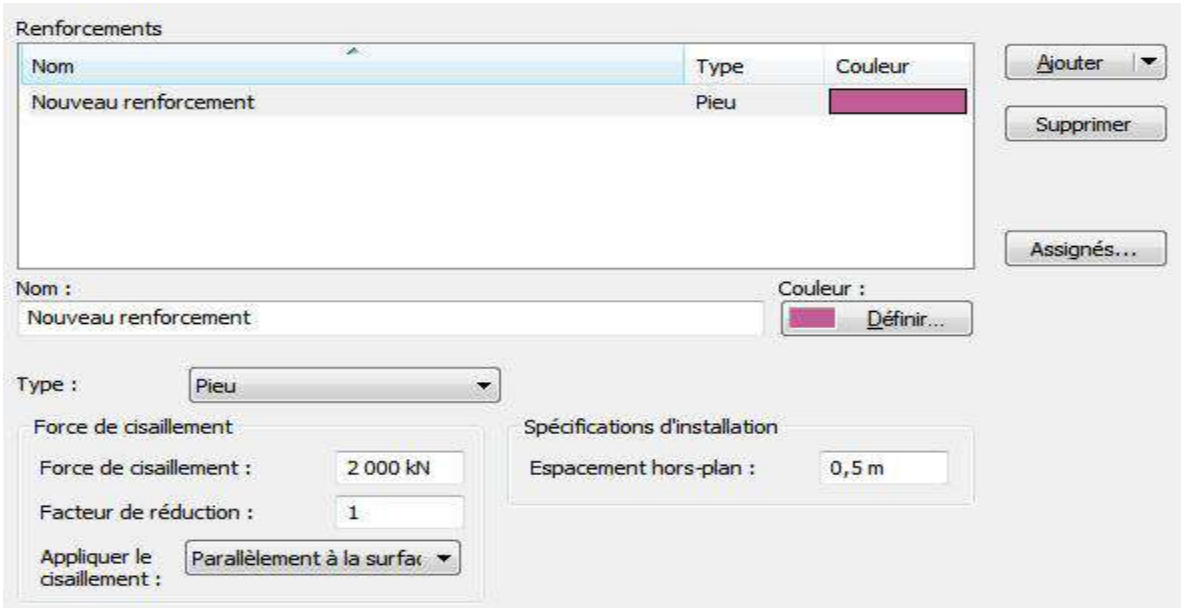


Figure IV *8* : Inclinaison de l'effort de clouage.

On rajoute a cette force la charge appliquée sur la route due au passage des convoies et automobiles estimée égale a 1600 KN/m carrée,

T0=1600+381.159=1981.59kn



IV -8-Modélisation du talus après renforcement par pieux:

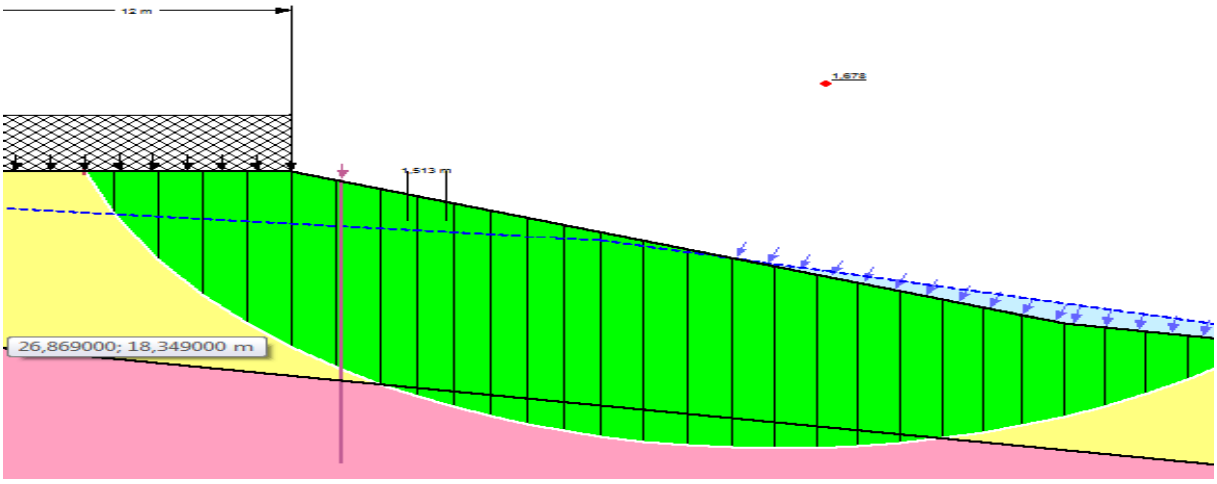


Figure IV *9*: Modélisation du talus après le glissement

Apre la modélisation on a obtenez un valeur de coefficient de sécurité Fs =1.67 donc ce qui traduire la réussite de la solutions.

Méthode	**Coefficient de sécurité Fs**
Bishop	**1.67**

IV -9-Vérification de la stabilité après le confortement :

IV -9-a-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 1,2 m et un espacement de 3,0 m, avec une poutre au sommet des pieux, ce qui augmente la stabilité du talus naturel en aval de l'autoroute.

IV -9-b-Présentation des résultats de calcul :

Phase 01 : L'exécution des pieux anti-glissements et purger la masse glissante

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

IV -10-Interprétation des résultats des calculs :

A- sans prise en compte des surcharges et du remblai de la route :

Les résultats de calcul dans ce cas sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités obtenus sont supérieurs à la valeur 1.5.

Avec les mêmes conditions on applique la méthode de Bishop, le coefficient de sécurité Descend à ; Fs = 1.67

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

IV-11- CONCLUSION :

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement par pieux proposée pour le glissement situé dans la section autoroutière enter pk A 64+000 tleth douair donne un gain de sécurité supérieur a 1.5 ce qui est suffisant pour stabiliser le talus..

CONCLUSION GENERALE

La solution d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur. 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. La réussite du confortement d'un glissement de terrain existant est subordonné la réduction des forces motrices ou bien celles de l'augmentation des forces de résistance. Les méthodes utilisées pour la vérification de la stabilité d'un mouvement de terrain est exposé dans le présent mémoire, les méthodes proposées sont le drainage des eaux superficielles et sous terraines, Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel à savoir : le logiciel «**Logiciel Geostudio** SLOPE/W **2019 :**».

La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel «**Logiciel Geostudio** SLOPE/W **2019 :** ». On utilise le méthode pour renforcement le talus avec des pieux

On déduire la valeur de coefficient de sécurité appréciables pour le renforcement de talus avec des pieux en beten arme aient donné des coefficients de sécurité

- Sous l effet des charge sur le route considérée le coefficient de sécurité était de 0.52 .
- Après confortement par pieux le coefficient a devenu 1,67 .
- Cela confirmer l efficacité de cette solution adoptée .

Bibliographie

[1] : BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. Pages bleues.

[2] : DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meuble. Technique de l'ingénieur.

[3] : COLAS (G.) et PILOT (G.). – Description et classification des glissements de terrain.

[4] : G.FILLAT, glissement de terrain.

[5] : RAT (M.). (1975). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256.

[6] : CFMS. (1995). – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles.

[7] : (Source **: RPA 99**).

[8] : SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.), (1994). Renforcement des sols par inclusions Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C24.

[**9]** : BLONDEAU (F). mars 1976. – Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 56-62.

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

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

[12] : 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

[13] : Kabbou Yanour et MERAD Larbi « ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR (BEJAIA) » 2013, Mémoire de Master en géotechnique Université de BEJAIA .