REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème **:**

Etude de la stabilité de pente de contournement nord de la ville de Médéa PK 6+400

Présenté par :

BOUSSAADI AMINA

BOUKHARI AMIRA

Proposé et Dirigé par :

Dr. BENSAADA ABDELHALIM

Promotion Juin 2022

Remerciement

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

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

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

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

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

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

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ceux que portent fièrement son nom

A nos modèles dans la vie, à la source de patience,

D'espoir et d'optimisme Mon cher père MOHAMED,

Que Dieu le protège.

A tous ceux qui existent après dieu et son message à la

Source de tendresse ma chère mère ASMA.

A ceux qui ont été mon refuge dans mes frères, sœurs

, que dieu le protégé

A mon amie qui a participé à ce travail BOUKHARI AMIRA

A tous mes précieux amies, que dieu les perpétue

A qui dieu a fait mes frères et mes sœurs en dieu

Etudiants du département de géotechnique

BOUSSAADI AMINA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chers parents BEN YOUCEF et FATIHA, pour leur amour, sacrifice, patience, et leur encouragement, je voudrais vous exprime toute mon affection et admiration

A ceux qui ont été mon refuge dans mes frères, sœurs

, que dieu le protégé

A toutes les membres de la famille, tous mes amis et toutes les personnes que j'aime et respecte

A tous mes collèges de la 2 -ème année master

Géotechnique

BOUKHARI AMIRA

ملخص

يعتمد هذا العمل على دراسة وتعزيز الانحدار الغير المستقر للتربة بمحاذاة الطريق شمال منطقة المدية على مستوى النقطة الكيلومترية +6.400 .الغرض من هذه الدراسة هو المساهمة في فهم الانحدار غير المستقر والانزلاق الأرضية باستخدام رمز الحساب الثنائي الأبعاد تالرن 4 بحيث يسمح بالتحقق من ثبات الهياكل الجيوتقنية والذي يعتمد على طرق الحساب الأساسية فيلنيوس، بشوب وببارتيياسيون.

قمنا أولا بشرح عام حول حركة الأتربة وانزلاقها بالإضافة إلى مختلف العوامل التي تسمح بحدوثها، بعد ذلك درسنا لوضعية الحقيقة للمثال المقترح أعلاه وتحليله مع إمكانية معالجته وتدعيمه.

وفي الأخير قمنا باقتراح ودراسة حل لتعزيز وتقوية المنحدر ومنعه من الانزلاق.

الكلمات المفتاحية : الاستقرار المنحدر الخوازيق.

Résumé

Ce travail est basé sur l'étude et l'amélioration de la pente instable de sol de contournement nord de la ville de Médéa. Le but de cette étude est de contribuer à la compréhension de la pente instable et des glissements de terrain à l'aide du code de calcul bidimensionnel TALREN 4 pour qu'il permette de vérifier la stabilité des structures géotechniques, et cela dépond des méthodes de calcul de base Fellenius, Bishop et perturbation. Tout d'abord nous sommes faits une discussion générale sur le mouvement du sol et de son glissement, en plus les déférents facteurs qui lui permettent de se produire ; après cela, nous avons étudié la situation réelle de l'exemple ci-dessus et l'avons analysé avec la possibilité de le traiter et de le soutenir. Enfin, nous nous sommes comptions sur le renforcement de talus par les pieux coté amont pour la stabilisation de talus.

Mots clé : stabilisation, pente, pieux.

Abstract

This work is based on the study and improvement of the unstable soil slope north de state of Médéa. The aim of this study is to contribute to the understanding of unstable slope and landslides using the two-dimensional calculation code TALREN 4 to check the stability of geotechnical structures, which is based on the basic Fellenius, Bishop and disturbance calculation methods. First of all, we made a general discussion about the movement of the soil and its sliding, in addition to the different factors that allow it to produce it; after that, we studied the real situation of the above example and analyzed it with the possibility of treating

and supporting it. Finally, we relied on slope reinforcement with pious as the ideal solution for slope stability and road protection.
Keywords: stabilization, slope, pile.

Sommaire

Remerciement
Dédicace
ملخص
resumé
Abstract
Liste des tableaux
Liste des figures
Liste des symbole
Introduction Générale……1

CHAPITRE I: Généralités sur les mouvements de terrains

I.1.Introduction ……3
I.2.Défintion Mouvement de terrain……..3
I.2.1. L'origine des mouvements de terrain……...3
I.2.2. Classification des mouvements de terrain ……...4
I.2.3. Les type de mouvement de terrain ……..8
I.2.3.1. Les mouvements rapides et discontinus ……...8
a) Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses……8
b) Les effondrements ……8
c) Les éboulements ou écoulements ……9
d) Les laves torrentielles ……...9
e) Les coulées de boue ……10
I.2.3.2. Les mouvements lents et continus ……..10
a) Les affaissements……10
b) Les tassements……11
c) Fluage……...11
d) La solifluxion……...12
e) Le retrait-gonflement des argiles……13
f) Les glissements de terrains……..13
I.2.4. Glissement de terrain……..14
I.2.4.1. Caractérisation des glissements……...14
I.2.4.2. Les type de glissement de terrain……15
I.2.4.2.1. Glissement plan……15
a) Glissement circulaire ou rotationnel……...15

b) Glissement quelconque……16
I.3.4. Classification du glissement de terrain……...16
a) Glissement superficiel……...17
b) Glissement profond……..17
I.4. Principales causes des glissements de terrain…….17
I.4.1. Facteurs permanents ……...17
a) La pesanteur……..17
b) L'eau…….17
c) Action mécanique…….18
d) Action chimique……...18
e) La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains……....18
f) La structure des terrains……...18
g) La morphologie…….19
h) Le couvert végétal……19
I.4.2. Facteurs variables dans le temps……20
a) Les précipitations……....20
b)La température……..20
c) Le gel et dégel……..20
d) Le séisme et le volcanisme……...21
e) L'action de l'homme……21
I.4.3. Autre classification des causes d'instabilité……...21
I.5.Conclusion**.....22**
CHAPITRE II : Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements.
II.1. Introduction……..23
II.2. Principe des méthodes de calcul……...23
II.2.1. Elément de base de calcul……..24
II.2.2. Notion de facteur de sécurité…….24
II.2.3. Glissement plan et parallèle à la pente……..26
II.2.3.1. Contrainte verticale sur une facette parallèle à la pente……..26
II.2.3.2. Facteur de sécurité……...…….27
II.2.3.3. Cas d'un sol saturé avec écoulement parallèle à la pente……..….…28
II.2.4. Glissement plan non parallèle à la pente : coin de Coulomb…….29
II.2.4.1. Cas sec……..29
II.2.4.2. Ligne de glissement immergée : prise en compte de la pression interstitielle…….30

II.2.5. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)……...31
II.2.6 .Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)…….31
II.3. Les méthodes de calculs de la stabilité…….32
II.3.1. Méthodes basées sur l'équilibre limite……...32
A) méthode des tranches……..…….32
B) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927)……...33
C) Méthode de Bishop (Bishop, 1955) ……34
D) Méthode de Janbu (1965)……34
E) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)……...34
F) Méthode de Spencer 1967……....35
G) Méthode des perturbations……...35
II.3.2. Méthodes globales……..36
II.3.3. Évaluation et limitation des méthodes……...36
II.3.4. Utilisation d'abaques……..37
II.3.5.Calcul automatique à l'aide d'ordinateur…….37
II.3.6. Méthode basée sur les éléments finis…….37
II.3.7. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte…….38
II.4. Méthodes de confortement……...38
II.4.1. Terrassement……..38
II.4.1.1. Butée de pied……..39
II.4.1.2. Allègement en tête……...39
II.4.1.3. La purge……...39
II.4.1.4. Reprofilage……..40
II.4.1.5. Substitution totale ou partielle……40
II.4.2. Dispositifs de drainage……...41
II.4.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)……41
II.4.2.2. Tranchées drainantes……...42
II.4.2.3. Drains subhorizontaux……42

II.4.3. Les éléments résistants……...43
II.4.3.1. Mur de soutènement en béton armée……..44
II.4.3.2. Les murs en gabions grillagés……44
II.4.3.3. Les rideaus en palplanches métallique……...45
II.4.3.4. Tirants d'ancrages……...45
II.4.3.5. Clouage……...46
II.4.3.6. Clouage par pieux ou micro……47
II.4.3.7. Renforcement géo synthétiques……..47
II.4.3.8. Pneu sol……...48
II.5. Conclusion.....48
CHAPITRE III : Analyse de site et étude géotechnique
III.1. Introduction……49
III.2.Géologie local……..…….49
III.2.1. Stratigraphie……..49
III.2.2. Tectonique……50
III.3.Hydrogéologie……...50
III.3.1. Réseau hydrographique……....50
III.3.2. Les eaux souterraines……....50
III.4. Reconnaissance du site……51
III.4.1. Reconnaissance géotechnique……....……..51
III.4.1.1. Reconnaissance in-situ……...51
III.4.1.2. Reconnaissance au laboratoire……..……..52
III.3.2.1. But……52
1.Essai physique……52
2. Essais mécaniques……52
a) Essais de cisaillement à la boite……53
b) Essais oedométriques……53
III.5. Caractéristiques géotechniques des sols……..56
III.5. Conclusion……...56
CHAPITRE IV : Calcul de stabilité des pentes
IV.1. Introduction……...57
IV.2. Présentation du logiciel……57
IV.3.Les principales caractéristiques de Talren4……57
IV.3.1. L'interface graphique interactive……57

IV.3.2. La gestion du phasage…….58
IV.3.3.La recherche automatique de surfaces de rupture……....58
IV.3.4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques)……...…..58
IV.3.5. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface……....58
IV.4. Les différentes options pour la manipulation de l'interface……...59
IV.4.1. Les différentes zones à l'écran……....59
IV.4.1.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur……...59
A) Le menu principal……..…….……59
B) La barre de boutons principale……..…….……..60
C) Les barres de boutons contextuelles……61
D) Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……...61
IV.4.1.2. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4)……....62
1. Méthode de Fellenius……62
2. Méthode de bishop simplifiée……...62
3. Méthode des perturbations……63
IV.5. Application au glissement étudié…….……63
IV.5.1. Le profile en travers du terrain étudié……...……63
IV.5. 2. Caractéristiques de sol…….……65
IV.5. 3. Vérification de la stabilité initiale…….……...65
IV.5.3.1. la géomètres de talus étudié……..….65
IV.5.3.2. présentation des résultats de calcul…….....66
a) Avec la nappe phréatique……...…...66
b) Sans la nappe phréatique……..…67
IV.5.4. Vérification de la stabilité après le confortement……67
IV.5.4.1. Définition du confortement choisi……67
a) Avec la nappe phréatique……..68
b) Sans la nappe phréatique……...…68
IV.6. Conclusion……..69
Conclusion générale……..71

Liste des figures

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

Figure I.1 : Mouvements de terrain……...4
Figure I.2 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses…….8
Figure I.3 : Les effondrements……..9
Figure I.4 : Les éboulements ou écroulements……..…9
Figure I.5 : Les laves torrentielles……...……10
Figure I.6 : Les coulées de boue……..……10
Figure I.7 : Les affaissements……..…11
Figure I.8 : Tassement de Mexico……...…11
Figure I.9 : Le fluage du terrain……...……12
Figure I.10 : Les solifluxions……...……12
Figure I.11 : Phénomènes de retrait-gonflement…….……13
Figure I.12 : Glissement d'un talus…….…..…13
Figure I.13 : Les différents éléments d'un glissement…….……15
Figure I.14 : Schéma descriptif d'un glissement plan…….…15
Figure I.15 : Glissement circulaire……..…16
Figure I.16 : Les types de glissements de terrain…….…...16

CHAPITRE II : Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

Figure II.1 : Différents types de glissements en fonction de la forme de leur ligne de glissement : (a) glissement plan, (b) glissement complexe en partie circulaire et en partie plan, (c) glissements Circulaires……...…….24
Figure II.2 : Compétition entre la contrainte de cisaillement motrice et la contrainte de cisaillement résistante le longe de la ligne de glissement ……...……..….25
Figure II.3 : (a) contrainte verticale exercée sur une facette parallèle à la pente et (b) décom - position de cette contrainte verticale suivant le repère lié à la facette…….27
Figure II.4 : Réseau d'écoulement d'eau avec une surface libre et des lignes de courant parallèles à la pente , par définition les équipotentielles sont alors normales à la pente……28
Figure. II.5 : Glissement d'un coin de sol (coin de Coulomb) au-dessus de la ligne de glissement SE: définition des forces motrices et résistantes le long de cette ligne de glissement…….. .30
Figure II.6 : Schéma type d'une rupture circulaire……..…..…….31
Figure. II.7 : Découpage d'un talus en tranches……..32

Figure II.8 : Les forces agissantes sur une tranche (www. Pentes tunnels. Eu / enseignement /.. . / ac1_calcul_stabilité_pentes.pdf)……...……33
Figure II.9 : Equilibre d'une tranche de sol…….....33
Figure II.10 : Equilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)……..…...34
Figeur II.11 : Les fonctions typiques de f(x)……...37
Figure II.12 : Butée de pied…….……39
Figure II.13 : Dimensionnement d'un allègement en tête……...……39
Figure II.14 : Purge…….…….40
Figure II.15 : Reprofilage ……..……..40
Figure II.16 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel…...41
FigureII.17 : Drainage de surface……..……..….42
Figure II.18 : Une tranchée drainante……..……...……..42
Figure II.19 : Drains sub horizontaux……...……43
Figure II.20 : Drainage du glissement de Chatel-Guyon……..……43
Figure II.21 : Mur de soutènement……..……44
Figure II.22 : Murs en gabion……...……45
Figure II.23 : Ouvrage de soutènement en palplanche…….……45
Figure II.24: Tirant d'ancrage…….……46
Figure II.25 : Méthode de clouage……..……46
Figure II.26 : Renforcement par pieux……47
Figure II.27 : Positionnements des nappes géotextile…….……47
Figure II.28 : Technique pneu sol……48

CHAPITRE III : Présentation du site et étude géotechnique.

Figure.III.1 : Esquisse structurale de BERBERIE (A.CAIRE 1967)……..……51

CHAPITRE IV : Calcul de stabilité des pentes

Figure IV.1 : Exemple du menu principal……...……60
Figure IV.2 : La barre de boutons principale……..…60
Figure IV.3 : la barre de boutons contextuelle "Données……..…61
Figure IV.4 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"……...…61
Figure IV.5 : Le profile en travers du terrain étudié……..64
Figure IV.6 : La géomètre de modèle étudier……65
Figure IV.7 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme…….…….66
Figure IV.8 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme…….…….66
Figure IV.9 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme (sans nappe)……..…67

Figure IV.10 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme (sans nappe)……..……..67
Figure IV.11 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme après confortement…….……68
Figure IV.12 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme après confortement……...…68
Figure IV.13 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme après confortement(sans nappe)….68
Figure IV.14 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme après confortement (sans nappe)…69
Figure IV.15 : Dispostion de la rangée de pieux et de la tranchée drainante……..69

Liste des tableaux

CHAPITRE1 : Généralité sur les mouvements de terrains

Tableau I.1 : Classification des mouvements de terrain. K.TERZAGHI (1925)…….….6

Tableau I.2 : Classification des mouvements de terrain. K.TERZAGHI (1925)…….…….7

Tableau I.3 : La classification de glissement de terrain……..……..17

Tableau I.4 : Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995)……..……22

CHAPITRE II : Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]……25

Tableau II.2: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage……26

Tableau II.3 : Évaluation et limitation des méthodes…….……36

CHAPITRE III : Présentation du site et étude géotechnique.

Tableau III.1 : Implantation des sondages carottés……..52

Tableau III.2 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité…….…….....53

Tableau III.3 : Etat hydrique des sols selon leurs degrés de saturation en eau…….....53

Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire de SAETI(Année 2005)…54

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats d'essais chimique de SAETI(Année 2005)……55

CHAPITRE IV : Calcul de stabilité des pentes

Tableau IV.1. les caractéristiques des couches……...….65

Liste des symboles

C : Cohésion.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.

σ : Contrainte.

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

σ_3 : Contrainte principale mineur

σ_1 : Contrainte principale majeur

φ : Angle de frottement interne du sol

ψ : Angle de dilatance du sol

ε : Déformation longitudinale

ν : Coefficient de Poisson

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé

γ_w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)

γ_h : Poids volumique humide du sol

γ_s : Poids volumique des grains

γ_d : Poids volumique sec du sol**.**

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.

SCc : Sondages carottés complimentaire

ϕ^J : L'angle de frottement.

c^J :L'angle de frottement.

V.H : Forces interbranches

N^J : La composante normale effective

U : Pression interstitielle

Introduction générale

Introduction générale

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

Au but d'améliorer des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leurs réalisations, leurs couts et leur durabilité. Aujourd'hui, le renforcement des pentes par des pieux verticaux reprenant les sollicitations latérales est largement utilisé en pratique répartis ou sous forme de rideau

De ce qui précède, on peut se poser la question fondamentale suivant : la technique de stabilisation de pentes renforcées par pieux peut-elle résoudre définitivement le problème de glissement de terrain ? Si oui, quel est le positionnement optimal pour ses pieux, du point de vue de sécurité et d'économie ?

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

- ✓ Chapitre I : généralités sur les glissements de terrains et sur leurs classifications avec un aperçu sur les méthodes classiques et autres évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes suivie des techniques d'amélioration des pentes ;
- ✓ Chapitre II : Analyse de stabilité des pentes et méthodes de calcul :

  Il s'agit d'une étude bibliographique sur les différentes techniques et méthodes d'analyse et d'évaluation de la stabilité des pentes à savoir les différentes reconnaissances du site et les principaux facteurs et les causes d'instabilité nous avons retenu celles de perturbation bishop qui peuvent être utilisées par le calcul à l'aide de logiciel ;
- ✓ Chapitre III : présentation d'un cas d'étude, ce chapitre est consacré à une présentions générale du glissement étudier, les résultats des différentes essais réalisés sont également donnés pour permettre d'extraire sont également donnés pour permettre d'extraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème ;

- ✓ Chapitre IV : vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé de confortement, 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 Talern4, ainsi que la vérification des solutions de confortement proposés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre I :
Généralités sur les mouvements de terrains

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrains

I.1.Introduction

Le mouvement 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.

Dans ce chapitre nous présentons une généralité sur les glissements de terrain et les différents types de glissements de terrain selon leur vitesse(les écoulements , les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principaux causes qui peuvent mobiliser ces glissements et les classifications avec un aperçu sur les méthodes classiques et autre évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes suivie des techniques d'amélioration des pentes.

I.2. Définition Mouvement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique désignant le déplacement, vers le bas et l'extérieur d'une masse de sol. Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité, qui s'amorce essentiellement ou il ya un talus, dans la plupart des cas, le mouvement de la masse est soudain et rapide. Il correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture descente d'une partie d'un terrain le long d'une pente.

I.2.1. L'origine des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission. Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entrainant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine (réalisation de retenus hydraulique, terrassement, exploitation de carrières…etc.), tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité (terrassement au pied d'une pente ou surcharge telle que les remblais.), lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre. (Voir figure I.1).

L'eau joue un rôle important dans le déclenchement des mouvements de terrain car elle diminue la résistance au frottement et modifie les caractéristiques de certains matériaux. La pluie, la fonte des neiges, l'augmentation des infiltrations des circulations souterraines, liée ou non à des travaux sont donc à l'origine de nombreux glissements. Un séisme même de faible magnitude peut parfois déclencher le phénomène [1].



Figure I.1 : Mouvements de terrain

I.2.2. Classification des mouvements de terrain

Par la diversité des facteurs responsables des glissements de terrain, Il existe de nombreuses classifications qui ont été proposées par des géologues, des mécaniciens de sol ou des géotechniciens. Ces classifications nous permettent de dénommer les principaux types de mouvement de pentes, de telle façon qu'elles évoquent certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettent de les retrouver.

Bien sur les premières étaient simples car elles s'appuyaient sur des observations. En 1846, A. COLLIN, propose une classification basée sur la forme et la dimension de la masse déplacée. K. TERZAGHI (1925) fait intervenir la mécanique des sols pour la classification des mouvements de terrain. Il distingue d'une part les mouvements qui se produisent à sec, et d'autre part, les mouvements impliquant des formations plastiques (tableau I.1). Mais cette classification ne mentionne pas le mouvement lié à la solifluxion.

C.F.S. SHARPE en 1938, propose une répartition assez exhaustive qui tient compte de nombreux critères :

- Type de matériau ;
- Type ou forme de mouvement ;
- Dimension du mouvement ;
- Causes du mouvement ;
- Vitesse de mouvement ;
- Organisation du matériau à l'intérieur de la masse glissée ;
- Relation entre masse en mouvement et son substratum.

Mais cette classification reste essentiellement fondée sur trois facteurs, le mode de mouvement, la teneur en eau et le type du matériau (Tableau I.2).

J.P. BOMBARD (1968) propose quatre critères qui peuvent être à la base d'une classification du mouvement de terrain :

- Le mode de mouvement ;
- Le type du matériau ;
- Les dimensions du mouvement ;
- La vitesse du mouvement.

L'inconvénient de cette classification, reste que la vitesse du mouvement est difficile à mesurer avec précision, et elle est très variable dans l'espace et dans le temps, du fait qu'il y a 20 des phases d'accélération et de ralentissement dans la cinétique du mouvement [3].

En résume les classifications de terrain dans ces deux tableaux suivants :

Chaque auteur sein sa formation et sa nationalité propose une classification en se basent sur des critères tels que [3] :

- La nature de la roche ;
- La cinématique du mouvement ;
- La vitesse du mouvement ;
- La morphologie et le type surface de rupture ;
- La cause de la rupture ;
- L'Age de la rupture.

J.P. MOUGIN (1973), intègre l'existence et la forme de la surface de rupture, il s'est basé sur quelque critères observables sur le terrain tels que :

- Existence d'une surface de rupture et sa forme ;
- Le degré de remaniement de la masse glissée ;
- Le degré de relation de cette surface avec le contexte géologique ;
- La nature des terrains impliqués ;

- L'extension de la masse glissée.

K. SASSA (1985), a proposé une classification plus géotechnique en fonction de deux critères, l'un est relatif au matériau, l'autre est relatif au type de mouvement.

Toutefois il faut noter que ces classifications ne doivent pas faire oublier les associations possibles de mouvements de différentes familles, soit se succédant dans le temps (par exemple fauchage aboutissent à un éboulement), soit se juxtaposant dans l'espace (par exemple, glissement d'un versant marneux et éboulement de la corniche rocheuse à l'amont) [2].

Tableau I.1 : Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925) [4] et [5]

<table>
<tr><td>MOUVEMENT</td><td></td><td></td><td></td><td>TERRE OU ROCHE</td><td></td></tr>
<tr><td>TYPE</td><td>VITESSE</td><td></td><td>GLACE</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="5">Coulée</td><td></td><td>Glace dominant</td><td>Terre ou roche + glace</td><td>Terre ou roche sec ou peu d'eau</td><td>Terre ou roche + eau</td></tr>
<tr><td>Habituellement imperceptible</td><td rowspan="11">Transport calcaire</td><td rowspan="2">Réparation de rock-glacier</td><td>Réparation de roches</td><td></td></tr>
<tr><td>Lent à rapide</td><td>Réparation d'éboulis</td><td></td></tr>
<tr><td>Perceptible</td><td>Solifluxion</td><td>Réparation de sols</td><td>Solifluxion</td></tr>
<tr><td>Rapide</td><td rowspan="10">Avalanche de débris</td><td></td><td>Coulée de terre</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Glissement</td><td>Lent à rapide</td><td></td><td>Coulé de boue (moud flow)</td></tr>
<tr><td>Perceptible</td><td></td><td>Avalanche de débris</td></tr>
<tr><td></td><td>Glissement « rotationnel »</td><td></td></tr>
<tr><td></td><td>Glissement de débris</td><td></td></tr>
<tr><td>Très rapide</td><td>Ecroulement de débris</td><td></td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>Glissement de roches Écroulement</td><td></td></tr>
<tr><td>Glissement ou coulée</td><td>Brusque ou lent</td><td></td><td>Affaissement Effondrements</td><td></td></tr>
</table>

Tableau I.2 : Classification des mouvements de terrain. K. TERZAGHI (1925) [4] [6] et [7]

ORDRE	GROUPE	CLASSE	VARIETE
A. Mouvements à sec	I. Reptation (Mouvement de masse continu)	• Reptation de sol • Reptation d'éboulis (Matériaux meubles) - gravier - glacier rocheux	Ecroulement de roches Glissement dans gravier
	II. Glissement (mouvement de masse rapide).	-Mouvements de roches -Mouvements d'éboulis (matériaux Meubles) - Glissements mixtes	Cendres volcaniques Dépôts lacustres anciens Dépôts lacustres récents Dépôts lacustres mixtes
B. Mouvements plastique	III. Affaissement et coulées (résultat d'une variation rapide de la porosité)	- Sables boulant et coulées de terre - Chutes, coulées de sable - Sédiments lacustres - Desquamation et altération - Glissement profond dans les matériaux Homogènes -Glissement profond dans matériaux Hétérogènes - Reprise de mouvement dans un ancien Glissement - Glissement suivant des plans et joints de stratification	
	IV. Dislocation et coulées (résultat d'une dislocation après gonflement et fragmentation)	- Compression et expulsion résultant de Sous-pressions locales	
	V. Coulées résultant d'une Suppression hydrostatique	- Gonflement résultant d'une baisse de la pression	
	VI. Expulsion (diminution de la résistance sous l'action d'une forte sous-pression).	- Expulsion résultant de sous-pressions locales	

I.2.3. Les type de mouvement de terrain

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements et selon la vitesse de déplacement, 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.2.3.1. Les mouvements rapides et discontinus

a) Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses :

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un espacement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets surs de grandes distances. On sait, aujourd'hui, modéliser par le calcul la trajectoire des chutes de blocs rocheux, en tenant compte de leur forme, de leurs rebonds, de leur nature et de celle du terrain de la zone supposée d'arrêt : ce qui permet de dimensionner les ouvrages de protection avec une bonne fiabilité. Dans le cas de l'éboulement en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue (Voir figure I.2).



Figure I.2 : Les chutes de blocs et écroulements de masses rocheuses

b) Les effondrements :

Résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique, Les dimensions de cette excavation dépendant des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture.

Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans se concerner des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fontis plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres.

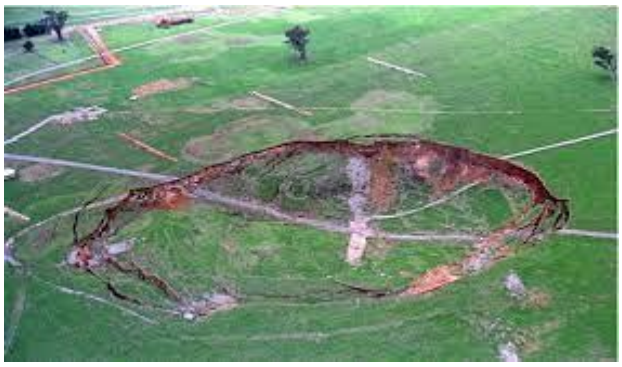


Figure I.3 : Les effondrements

c) Les éboulements ou écoulements :

Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. Ils consistent en la chute libre ou le roulement au départ, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). L'ampleur du phénomène est liée à la quantité et au volume de blocs mobilisables et à la surface et la topographie de l'aire de réception des blocs éboulés (Voir figure I.4) [8].



Figure I.4 : Les éboulements ou écroulements

d) Les laves torrentielles :

Les laves torrentielles sont des écoulements mêlant intimement l'eau et les matériaux de toutes tailles. Elles atteignent ou dépassent des densités voisines de 2 qui les rendent capables de transporter des blocs en quasi-flottation. Elles se déclenchent sur des pentes très fortes (30 à 40 % ou même à partir de 20 %) soumises à des mouvements de terrain et/ou effondrements de

hautes berges, et plus largement à tous les phénomènes d'érosion de surface, qui permettent notamment le mélange d'eau et de matériaux (Voir figure I.5) [9].



Figure I.5 : Les laves torrentielles

e) Les coulées de boue

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détrempés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. L'eau peut aussi provenir du terrain (poches d'eau non drainées) ou être apportée par un ruisseau (Voir figure I.6)



Figure I.6 : Les coulées de boue

I.2.3.2. Les mouvements lents et continus

a) Les affaissements :

Ils sont généralement consécutifs à l'effondrement de vides naturels (dissolution des roches solubles, sel gemme, gypse, calcaires en pays karstiques, etc.), à celui des mines ou à celui des

carrières souterraines, mais ces effondrements sont amortis par le comportement des couches superficielles dont la souplesse leur permet de se déformer lentement. (Voir figure I.7).



Figeur I.7 : Les affaissements

b) Les tassements :

Ils sont généralement dus à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet de charges appliquées au niveau du sol.Le plus souvent la dimonution de volume est liée à l'abaissement du niveau des aquiféres (surexploitation). Ces tassements affectent surtout des terrains vaseux, argileux ou tourbeux, s'appuyant sur des couches aquifères(sables, graviers, alluvions, colluvions,etc.) (voir figure I.8).



Figure I.8 : Tassement de Mexico

c) Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus dus à des sollicitations atteiguant le domaine plastique, donc proche de la rupture .l'état ultime peut etre soit la stabilisation, soit

la rupture, et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus , mais à des vitesses faibles.(voir figure I.9) [10].

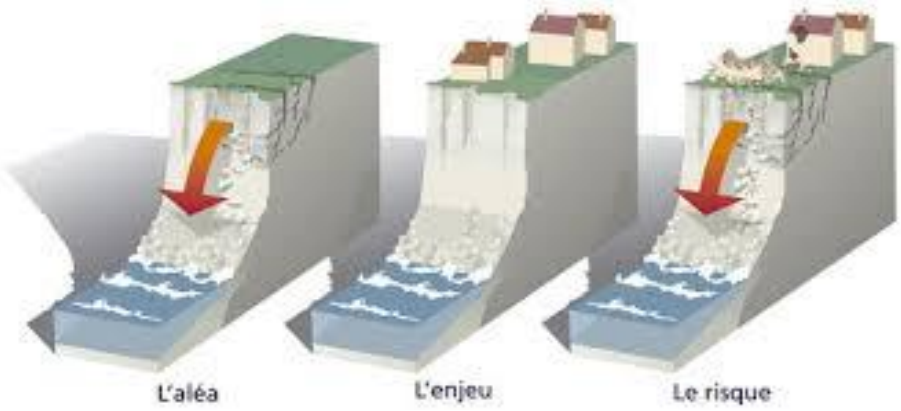


Figure I.9: Le fluage du terrain

d) La solifluxion :

Avec les solifluxions, on aborde des mouvements de masse qui concernent du matériel riche en éléments colloïdaux. Le glissement général et pelliculaire d'argiles ou de marnes très plastiques engendre des versants a modelé bosselé.si la couche fluente est plus épaisse, des loupes isolent des cuvettes fangeuses. Sur des versants raides, la solifluxion crée de petits gradins discontinus suivant à peu près les courbes de niveau. Dans les régions humides, la formations de ces terrassâtes semble favorisée par le piétinement du bétail. Lorsque le matériel est moins aisément liquéfiable, le passage brusque à l'état fluvial se traduit par des arrachements selon des niches associées à des bourrelets corrélatifs. Enfin, lors de pluies abondantes et prolongées, les glissements prennent parfois une ampleur catastrophique, en affectant de façon inexorable des millions de mètres cubes de terrain. A l'occasion, les secousses sismiques contribuent à leur développement (Andes chiliennes et péruviennes) (voir figure I.10).

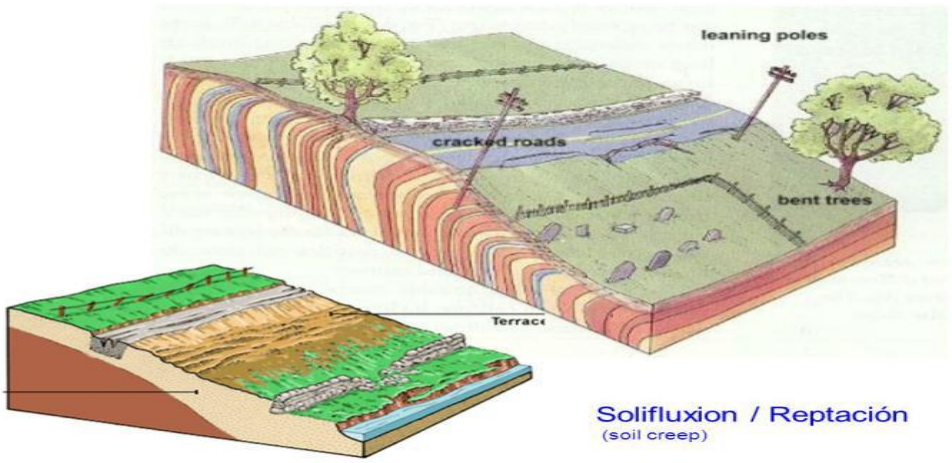


Figure I.10 : Les solifluxions

e) Le retrait-gonflement des argiles :

Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches) (voir figure I.11).



Figure I.11 : Phénomènes de retrait- gonflement

f) Les glissements de terrains :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture, cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres.

Dans des cas exceptionnels. Les vitesses de glissement du terrain restant variables mais peuvent atteindre quelques décimètres par an, se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau, ils peuvent mobiliser des considérables de terrain, qui se déplacement le long d'une pente. Il existe deux types de glissements (glissement en planche et glissement rotationnel) (voir figure I.12).



Figure I.12 : Glissement d'un talus

I.2.4. Glissement de terrain

I.2.4.1. Caractérisation des glissements

- **Le rejet principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le Glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissements.
- **Couronne :** se située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.
- **Rejet secondaire :** circulaire semblable à l`escarpement principal, mais visible dans la Masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément :** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc :** limite latérale du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- **Pied :** correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet ;
- **Extrémité inférieure (pouce) :** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture :** c`est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps :** partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d`importance et de formes diverses suivant leur position [11].

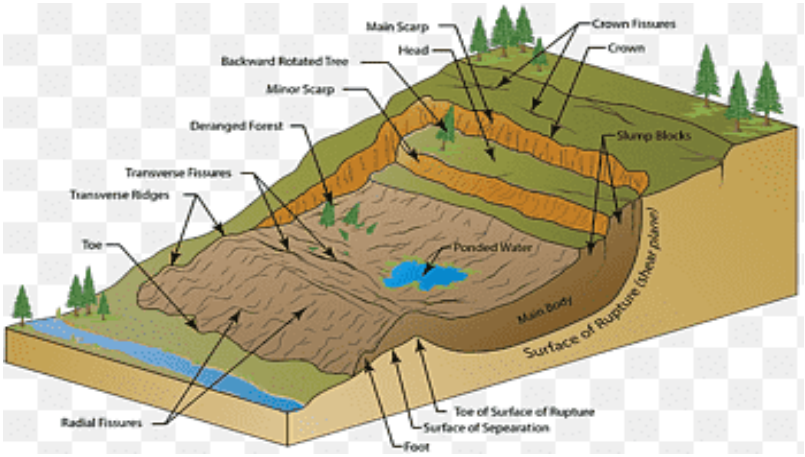


Figure I.13 : Les différents éléments d'un glissement de terrain

I.2.4.2. Les type de glissement de terrain

Il existe trois grands types de glissement :

I.2.4.2.1. Glissement plan

En générale, la ligne de rupture suit une couche de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce d'ailleurs souvent l'action de l'eau.

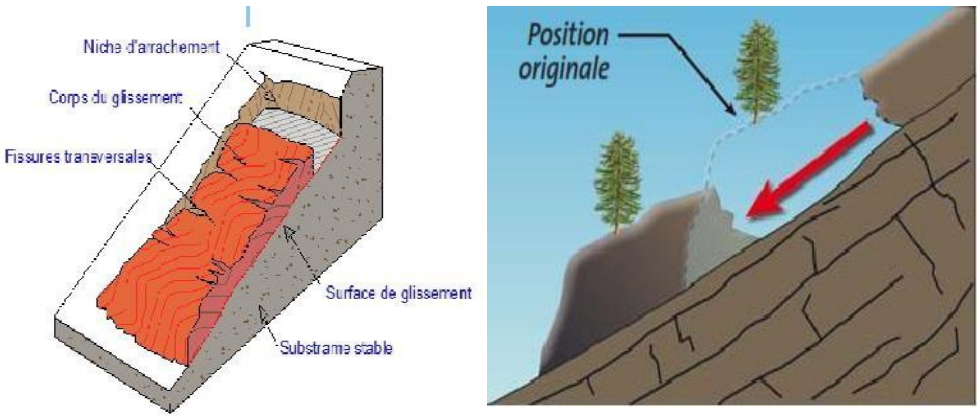


Figure I.14 : Schéma descriptif d'un glissement plan

a) Glissement circulaire ou rotationnel :

Le glissement rotationnel est caractérisé par une surface de rupture de forme circulaire qui peut se propager à quelques mètres de profondeur. Il est très souvent causé par l'érosion naturelle d'un cours d'eau à la base des talus. L'action de l'eau à la base des talus a ainsi pour effet d'entrainer de façon graduelle du matériel qui agit comme contrepoids naturel. Petit à petit, cette érosion modifie les conditions d'équilibre de la pente. Ce type de glissement peut affecter une bande de terrain située au sommet du talus, dont le recul est généralement inférieur à une distance équivalant à une fois la hauteur du talus. Lors d'un glissement rotationnel, les éléments situés dans la bande de terrain en sommet de talus (routes, bâtiments, infrastructures, etc.)

Peuvent subir des dommages dont l'importance peut varier selon les situations (voir figure I.15) [11].

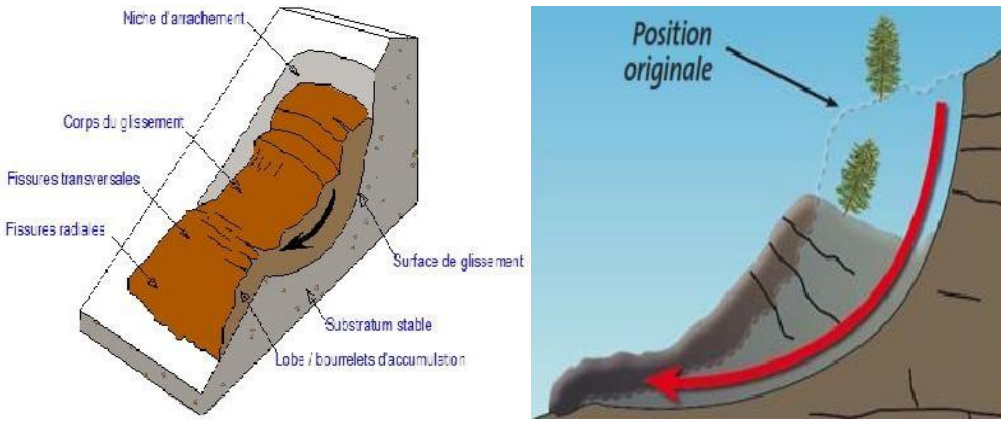


Figure I.15 : Glissement circulaire

b) Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents **(**voir figure I.16) [11].

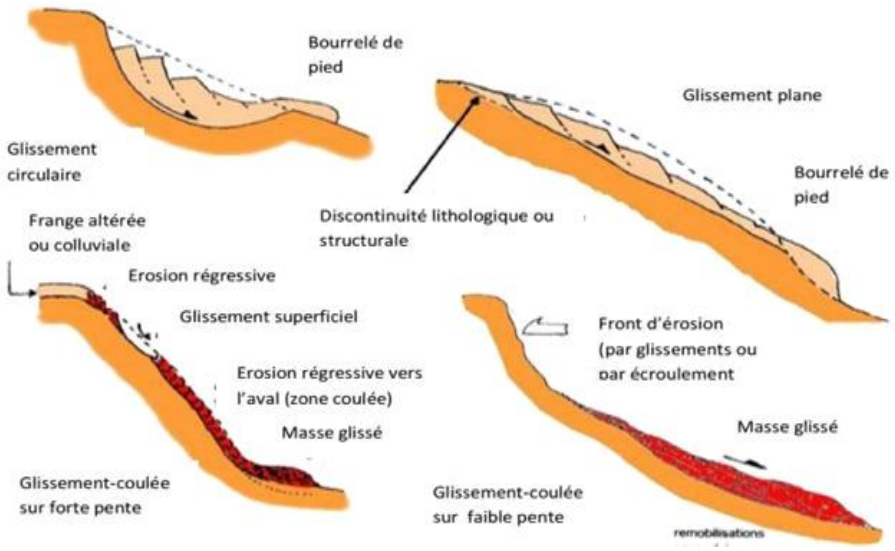


Figure I.16 : Les types de glissements de terrain

I.3.4. Classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement [12].

Tableau I.3: La classification de glissement de terrain

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

a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m [13].

b) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance [13].

I.4. Principales causes des glissements de terrain

Les glissements des terrains sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief en action, à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations des effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

I.4.1. Facteurs permanents

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc…etc.).

a) La pesanteur :

Elle constitue le moteur essentiel des mouvements de terrain, qualifiés souvent de gravitaires.

b) L'eau :

Elle est un facteur très déterminant pour la genèse d'un glissement de terrain. Elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur permanent et un facteur variable dans le temps (précipitation).

c) Action mécanique :

Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente. Ces zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière. Elles indiquent dans la plupart des cas une forte probabilité d'avoir une instabilité dans une pente. L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse. L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs.

d) Action chimique :

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite, par exemple) accompagnée de gonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

e) La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains :

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain.

Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.

Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables.

Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des « alternances de niveaux durs et tendres (marno-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement mécanique et hydraulique particulier, souvent défavorable à la stabilité.

Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine.

La variation importante lithologique, dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

f) La structure des terrains :

La tectonique, simple ou cassante, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités.

Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (glissements plans, des glissements de dièdres, etc.) en se basant sur leurs orientations.

Les joints sédimentaires, plan de schistosité ou de foliation sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

g) La morphologie :

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements. On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau.

h) Le couvert végétal :

Le rôle stabilisateur du couvert végétal et des arbres tient à plusieurs facteurs :

• **L'ancrage par les racines :** Le terrain du versant se trouve emprisonné dans un radiculaire dense et donc il est stable.

• **Le drainage par l'évapotranspiration :** Les arbres prélèvent dans le terrain une quantité d'eau considérable par l'évapotranspiration.

• **La rétention des eaux de pluie :** La couverture végétale permet la rétention des eaux pluviales qu'elles ne viennent pas imbiber la masse de terrain.

• **La protection contre l'érosion :** La couverture végétale représente un tapis protecteur qui réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

A l'inverse, l'action de la végétation peut être déstabilisante en :

- ✓ Chargeant le versant.
- ✓ Favorisant l'infiltration.
- ✓ Interceptant l'énergie éolienne et induction des forces de traction dans le sol.
- ✓ Créant une structure étagée : roche mère, roche altérée et sol compacté par la structure

Des racines.

- ✓ L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices à l'écoulement.

Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres en pipe, arbres inclinés, paquets d'arbres isolés.

I.4.2. Facteurs variables dans le temps

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. Les recherches effectuées sur les causes et les mécanismes de mouvements de terrains montrent dans les cas simples, quels sont les facteurs d'instabilité dont la conjugaison à un moment précis, à provoquer déclenchement du mouvement.

a) Les précipitations :

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau, lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité « Lw », le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.
- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modification de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes telles que la pression de courant et érosion souterraine.

b) La température :

Les variations de températures sont un facteur déclenchant de chutes de pierres ou de blocs, en raison des dilatations différentielles qui se manifestent

c) Le gel et dégel :

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion). Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures. Ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain.

Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements.

d) Le séisme et le volcanisme :

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente très variés tels que glissements, chutes de blocs ou écroulements, soit par action mécanique directe, soit par la modification des pressions interstitielles. Des phénomènes plus spécifiques se produisent également, comme des glissements à morphologie particulière, survenant dans des sites sujets à la liquéfaction de couches sableuses ou soumis à une forte amplification des vibrations.

L'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des versants.

L'action de surpression de gaz et de vapeur d'eau peut, en outre, favoriser le déclenchement de mouvement de pentes sur les flancs du volcan.

e) L'action de l'homme :

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou déclenchement des instabilités, notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes, talutage en pied de versant, remblaiement en tête de versant.
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

I.4.3. Autre classification des causes d'instabilité

Les facteurs de déclenchement et d'évolution de mouvements de pente, appelés auparavant facteurs variables dans le temps, sont nombreux et variés. Certains auteurs les ont regroupés en trois familles principales :

- Modification du moment moteur.
- Modification des conditions hydrauliques.
- Modification des caractéristiques géotechniques et rhéologiques des terrains.

Alors, différentes études statistiques ont fait apparaître que les causes les plus fréquents

Tableau I.4. Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995) [14]

	Allal (1993)	E. GERVEAU (1991)	DESVARREUX (1988)	J.L. DUVILLE& J. LACUBE (1989)
Modification moment moteur	34%	31%	---	---
Modification condition hydraulique	53%	49%	52%	61%
Modification caractéristique géotechnique et rhéologique	13%	20%	---	---
Nombre de mouvement étudiés	32	50	250	?

D'une façon générale, il y a une seule cause globale de tous les mouvements de pente, c'est une modification de l'équilibre du massif considérée. Cette cause a été décomposée en plusieurs causes de différentes origines dont la première approche qualitative a été donnée par TERZAGUI.

Pour plus de clarté et de simplicité, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente réalisée par M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU (1995). Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

- Facteurs hydrauliques ;
- Facteurs mécaniques ;
- Facteurs dynamiques.

I.5.Conclusion

Ce chapitre présente les différents types des mouvements de terrain qui existent dans la nature et leur classification. L'étude de ses différents mouvements nous a permis de distinguer les causes qui les provoquent et les conséquences qui en résultent pour la prévention dans le but de découvrir les solutions et la protection des milieux naturels.

Chapitre II :

Analyse de la stabilité des pentes et les méthodes de confortements

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

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents méthodes analytique et numérique de calculs de glissements de terrain et le choix de la méthode de confortement qui varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le cout économique.

II.1. Introduction

La stabilité des pentes est un problème complexe pour de multiples raisons. Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de nombreux paramètres (densité, teneur en eau…) qui ne sont pas forcément connus pour des problèmes réels car la reconnaissance du terrain ne peut être exhaustive. La géométrie des différentes couches de sols peut même ne pas être connue précisément.

Nous allons dans ce chapitre montrer le mécanisme qui conduit à la rupture de certain 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.2. Principe des méthodes de calcul

Les principales méthodes de calcul de stabilité des pentes sont basées sur la recherche d'un coefficient de sécurité en supposant que le sol est à l'équilibre limite le long d'une surface de glissement (autrement dit on suppose que la rupture du sol survient simultanément en tous points de la surface de glissement). On traite le problème en le supposant bidimensionnel, c'est-à-dire qu'on considère une tranche d'épaisseur unité : la surface de glissement est alors représentée par une ligne de glissement.

Cette ligne de glissement n'est pas connue et il s'agit donc de rechercher la ligne la plus défavorable. On commence parfaire certaines hypothèses quant à sa forme en fonction du type de configuration ou du problème à traiter (Figure.II.1). Les cas habituellement envisagés sont :

- Glissement **plan parallèle à la pente** (Fig.II.1a),
- Glissement **plan non parallèle à la pente** (fig.II.1.B),

- Glissement **circulaire** (cas le plus couramment employé, (Fig.II.1c),
- Glissement suivant une ligne polygonale
- Glissement suivant une courbe non circulaire

Dans ce chapitre nous n'aborderons que les trois premiers types de glissement [20].

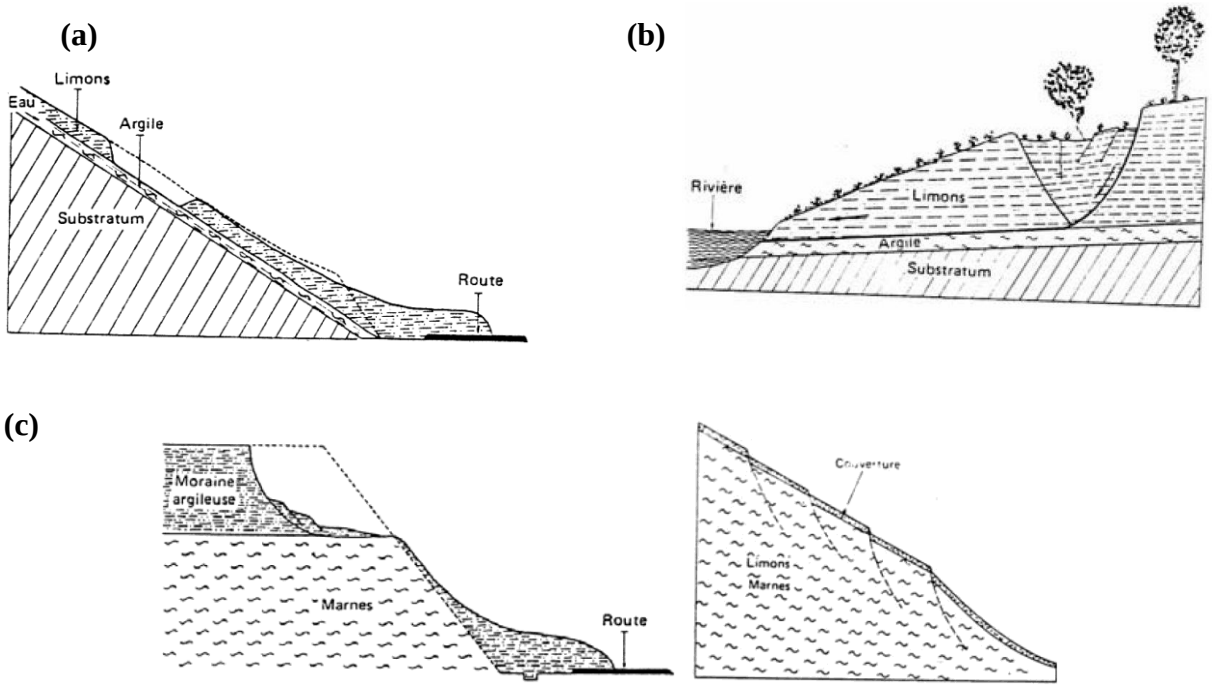


Figure II.1: Différents types de glissements en fonction de la forme de leur ligne de glissement: (a) glissement plan, (b) glissement complexe en partie circulaire et en partie plan, (c) glissements circulaires.

II.2.1. Elément de base de calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation) [4].

II.2.2. Notion de facteur de sécurité

On considère qu'il y a glissement (c'est-à-dire rupture le long de la ligne de glissement) lorsque la contrainte de cisaillement mobilisée (ou motrice) $\boldsymbol{\tau_{moteur}}$ le long de la ligne de glissement (Fig.II.2) est égale ou supérieure à la contrainte de cisaillement résistante $\boldsymbol{\tau_{résistant}}$ (soit la contrainte de cisaillement à la rupture).

Pour une ligne de glissement donnée on définit le **facteur de sécurité Fs** telque :

$$Fs = \frac{\tau_{résistant}}{\tau_{moteur}} \qquad \text{……..(II.1)}$$

Possibles. Une pente sera considérée comme stable si le facteur de sécurité Fs est suffisamment grand pour chacune des lignes de glissement. Autrement dit, vérifier la stabilité d'une pente revient à rechercher la ligne de glissement conduisant à la plus petite valeur de Fs. Pour les cas courants, la **valeur minimale généralement admise est Fs=1,5** pour avoir une sécurité suffisante [20].

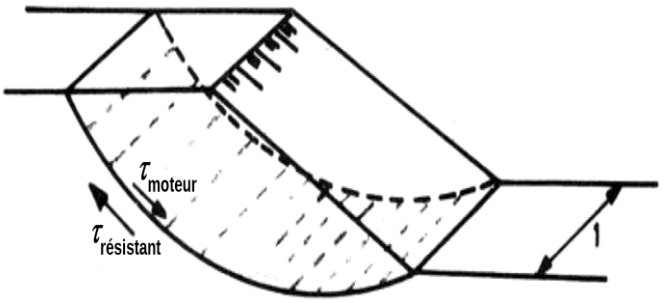


Figure II.2 : Compétition entre la contrainte de cisaillement motrice et la contrainte de cisaillement résistante le long de la ligne de glissement.

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

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de Fs inférieure ou égale 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour Fs=1, les caractéristiques correspondantes [15] et [16].
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus [4].

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau II.1).

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973)

Définition	Formule
Rapport de contraintes	Fs=τ max/ τ
Rapport de forces	Fs= M resist / E moteur
Rapport de moments	Fs=M resist / E moteur
Rapport de grandeurs	Par ex : H/H max

Théoriquement, le talus est dit stable si Fs > 1, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque (Fs = 1), mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

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

Tableau II.2 : Les valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger.
1,0-1,25	Sécurité contestable.
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique.
>1,4	Satisfaisante pour les barrages.

II.2.3. Glissement plan et parallèle à la pente

Ce type de glissement est envisageable dans une pente de grande longueur (pente naturelle), ou s'il y a une stratification des couches de sol parallèle à la pente comme sur la Figure II.1a. Dans ce cas la ligne de glissement est supposée rectiligne et parallèle à la pente [20].

II.2.3.1. Contrainte verticale sur une facette parallèle à la pente

Pour une facette telle que représentée sur la Figure II.3.a, située à une profondeur h et inclinée d'un angle βpar rapport à l'horizontale (égale à l'angle de la pente), la contrainte verticale σ_V est déduite du poids W d'une tranche de sol de largeur dx :

$$W = \gamma\, h\, dx \quad \text{(II.2)}$$

Par ailleurs, pour une tranche de largeur dx la surface dA de la facette est telle que :

$$\cos\beta = \frac{dx}{dA} \text{Soit} dA = \frac{dx}{\cos\beta} \quad \text{.....(II.3)}$$

Finalement la contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma\gamma = \frac{w}{dA} = \gamma\ h\ \cos\beta \quad \text{.....(II.4)}$$

Comme indiqué sur la Figure II.3. B cette contrainte verticale peut être décomposée suivant : Une composante normale à la facette :

$$\sigma_n = \sigma_V \cos\beta = \gamma h \cos^2\beta \quad \text{.....(II.5)}$$

Une composante tangente à la facette qui constitue une contrainte de cisaillement motrice vis-à vis du glissement :

$$\tau_{moteur} = \sigma_V \sin\beta = \gamma\ h\ \cos\beta\ \ \sin\beta \quad \text{.....(II.6)}$$

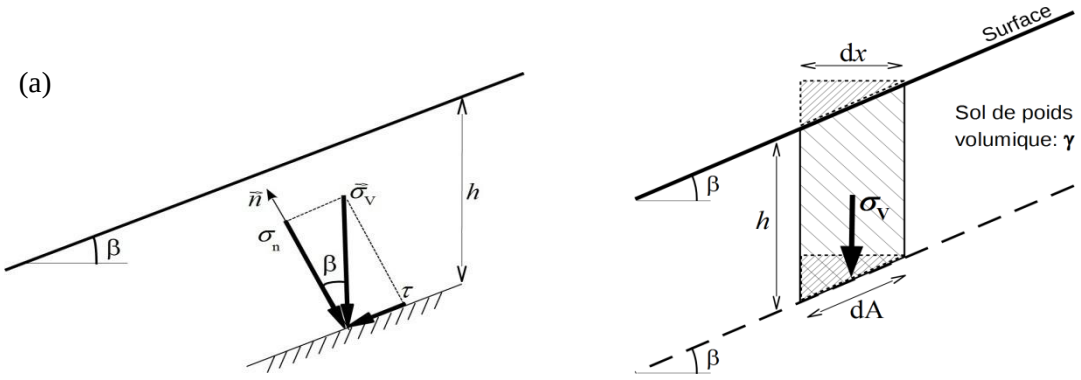


Figure II.3 : (A)contrainte verticale exercée sur une facette parallèle à la pente et (b) décomposition de cette contrainte verticale suivant le repère lié à la facette.

II.2.3.2. Facteur de sécurité

La contrainte de cisaillement maximum à la quelle peut résister le sol sur une facette parallèle à la pente est donnée par le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{résistant} = \sigma_n \tan\emptyset^J = \gamma\ h\ \cos^2\beta\ \tan\emptyset^J + C^J \quad \text{.....(II.7)}$$

On en déduit alors le facteur de sécurité :

$$Fs = \frac{\tau_{résistant}}{\tau_{moteur}} = \frac{\gamma\ h\ \cos^2\beta\ \ \tan\emptyset^J + C^J}{\gamma\ \ h\ \ \cos\beta\ \ \sin\beta} \quad \text{.....(II.8)}$$

$$Fs = \frac{\tan\varphi^S}{\tan\beta} + \frac{c^S}{\gamma\ h\ \cos\beta\ \sin\beta} \quad \text{.....(II.9)}$$

Remarque 1 : pour une cohésion nulle, $c^J = 0$, le facteur de sécurité est égal à 1 pour $\beta = \phi^J$.

Ainsi pour un sol pulvérulent l'angle maximum formé par une pente correspond à l'angle de frottement de ce sol.

Remarque 2 : pour $c^J>0$ la pente peut former un angle supérieur à ϕ^J, mais il existe une épaisseur maximum de la couche de sol cohérente *h* au delà de laquelle la pente n'est plus stable. En effet, on peut exprimer *h* pour F=1 à partir de l'expression ci-dessus :

$$h_{(F=1)} = \frac{C^J}{\gamma \ \cos^2\beta(\tan\beta - \tan\emptyset^J)} \quad \text{.....(II.10)}$$

II.2.3.3. Cas d'un sol saturé avec écoulement parallèle à la pente

On considère que les lignes de courant et la surface libre sont parallèles à la pente et au plan de glissement comme représenté sur la Figure II.4. Les équipotentielles étant normales aux lignes de courant elles sont également normales à la ligne de glissement.

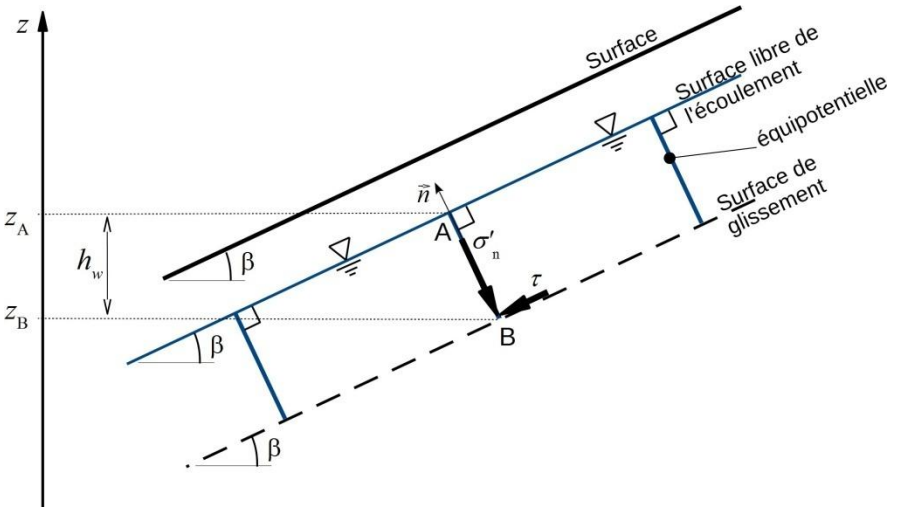


Figure II.4 : Réseau d'écoulement d'eau avec une surface libre et des lignes de courant parallèles à la pente, par définition les équipotentielles sont alors normales à la pente.

On détermine la pression interstitielle *u* sur la ligne de glissement, au point B sur la Figure II.4, en écrivant que les charges hydrauliques en A et en B sont identiques (car sur la même équipotentielle)

$$h_A = h_B = \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B \quad \text{.....(II.11)}$$

Or u_A =0car sur la surface libre, alors la pression interstitielle sur la ligne de glissement est :

$$u_B = \gamma_w (z_A - z_B) = \gamma_w \, h_w \quad \text{.....(II.12)}$$

Quel que soit le point considéré sur la ligne de glissement, hW est inchangé, par conséquent la pression interstitielle ($u = \gamma_W h_W$) est identique en tout point de la ligne de glissement (qui constitue une ligne « isobar »).

Réécrivons la contrainte de cisaillement résistante entenant compte de la contrainte effective normale à la ligne de glissement :

$$\tau_{résistant} = \sigma_r^J \tan \emptyset^J + C^J = (\gamma h \cos^2 \beta - u) \tan \emptyset^J + C^J \quad \text{.....(II.13)}$$

Le facteur de sécurité devient alors :

$$Fs = \frac{\tau_{résistant}}{\tau_{moteur}} = \frac{\tan \varphi^S}{\tan \beta} + \frac{C^S}{\gamma h \cos\beta \sin\beta} - \frac{u \tan \varphi^S}{\gamma h \cos\beta \sin\beta} \quad \text{.....(II.14)}$$

On remarque que le terme supplémentaire relatif à la pression d'eau contribue de manière négative au facteur de sécurité et vient donc réduire la stabilité de la pente. En effet la pression interstitielle réduit la contrainte effective sur la ligne de glissement ce qui entraîne une réduction de la résistance au cisaillement de l'eau frottement

II.2.4. Glissement plan non parallèle à la pente : coin de Coulomb

Soit le talus de la FigureII.5. Incliné d'un angle β. On suppose une ligne de glissement rectiligne Es inclinée d'un angle θ et passant par le pied du talus. Contraire ment au cas précédent, l'analyse de la stabilité au glissement du coin de sol situé au-dessus de la ligne de glissement s'effectue en force (et non en contrainte) en comparant la force tangente (ou cisaillante) résistante $T_{résistant}$ sur la ligne ES à la force tangente motrice T_{moteur} :

$$\mathbf{Fs} = \frac{\mathbf{T_{résistant}}}{\mathbf{T_{moteur}}} \quad \text{.....(II.15)}$$

II.2.4.1.cas sec

Le poids *W* du coin de sol se décompose suivant un repère lié à la ligne de glissement ES en :

Une composante normale à ES : N =W cosθ :

Une composante tangente à ES qui est motrice vis-à-vis du glissement : T_{moteur}=W sinθ.

La force tangente résistante est déterminée en écrivant le critère de Mohr-Coulomb en force :

$$T = N \tan \emptyset^J + C^J l_{ES} = W \cos\theta \tan \emptyset^J + C^J l_{ES} \quad \text{.....(II.16)}$$

Où ϕ^J et c^J sont respectivement l'angle de frottement et la cohésion (en kPa) le long de la Ligne de glissement et l_{ES} la longueur du segment ES.

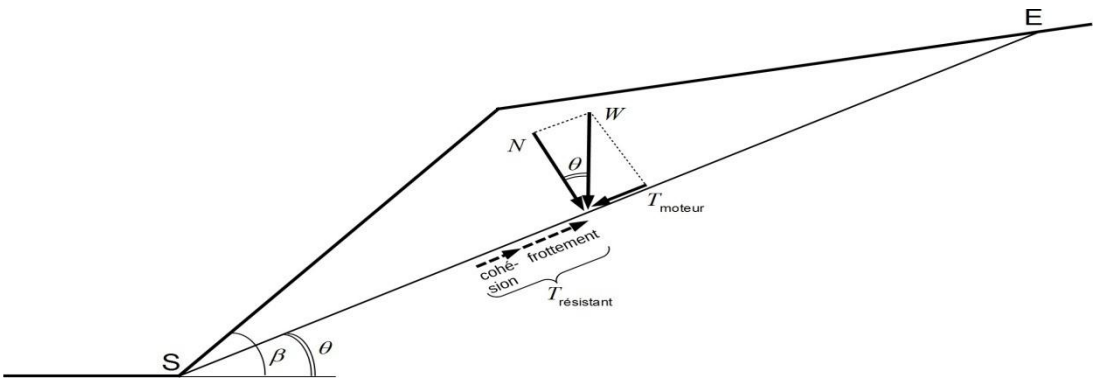


Figure.II.5 : Glissement d'un coin de sol (coin de Coulomb) au-dessus de la ligne de glissement SE : définition des forces motrices et résistantes le long de cette ligne de glissement.

Finalement le facteur de sécurités 'écrit :

$$F = \frac{W \cos\vartheta \tan\emptyset^J + C^J l_{ES}}{W \sin\vartheta} \quad \text{…….(II.17)}$$

$$F = \frac{\tan\varphi^S}{\tan\vartheta} + \frac{C^S l_{ES}}{W \sin\vartheta} \quad \text{……(II.18)}$$

Pour statuer sur la stabilité de la pente on rechercher à l'inclinaison de la ligne de glissement θ ($\leq\beta$) qui conduira à la plus petite valeur de Fs

Remarque 1 : comme dans le cas du glissement parallèle à la pente, Fs =1 pour un sol non cohésif lorsque $\theta=\phi^J$.

Remarque 2 : cette méthode est simplifiée dans le sens où on ne vérifie que l'équilibre des forces, l'équilibre des moments est implicitement vérifié en supposant les forces concourantes (on ne connaît pas la répartition des contraintes normales le long de la ligne de glissement).

II.2.4.2. Ligne de glissement immergée : prise en compte de la pression interstitielle

En présence d'eau on définit *U* comme la force résultante de la distribution des pressions interstitielles le long de la ligne de glissement ES. On en déduit la composante normale effective N^J du poids du coin de sol :

$$N^J=N-U=W\cos\theta-U \text{……..(II.19)}$$

La force tangente résistante est déterminée en écrivant le critère de Mohr-Coulomb en force :

$$T_{résistant}=N^J\tan\phi^J+c^Jl_{ES}=W\cos\theta\tan\phi^J-U\tan\phi^J+c^Jl_{ES} \text{ ……(II.20)}$$

Le facteur de sécurité s'exprime alors : $$F = \frac{w \cos\vartheta \tan\phi^J + c^J l_{ES} - U \tan\phi^J}{W \sin\vartheta} \quad \text{.....(II.21)}$$

$$F = \frac{\tan\varphi^s}{\tan\vartheta} + \frac{c^S l_{ES}}{W \sin\vartheta} - \frac{U \tan\varphi^S}{W \sin\vartheta} \quad \text{.....(II.22)}$$

A nouveau on remarque que la pression d'eau joue un rôle dé favorable vis-à vis du facteur de sécurité et de la stabilité de la pente.

II.2.5. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (figure II.6).

U : Pression interstitielle et δ, τ : contraintes à la base de la tranche n.

V.H : Forces intertranches.

W : Poids de la tranche n.

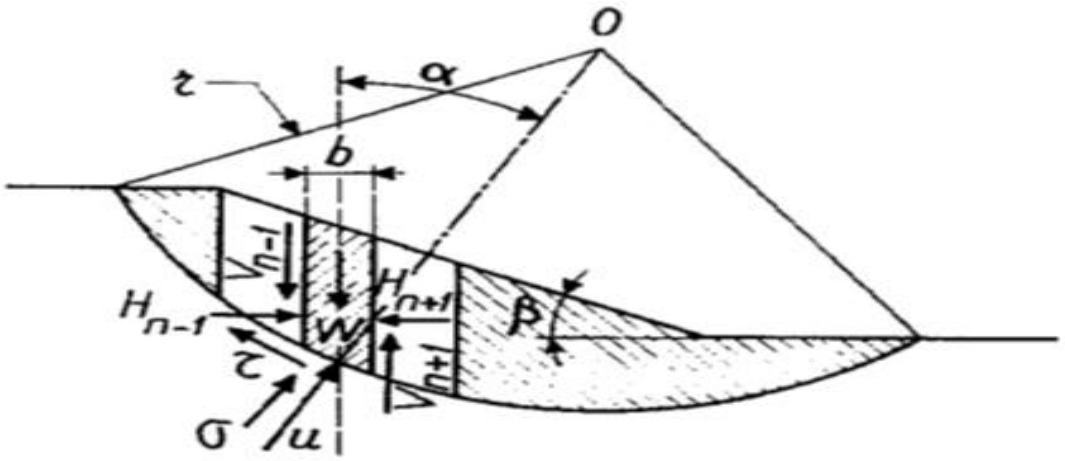


Figure II.6 : Schéma type d'une rupture circulaire.

II.2.6. Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture [17].

II.3. Les méthodes de calculs de la stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

II.3.1. Méthodes basées sur l'équilibre limite

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières : étude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. Est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ…). Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP…) [17].

A) Méthodes des tranches

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

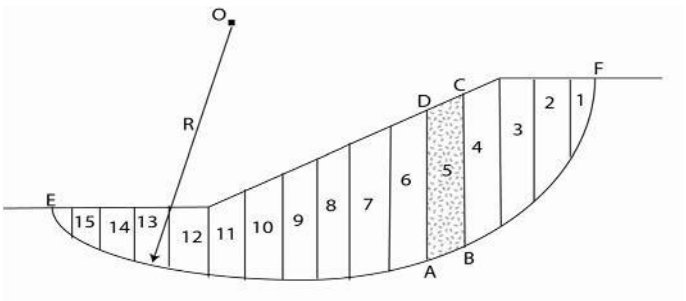


Figure.II.7 : Découpage d'un talus en tranches (BENAISSA.2003).

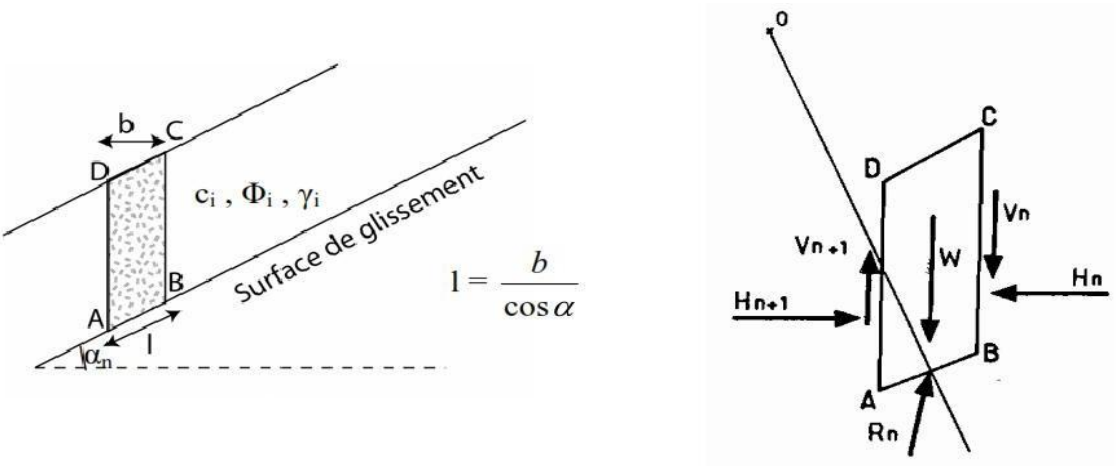


Figure II.8. : Les forces agissantes sur une tranche.

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche(n) est soumise à :

- Son poids $W = b\sum(\gamma_i.h_i)$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1}et en efforts verticaux $V_n$et V_{n+1}
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale tangentielle. (BENAISSA.2003)

B) Méthode de Fellenius (1927)

Pas de réactions inter-tranches : Hi = Vi = 0

Équilibre d'une tranche : $\delta = \gamma h.\cos^2\alpha$ et $\tau = \gamma h.\cos\alpha.\sin\alpha$ (idem pente infinie)

Coefficient de sécurité

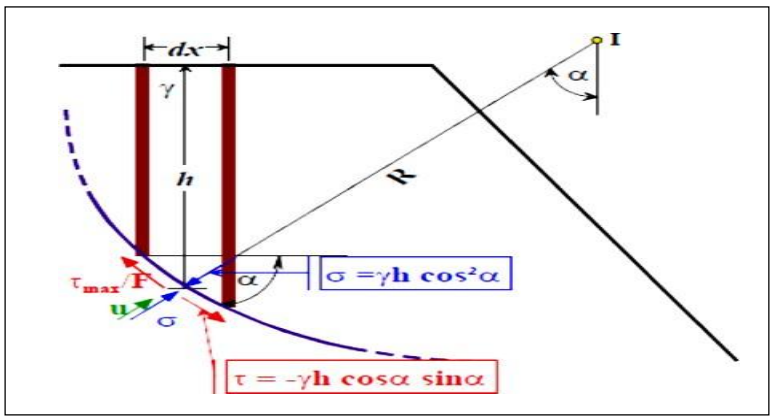


Figure II.9 : Equilibre d'une tranche de sol.

C) Méthode de Bishop (1954)

Réactions inter-tranches horizontales Vi=0

- $\tau=\frac{\tau max}{F}=\frac{(\delta-u).tan\varphi'}{F}+\frac{c'}{F}$
- Projection sur la verticale : Wi = (δ'+u).b.tanα.$\frac{tan\varphi'}{F}$+c'.b.tanα1

Moment global : $\sum[$ Wi.R.sinα] =$\frac{1}{F}\sum[($ δ'1.tanφ1+c'1$\frac{b1}{cos\alpha 1}$ .R]

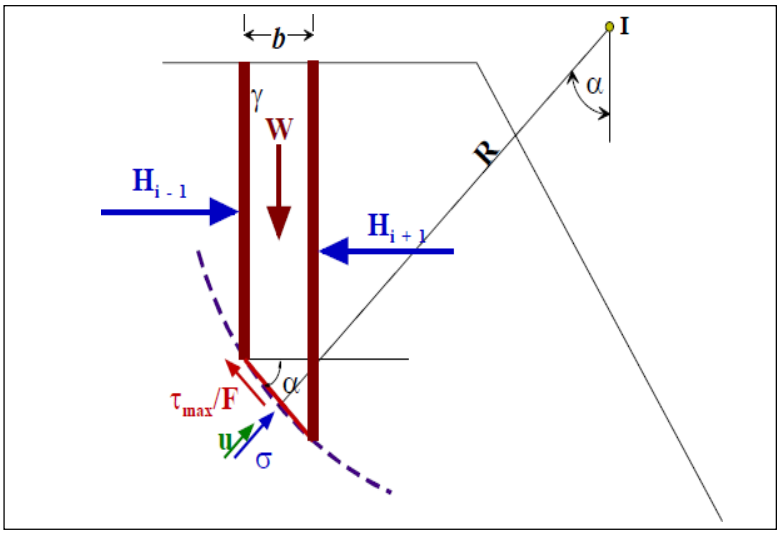


Figure II.10 : Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié).

D) Méthode de Janbu (1965)

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

$$F_{s0}=\frac{\sum(c'l\cos\alpha+(P-ul)\tan\varphi')\cos\alpha}{\sum P\sin\alpha}$$

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

Le coefficient de sécurité corrigé est :

$$F_s=f_0.F_{s_0}$$

E) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)

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

F) Méthode de Spencer 1967

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright la développée pour une surface non circulaire. [16].

Spencer assume que le rapport des forces verticale et horizontale est constant pour toutes les tranches :

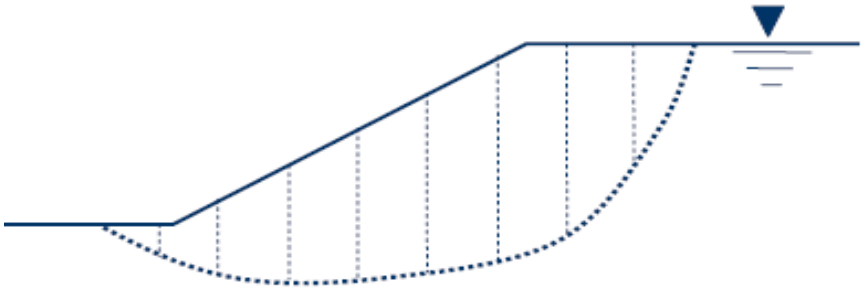
$$T/E = (T + dT)/(E + dE) = tang\theta$$

$$P = \frac{\left[W - dE.tan\theta - \frac{c'lsin\alpha}{F_s} + \frac{ultan\varphi' sin\alpha}{F_s}\right]}{m_\alpha}$$

$$F_s = \frac{\sum(c'lcos\alpha + (P - ul)tan\varphi')cos\alpha}{\sum Psin\alpha}$$

Pour chaque angle q, 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 q, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites.

En fait, Spencer donne la même réponse que Morgenstern et Price (1965) avec *f*(x)=0 [17].



Figeur II.11 : Les fonctions typiques de f(x).

G) Méthode des perturbations

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

1. Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

2. Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

3. La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les conditions du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime [17].

II.3.2. Méthodes globales

La méthode globale suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par α,φ, c et u quand en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettant que le massif considéré comme solide indéformable est en équilibre limite et en assimilant la ligne de glissement à un arc de cercle.

II.3.3. Évaluation et limitation des méthodes

Tableau II.3 : Évaluation et limitation des méthodes [18]

Les méthodes	Circulaire Non circulaire
Méthode Suédoise : Méthode Circulaire :	Pour $\varphi = 0$ et surface circulaire Méthode simple qui donne F de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non
Méthode des tranches	Lorsque cette méthode est employée pour $\varphi = 0$, c'est la même que la méthode Suédoise.
Limitations :	Elle sous-estime le facteur de sécurité en c'et' φ, surtout si u est élevé. Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
Bishop simplifié :	S'applique à des dépôts de sol non homogènes. $\varphi' \neq 0$Et donne des facteurs de sécurité > à ceux obtenus par la méthode des tranches.
Limitations :	Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires. Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales. $\varphi = 0$
<u>Méthode non circulaire :</u>	
Méthode de Jambu :	Surface non-circulaire pour $\varphi \neq 0$. Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces non circulaires et elle peut être utilisée
Méthode de Spencer :	Semble être une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaire C'est une méthode à utiliser sur ordinateur.
Morgenstern Price :	Peut être la meilleure méthode mais demande plus de travail et de pratique que la méthode de

Méthode des perturbations	Même remarque que Morgentin Price (beaucoup de similitude).
Discussion sur circulaire et	- Homogène → circulaire Sauf si restriction (ex. longue berme). - Si plan de faiblesse (coin ou général).
Mise au point :	Méthode demeure un outil - Le problème est d'évaluer la résistance et u à utiliser. Perturbation : générale et circulaire.

II.3.4. Utilisation d'abaques

Les calculs sont longs et fastidieux à effectuer. Actuellement les calculs sont souvent réalisés sur ordinateur à l'aide de logiciels. Pour dégrossir un problème, les abaques sont toujours utiles. Le massif est supposé à géométrie simple, homogène, rupture circulaire et en absence de nappe. Nous citons à titre d'exemple l'abaque de Taylor-Biarez ; l'abaque de Taylor simplifié et modifié (méthode globale).

II.3.5. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur

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

Le logiciel comporte en général trois phases principales :

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

La première phase consiste à introduire trois types de données :

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

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement [17].

II.3.6. Méthode basée sur les éléments finis

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

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

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe. De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. Talren – Plaxis – Geostudio –Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal… [17].

II. 3.7. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même, mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible.

L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées$(C_{u,}, \varphi_u)$ par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques $(C_{CD,}, \varphi_{CD})\ ou\ (C', \varphi')$[19].

II.4. Méthodes de confortement [21] [22]

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en:

a) Terrassements (modifications géométriques comme déchargement, reprofilage et substitution, réduction de la pente).
b) Diminution de la pression d'eau par drainage
c) Renforcement par inclusions rigide sou souples (clouage ou géotextile).

II.4.1. Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

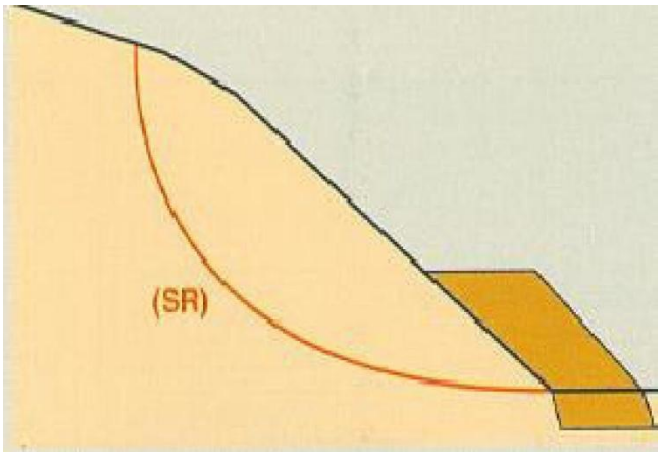
On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les conditions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied)
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contre forts, masques, éperons)

II.4.1.1. Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières, d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autre part il permet de contenir le déplacement de la masse in stable. La stabilité au garant glissement suppose un vérifications :

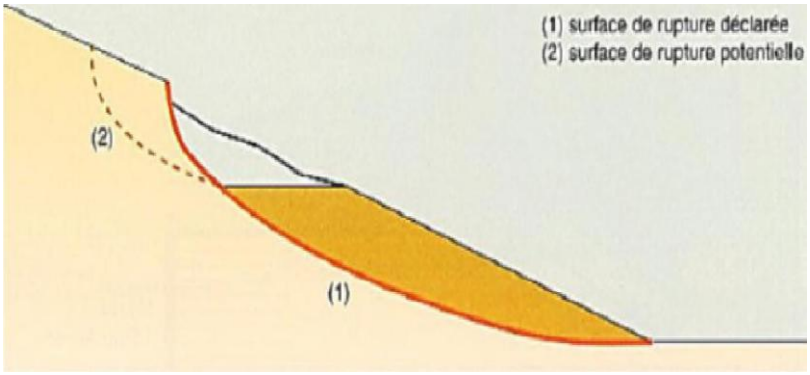
L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.



FigureII.12 : Butée de pied.

II.4.1.2. Allégement en tete

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéol aire, etc.).

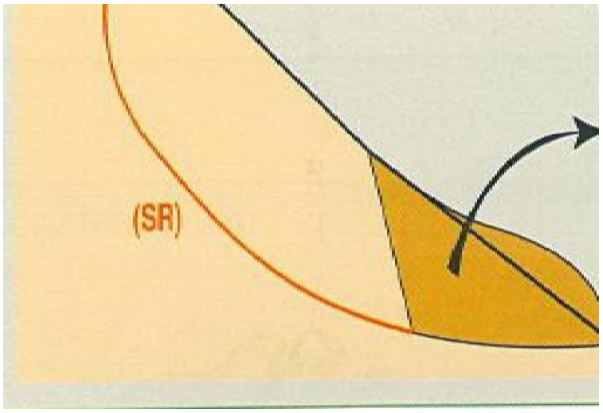


FigureII.13 : Dimensionnement d'un allègement en tête.

II.4.1.3. La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé

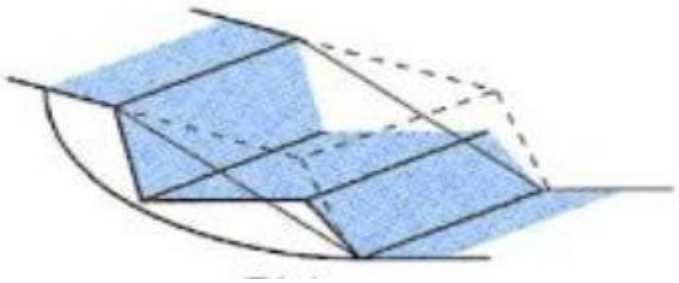
par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable



FigureII.14 : Purge.

II.4.1.4. Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.



FigureII.15 : Reprofilage

II.4.1.5. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie. etc.
Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé.

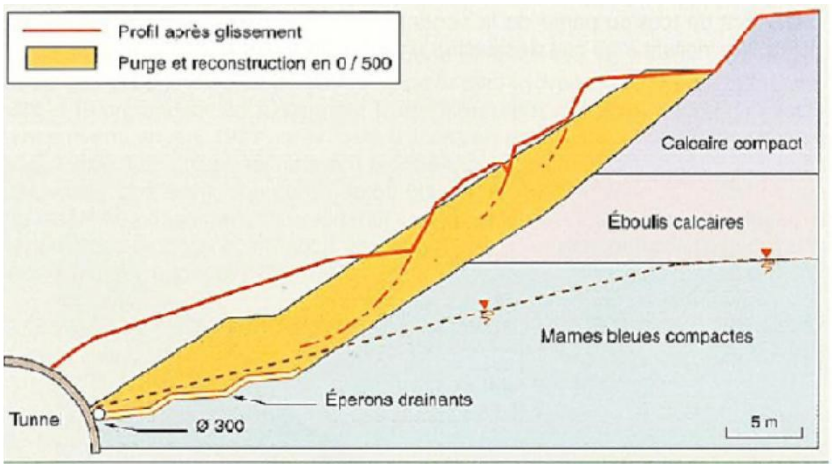


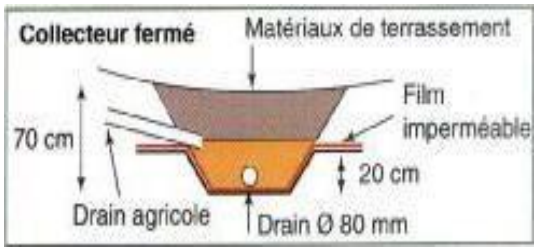
Figure II.16 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel.

II.4.2. Dispositifs de drainage

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau.
Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif.

II.4.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)

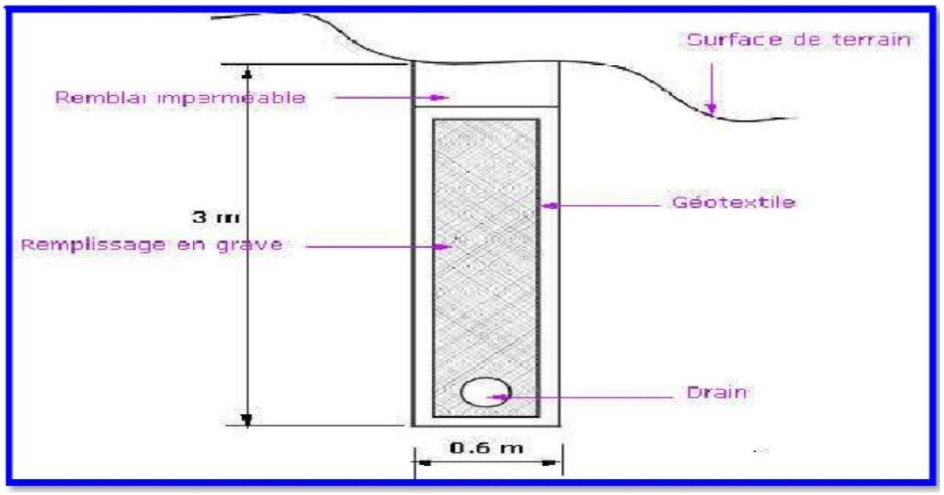
Les assainissements et les drainages de surface collectant les eaux de ruissellement, limitent les infiltrations et permettent ainsi d'éviter la saturation des terrains. Il sagissent aussi en diminuant l'alimentation des nappes.
Ils empêchent également les érosions de surface qui, à terme, peuvent conduire à des désordres et à des instabilités. Les eaux collectées doivent être évacuées vers des zones non sensibles. Les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes), bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.



FigureII.17 : Drainage de surface

II.4.2.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau.

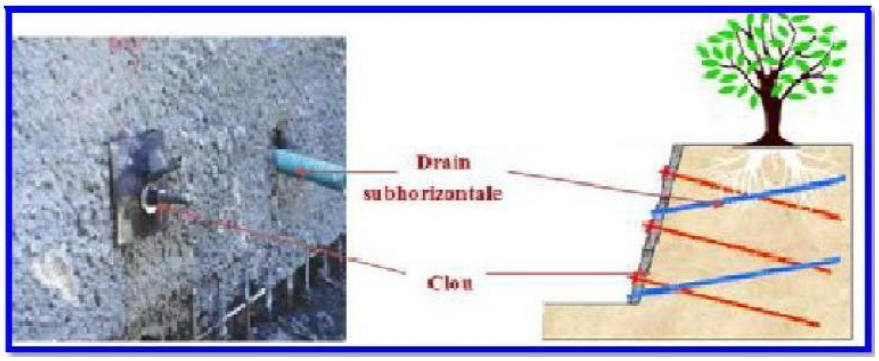


FigureII.18 : Une tranchée drainante.

II.4.2.3. Drains subhorizontaux

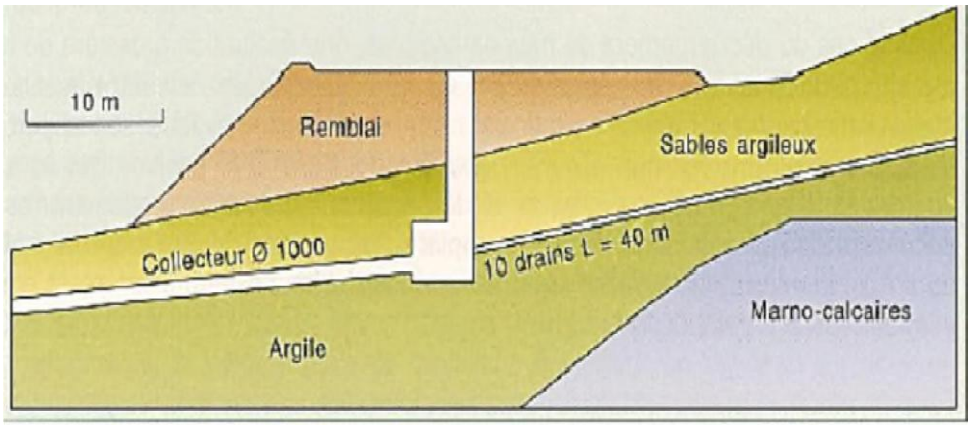
Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontal 2° à 5° et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC de 50 à 80 mm de diamètre, parfois en acier lorsque des grandes déformations sont susceptibles de se produire.



FigureII.19 : Drains subhorizontaux.

Le glissement de Chatel-Guyon par exemple s'est produit dans des formations de sable argileux surmontant des argiles et marne- calcaires. Il a été provoqué par la construction d'un remblai routier sur ces formations saturées. Pour la solution de stabilisation il a été décidé de réaliser une dizaine de drains subhorizontaux de pente9°, de 40 m de longueur



FigureII.20 : Drainage du glissement de Chatel-Guyon (France).

II.4.3. Les éléments résistants

Les renforcements par des éléments résistant sont classés en deux catégories :

- Les renforcements rigides :

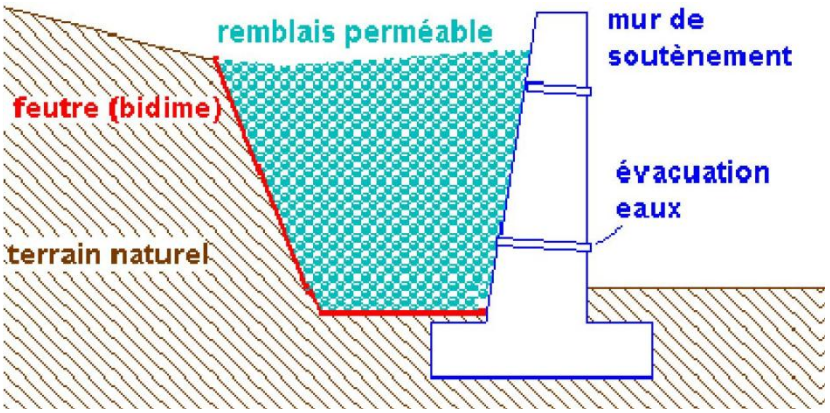
Il s'agit d'un ouvrage de soutènement qui est conçu pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terre. Situées à l'aval, en contrebas de l'ouvrage. A ce titre, il est soumis aux efforts provenant des terres soutenues poussée des terres) et éventuellement de l'eau. Le mode de fonctionnement d'un ouvrage peut alors être défini en fonction de son comportement vis-à-vis de ces efforts, et plus précisément selon la manière dont il va sollicitée résistance du sol de fondation, ainsi que celle des éléments qui le constituent.

- Les ouvrages souples :

Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.
Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe. Et voici quelque exemple des éléments de renforcement résistants :

II.4.3.1. Mur de soutènement en béton armée

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé en castré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pour vue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes.

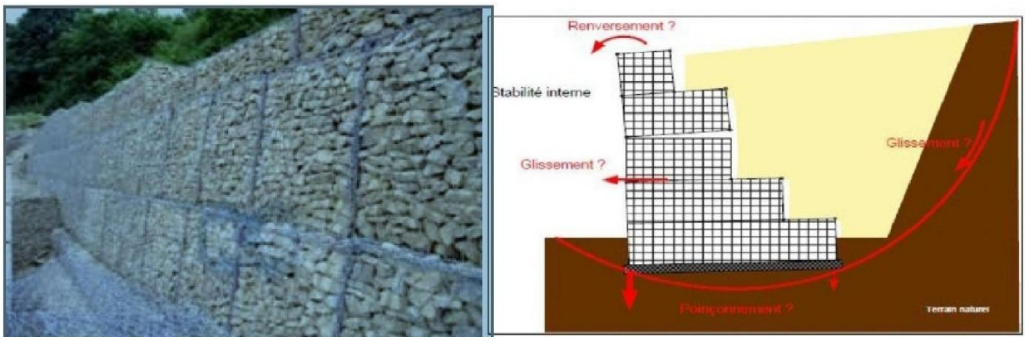


FigureII.21 : Mur de soutènement.

II.4.3.2. Les murs en gabions grillagés

Le mur gabion est un ouvrage formé de paniers en treillis remplis de pierres et empilés les uns sur les autres.
Les gabions doivent être placés par rangs horizontaux concurremment à l'érection du remblai et la mise en place du géotextile. Le couvercle doit être solide ment attacher au reste du gabion avec le fil à ligature ou le Sanne aux tout au long des extrémités et des diaphragmes. Toutes les arêtes horizontales de deux gabions adjacents doivent être ligaturées ensemble.

Cette méthode est utilisable sur tout les soutènements d'ouvrages, de chaussées, stabilisation de talus.



FigureII.22 : Murs en gabion.

II.4.3.3. Les rideaux en palplanches métallique

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ...etc., Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique).



FigureII.23 : Ouvrage de soutènement en palplanche.

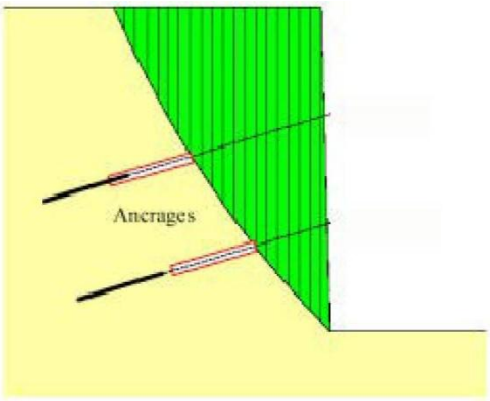
II.4.3.4. Tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrage précontraints sont des éléments de construction dont la fonction est de

transmettre des efforts au sol, sol meuble ou rocher, par l'intermédiaire d'armatures actives. Ils comportent trois parties principales :

-La longueur de scellement qui transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet, elle ne doit pas être inférieure à 3m.

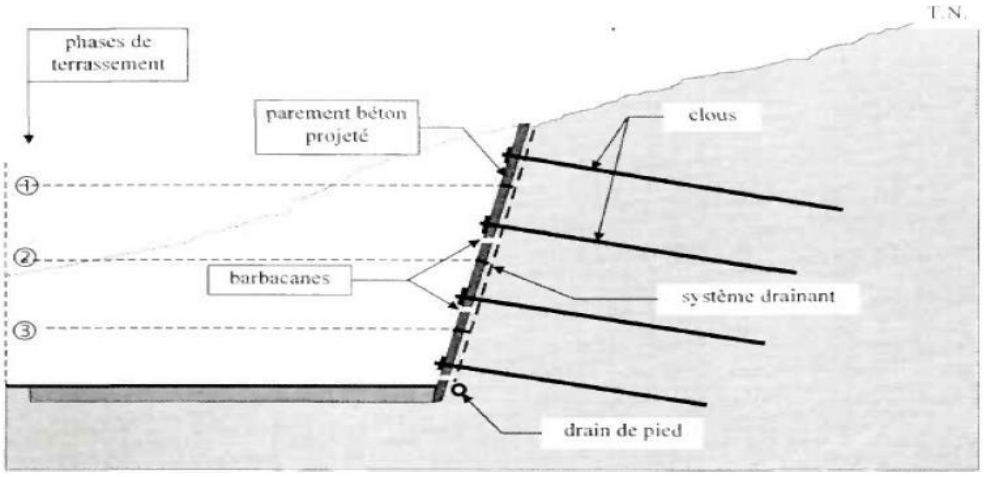
-La longueur libre qui permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. Dans le but de limiter les pertes de force d'ancrage au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage, elle ne devrait pas être inférieure à7 m. La tête d'ancrage qui maintient le câble tendu et transmet l'effort de la structure ancrée



FigureII.24 : Tirant d'ancrage.

II.4.3.5. Clouage

C'est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions rigides - en général métalliques - soit par forage et injection d'un coulis pour lier l'inclusion au terrain, soit par battage de barres métalliques. Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou cisaillement.

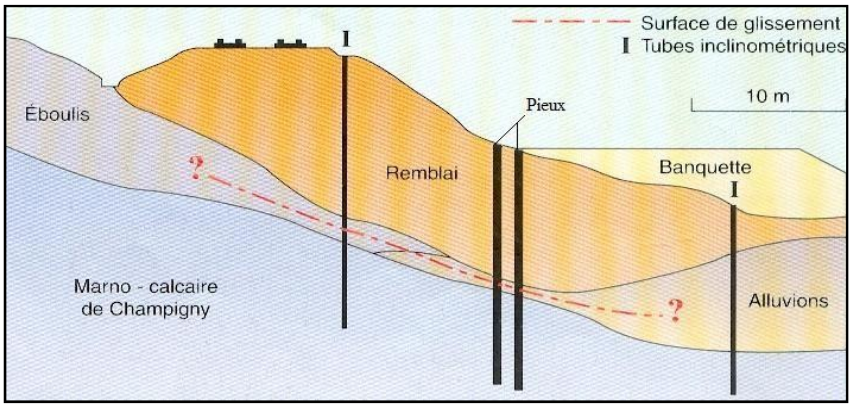


FigureII.25 : Méthode de clouage

II.4.3.6. Clouage par pieux ou micro pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement.

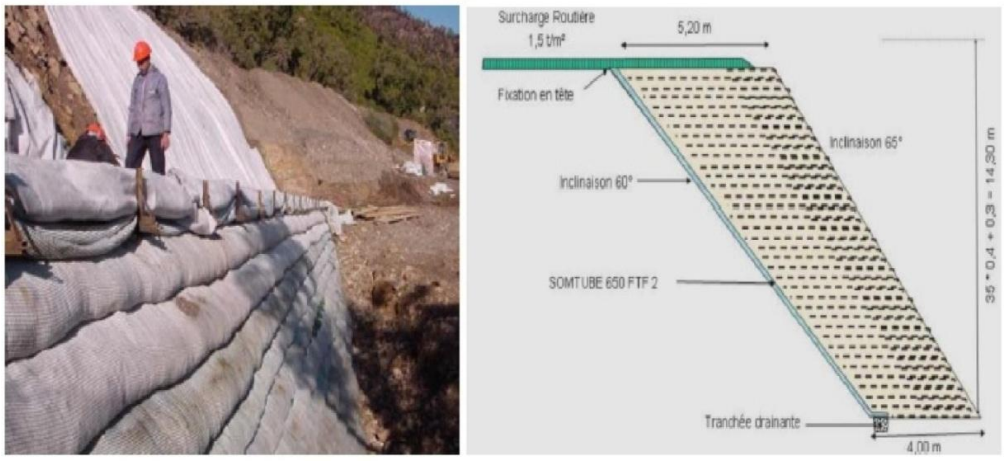
Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.



FigureII.26 : Renforcement par pieux

II.4.3.7. Renforcement géo synthétiques

Ouvrages constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées entre les quelles sont disposés des éléments de renforcement géo synthétiques (nappes géotextiles, géogrilles, bandes, etc.) reliés à un parement (parement géotextile obtenu par retournement des nappes, parement géotextile végétale...etc.)



FigureII.27 : positionnements des nappes géotextile.

II.4.3.8. Pneu sol

Le procédé Pneu sol est une association de pneus entiers et de sols, utilisée pour la construction de murs de soutènement.

Le mot "pneus" désigne tous les éléments du pneu usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus entiers qui sont associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou des déchets divers. Cette méthode est utilisée aujourd'hui :

- En soutènement
- En réducteur de poussée
- En raidissement de pente
- En absorbeur d'énergie
- En remblais léger.
- En protection des pentes et berges



FigureII.28 : Technique pneu sol

II.5. Conclusion

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches.

Il existe plusieurs techniques de confortements des glissements de terrains qui dépendent des conditions de site (caractéristiques mécanique et morphologique des terrains instables) et du facteur de sécurité recherché. Les méthodes de confortement peuvent intervenir sur la modification de la géométrie du site.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels : coût, rapidité de mise en œuvre, durabilité, disponibilité, compétence des entreprises locales. etc.

Chapitre III :
Analyse de site et étude géotechnique

Chapitre III : Analyse de site et étude géotechnique

III.1. Introduction

L'analyse d'un glissement de terrain nécessite des investigations géotechniques basées sur des sondages carottés et des essais in situ ainsi que des essais de laboratoire et des études préliminaires basées sur des visites et des enquêtes sur site.

Dans ce chapitre nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ.

III.2. Géologie locale

La région d'étude appartient à la chaine montagneuse de l'atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Notre région de contournement de nord de la ville de Médéa, Dans notre région d'étude ; les formations quaternaire et néogène sont généralement les plus développées.

III.2.1. Stratigraphie

Quaternaire : Les dépôts du Quaternaire sont représentés par les formations de pentes : limons, sables, argiles et galets.

Néogènes : Les dépôts néogènes sont développés sur tous le territoire de la région d'étude par les formations miocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grès, conglomérats.

Les formations crétacées : Elles sont représentées par une assise puissante comprenant des dépôts du crétacé inferieur a supérieur.

Les formations du crétacé inferieur sont représentées par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès siliceux, parfois les roches sont gypseuses.

Les dépôts de sénonien sont représentés par l'alternance des marnes et des calcaires. Les marnes sont compactes et ont une structure plésiomorphe. Les calcaires sont frits foncé, massifs et rubanés, a rubanés, a cassure conchoïdale.

Les dépôts du crétacé supérieur comprennent les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentées par les dépôts de l'Eocène et de l'oligocène. Ce sont des argiles marneuses, des grès, des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.

III.2.2. Tectonique

La région d'étude fait partie du domaine tellien et se compose des anticlinoriums de Blida et de tablât. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine ; ils sont subdivisés en trois types de déformations :

- Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage ;
- Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes.

III.3. Hydrogéologie

III.3.1. Réseau hydrographique

Le bassin versant du plateau de Médéa est subdivisé en deux (02) :

Au nord ; le bassin versant de l'Oued Chiffa, alimenté par Oued Sidi Ali et Oued Moussa (moins de 500m d'altitude),

Au sud ; le bassin versant de l'Oued El Harrach (moinsde600md'altitude).

III.3.2. Les eaux souterraines

L'analyse des résultats montrent que le niveau piézométrique varie de 4m à8.5mdeprofondeur, le réservoir aquifère est de nature marneuse donc peu perméable, par conséquent l'aquifère est peu important ; sa trajectoire est le plateau de Médéa ; constitué par les grès et les sables perméables, qui reçoivent des précipitations importantes, dont l'infiltration est facilitée par les fractures.

Lorsqu'elles s'atteignent la base des grès, les eaux ruissellement à la surface des marnes, ou bien elles ressortent dans les points bas, à la faveur de failles ou de dépressions du substratum marneux.

La ligne de partage des eaux orientée NW — SE, correspond aux zones plus élevées à dominance sableuse. A partir de cette crête, les eaux prennent deux directions opposées, l'une vers le Nord, alimentant l'Oued Chiffa, l'autre vers le Sud- Ouest alimentant Oued El Harrach. La position perchée des grès de Médéa, permet aussi l'existence d'une nappe alimentée par les eaux de pluies. Combinée à la nature du sol et à la pente des talus ; ces eaux peuvent pendant les travaux de terrassement sans assainissement judicieux, aboutir sur des glissements de terrain.

III.4. Reconnaissance du site

L'exécution du programme de reconnaissance géotechnique en combinaison avec les visites de site permettront d'aboutir aux objectifs ci-après :

- Reconnaissance de la nature du sol support ;
- Interprétation des caractéristiques géotechnique ;
- Vérification de la stabilité au glissement circulaire et estimation de tassements ;
- Dimensionnement de la chaussée.

L'Algérie est composée de deux domaines principaux :

- Un domaine septentrional c'est l'ensemble atlasique ;
- Un domaine méridional c'est la plateforme saharienne.

Le domaine septentrional (l'ensemble Atlantique) peut être subdivisé en trois domaines structuraux majeurs :

- Au sud, l'Atlas saharien ;
- Au nord l'Atlas tellien ;
- Entre les deux se trouvent les hauts plateaux.

Notre région d'étude de glissement de terrain est liée au système montagneux de l'Atlas tellien et aux hauts plateaux, **aux niveaux du contournement nord de wilaya de Médéa au pk 6+400.**

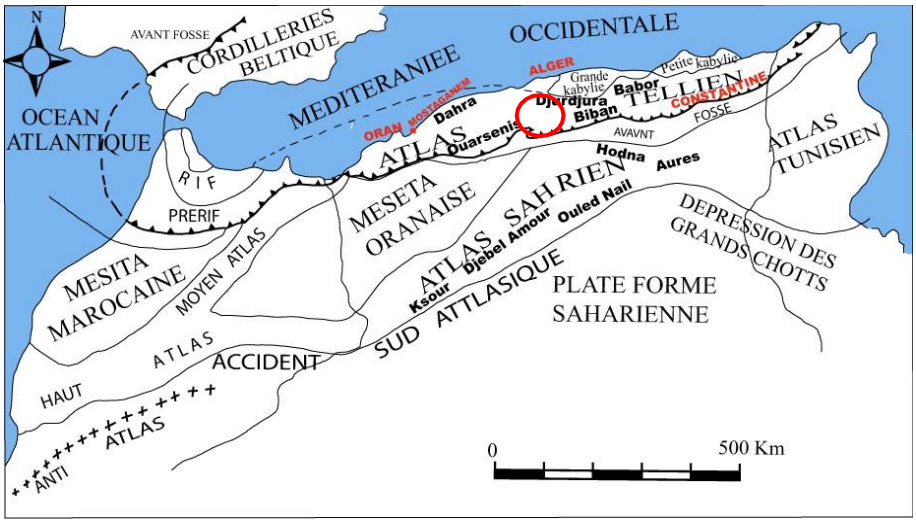


Figure. III.1 : Esquisse structurale de BERBERIE (A. CAIRE 1967).

III.4.1. Reconnaissance géotechnique

III.4.1.1. Reconnaissance in-situ

Les investigations in situ réalisées, dans le cadre de cette phase d'APD, comprennent :

- **Programme fait par SAITI en 2005 :**

Les essais qui ont été réalisés sont : 09 sondages carottés allant jusqu'à 15 m de profondeur, ces essais ont été réalisés au droit des sections dont la hauteur de déblai et de remblai est supérieure à 8m : pour la stabilité 30 de reconnaissance géotechnique poussés jusqu'à 3 m de profondeur. Ces essais ont opéré chaque 250 m environ.

- **Programme fait par le CTTP en 2010 :**

05 sondages dont la profondeur variede15 à 20m. En générale les sondages réalisés, au nombre de (05), ont été répartis suivant l'axe du tracé et au droit des ouvrages :

Tableau III.1 : Implantation des sondages carottés.

SCN°	Prof(m)
01	15
02	15
03	15
04	18
05	15

III.4.1.2. Reconnaissance au laboratoire

a) But

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

1. **Essai physique**
   - Analyse granulométrique ;
   - Analyse sédiment métriques ;
   - Mesure des limites d'Atterberg ;
   - Analyse chimique sommaires.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

2. **Essais mécaniques**

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

a) Essais de cisaillement à la boite : Pour la détermination de la cohésion C et l'angle de frottement Ø. Les essais seront réalisés sur les échantillons paraffinés. Il est prévu 3 à 4 essais, selon l'homogénéité des sols.

b) Essais œdométriques : Ils permettent d'apprécier l'état de consolidation en place des sols, ils permettent, également, de déterminer le coefficient de consolidation (**Cc**). Il est prévu 4 à 3 essais œdométriques.

Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire de CTTP

N° Sondage	Profondeur (m)	Analyse granulométrique		Limites d'Atterberg		Cisaillement		Densité (t/m^3)	Teneur en eau (w%)	Classification	
		% < 2mm	%< 80µm	WL	IP	C (bars)	φ(°)			lcpc	GTR
Scc1	7.50-8.00	100	100	73	41.2	0.72	3.37	1.67	24.09	At	A_4
Scc2	11.3-11.6	97	72	49.1	25.6	0.84	4.65	1.82	16.94	Ap	A_3
Scc3	9.00-9.30	99	38	25.7	9.3	0.95	36.19	1.93	13.81	SA	A_1
Scc4	14.3-14.8	97	92	43.4	20.6	0.59	8.13	1.68	21.88	/	/
	16.1-16.55	100	100	57.2	30.4	1.16	5.52	1.64	25.47	/	/
Scc5	3.05-3.40	91	44	41.8	20.3	1.25	2.57	1.91	14.53	/	/
	8.00-8.45	100	100	54.1	28.5	0.57	7.46	1.66	23.08	/	/
	14.7-15.0	100	100	55.8	30.3	0.66	7.7	1.64	24.10	/	/

Remarque: Scc : Sondage carotté complémentaire

Tableau. III.3 : Récapitulatif des résultats d'essais chimiques de CTTP

N° Sondage	Caractéristiques chimiques				
	SO4 (%)	Cl(%)	S.C.agressivité	CaCO3(%)	Observation
SG01	0.009	0.585	A_0	35.3322	Ils sont nonagressifs
SG04	0.023	0.129	A_0	28.3278	
SG05	0.05	0.171	A_0	32.4852	

Tableau.III.4 : **Récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire de SAETI (Année2005)**

SC	PK	Nature	W_0(%)	δ_h(t/m^3)	Sr(%)	Limites D'Atterberg		Pc(bar)	Cc(%)	Cφ(%)	C (bar)	φ(°)	C' (bar)	φ' (°)	interprétation
						Wl	Ip								
01	0+800	Marne	10 - 25	2.1 - 2.4	64 -100	55 - 68	31 - 42	9.02 -12.47	9 - 17	6 - 7.5	22	37 - 40	/	/	Marne peu saturée à saturée, très plastique peu à moyennement compressible et gonflante.
02	4+250	Marne	15 - 23	2.05	97 -100	50 - 63	23 - 35	3.4 - 9.05	11 - 35	9 - 12	2.3	22 - 43	/	/	Marne plastique, moyennement compressible à compressible et gonflante.
04	5+600	Marne altérée(3–7m)	10.5 - 16	1.16	80 - 95	60 - 68	33 - 44	/	/	/	2.05	28	/	/	Marne Argileuse saturée, très plastique
		Marne(>7m)	12.4 - 13	2.06 -2.25	71 - 99	50 - 48	24 - 30	5.1(9m)	12.6	3.6	/	/	/	/	Marne moyennement plastique à plastique, moyennement compressible et gonflante.
05	6+200	Marne argileuse(0–9m)	9.5 - 18	1.95 -2.19	65 - 88	54 - 65	20 - 35	3.2 - 7.4	12 - 19.5	9.3 14	/	/	/	/	Marne moyennement plastique à plastique, moyennement compressible et très gonflante.
		Marne compacte	10 -13.8	2.14	83	51 - 55	25 - 34	7.8	11	11	2.8 - 4	20 - 36	/	/	Marne saturée, plastique, peu compressible et très gonflante.
06	6+500	Marne	9 - 18	2.15	74 -100	47 62	21 - 34	7 - 8.6	11 - 12	11	4	3.5	/	/	Marne saturée plastique peu compressible et gonflante.
07	6+900	Marne	10.5 - 21	1.62 -2.14	72 -100	46 - 58	27 - 38	4.7 - 4.9	19 - 21	6 - 10	3.5 - 4	15 - 34	0.34	24	Marne moyennement saturée à saturée, plastique, à très plastique moyennement compressible et assez gonflante.
08	7+100	Argile Marneuse (4m)	13.5 - 15	2.06	80	49 - 56	21 - 36	/	/	/	/	/	/	/	Argile plastique à très plastique
		Marne	12 - 17	1.97 -2.16	72 - 86	47 - 62	23 - 32	/	/	/	2.2 - 2.8	10 34	/	/	Marne plastique.
09	8+750	Argile Sableuse et grès(6m)	14 -16.6	2.13	93	52 - 80	31 - 54	3.8	9.5	6	3.6	48	/	/	Argile très plastique, saturée, peu compressible et gonflante.
		Marne	8 - 24	1.9 - 2.17	51 -100	30 - 83	15 - 49	2.7 - 4.7	15 - 18	8 -11.5	/	/	0.54 -1.45	3.4 - 26	Marne peu plastique à très plastique moins compressible et gonflante.

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats d'essais chimique de SAETI (Année2005)

Puits N°	Profondeur	Les insolubles	Les carbonates	Les sulfates	Observations
01	1.10–1.70	65.10	18.75	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
02	0.50–2.60	81.78	3.54	Traces	Le sol étudié est une Argile non agressive.
03	0.60–3.00	64.63	18.75	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
04	1.00–2.50	83.98	6.25	Traces	Le sol étudié est une Argile non agressive.
05	0.80–1.30	64.47	16.07	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
06	0.60–1.00	69.66	13.27	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
07	1.00–2.50	69.00	8.93	Traces	Le sol étudié est une Argile non agressive.
08	0.60–3.00	59.68	20.54	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
09	1.00–3.00	60.66	22.12	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
10	0.60–1.50	64.29	21.24	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
11	0.40–1.10	58.78	31.86	Traces	Le sol étudié est une Marne non agressive
12	1.50–3.00	59.51	22.13	3.78	Le sol étudié est une marne argileuse très fortement agressive.
13	1.00–2.60	56.40	24.78	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
14	0.30–3.00	61.59	25.66	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
15	1.00–3.00	62.33	20.35	1.66	Le sol étudié est une Marne argileuse fortement agressive
16	0.30–1.00	60.09	25.66	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
17	1.50–3.00	64.69	19.57	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
18	0.50–3.00	66.88	15.93	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
19	1.30–3.00	64.00	19.47	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
20	0.80–2.70	59.72	23.00	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
21	0.30–3.00	69.74	13.27	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
22	0.20–1.00	65.92	15.93	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
23	1.10–2.00	57.75	22.12	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
24	1.40–2.20	82.18	4.42	Traces	Le sol étudié est une Argile non Agressive
26	0.80–1.60	69.88	14.16	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive
27	1.80–3.00	76.04	5.31	Traces	Le sol étudié est une Argile non Agressive
28	2.10–2.30	74.36	14.16	Traces	Le sol étudié est une Marne argileuse non agressive

III.5. Caractéristiques géotechniques des sols

La combinaison des résultats des analyses granulométriques et des valeurs des limites d'Atterberg a permis de classer les matériaux des déblais selon la classification LCPC en deux types bien distincts:

Argile limoneux (SCC01etSCC02) :

- Ils sont caractérisés par des courbes avec des pourcentages de fines quivarientde72à100%.
- Les limites d'Atterberg mesurés offrent des indices de plasticité moyenne de l'ordre de 20 à 41%. Les fines argileuses contenues dans les sables donnent au matériau un caractère peu plastique à plastique.
- D'après la classification géotechnique USCS, ces sols appartiennent à la classe des sols argileux peu plastiques (Ap), et (At).

Sable argileux (SCC03) :

- Ils sont caractérisés par des courbes granulométriques qui s'étalent de sables à limons, avec des pourcentages de finesde38%.
- Les limites d'Atterberg mesurées donnent des indices de plasticité de 20.6%. Ce sont des sols peu plastiques et d'après la classification géotechnique USCS, ces sols appartiennent à la classe des sables argileux (SA).

III.6. Conclusion

Le programme de reconnaissance géologique et géotechnique entrepris sur le tracé du contournement de ville Médéa, sur une longueur totale d'environ neuf kilomètres (09km), dans la wilaya de Médéa permis :

- L'identification lithologique des formations géologiques qui caractérisent le tracé de la route ;
- L'appréciation de l'état de stabilité des terrains traversés.

Ces travaux ont été basés sur des observations de surface détaillées, l'exécution d'un programme des sondages complémentaire et d'un programme d'essais de laboratoire.

Ces sols, extraits dans les sondages carottés, ont été soumis à des essais de laboratoire, afin de déterminer les possibilités de leur réutilisation en couche de remblai et en couche de forme, ainsi qu'au la vérification de la stabilité des talus des déblais.

Chapitre IV :
Calcul de stabilité des pentes

Chapitre IV : Calcul de stabilité des pentes

IV.1. Introduction

Ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de modélisation). On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées. En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé Talren 4.

IV.2. Présentation du logiciel

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

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

IV.3. Les principales caractéristiques de Talren4

IV.3.1. L'interface graphique interactive

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

- La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris ;
- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible, les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés ;

- Chaque donnée n'est saisie qu'une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données ;
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles.

IV.3.2. La gestion du phasage

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

- Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements ;
- Modification de certaines caractéristiques de sols ;
- Modification des conditions hydrauliques.

IV.3.3. La recherche automatique de surfaces de rupture

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

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

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

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

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

- Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données" ;
- Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant ;
- Définition ou modification des données générales ou éventuellement aucune ;

Modification dans le cas d'un fichier existant ;

- Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons

  Contextuelle prévu à cet effet ;
- La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire ;
- La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire ;
- Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations ;
- Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle ;
- Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.

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

IV.4.1. Les différentes zones à l'écran

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

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

IV.4.1.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur

A) Le menu principal

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure IV.1, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier ;
- Edition ;
- Affichage ;
- Données ;

- Phases et situations ;
- Calcul et résultats ;
- Options ;
- Aide.

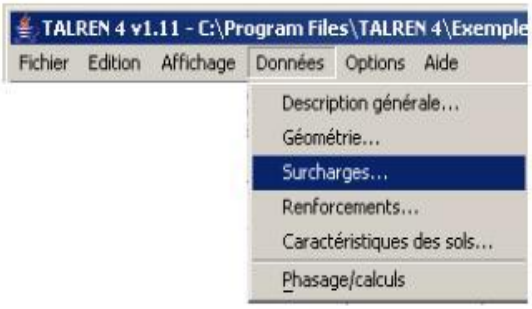


Figure IV.1 : Exemple du menu principal

B) La barre de boutons principale



Figure IV.2 : La barre de boutons principale

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

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

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

C) Les barres de boutons contextuelles

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

❖ **Barre de boutons contextuelle "Données du projet"**

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



Figure IV.03 : la barre de boutons contextuelle "Données"

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

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

D) Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

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



Figure IV.4 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

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

Basculement en mode "Données"

- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Calcul de la situation sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;

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

IV. 4.1.2. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4)

1. Méthode de Fellenius

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

$$F_{Fel} = \frac{\Sigma_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{s1}.\gamma_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sin\alpha_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\phi_i}{F_{\phi i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{s3}.\left(\Sigma_{i=1}^{n}[F_{s1}.\gamma_i.h_o.b_i.sin\alpha_i] + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

2. Méthode de bishop simplifiée

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

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

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

$$F_{Bish} = \frac{\int \left(\frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u).\frac{tan\emptyset}{F_\emptyset}}{1 + \frac{tan\alpha.tan\emptyset}{F_{Bish}.F_{s3}.F_\emptyset}} \right)}{F_{S3}.(\int F_{s1}.\gamma.h.sin\alpha.dx + \Sigma\frac{M_{ext}}{R})}$$

Ou $\sum M_{ext}$ est le moment résultant de forces extérieures.

3. Méthode des perturbations

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

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

Le développement des équations conduit à :

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

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

IV.5. Application au glissement étudié

IV.5.1. Le profile en travers du terrain étudié

Profile N° 309 selon le rapport géotechnique voir la figure IV.5

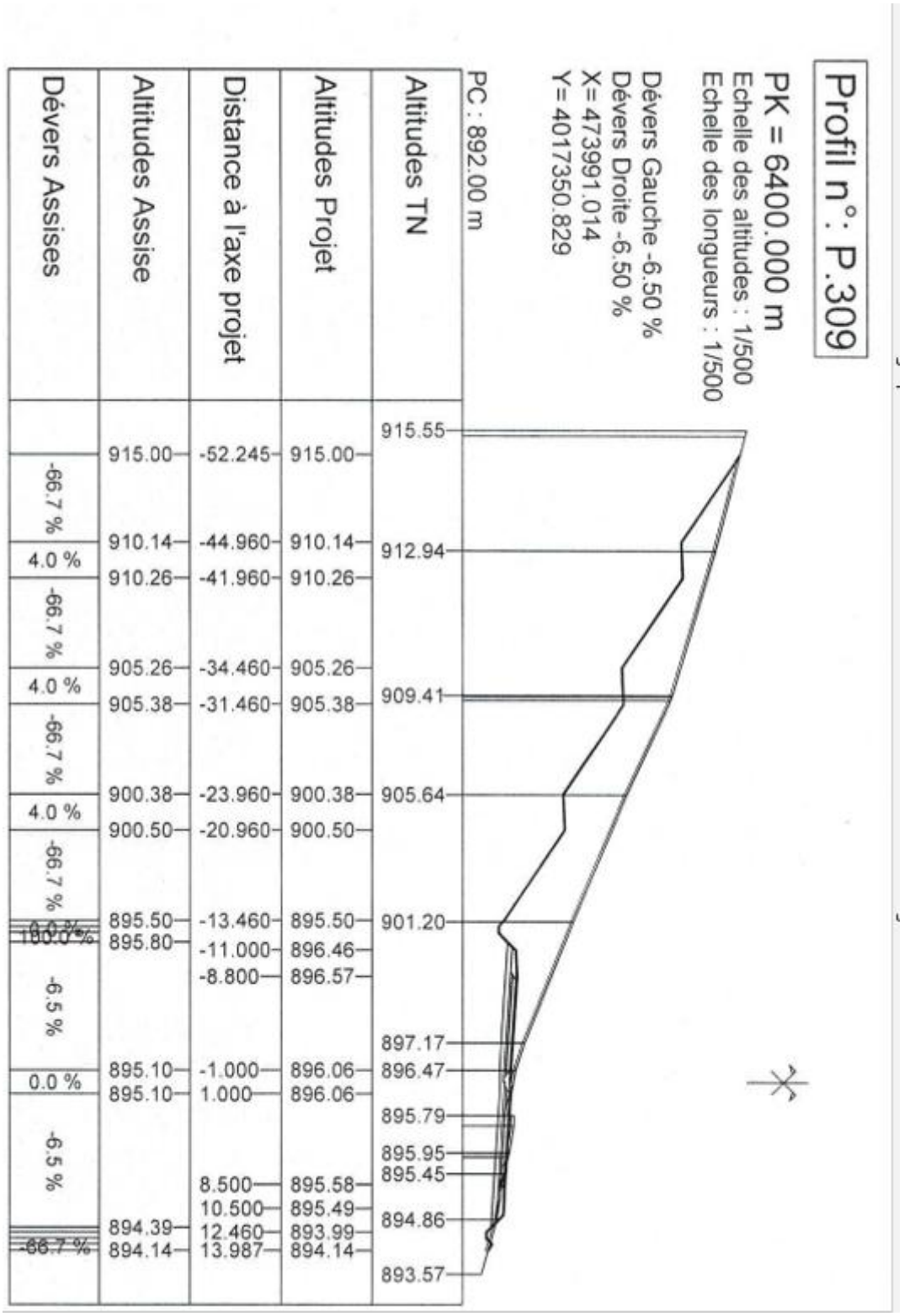


Figure IV.5 : Le profile en travers du terrain étudié.

IV.5.2. Caractéristiques de sol

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

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

Tableau IV.1. Les caractéristiques des couches

N°	Symbole lithologique	$\gamma(KN/m^3)$	$C(kpa)$	$\varphi(°)$
1	Argile sableuse peu plastique	19	9.5	45
2	Marne grisâtre peu plastique	17	7.2	32

IV.5.3. Vérification de la stabilité initiale

En introduisant les différentes données des sols rencontrés dans le site (géométrie, caractéristiques physique et mécanique des sols, et les conditions hydrauliques), et d'autres relatives au logiciel de calcul TALREN4 (conditions sismiques, maillage, limitations de la profondeur et l'étendue du glissement, etc.). Pour les glissements, dans le cas normal le coefficient de sécurité doit prendre $F_s \geq 1.5$ dans le cas anormal (sous l'effet sismique) on demande un coefficient de sécurité$F_s \geq 1.3$.

IV.5.3.1. La géomètre de talus étudié

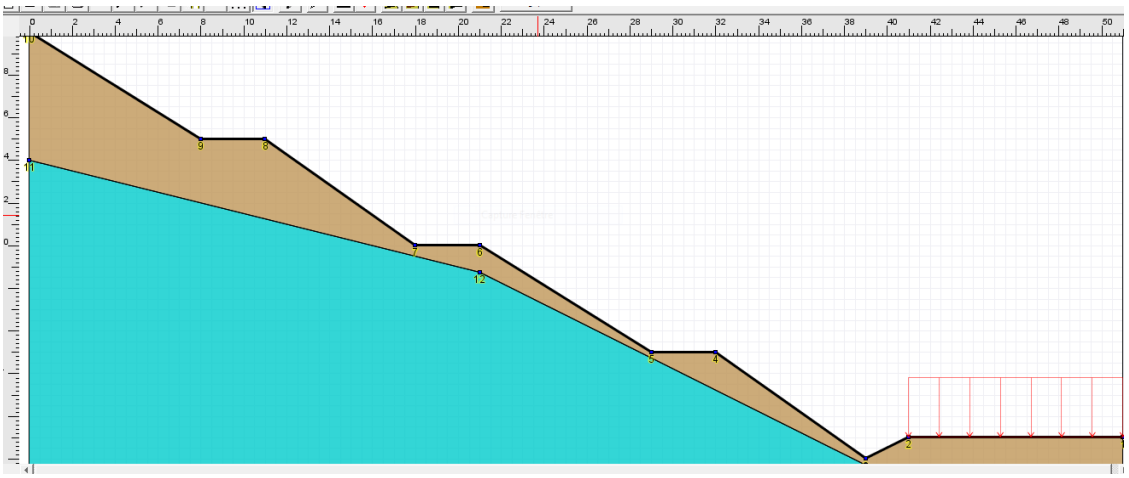


Figure IV.6 : La géomètre de modèle étudié

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

IV.5.3.2. Présentation des résultats de calcul

Par la méthode de bishop

a) Avec la nappe phréatique

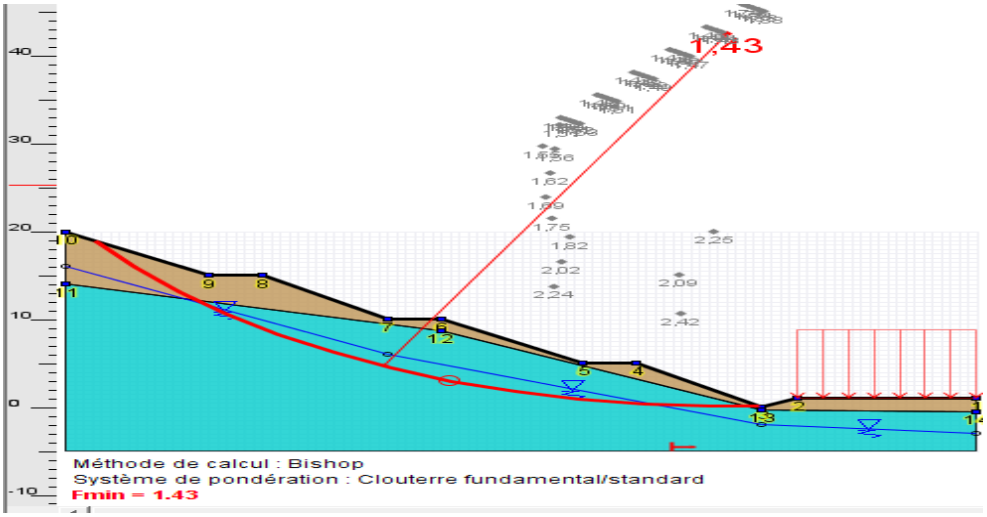


Figure IV.7 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme

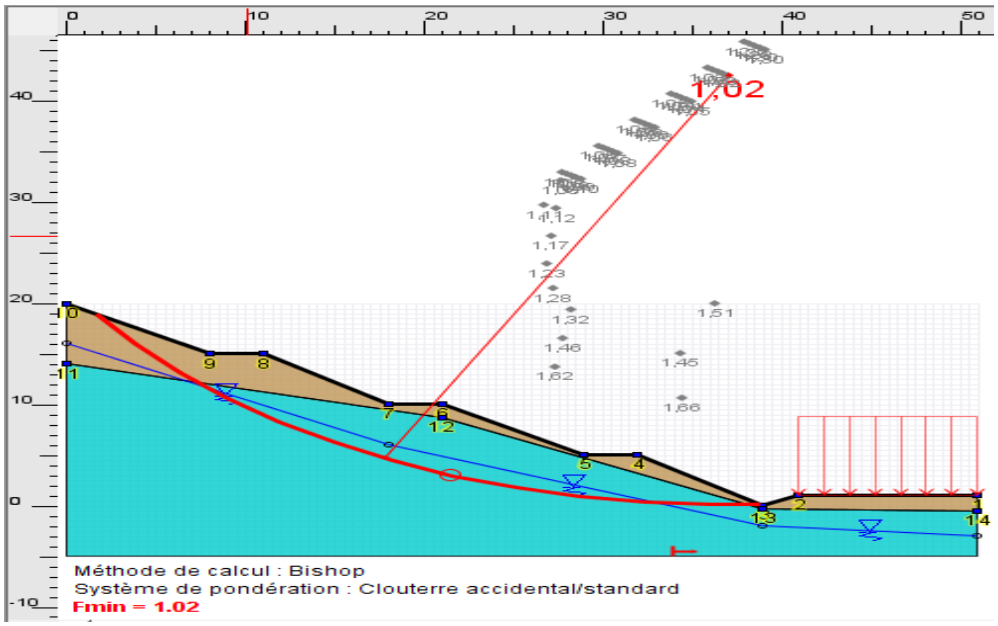


Figure IV.8 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme

b)Sans la nappe phréatique

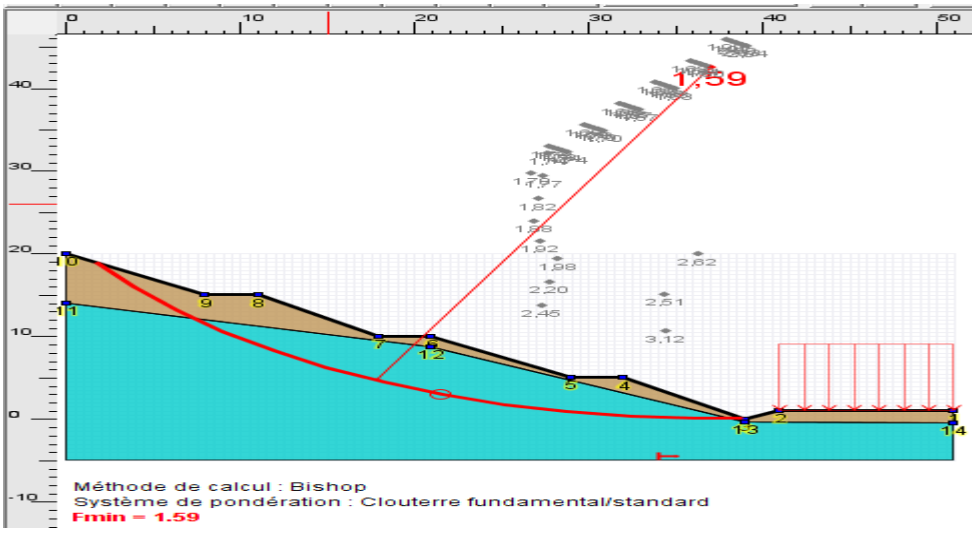


Figure IV.9 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme

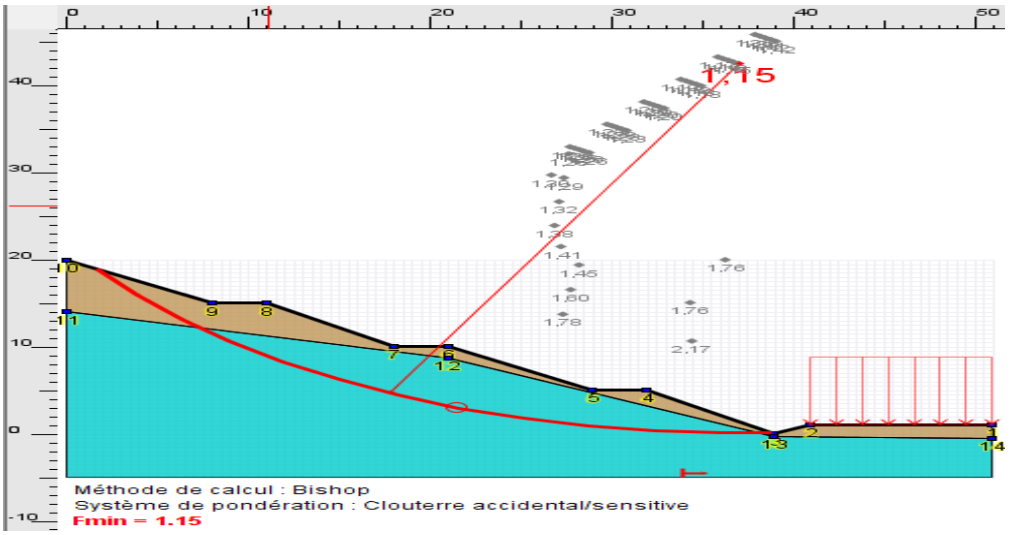


Figure IV.10 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme

IV.5. 4. Vérification de la stabilité après le confortement

IV.5.4.1. Définition du confortement choisi

Pour le confortement et le traitement de ce glissement on propose une technique basée sur la réalisation de deux rangés des pieux de diamètre de 1.20 m et un longeur de 10 m lineaire ancrés dans la couche marneuse.

Ces pieux sont espaces de deux mettre , en oxagonales.

a) Avec la nappe phréatique

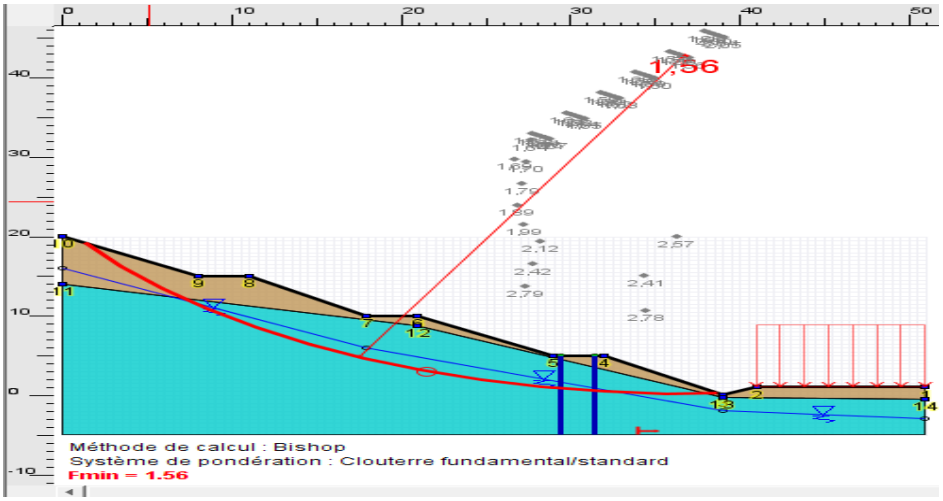


Figure IV.11 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme après confortement

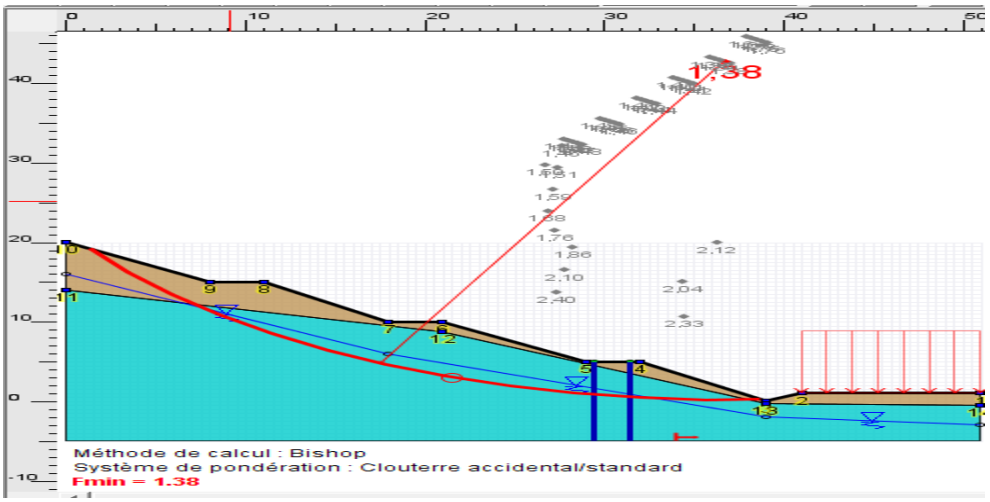


Figure IV.12 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme après confortement

b) Sans la nappe phréatique

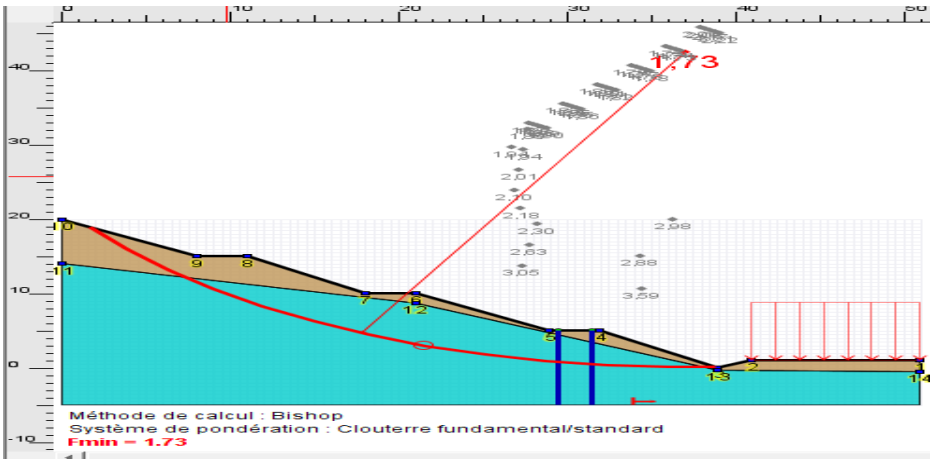


Figure IV.13 : Calcul le facteur de sécurité sans séisme après confortement

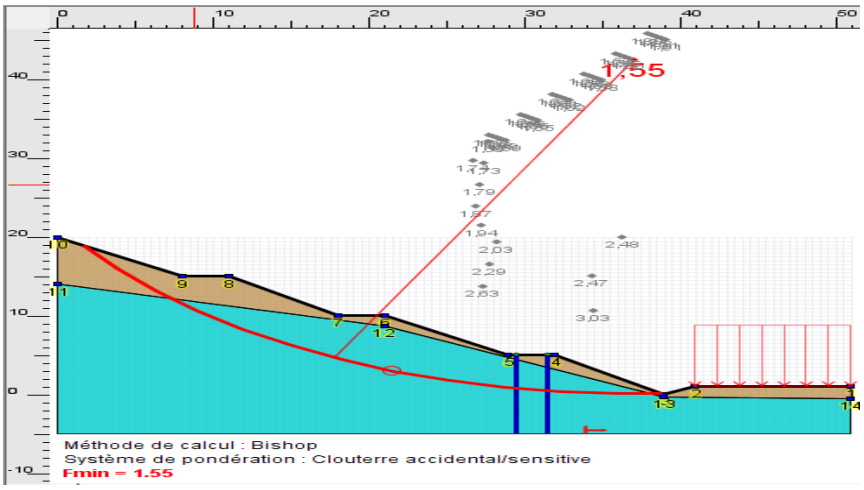


Figure IV.14 : Calcul le facteur de sécurité avec séisme après confortement

Après déférent réalisation avec deux rangés des pieux en béton armé on a constaté que les valeurs du coefficient de sécurité obtenu pour un rangée de pieux espacés de 2 m, sont satisfait est a l'ordre de 1.73 et 1.55 supérieur aux exigence de bishop

Donc ajoutant a cela, il faut procéder après le confortement a un captage de la nappe phréatique par des tranchés drainant, avec une profondeur allant jusqu'au niveau de la nappe



Figure IV.15 : Disposition de la rangée de pieux et de la tranchée drainante

IV.6. Conclusion

L'analyse de la stabilité du talus étudié a été effectuée par méthodes de calcul, représentée par la méthode de BISHOP. Les résultats obtenus par cette méthode nous indiquent un coefficient de sécurité (Fs) faible notamment à l'état saturé, signifiant ainsi un talus instable. Plusieurs propositions techniques de traitement des dégradations survenues sur ce site, et ainsi d'éviter toute apparition des glissements de terrain. On a utilisé La technique de confortement des

pieux un technique très efficace pour la stabilité des talus Après la modélisation on a constaté des valeurs stables d’un facteur de sécurité.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique (Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques. Et d'autre parte par la difficulté technique d'y porter remède).

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in –situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données (la géométrie, des propriétés du sol), n'excèdent pas de plus de 10% pour les méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius, Bishop simplifiée, Spencer, Jan bu, et la méthode globale).

Il est possible aujourd'hui d'appréhender les problèmes de stabilité des pentes les plus complexes, sur un PC, en quelques temps, avec la convivialité en prime. Des modèles constitutifs robustes sont disponibles pour la modélisation de sols et de roches. Des algorithmes existent pour définir l'état initial, la stabilité, la sécurité globale ou par rapport à un aspect particulier (surface de contact, ancrage etc.), au fil des étapes de construction. Il est possible de définir automatiquement les mécanismes de ruine. Des formulations d'éléments finis robustes existent pour la modélisation de milieux incompressibles et dilatants mono- ou biphasés, partiellement ou totalement saturés.

La stabilité des pentes représente actuellement un domaine d'analyse géotechnique dans lequel la méthode des éléments finis offre de vrais avantages par rapport aux méthodes d'équilibre limite. L'utilisation du logiciel **TALREN4**montre le privilège d'employer la méthode des éléments finies pour des problèmes de stabilité des pentes, à savoir pouvoir déterminer les contraintes, les déformations, vitesses de déformations et le coefficient de sécurité en d'importe point

Après ces analyses une réflexion concernant un système de stabilisation de ce glissement s'est indispensable, il a donc été proposé un système de renforcement par pieux équipés métalliques sur le côté amont du talus associé à un dispositif de drainage pour abaisser le niveau de la nappe phréatique

Pour finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] http://www.irma-grenoble.com

[2] 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 de L'Université Abou bekre belkaid de Tlemcen.

[3] G. Degoutte et P. Royet (lemagref), Aide-mémoire de mécanique des sols, Réédition 2005.

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

[5] François SCHLOSSER. : . Eléments de mécanique des sols. Presses de l'Ecole.

[6] Renforcement des Sols par Clouage du Tronçon de L'Autoroute Est –Ouest LAKHEDARIA wilaya de BOUIRA, université de Médéa

[7] Karla, « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geo technical Engineering Division, ASCE 1977.

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

[9] http://www.georisques.gouv.fr/

[10] CHKHI Adam :'Contribution à l'analyse dynamique des terrains marneux en pent de la region d'Alger par plaxis: CAS de Parc Dounia-Dely Brahim'; mémoire du diplome de master, Université Djillali BOUNAAMA de khmis Miliana(2015).

[11] J. L. DURVILLE ET G. SÈVE, Stabilité des Pentes, Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, traité construction C 254.

[12] Bouafia Ali « introduction à la géotechnique tome 2 Département de génie civil faculté des sciences de l'ingénieur université saad dahleb de Blida (Algérie) 10/2011 »

[13] mémoire d'étude d'un glissement du tronçon LAKHDARIA au pk178+000 wilaya de BOUIRA.

[14] mémoire fin d'étude de Boubaker GHENNANI.

[15] D. BELARBI et T. ZERDAZI, Etude des paramètres intervenants dans le calcul de stabilité des pentes par la méthode des éléments finis Application à un cas réel, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon 1989.

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

[17] ETUDE COMPARATIVE DES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUES

EN STABILITE DES PENTES Université DE M'SILA.

[18] mémoire d'étude d'un glissement du tronçon LAKHDARIA au pk178+000 wilaya de BOUIRA

[19] G. DHATT, G. TOUZOT, Une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine S. A. Editeur Paris, 1984.

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

[21] Benda douche et S. Lazizi, Glissements de terrain et confortement, Algérie, 2013.

[22] Durville, Sève., Stabilité des pentes glissement en terrain meubles, techniquede l'ingénieur