



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Etude de stabilité et de confortement du
glissement de terrain sur la RN 24 au PK
220+000**

Présenté par :

KENTOURI Nabil

MAAFA Mohand Said

Encadré par : M^R BENDADOUCHE. H

Membres de jury :

M^R KHEFFACHE .T

M^{me} BOUAYAD. DJ

Promotion 2015/2016

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous prions toujours qu'il soit à nos coté.

Nos plus vifs remerciements vont à notre Promoteur, M^R BENDADOUCHE chargé de cours à l'université A.MIRA de BEJAIA.

On remercie également M^{elle} MEZIANI. T chef de projet à la DTP de BEJAIA, qui nous a été une aide précieuse.

A M^R BOUZIDI : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Technique conseille et à tous les membres de ce bureau.

Nos reconnaissances s'adressent également aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nos remerciements sont adresses aux enseignants du département du Génie civil, ayant contribué à notre formation.

Un grand merci bien sûr à nos collègues de la promotion géotechnique 2015/2016 (Rabah, Nassim, Ferhat, Yassine, Sofiane, Mour ad, Amine, Samir, Boudjemaa, et tout les autres) d'avoir travaillé ensemble durant toute l'année.

Dédicaces

.Je dédie ce modeste travail à ma famille pour leur patience et leurs sacrifices.

A mes grands parents surtout.

A mon frère et mes sœurs, à tous mes amis (es) (Ghilas, Chafaa, Lilou, Idir, Zawech, Assia, Meriem, Sona, Samir et Tinhinane).

A toute la promotion de Géotechnique 2015/2016.

Et aussi, je dédie ce travail à tous mes proches et mes amis (es).

KENTOURI. N

Je dédié ce travail à : mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A mon frère, A mes chères sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es), et tous se qui m'ont aidé. A toute la promo géotechnique 2016.

MAAFA. Md.S

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 GENERALITES.....	2
1.1. INTRODUCTION	2
1.2. DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	2
1.3. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS	2
1.3.1. <i>Pentes naturelles</i>	2
1.3.2. <i>Talus artificiels</i>	3
1.3.2.1. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles	3
1.3.2.2. Talus en remblais sur sols compressibles.....	3
1.3.2.3. Digués et barrages en terre	4
1.4. TYPES DE MOUVEMENT DE TERRAIN	4
1.4.1. <i>Les mouvements rapides et discontinus</i>	4
1.4.1.1. Eroulement.....	4
1.4.1.2. Les coulées boueuses.....	5
1.4.1.3. Chutes de blocs et éboulements.....	5
1.4.2. <i>Les mouvements lents et continus</i>	6
1.4.2.1. Le fluage.....	6
1.4.2.2. L'affaissement	7
1.4.2.3. Les glissements de terrain.....	8
a. Définition du glissement de terrain.....	8
b. Le processus du glissement de terrain	8
c. Type de glissement de terrain	9
CHAPITRE 2 PRINCIPALES CAUSES D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN	12
2.1. INTRODUCTION	12
2.2. FACTEURS INTERVENANT DANS LES PROCESSUS D'INSTABILITE DES TERRAINS	12
2.3. NATURE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES TERRAINS.....	12
2.3.1. <i>La structure des terrains</i>	13
2.3.2. <i>La morphologie</i>	13
2.4. FACTEURS VARIABLES DANS LE TEMPS.....	13
2.4.1. <i>Les précipitations</i>	13
2.4.2. <i>La température</i>	14
2.4.3. <i>Le gel et dégel</i>	14
2.4.4. <i>L'action de l'homme</i>	14
2.5. AUTRE CLASSIFICATION DES CAUSES D'INSTABILITE	14
2.5.1. <i>Facteurs hydrauliques</i>	15
2.5.1.1. Action et influence de l'eau	15
a. Humidification du sol et infiltration	15
b. Ruissellements de surface.....	15
c. Evapotranspiration	15
2.5.1.2. Facteurs dynamique.....	16
a. Tremblement de terre et vibrations.....	16
b. Mouvements tectoniques	16
c. Actions sismiques	16

2.5.1.3. Facteurs mécaniques	16
a. Les actions mécaniques externes.....	16
b. Terrassements.....	17
c. Action de la pesanteur	17
d. Phénomène du retrait-gonflement.....	17
CHAPITRE 3 METHODES DE CALCUL DE STABILITE	18
3.1. INTRODUCTION	18
3.2. NOTION SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE	18
3.3. RUPTURES PLANES OU MULTI-PLANAIRE (CALCULS A L'EQUILIBRE LIMITE).....	19
3.4. RUPTURES ROTATIONNELLES (CALCULS A L'EQUILIBRE LIMITE)	20
3.4.1. <i>Méthode globale</i>	21
3.4.2. <i>La méthode des tranches</i>	21
3.4.2.1. Méthode des tranches de Fellenius	21
3.4.2.2. Méthodes des tranches de Bishop.....	23
a. Méthode simplifiée	23
b. Méthode détaillée.....	23
3.4.2.3. Méthode des éléments finis	24
3.5. CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE DANS LE CALCUL DE STABILITE	25
3.6. CONCLUSION.....	25
CHAPITRE 4 METHODE DE CONFORTEMENT	26
4.1. INTRODUCTION	26
4.2. METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS.....	26
4.2.1. <i>Dispositifs de drainage</i>	26
4.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	26
4.2.1.2. Massifs drainants	27
4.2.1.3. Tranchées drainantes.....	27
4.2.2. <i>Modifications géométriques</i>	27
4.2.2.1. Butée de pied	28
4.2.2.2. Allègement en tête	28
4.2.2.3. Purge.....	28
4.2.2.4. Reprofilage.....	28
4.2.3. <i>Ouvrage de soutènement</i>	29
4.2.3.1. Ouvrages rigides	29
4.2.3.2. Les ouvrages souples	29
a. Tirants d'ancrages	29
b. Renforcement par inclusion.....	30
4.3. CONCLUSION.....	32
CHAPITRE 5 PRESENTATION DU SITE	33
5.1. INTRODUCTION	33
5.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIE DU PROJET	33
5.3. GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE REGIONALE	34
5.3.1. <i>Géologie régionale</i>	34
5.3.1.1. Le socle et sa couverture	35
a. Unité Brek-Gouraya (ou Aghbalou-Gouraya)	35
b. Unités des flyschs.....	36
5.3.1.2. Les formations post-nappes.....	36
5.3.2. <i>Géomorphologie régionale</i>	36

5.4. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE REGIONALE	37
5.4.1. LE CLIMAT.....	37
5.4.2. Sismicité de la région.....	38
5.4.3. La tectonique.....	39
5.4.4. Géologie du site.....	39
5.5. HYDROGEOLOGIE ET HYDROLOGIE DU SITE	40
5.5.1. Hydrogéologie.....	40
5.5.2. Hydrologie.....	41
5.6. DESCRIPTION DU SITE DU GLISSEMENT	41
CHAPITRE 6 ETUDE GEOTECHNIQUE	43
6.1. INTRODUCTION.....	43
6.2. RECONNAISSANCE IN SITU.....	43
6.2.1. Organisation.....	43
6.2.2. Sondages carottés.....	43
6.2.3. Sondages pressiométriques.....	44
6.2.4. Relevés piézométriques.....	46
6.3. ESSAIS AU LABORATOIRE	46
6.3.1. Organisation.....	46
6.3.2. Interprétation des résultats des essais de laboratoire :	47
6.3.2.1. Formation Argileuse.....	47
6.3.2.2. Argile limono-sableuse à passages de bloc de grés.....	48
6.3.2.3. Argile graveleuse à caillouteuse.....	48
6.3.2.4. Marne argileuse.....	48
6.3.2.5. Formation gréseuse intercalés avec des pélites.....	48
6.4. STABILITE DU SITE	48
6.5. CLASSIFICATION DU SITE	49
6.6. CAUSE DES INSTABILITES.....	49
6.6.1. Géologie et géomorphologie.....	49
6.6.2. Action sur la géométrie.....	49
6.6.3. Action hydraulique.....	50
6.7. PROFIL GEOTECHNIQUE DU SITE	50
6.8. CONCLUSION.....	51
CHAPITRE 7 CALCUL DE STABILITE	52
7.1. INTRODUCTION.....	52
7.2. ETUDE DE STABILITE DU TALUS	52
7.2.1. Calcul de F_s par la méthode manuelle.....	52
7.2.1.1. Principe de la méthode.....	52
7.2.1.2. La localisation du cercle de glissement.....	53
7.2.1.3. Procédure de dessin.....	54
7.2.1.4. Calcul de F sans la présence de nappe.....	55
7.2.1.5. Calcul de F avec la présence de nappe.....	57
7.2.2. Analyse du glissement par le logiciel Talren 4.....	58
7.2.2.1. Présentation de logiciel.....	58
7.2.2.2. Présentation générale des fonctionnalités de logiciel.....	59
7.2.2.3. Modélisation du talus.....	61
a. Calcul de F sans présence de nappe (méthode de Fellenius).....	61
b. Calcul de F en présence de nappe.....	62

c. Calcul de F en présence de nappe (méthode de Bishop)	63
d. Calcul de F sans présence de nappe (méthode de Bishop)	64
7.2.3. Analyse des résultats	64
7.3. CONCLUSION	65
CHAPITRE 8 ETUDE DE CONFORTEMENT.....	66
8.1. INTRODUCTION	66
8.2. RENFORCEMENT DES TALUS PAR DES PIEUX	66
8.2.1. Définition d'un pieu	66
8.2.2. Principaux type de pieux.....	66
8.2.2.1. Pieux battus	67
8.2.2.2. Pieux forés	67
8.3. CALCUL DE L'OUVRAGE	67
8.3.1. Caractéristique des pieux	67
8.3.2. La méthode des tranches.....	67
8.3.2.1 Calcul de l'effort de clouage R_0	69
8.3.2. Calcul de l'effort horizontal T_0	70
8.3.3. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	70
8.3.4.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f	70
a. Détermination de α	71
8.3.4.2. Moment d'inertie du pieu.....	71
8.3.4.3. Calcul de la longueur élastique ou de transfert l_0	71
8.3.4.4. Calcul du moment maximal M_{max}	72
8.3.4.5. Diagramme des moments.....	72
8.3.4.6. Calcul du déplacement maximal	73
8.3.4. Niveau d'ancrage.....	74
8.3.5. Disposition des pieux	74
CONCLUSION GENERAL	75
BIBLIOGRAPHIE	76

Table des figures

FIGURE 1-1 PENTES NATURELLES.....	3
FIGURE 1-2 CERCLE DE PIED	3
FIGURE 1-3 EXEMPLES D'ÉCROULEMENT ROCHEUX	5
FIGURE 1-4 SCHEMA ILLUSTRATIF D'UNE COULEE BOUEUSE	5
FIGURE 1-5 CHUTES DE BLOCS ET EBOUEMENTS	6
FIGURE 1-6 PHENOMENE DE FLUAGE [19]	7
FIGURE 1-7 AFFAISSEMENT SUR LA ROUTE NATIONALE N° 24, RELIANT BEJAIA A TIZI-OUZOU (AU VILLAGE DE TIGHREMT)	8
FIGURE 1-8 SCHEMA EXPLICATIF DU PHENOMENE : GLISSEMENT DE TERRAIN	8
FIGURE 1-9 GLISSEMENT PLAN [19].....	9
FIGURE 1-10 GLISSEMENT CIRCULAIRE [19]	9
FIGURE 1-11 GLISSEMENT QUELCONQUE [19]	10
FIGURE 3-1 RUPTURE CIRCULAIRE	19
FIGURE 3-2 LES FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE.....	20
FIGURE 3-3 DETAIL DES TRANCHES.	22
FIGURE 4-1 MODELE D'UNE TRANCHÉE DRAINANTE [9].....	27
FIGURE 4-2 REALISATION D'UNE BUTÉE DE PIED [9]	28
FIGURE 4-3 REPROFILAGE [9].....	29
FIGURE 4-4 STABILITE D UN GLISSEMENT AVEC TIRANT D ANCRAGE [9]	30
FIGURE 4-5 STABILITE DU GLISSEMENT A L'AIDE DES PIEUX DE 1M DE DIAMETRE [9]	32
FIGURE 5-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE DE GLISSEMENT [17]	34
FIGURE 5-2 COUPE SCHEMATIQUE DES GRANDS ENSEMBLES STRUCTURAUX DE L'ALGERIE DU NORD, D'APRES DURANT DELGA EN 1969.....	35
FIGURE 5-3 CARTE SISMIQUE DE LA REGION DU NORD ALGERIEN	39
FIGURE 5-4 CARTE GEOLOGIQUE DE BEJAIA [17].....	40
FIGURE 5-5 BASCULEMENT DE LA BATISSE SITUÉE SUR LA CRETE DU VERSANT	41
FIGURE 6-1 COUPE LATÉRALE STRATIGRAPHIQUE DU VERSANT	50
FIGURE 7-1 DETERMINATION DE α_0 ET β_0 A MOYEN D'ABAQUES	54
FIGURE 7-2 LE CERCLE DE GLISSEMENT	55
FIGURE 7-3 METHODE DES TRANCHES DE FELLENIUS.....	56
FIGURE 7-4 METHODE DES TRANCHES DE FELLENIUS AVEC NAPPE.....	57
FIGURE 7-5 DESCRIPTION GENERAL DU PROJET	59
FIGURE 7-6 DEFINITION DES POINTS	60
FIGURE 7-7 CERCLE DE GLISSEMENT EN ABSENCE DE LA NAPPE	61
FIGURE 7-8 RESULTATS DETAILLES PAR SURFACE (SURFACE CIRCULAIRE).....	61
FIGURE 7-9 CERCLE DE GLISSEMENT EN PRESENCE DE LA NAPPE (METHODE DE FELLENIUS)	62
FIGURE 7-10 RESULTATS DETAILLES PAR SURFACE (SURFACE CIRCULAIRE).....	62
FIGURE 7-11 CERCLE DE GLISSEMENT EN PRESENCE DE LA NAPPE (METHODE DE BISHOPE)	63
FIGURE 7-12 CERCLE DE GLISSEMENT EN PRESENCE DE LA NAPPE (METHODE DE BISHOP)	64
FIGURE 8-1 LA METHODE DES TRANCHES	68
FIGURE 8-2 INCLINAISON DE L'EFFORT DE CLOUAGE	69
FIGURE 8-3 DIAGRA	73

FIGURE 8-4 *DIAGRAMME DES MOMENTS*..... 73
FIGURE 8-5 *DISPOSITION DES PIEUX*..... 74

Liste des Tableaux

TABLEAU 1-1 CLASSIFICATION D'APRES LA PROFONDEUR DE LA SURFACE DE GLISSEMENT (<i>OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT DIVISION PREVENTION DES DANGERS; 2009</i>).....	11
TABLEAU 1-2 CLASSIFICATION SELON L'ACTIVITE (EN FONCTION DE LA VITESSE MOYENNE DE GLISSEMENT) [20]	11
TABLEAU 3-1 VALEUR DE FS EN FONCTION DE L'IMPORTANCE DE L'OUVRAGE	25
TABLEAU 6-1 RESULTAT DES SONDAGES CAROTTES	44
TABLEAU 6-2 RESULTATS DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE N°1	45
TABLEAU 6-3 RESULTATS DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE N°2	45
TABLEAU 6-4 PRESENTATION DE RELEVÉ PIEZOMETRIQUE.....	46
TABLEAU 6-5 RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE	47
TABLEAU 6-6 LES CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL	51
TABLEAU 7-1 RESULTATS DE CALCUL PAR LA METHODE DES TRANCHES.....	56
TABLEAU 7-2 RESULTATS DE CALCUL PAR LA METHODE DES TRANCHES EN PRESENCE D'UNE NAPPE D'EAU	58
TABLEAU 7-3 LA COMPARAISON DES FS.....	64
TABLEAU 8-1 RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DES TRANCHES DE FELLENIUS.....	68
TABLEAU 8-2 FACTEUR RHEOLOGIQUE α POUR DIVERS TYPES DE SOLS [25]	71

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

L'objectif de notre travail est l'étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000

Le mémoire est divisé en deux parties :

La première partie consiste en une étude théorique qui comporte les généralités sur les glissements de terrain, les principales causes d'un glissement de terrain, les différentes méthodes de calcul de stabilité des talus, et les méthodes des confortements.

La deuxième partie comporte la présentation du site d'étude, l'étude géotechnique et l'étude de stabilité par les deux méthodes manuelle et numérique à l'aide d'un logiciel (TALREN4), puis l'étude de confortement par clouage de pieux.

Chapitre 1 Généralités

1.1. Introduction

Le mouvement de terrain étant un phénomène naturel pouvant être très destructeur. Les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments, et les dommages matériels dépendent de l'amplitude et la durée du mouvement de terrain ainsi que des modes de construction. Il peut s'agir de détérioration des structures (fissurations) ou de destruction (écroulements des bâtiments), dégradation des infrastructures (ponts, routes, voies ferrés,...etc.), ruptures des conduites d'eau, de gaz, et d'assainissement.

Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Il se développe dans un massif de sol meuble ou de roche argileuse tendre et se produit dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

1.2. Définition des mouvements de terrains

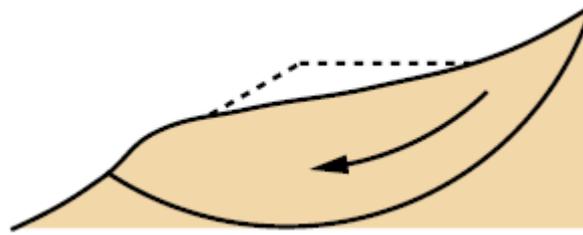
Les mouvements de terrain les plus fréquents qui se produisent sur des régions sont d'extension limitée, mais ils peuvent être récurrents et provoquent des dommages à répétition sur les infrastructures et habitations : chutes de blocs le long des itinéraires routiers alpins, coulées de boue urbaines, retrait-gonflement des sols argileux générant des désordres dans les bâtiments. [10]

1.3. Classification des mouvements de terrains

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain.

1.3.1. Penten naturelles

Ils caractérisent l'évolution d'une falaise rocheuse et se distinguent par le volume des masses rocheuses mises en mouvements en une seule fois. Chutes de blocs (pierres), Eboulement Ecroulement. [16]

Figure 1-1 *Pentes naturelles*

1.3.2. Talus artificiels

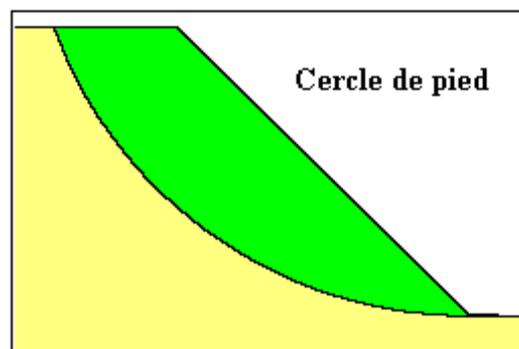
Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- talus en déblai.
- talus en remblai sur sol non compressible.
- talus en remblai sur sol compressible.
- digues et barrages en terre. Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture : [13]

1.3.2.1. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages).
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus.

Figure 1-2 *Cercle de pied*

1.3.2.2. Talus en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement

peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux

1.3.2.3. Digues et barrages en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité FS le long des cercles de glissement supposés :

- pendant la construction et peu après la construction.
- lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente).
- lors d'une vidange rapide.

1.4. Types de mouvement de terrain

De très nombreux types de mouvement de terrain se produisent soit naturellement soit à la suite de travaux dus à l'homme. On les classe couramment en quatre familles [4].

1.4.1. Les mouvements rapides et discontinus

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

1.4.1.1. Ecoulement

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif. Ces phénomènes se caractérisent par leurs vitesses de chute élevées et d'une très grande distance de transport.

On distingue :

- Les écroulements rocheux par dislocation interne.
- Les écroulements de sur plomb.
- Les écroulements par fluage.
- Les écroulements par glissement banc sur banc.

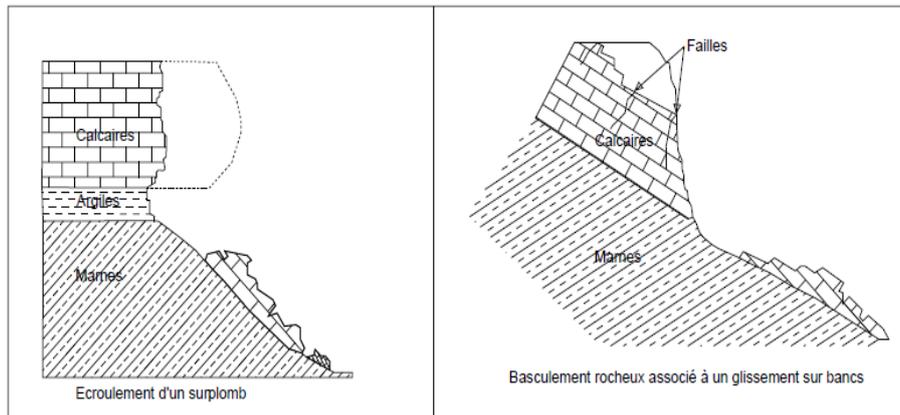


Figure 1-3 Exemples d'éroulement rocheux

1.4.1.2. Les coulées boueuses

Appelées aussi glissements de terrains liquides. Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de forte précipitation, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles se produisent essentiellement en montagne.

La morphologie d'une coulée boueuse s'apparente à celle d'un torrent (les coulées débutent généralement par une niche) terminé en entonnoir sur un chenal d'écoulement obstrué par des matériaux grossiers emballés dans une matrice limono-argileuse. A l'aval, la coulée se termine sous la forme d'un vaste cône chaotique, la masse du matériel affecté est beaucoup plus grande et forme une langue dont la largeur atteint souvent plusieurs centaines de mètres et dont la longueur peut être de l'ordre du kilomètre.

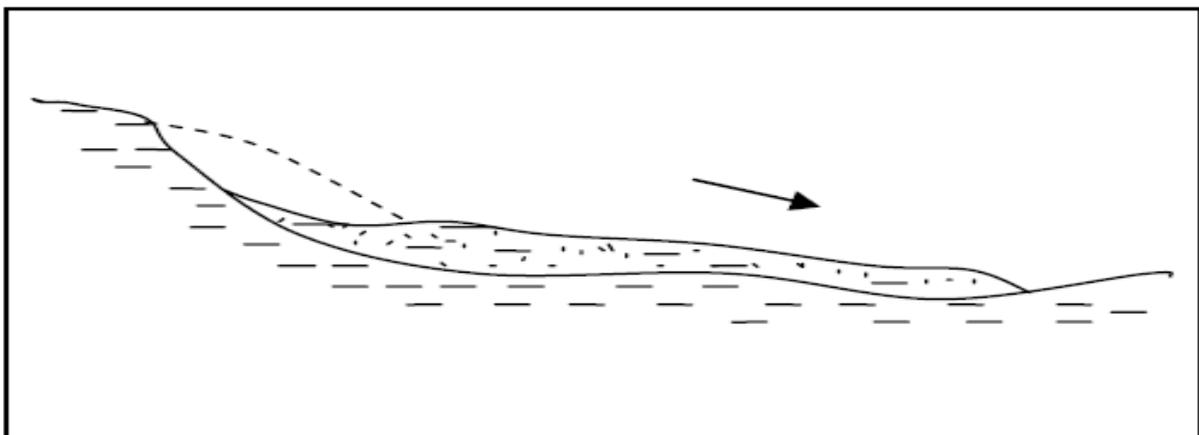


Figure 1-4 Schéma illustratif d'une coulée boueuse

1.4.1.3. Chutes de blocs et éboulements

Ce sont des phénomènes rapides ou événementiels, résultant de l'évolution de falaise, et mobilisant des blocs de roche plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente

(Figure 1-5). Ils consistent à la chute libre ou au roulement au départ, après rupture, de blocs par fragmentation. Le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. Pour les éboulements, la masse instable est beaucoup plus volumineuse. Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome. L'extension du phénomène est donc variable, car la distance parcourue par les blocs rocheux sera en fonction de la taille des blocs, de la raideur de la pente et de l'amortissement des Chocs, etc. Ce phénomène se caractérise par une forte désorganisation ou dislocation des matériaux mis en mouvement. Le volume de matériaux mis en jeu est extrêmement variable, de quelques dizaines à quelques milliers de m³.

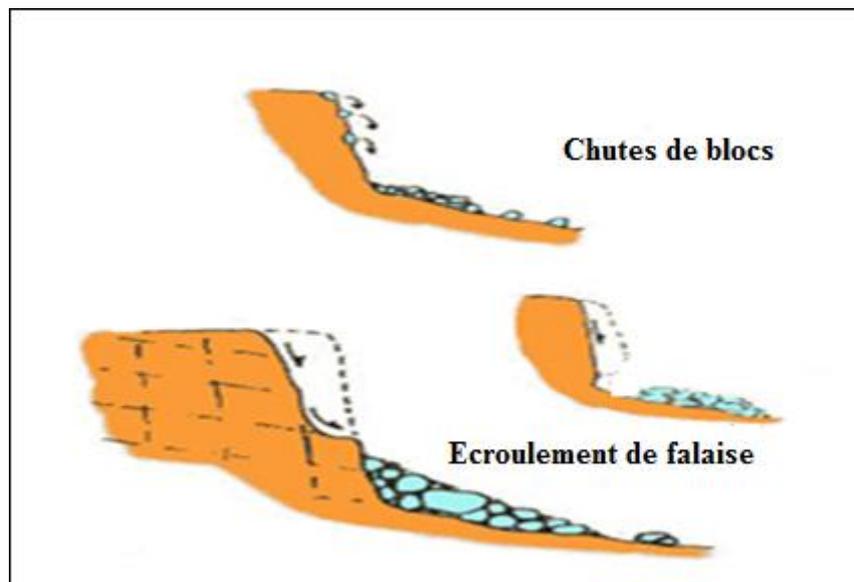


Figure 1-5 Chutes de blocs et éboulements

1.4.2. Les mouvements lents et continus

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. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. [14]

1.4.2.1. Le fluage

Par opposition aux mouvements précédents, celui-ci est lent, de faible amplitude et se développe dans une zone dont les dimensions sont mal définies.

Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués

(contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

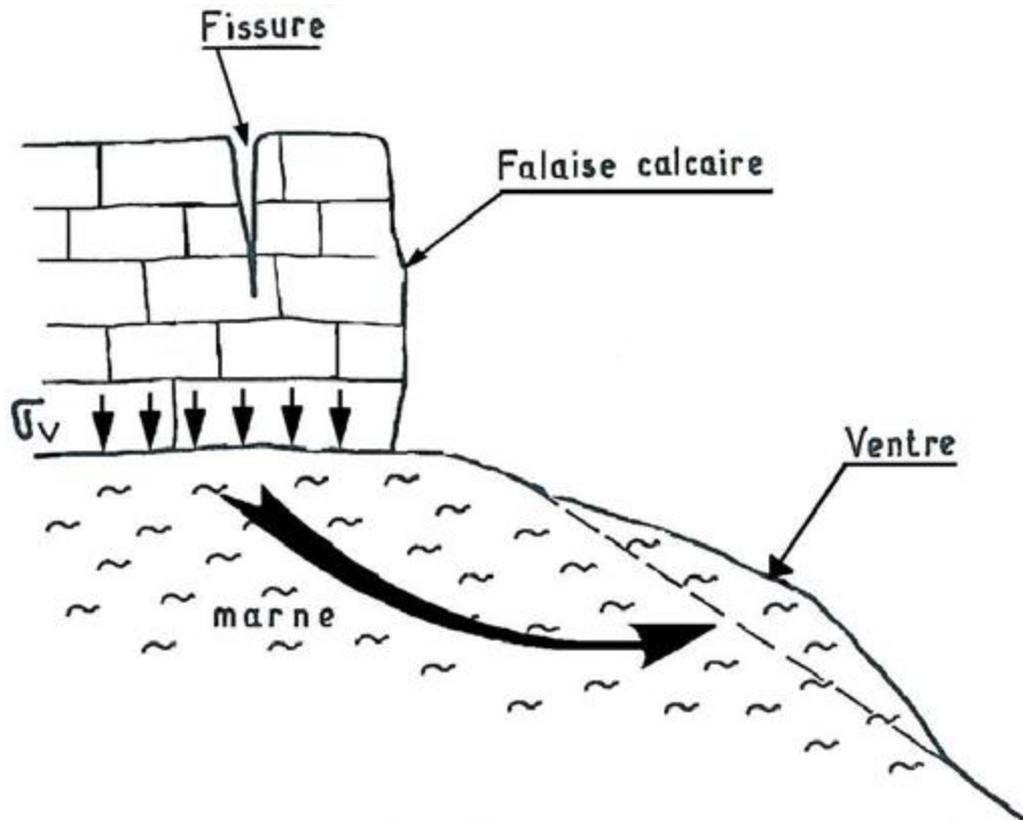


Figure 1-6 Phénomène de fluage [19]

1.4.2.2. L'affaissement

L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, lorsque les cavités sont de petit volume, ou situées sous un recouvrement important (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompriment les terrains jusqu'en surface.



Figure 1-7 Affaissement sur la route nationale n° 24, reliant Bejaia à Tizi-Ouzou (au village de Tighrent)

1.4.2.3. Les glissements de terrain

a. Définition du glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

Ils se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. [1]

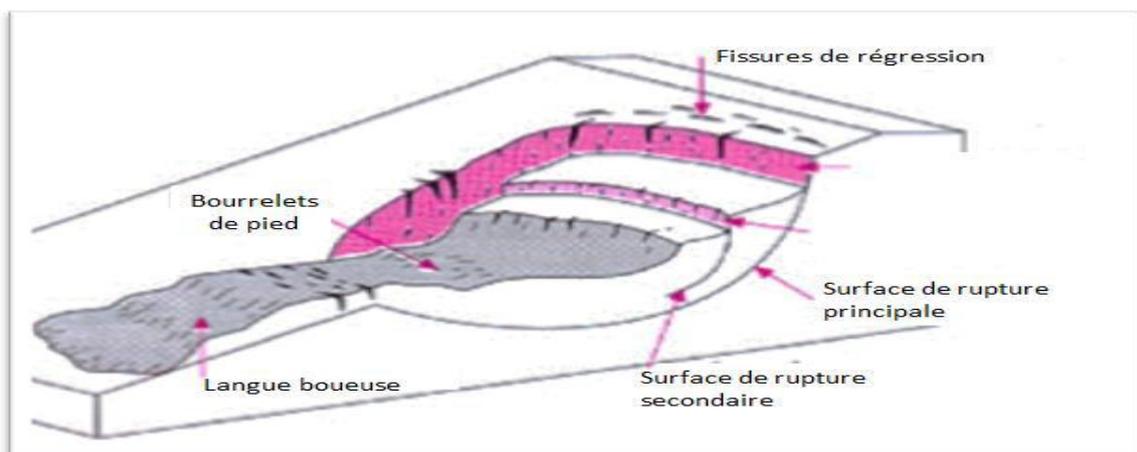


Figure 1-8 Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain

b. Le processus du glissement de terrain

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique : si un versant est stable jusqu' à telle date, il faut rechercher le fait nouveau qui, peu de temps avant l'apparition des désordres, a modifié l'équilibre antérieur : on peut découvrir ainsi des travaux de terrassement ou de construction, un déboisement

intense, une pluviométrie exceptionnelle, un séisme. Mais le plus souvent, le fait nouveau n'a servi que de catalyseur. [5]

c. Type de glissement de terrain

c.1. Types en fonction de la surface de rupture

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture : [6]

Glissement plane (translatif)

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

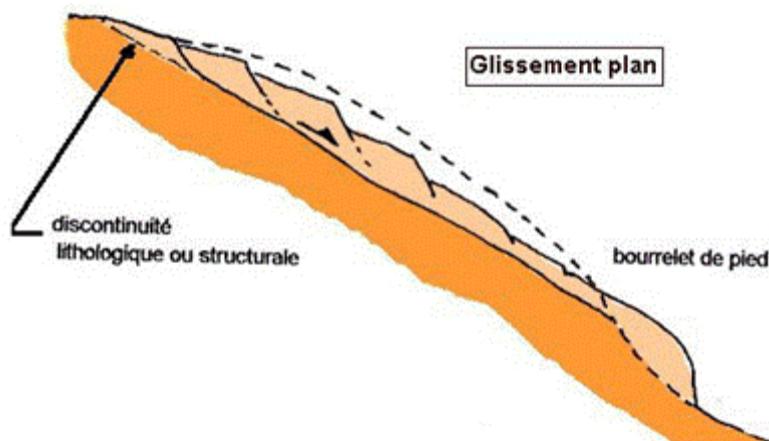


Figure 1-9 *Glissement plan* [19]

Glissement circulaire ou rotatif

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

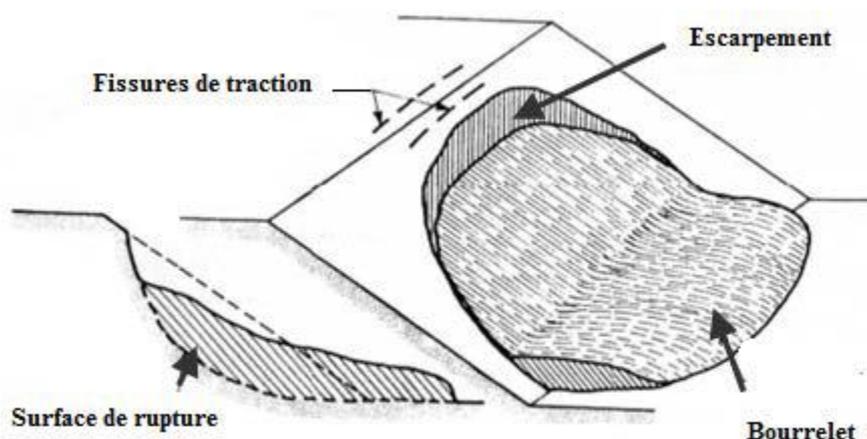


Figure 1-10 *Glissement circulaire* [19]

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.

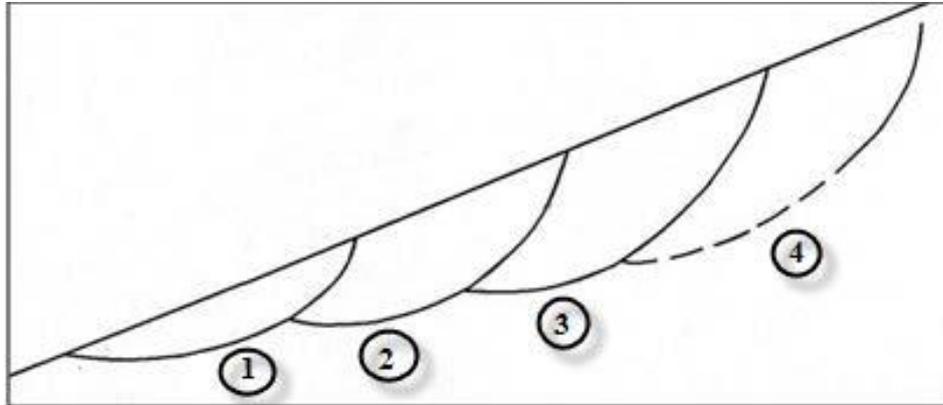


Figure 1-11 *Glissement quelconque* [19]

c.2. Classification des glissements de terrain

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

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.

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

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.

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

Tableau 1-1 Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers; 2009)

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

Tableau 1-2 Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [20]

Chapitre 2 Principales causes d'un glissement de terrain

2.1. Introduction

Les mouvements de pente sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief en action à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et les études effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorable à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité. Les pentes naturelles ou artificielles sont soumises à des contraintes extérieures qui peuvent influencer leurs états de stabilité. Ce chapitre porte sur la description des principaux facteurs contrôlant l'instabilité des pentes. [12]

2.2. Facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain. Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense séisme,...etc.). [12]

2.3. Nature et 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.

2.3.1. 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.

2.3.2. 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.

2.4. Facteurs variables dans le temps

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

2.4.1. 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 w_l , 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.

2.4.2. 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.

2.4.3. 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.

2.4.4. 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 déclencher des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

2.5. 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 fréquentes sont d'origine hydraulique. 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 en 1950 par TERZAGUI. Pour plus de clarté et de simplicité, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente réalisée par BENACHENHOU (1995). Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

2.5.1. Facteurs hydrauliques

2.5.1.1. Action et influence de l'eau

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entrainera de nombreux glissements superficiels et des coulées ; alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur. Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux. L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements. [14]

Les précipitations et fonte des neiges font naître trois processus :

- Humidification du sol et infiltration.
- Ruissellement de surface.
- Evapotranspiration.

a. Humidification du sol et infiltration

L'eau qui tombe à la surface du sol commence par humidifier la fraction supérieure du sol. Si la pluie se poursuit suffisamment et longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante et entraîne une infiltration, c'est à dire une arrivée d'eau à la nappe (réalimentation des nappes).

b. Ruissellements de surface

Lorsque l'intensité de la pluie est forte, la pellicule d'eau en surface peut circuler sur la tranche supérieure du sol saturé (sur une faible épaisseur). Ils induisent, essentiellement, des phénomènes d'érosion externe (superficielle) qui ont pour effet de modifier la géométrie des versants et donc leurs conditions de stabilité (sapement des berges fluviales ou des falaises côtières, ravinement des versants).

c. Evapotranspiration

Ce terme regroupe généralement évaporation et transpiration. Pendant et après un épisode pluvieux, une partie non négligeable de l'eau arrivée au sol est immédiatement évaporée. Le phénomène de la transpiration joue dans le même sens que l'évaporation,

les racines des plantes sont capables de reprendre de l'eau du sol. Cela provoque le phénomène de retrait donc la formation des fissures.

2.5.1.2. Facteurs dynamique

a. Tremblement de terre et vibrations

Les vibrations (machines vibrantes, engins de terrassement, battage de pieux, etc.) Ont les mêmes conséquences qu'un séisme. On peut évoquer le glissement de la province de Kansu en Chine de 1920, déclenché par un séisme (CLOSE et MC CORMICK 1922). Le glissement de Surte en Suède de 1950 qui s'est produit sur une argile sensible molle, il a été provoqué par les vibrations du battage des pieux (JACKOBSON, 1952). Le glissement se produisant à Turtle Mountain à Alberta au Canada, il a été attribué par TERZAGHI (1950) à des opérations de mine dans la région.

b. Mouvements tectoniques

Les mouvements tectoniques dans la croûte terrestre peuvent causer une augmentation de l'angle de la pente et depuis contribuer aux mouvements de pente.

c. Actions sismiques

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

2.5.1.3. Facteurs mécaniques

a. Les actions mécaniques externes

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

1. Suppression de la butée de pied de versant La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- Par terrassement.
- Par affouillement ou érosion régressive.
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

2. Implantation des surcharges sur un versant :

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier...etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi-pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain. A l'inverse, les surcharges de pied de

versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

b. Terrassements

Cette action mécanique a des répercussions défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas bien faite. On sait que la pente des versants représente un paramètre qui conditionne sa stabilité et qu'il existe une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaisse. Parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement. Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité.

c. Action de la pesanteur

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

d. Phénomène du retrait-gonflement

Pour bien comprendre l'impact du phénomène sur le glissement de terrain, citons l'expérience réalisée par U. NASCIMENTO (1953) : Un échantillon d'argile est successivement desséché puis humidifié plusieurs fois de suite. Posé sur une surface horizontale, il conserve sa position. Mais sur une surface inclinée, il progresse doucement vers le bas, donc le retrait/gonflement de l'argile favorisent l'action de la pesanteur (reptation des talus). Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent leur maximum de retrait et se fissurent très profondément (diminution de la résistance mécanique). Après, lorsque les pluies surviennent toutes les fissures se remplissent d'eau en causant le gonflement de l'argile, où la résistance au cisaillement diminue d'avantage et une coulée boueuse peut s'amorcer.

Chapitre 3 Méthodes de calcul de stabilité

3.1. Introduction

Un calcul de stabilité peut être effectué sur un versant dans deux circonstances bien distinctes :

- Sur un versant apparemment stable dont les objectifs sont l'appréciation de la marge de sécurité dont dispose le versant considéré vis-à-vis de la rupture, la définition de la zone la plus menacée et l'examen du risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassment, construction,...etc.).

- Sur versant où un glissement est apparu dont l'intérêt du calcul tient ici aux points suivants : il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture. Il permet aussi de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener FS à une valeur supérieure à 1.

3.2. Notion sur le coefficient de sécurité

Dans les paragraphes précédant nous avons introduit le terme de coefficient de sécurité qui est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \text{ (définition de Bishop).}$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{moment moteur}} \text{ (définition de Fröhlich)}$$

Cette définition suppose que la surface est circulaire (ellipsoïdale en 3D)

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\tan \varphi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface. [18]

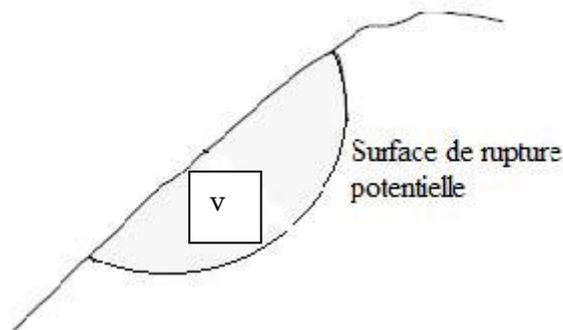


Figure 3-1 Rupture circulaire

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive ».

3.3. Ruptures planes ou multi-planaires (calculs à l'équilibre limite)

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

(La figure 3-2) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : \mathbf{W} le poids du bloc de sol considéré. \mathbf{V} et \mathbf{H} les efforts sur les coté du bloc, \mathbf{N} et \mathbf{T} les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, \mathbf{U}_1 l'effort du à la pression d'eau latérale, et \mathbf{U} l'effort du à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $\mathbf{V} = \mathbf{0}$ et que \mathbf{H} et \mathbf{U}_1 s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer \mathbf{N} et \mathbf{T} , ainsi que le coefficient de sécurité $F_S = T_{\max}/T$. [9]

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N-U) \cdot \tan\varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \tan\varphi'}{\gamma \cdot h \cdot \tan\beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

-Pour un matériau purement frottant :

-En l'absence d'eau :

$$F_S = \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

-Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F_S = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$)

$$F_S = \frac{1}{2} \frac{\tan\varphi'}{\tan\beta}$$

-Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F_S = \frac{2}{\sin 2\beta} \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

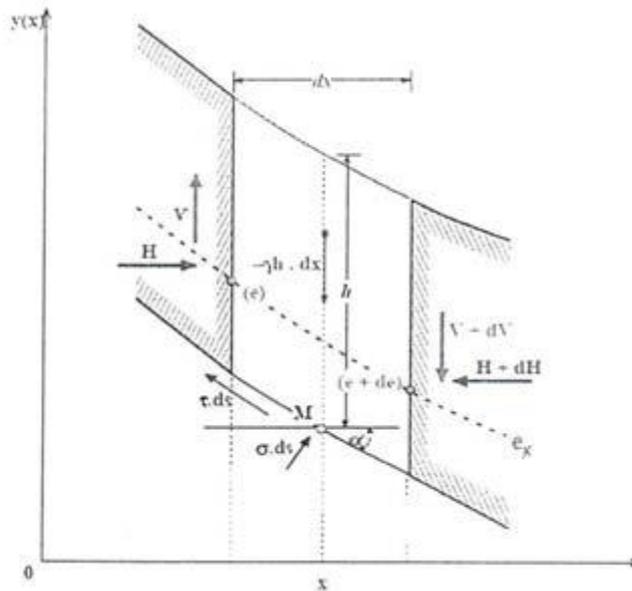


Figure 3-2 Les forces appliquées sur une tranche

3.4. Ruptures rotationnelles (calculs à l'équilibre limite)

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions, la théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

3.4.1. Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , φ et par la pression U de l'aquifère :
- Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor ou de Biarrez). [8]

3.4.2. La méthode des tranches

C'est une méthode suédoise due à Peterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nouveiller en 1956, la méthode des tranches consiste à diviser un volume instable en un certain nombre verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieurs quelconque (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes.[8]

3.4.2.1. Méthode des tranches de Fellenius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de sols de caractéristique différentes : c_i , φ_i et γ_i . Fellenius suppose que la ligne de glissement soit circulaire, on veut vérifier la stabilité. la méthode consiste à découper le volume du sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches correspond à une limite entre deux tranches. Nous prenons

comme exemple, l'étude d'équilibre de la tranche (ABCD), les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Le poids W ,
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB ,
- Les réactions sur les faces verticales AD et BC décomposées en réactions horizontales H_N et H_{N+1} en réactions verticale V_N et V_{N+1} ce sont les forces inter tranches,
- Les pressions hydrauliques.

Par rapport au centre O du cercle de glissement, on définit :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W , de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$FS = \frac{\sum EF \text{ des moments résistant maximum}}{\sum EF \text{ des moment moteurs}}$$

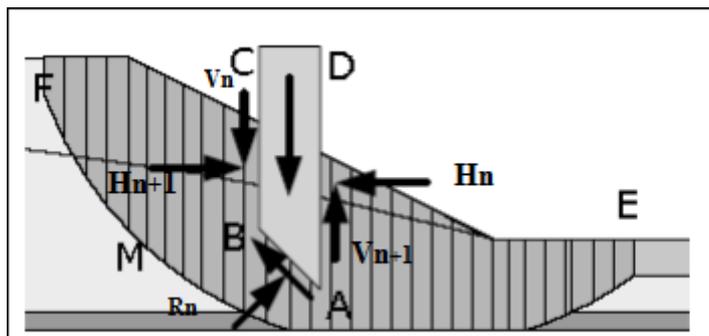


Figure 3-3 Détail des tranches.

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF , on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normal à AB (N_N) et l'autre tangentielle (T_N).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fournis par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n , d'après la loi de coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R \cdot (c_i \cdot AB + N_n \tan \varphi_i)$$

Avec : m : nombre total de tranches, c_i et φ_i : cohésion et angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB . L'expression du coefficient de sécurité F_s se réduit à :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} T_n}$$

En remplaçant AB, N_n et T_n dans la formule (4) on obtient :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin \alpha}$$

Dans le cas de l'existence de la nappe (B. Hubert et al, 2003) ; le coefficient F_s est donné par :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (c_i \frac{bi}{\cos \alpha_i} + (w_i \cos \alpha_i - \frac{u_i \cdot bi}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin \alpha}$$

Avec : $u = Z_w \gamma_w$

u : Pression interstitielle, Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumique de l'eau.

3.4.2.2. Méthodes des tranches de Bishop

a. Méthode simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que pour tout tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité F_s , s'exprime par cette méthode comme suit :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(w_i - u_i \cdot bi) \tan \varphi_i + c_i \cdot bi}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Tout les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faites en adoptant come valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenus. la méthode simplifié de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vue comment calculer le coefficient de sécurité F_s pour un cercle donné à priori. Pour connaitre F_s réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s , c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

b. Méthode détaillée

Les composantes V_i , V_{i+1} et H_i , H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab, donc influence la réaction R_n

Bishop a publié en 1955 une méthode que nos appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurités en tenant compte des ces sollicitation. Le coefficient de sécurité (F_s) est donné par la formule générale :

$$FS = \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin a_i} \right) \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(w_i - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos a_i + \sin a_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

φ : angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer F_s , il faut :

1. Procéder par itérations successives car F_s figure aux deux membres de l'équation.
2. Définir V_n V_{n+1} pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance vertical de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres).

Compte tenu de l'équation réagissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, il sera alors possible de définir V_n V_{n+1} toutefois, se calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur. ([8], [11])

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres des méthodes dites de :

- Janbu (ligne d'action des forces inter-tranchent située au 1/3 de la hauteur des tranches).
- Spencer (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches constant).
- Morgenstern et Price (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches = $\lambda \cdot f(x)$).
- Sarma (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale).
- Perturbations (méthode proposée par Raulin du LCPC). [3]

3.4.2.3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, César, Crip.

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres des méthodes dites de :

3.5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u). Le (tableau 3-1) ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

F_s	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.
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

Tableau 3-1 valeur de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que $FS = 1,5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) [19].

3.6. Conclusion

La stabilité des pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite, ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois de la rupture par cisaillement. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente. Chaque méthode emploie les propriétés mécaniques et physiques de sol. Pour choisir une méthode de calcul, on doit exploiter les paramètres défini au préalable, dans le but d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable.

Chapitre 4 Méthode de confortement

4.1. Introduction

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de la méthode de confortement 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 coût économique

4.2. Méthodes de confortement des talus

4.2.1. Dispositifs de drainage

Comme on le sait tous, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes. Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons: - Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain. - Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

4.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défauts d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage a l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, a stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Les dispositifs de Collecte et canalisation.

4.2.1.2. Massifs drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériaux drainants régulièrement espacés.

4.2.1.3. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 4.1, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

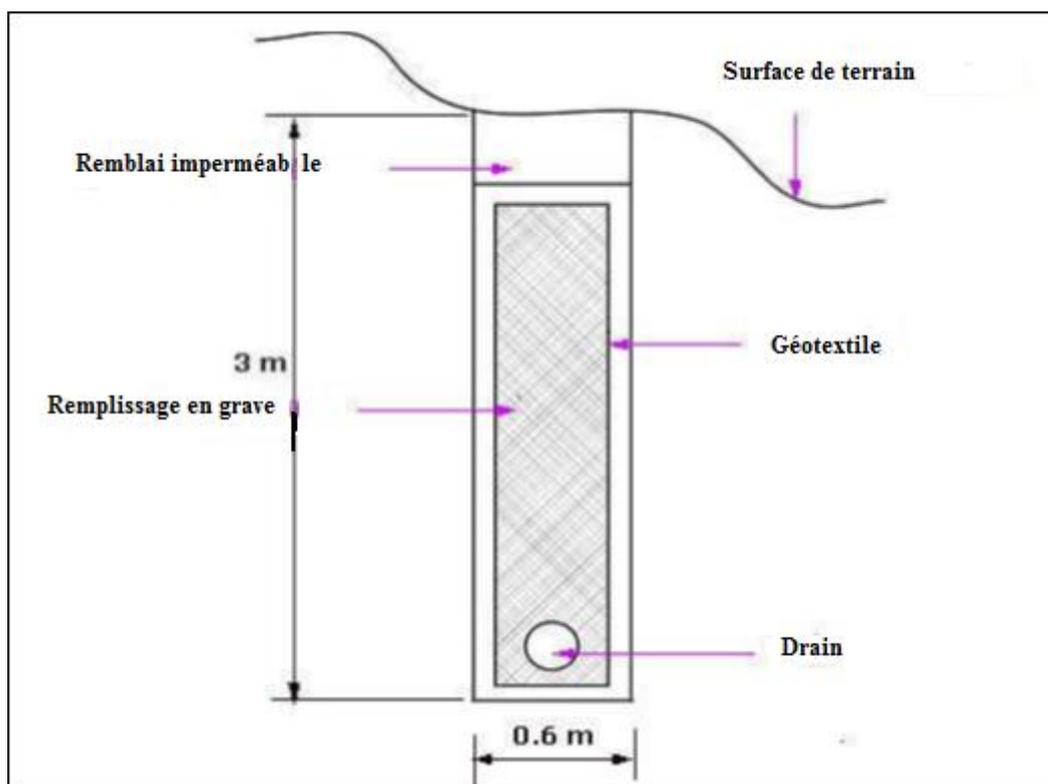


Figure 4-1. Modèle d'une tranchée drainante [9]

4.2.2. Modifications géométriques

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être

envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème, parmi ces méthodes on a : [9]

4.2.2.1. 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 les déplacements de la masse instable.

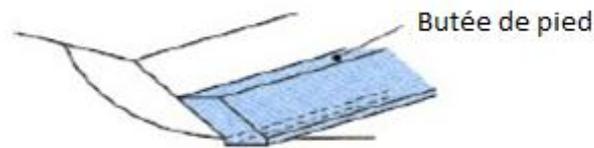


Figure 4-2 Réalisation d'une butée de pied [9]

4.2.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau 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 la géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

4.2.2.3. 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.

4.2.2.4. 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 a 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. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

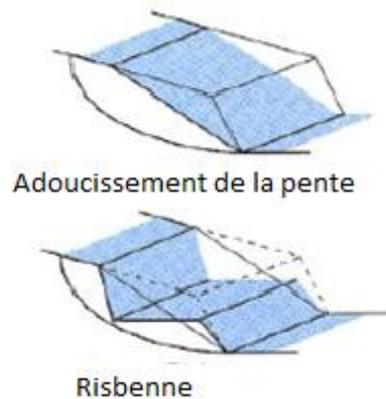


Figure 4-3 *Reprofilage* [9]

4.2.3. Ouvrage de soutènement

Dans cette catégorie il y a deux types d'ouvrages : les ouvrages rigides (mur poids ou ancré) et les ouvrages souples (mur cellulaire, gabions, remblais renforcés par armature ou nappes).

4.2.3.1. Ouvrages rigides

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

4.2.3.2. Les ouvrages souples

Ils sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides.

a. Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. En appelle tirant d'Ancrage injecté, une armature métallique constituée de tubes, barres, fils ou toron introduite dans un forage et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée. Les Tirants d'ancrage réalisés sont des tirants de 20 m et 16 m de longueur, de 120 mm de diamètre avec des barres HA40mm. L'utilisation de tirants précontraints suppose : Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité, qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.



Figure 4-4 Stabilité d un glissement avec tirant d ancrage [9]

b. Renforcement par inclusion

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison, il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

b.1. Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pqs ou P est le périmètre du clou et qs le frottement latéral unitaire, lequel peut être

évalue a partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; la encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportées par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportées par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

b.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement.
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu (plastification du sol).
 - dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportées par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite p_l mesurée à l'aide du pressiomètre Menard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportées par les pieux.

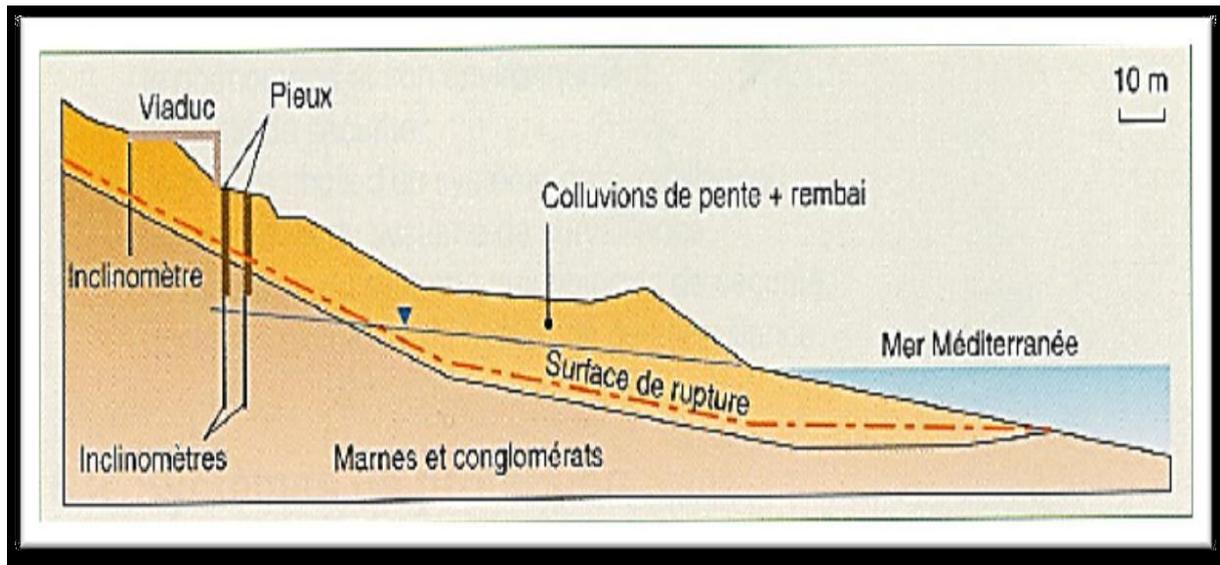


Figure 4-5 Stabilité du glissement à l'aide des pieux de 1m de diamètre [9]

4.3. Conclusion

Les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens.

Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

Chapitre 5 Présentation du site

5.1. Introduction

Dans le cadre des études de glissements de terrain, nous avons utilisée le résultat des travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques du glissement de terrain survenu sur la route nationale N°24 au PK 220+000 sis à la commune de Toudja (W) de Bejaia.

5.2. Situation géographique et topographie du projet

Le tracé de La RN24 d'orientation globale Est – Ouest, traverse les terrains à relief montagneux, le long de la cote littorale sur le littoral côtier de la région de Saket.

Le secteur d'étude est situé à 25 km au nord ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaïa, sur le littoral côtier de la région de Saket.

Le site de glissement est localisé sur la RN 24 au PK 220+000 au piedmont d'un versant de pente moyenne et présentant une topographie irrégulière. [17]



Figure 5-1 Situation géographique du site de glissement [17]

5.3. Géologie et géomorphologie régionale

5.3.1. Géologie régionale

De point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des Babors occidentaux qui comprend :

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire.
- Les flyschs crétacés et tertiaires qui affleurent de part et d'autre de la plaine.
- Les nappes épitelliennes : brek-gouraya, barbacha et bou-hamza.
- Les formations post-nappes.

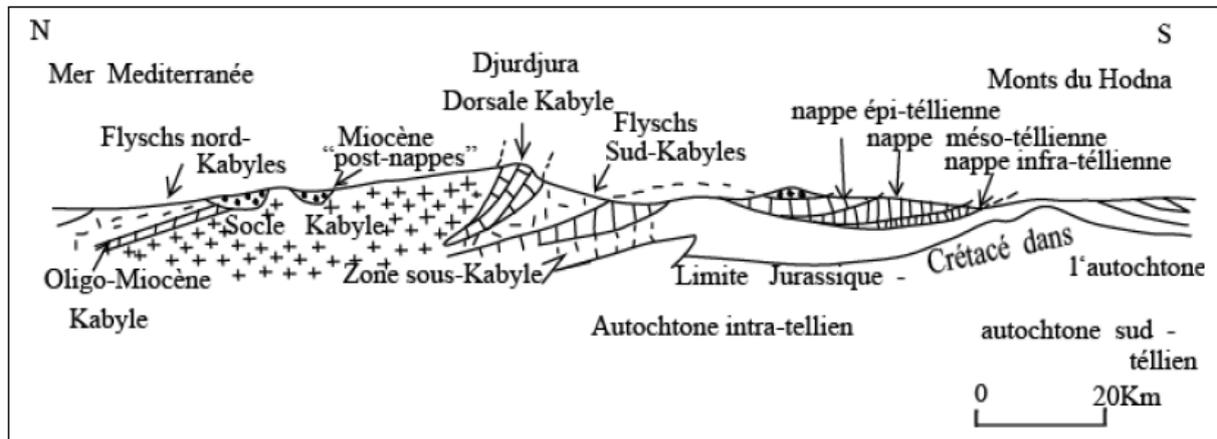


Figure 5-2 Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie du Nord, d'après Durant Delga en 1969.

5.3.1.1. Le socle et sa couverture

Cette unité fait partie du domaine interne des Maghrébides et équivaut au massif de Grande Kabylie. Le socle affleure aux environs du village de Bouhatem dans le massif d'Aghbalou et comporte :

- Un terme métamorphique formé de :

Quartzites.

Schistes à séricite.

- Un terme éruptif formé essentiellement de pegmatites.

Sur ce socle vient reposer en discordance la couverture tertiaire formée de :

- Conglomérats de base.
- Grès rouges et calcaires bréchiqes alternant avec des marnes rouges.
- Un niveau de silicites de couleur jaune.

L'ensemble, formé par le socle et sa couverture est recouvert à son tour par les unités de flyschs et il est affecté par un réseau de failles.

a. Unité Brek-Gouraya (ou Aghbalou-Gouraya)

Définie pour la première fois par M. LEIKINE en 1971 puis complétée par M.HASSISSNE en 1989, elle affleure dans les unités de flyschs et elle est limitée par deux accidents majeurs : celui d'Aghbalou au Sud et celui d'Achelouf au Nord.

Les réseaux de failles divisent l'unité en deux compartiments occidental et oriental, représentés successivement par :

Les djebels Aghbalou et Ifri-ou-Erzène.

Le Djebel Gouraya.

Cette unité comporte des formations d'âge Jurassique et Crétacé.

b. Unités des flyschs

Formées de trois nappes de flyschs : flyschs massyliens à la base et flysch numidien au sommet, prenant ainsi en sandwich, l'unité des flyschs maurétaniens.

b.1. Les flyschs massyliens

Ils affleurent dans le massif d'Aghbalou, le long de la vallée de l'Oued Ghir, entre Sidi-Aïch et Ilmaten et dans la région d'Amizour. Les séries comportent des formations dont l'âge va du Crétacé au Paléogène.

b.2. Les flyschs mauritaniens

Les formations des flyschs mauritaniens sont d'âge Crétacé inférieur à Paléogène.

Elles sont structurellement prises en sandwich entre celles des flyschs massyliens et celles des flyschs numidiens et sont affectées par une tectonique post-nappes.

b.3. Les flyschs Numidiens

C'est le plus répandu, il s'étend de la limite de la dorsale kabyle jusqu'au golf de Bejaïa et occupe la position la plus élevée dans l'édifice structural, recouvrant ainsi l'ensemble des unités inférieures. Ces flyschs sont d'âge Oligocène supérieur à Aquitano-Burdigalien.

5.3.1.2. Les formations post-nappes

Elles sont formées par :

- Les sédiments miocènes discordants sur les unités telliennes et de flyschs. On distingue :

Un Miocène marin dans la région de Sidi-Aïch.

Un Miocène continental dans la région d'Akbou.

- Les épanchements volcaniques sous-marins néogènes d'Amizour et du Sud de la ville de Bejaïa, en rive droite de la vallée de la Soummam.
- Les formations pliocènes représentées par des argiles marneuses et des brèches.
- Les formations quaternaires représentées par les alluvions de la Soummam, les cônes de déjection de ses principaux affluents, les éboulis et brèches de pentes consolidées.

5.3.2. Géomorphologie régionale

La zone d'étude correspond à la partie inférieure du bassin versant de l'Oued Soummam, sur la rive droite de l'embouchure de ce dernier.

Cette région d'étude est délimitée au Sud par un ensemble montagneux discontinu avec des arrêtes aigues dont les altitudes augmentent en direction Nord- Sud. Passant de Djebel Hamdoun (696m), Djebel Agueni Iassasen (710m) à Tizi Ouchen (822m).

5.4. Hydrologie et hydrogéologie régionale

Les versants sont ravinés par de nombreux talwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers constituent des couloirs naturels favorisant des ruissellements des eaux pluviales.

Ces eaux pluviales provoquent des érosions régressives le long des talus des talwegs, provoquant ainsi des glissements.

Une partie de cette eau se déverse dans les oueds à régimes irréguliers, se caractérise par une période de hautes eaux (hiver) et par une durée d'étiage en été et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'argiles marneuses.

L'écoulement doit être pris en compte dans la préparation, il se trouve deux origines :

- Les eaux superficielles (intempéries)
- Les eaux souterraines (nappe souterraine)

On constate des formations très hétérogènes sur le plan lithologique (longitudinal et vertical), la disposition géométrique des différentes couches dans l'espace conditionne la probabilité de l'existence d'un aquifère d'une valeur hydrogéologique.

Après chaque sollicitation pluviométrique, les formations marno-argileuses qui dominant donnent naissance à des sources d'eau à faible débit qui tarissent rapidement en période des basse eaux.

En période des hautes eaux ces poches d'eau souterraine peuvent provoquer des problèmes considérables.

5.4.1. LE CLIMAT

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaïa pendant une période de 10 ans (2000-2009), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet.

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaïa, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver, de

Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

En raison de cette répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de forte Précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 25°C) ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation pour les sols argileux qui donne naissance à des fentes de retrait dont l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retrait, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fentes de retrait plus ou moins importantes, donc lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement englué dans les fentes de retrait, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

5.4.2. Sismicité de la région

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ses effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du CRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata.

flyschoides et à la base des calcaires lités du Lias, qui matérialise un chevauchement sur les flysch du crétacé.

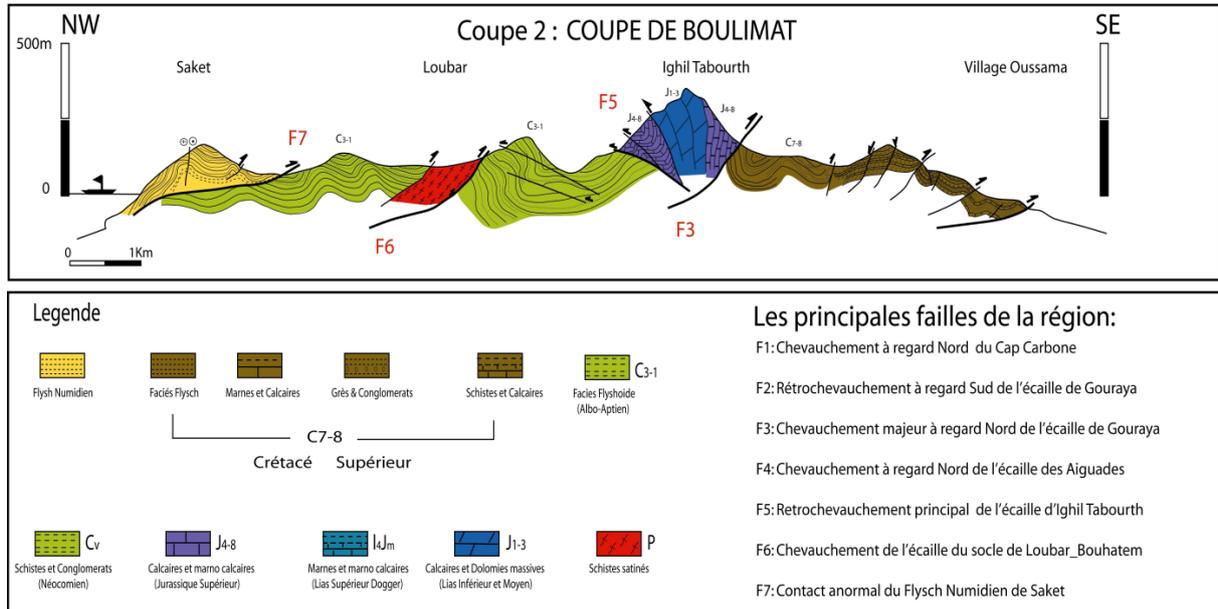


Figure 5-4 Carte géologique de Bejaia [17]

Le tracé de la RN 24 traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont interstratifiées des pélites constituant le faciès flysch.

Ces grès forment tantôt des entablements horizontaux, tantôt des arêtes et des parois très déchiquetées.

Ce faciès flysch mis en place à l'oligocène ont subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux très graveleux et blocs.

Ces produits d'altération constituent une nappe d'éboulis à blocs gréseux enveloppés dans une matrice argileuse.

5.5. Hydrogéologie et hydrologie du site

5.5.1. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Le massif rocheux fissuré accumule l'eau de pluie et alimente régulièrement une nappe qui circule dans les éboulis dont la matrice argileuse subit les effets d'altération par suite une diminution des propriétés physico-mécaniques.

5.5.2. Hydrologie

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent dans la mer.

Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux.

5.6. Description du site du glissement

Le glissement survenu sur la RN24 est localisé au piedmont d'un massif montagneux gréseux, délimité au Nord par la mer

C'est un glissement de grande ampleur ayant affecté la chaussée sur toute sa largeur et ayant déstabilisé les constructions et les murs de clôture situés dans la partie avale



Figure 5-5 *Basculement de la bâtisse située sur la crête du versant*

Ce glissement s'est développé sur un terrain ayant une morphologie irrégulière et constitué par une nappe d'éboulis à matrice argileuse reposant sur un faciès flysch affecté par un réseau de fracturation et de discontinuité.

Sous l'effet des eaux, modifiant les caractéristiques physico-mécaniques, la forte pente et en absence de butée, les masses glissées poursuivent leur mouvement vers la mer.

La chaussée est affectée par des affaissements importants dont le rejet peut atteindre 20 à 40 cm, des fissures longitudinales et des ruptures de talus.

Le site est matérialisé par des affaissements et une dépression en aval considéré comme réceptacle des eaux pluviales.

Des constructions, des murs de clôture situés en aval sont basculés dans le sens du glissement, des poteaux et des arbres ont subi une certaine inclinaison.

Les infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement.

Les couches supérieures ont glissé sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

Chapitre 6 Etude géotechnique

6.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Mais ces données restent insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des campagnes de reconnaissance « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéités et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

6.2. Reconnaissance in situ

6.2.1. Organisation

La campagne de reconnaissance comporte :

- Six (06) sondages carottés de 15 à 23 m de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement.
- Deux(02) sondages pressiométriques de 12 et 15 m de profondeur avec des mesures à chaque pas de 2m.
- Des relevés piézométriques.

6.2.2. Sondages carottés

Les sondages carottés ont été implantés sur le site du glissement, montrent que le sous-sol du site est constitué de :

N° de sondage	profondeur (m)	Type de sol
SC1	0.00 – 2.00 m	Eboulis gréseux a matrice argile limoneuse
	2.00 – 5.00 m	Argiles marneuses à caillouteuse
	5.00 – 23m	Alternance des bancs centimétrique de grés avec des argiles gréseuses
SC2	0.00 – 1.00m	Terre végétale
	1.00 – 5.00 m	Argiles limono sableuse a passage de bloc de grés
	5.00 – 15.00 m	Bancs de grés centimétriques
	0.00 – 5.00m	Eboulis de pente
	5.00 – 7.00m	Argiles marneuses à argile graveleuse à caillouteuses.
SC3	7.00 – 18.00m	Argiles gréseuse a caillouteuse.
	18.00 – 20.00m	Bancs centimétriques de grés
SC4	0.00 – 4.00m	Remblais.
	4.00 – 6.00m	Marnes argileuses associe a des cailloux
	6.00 – 9.00m	Argiles gréseuses à caillouteuses
	9.00 – 20.00m	Bancs centimétriques de grés à matrice argilo gréseuse
SC5	0.00 – 8.00m	Remblais.
	8.00 – 12.00m	Argiles gréseuses à caillouteuses
	12.00 – 15.00m	Bancs de grés à matrice argileuse.
SC6	0.00 – 7.00m	Remblais.
	7.00 – 10.00m	Argiles marneuses à caillouteuses.
	10.00 – 15.00m	Alternance des bancs centimétrique avec des argiles gréseux

Tableau 6-1 Résultat des sondages carottés

6.2.3. Sondages pressiométriques

Deux sondages pressiométriques de 12 et 15m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés, en amont et en aval afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais préssiométriques et la lithologie du terrain.

Les essais préssiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module préssiométriques **EM**.
- Pression de fluage **Pf**.
- Pression limite **Pl**.

Des essais préssiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées.

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite Pl (bars)	EM/PL
2	129.13	5.14	25.12
4	73.55	6.20	11.86
6	205.30	14.33	14.32
8	300.91	20.23	14.87
10	305.68	21.25	14.38
12	382.41	21.63	17.67

Tableau 6-2 Résultats de l'essai préssiométrique n°1

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les quatre premiers mètres (correspond aux valeurs de remblai ou éboulis de pente) puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite Pl (bars)	EM/PL
2	120.17	4.00	30.17
4	131.77	7.42	17.75
6	107.74	10.92	9.86
8	96.01	6.04	15.87
10	547.34	14.22	40.38
12	289.01	23.13	12.49
14	3817.09	42.26	90.32
15	4817.19	45.14	106.71

Tableau 6-3 Résultats de l'essai préssiométrique n°2

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

6.2.4. Relevés piézométriques

Les relevés piézométriques des forages, montrent une fluctuation du niveau statique d'eau (entre 1 et 7m de profondeur) en période hivernale. Cette fluctuation traduit bien l'existence de nappe en subsurface.

Date du relevé	Sondages	Niveau d'eau
02.01.2013	SC 02	1 m
	SC 05	3 m
15.02.2013	SC 02	7 m
	SC05	3.60 m

Tableau 6-4 Présentation de relevé piézométrique

6.3. ESSAIS AU LABORATOIRE

6.3.1. Organisation

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des densités.
- Limites d'Atterberg.
- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.
- Analyse chimiques sommaires.

Les coupes lithologiques sur les différents sondages carottés réalisés ont montré l'existence de nappe d'éboulis gréseux à matrice argileuse, des couches d'argiles marneuses reposant sur des formations gréseuses intercalées par des pélites.

Les résultats des essais au laboratoire sont résumés en fonction des différentes couches géologiques rencontrés sur le site :

SONDAGE		Argiles marneuse à caillouteuse	Argile limono- sableuse à passages de bloc de grés	Argile graveleuse à caillouteuse	Marnes argileuses	Formations gréseuse intercalés avec des pélites
Teneur /eau (W)		15.98	12.99	15.64	4.65	-
Densité Sèche γ_d (t/m ³)		1.81	1.93	1.8	1.43	-
Densité Humide γ_h (t/m ³)		2.10	2.19	2.07	2.10	2.07
Degré De Saturation (Sr%)		87.52	87.69	75.48	43.78	-
Granularité Et Sédimentométrie	2mm	67.35	64	72	46.22	72.07
	% Tamisat 80 μ	50.35	48	57.33	25.17	57.44
Limites D'Atterberg	WL %	56.32	52.76	51.65	34.78	-
	WP%	28.94	30.39	25.21	16.92	-
	IP	27.82	22.46	26	17.86	-
Cisaillement à La Boite	C_{uu} bars	0.10	0.16	0.09	0.25	-
	φ_{uu} °	21	23	30	10	-

Tableau 6-5 Résultats des essais au laboratoire

6.3.2. Interprétation des résultats des essais de laboratoire :

Les coupes de sondages carottées montrent que le sous sol du site est constitué par les formations suivantes :

6.3.2.1. Formation Argileuse

Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments Passent au tamis 80 μ .

- Ces sols ont donné des densités humides moyennes à élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à très plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiquent des sols cohérents.

6.3.2.2. Argile limono-sableuse à passages de bloc de grés

- Les analyses granulométriques indiquent des sols grenus car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol cohérent.

6.3.2.3. Argile graveleuse à caillouteuse

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments ne passent pas au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau faibles.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles très plastiques.

Les essais de cisaillement à la boîte non consolidé non drainé ont donné des valeurs qui indiquent un sol moyennement cohérent.

6.3.2.4. Marne argileuse

- Les analyses granulométriques indiquent des sols grenus car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faible.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol très cohérent.

6.3.2.5. Formation gréseuse intercalés avec des pélites

- Les analyses granulométriques indiquent que les bancs de grés sont entourés par une matrice d'un sol fin car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 μ .
- Ces sols ont donné des densités humides moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.

6.4. Stabilité du site

Le site est localisé sur un versant ayant une pente moyenne à élevée et une topographie irrégulière.

Les masses importantes des remblais déchargées sur le site ont un effet négatif sur la stabilité de l'ensemble du site.

Le talus taillé sur des terrains meubles est exposé aux phénomènes d'érosion dû aux ruissellements et aux infiltrations des eaux pluviales.

Pour parer contre ces phénomènes, il y'a lieu d'effectuer un bon dispositif de confortement et d'intercepter les venues d'eau et d'opter pour un drainage efficace des eaux de nappe.

6.5. Classification du site

Les sols du site sont constitués par des argiles marneuses à marnes argileuses moyennement compactes, il peut être classé dans la catégorie S3 (sol meuble).

6.6. Cause des instabilités

Les instabilités relevées le long de la section en glissement sont dus à la jonction de plusieurs facteurs :

6.6.1. Géologie et géomorphologie

La section de la RN24 affectée par le glissement est située dans l'unité des flysch de la dorsale kabyle qui est caractérisée par une forte instabilité de ses sols à cause d'une part de la géologie et de la morphologie particulière des terrains et d'autre part des précipitations qui les affectent.

Les formations géologiques traversées correspondent à une nappe d'éboulis constituée par une fraction granulaire gravelo-caillouteuses et blocs entremêlées dans une gigantesque pâte argileuse reposant sur un substratum grés intercalés avec des pélites (facies flysch) ayant subi un réseau de fracturation important, failles et plis au cours de la phase tectonique néogène et quaternaire.

- Influence des surcharges du trafic.
- La sismicité de la région qui contribue à la déstabilisation du versant.

6.6.2. Action sur la géométrie

La morphologie des versants étudiés est marquée par un relief avec des pentes moyennes à élevée. Ces versants constitués par des terrains quaternaires présentent un important ravinement.

Toutes les ravines entaillant les versants examinés sont de direction N-S avec un écoulement vers la mer.

- Absence de butée en pied du talus.
- Action anthropique.

6.6.3. Action hydraulique

Absence ou insuffisance d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux, en effet les infiltrations d'eau sur les versants passent dans les remblais de la partie avale de la chaussée et entraînent sa désorganisation avec lessivage des matériaux fins et une chute de ses caractéristiques intrinsèques.

Les ouvrages de drainage sont complètement endommagés.

Actions externes résultant de l'érosion superficielle, percolation d'eau dans les réseaux de fissures, entraînement de fines.

Actions internes résultant des pressions interstitielles au sein du matériau, à la construction ou après remontée de la nappe (notamment dans les remblais sur pente, insuffisamment drainés au contact entre le remblai et le terrain naturel) ou accumulation d'eau (dus souvent à la mauvaise circulation de l'eau dans le massif).

6.7. Profil géotechnique du site

Des coupes géologiques, basées sur les sondages carottés, ont été établis selon plusieurs profils et diverses directions, afin de déterminer la géométrie et les épaisseurs des couches sous-jacentes du terrain et de tracer le profil géotechnique représenté sur la (figure 6-1).

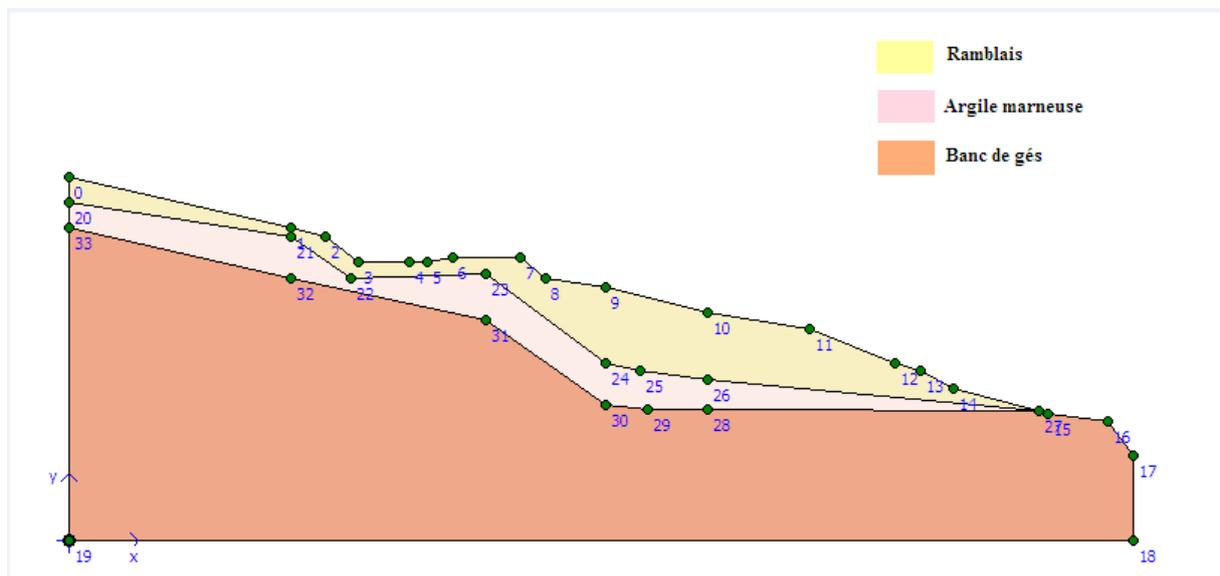


Figure 6-1 Coupe latérale stratigraphique du versant

Les caractéristiques des différentes couches sont représentées dans le tableau suivant :

Caractéristique Couches	Poids Volumique γ_h (KN/m ³)	La cohésion C (KPa)	L'angle de frottement φ °
Remblai	17	9	11
Argiles marneuse à caillouteuse	21	10	21
Banc centimétrique de grés	22	60	25

Tableau 6-6 Les caractéristiques des couches de sol

6.8. Conclusion

La zone étudiée est localisée à environ 40km de la wilaya de BEJAIA, sur la section de la RN24 au PK220+000 dans la commune de Toudja.

Le site de glissement est localisé sur un versant de pente moyenne à élevée, traversé par la route nationale 24.

Le glissement survenu sur le site est un glissement actif, il est considéré comme l'un des anciens glissements sur l'endroit, l'importance de cette route touristique est aujourd'hui menacé par un ensemble des mouvements de terrain.

C'est un glissement de grande ampleur, qui s'est localisé le long d'un couloir et s'est manifesté sur une longueur de 500m et une largeur de 200m.

Le glissement sur la RN24 s'est développé dans des terrains de nature très différente, varie de l'amont à l'aval entre des argiles limoneuses à argiles gréseuses, les toutes reposent sur des couches de grés emblées dans une matrice argileuse de pendage varient entre 30° à 60°.

Les essais pressiométriques ont donné des valeurs faibles de pressions limites sur les premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

Les désordres sont liés d'une part, aux caractéristiques des sols, à la géomorphologie du terrain et au régime hydraulique. Ce déplacement est facilité par la pente du terrain naturel qui est élevée et sujette à des instabilités associées à la présence d'eau qui a été l'élément moteur ayant provoqué le déplacement des matériaux.

Chapitre 7 Calcul de stabilité

7.1. Introduction

Les problèmes de la stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, comme dans notre cas sur la RN24 aux PK 220+000 sis à la commune de Toudja, on est confronté à un glissement de type circulaire, sur le côté aval du talus de la chaussée.

Causé par le débit important du trafic que subit la région mais la cause principale de ce glissement est liée d'une part, aux caractéristiques des sols, à la géomorphologie du terrain et au régime hydraulique.

Pour cela une étude et des solutions à ce problème sont imposées.

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basé sur ces résultats et aussi le choix de l'une ou l'autre des méthodes de calcul dépend du type de glissement constaté.

7.2. Etude de stabilité du talus

On distingue plusieurs méthodes de calcul, parmi elle on utilisera dans notre cas deux méthodes :

La première est basée sur une méthode manuelle dans laquelle on utilisera la méthode de FELLENIUS, et par l'autre on utilisera un logiciel de calcul nommé TALREN 4.

7.2.1. Calcul de F_s par la méthode manuelle

7.2.1.1. Principe de la méthode

La méthode de Fellenius, consiste à diviser le volume instable en certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, est en équilibre limite sur la ligne de glissement.

Le mode de division et le nombre de tranche, adoptés sont arbitraires, leur choix tient compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

Par définition le coefficient de sécurité est à l'origine un rapport de moments qui devient sous cette forme :

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Et on projetant les différentes forces agissant sur une tranche « n », on arrive à un système d'équation ou FELLENIUS a fait l'hypothèse qui simplifie considérablement les calculs ; de sorte que la seule force agissante sur la tranche « n » est le poids « W », d'où il a décomposé en deux forces (horizontale « T » et verticale « N »). De sorte que la formule du coefficient de sécurité s'écrit de cette manière :

$$F = \frac{\sum_{n=1}^n (c_i \frac{b}{\cos a} + (w \cos a - \frac{u \cdot b}{\cos a}) \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^m w s \sin a}$$

Par simplification de la formule et négligence de la pression de l'eau, la formule devienne la suivante :

$$F = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^m w s \sin a}$$

Avec :

Poids humide : γ_h

La cohésion : c

L'angle de frottement : φ

Le poids W_i de chaque tranche se calcule indépendamment.

$$W_i = \gamma_h \cdot s_i$$

Tel que S_i est la surface latérale de chaque tranche.

7.2.1.2. La localisation du cercle de glissement

Le cercle de glissement critique peut être déterminé soit à l'aide d'un logiciel (Nixwin, Talren...) ou à défaut au moyen d'abaques. [2]

Détermination des angles α_0 et β_0 :

On trace une droite perpendiculaire à l'axe des abscisses (β) au point $\beta = 18^\circ$, la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe β_0 ($\varphi = 10^\circ$) sur l'axe vertical gauche nous donne l'angle β_0 qui est égale à 16° , et la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe α_0 ($\varphi = 10^\circ$) sur l'axe vertical droite nous donne l'angle α_0 qui est égale à $36,00^\circ$.

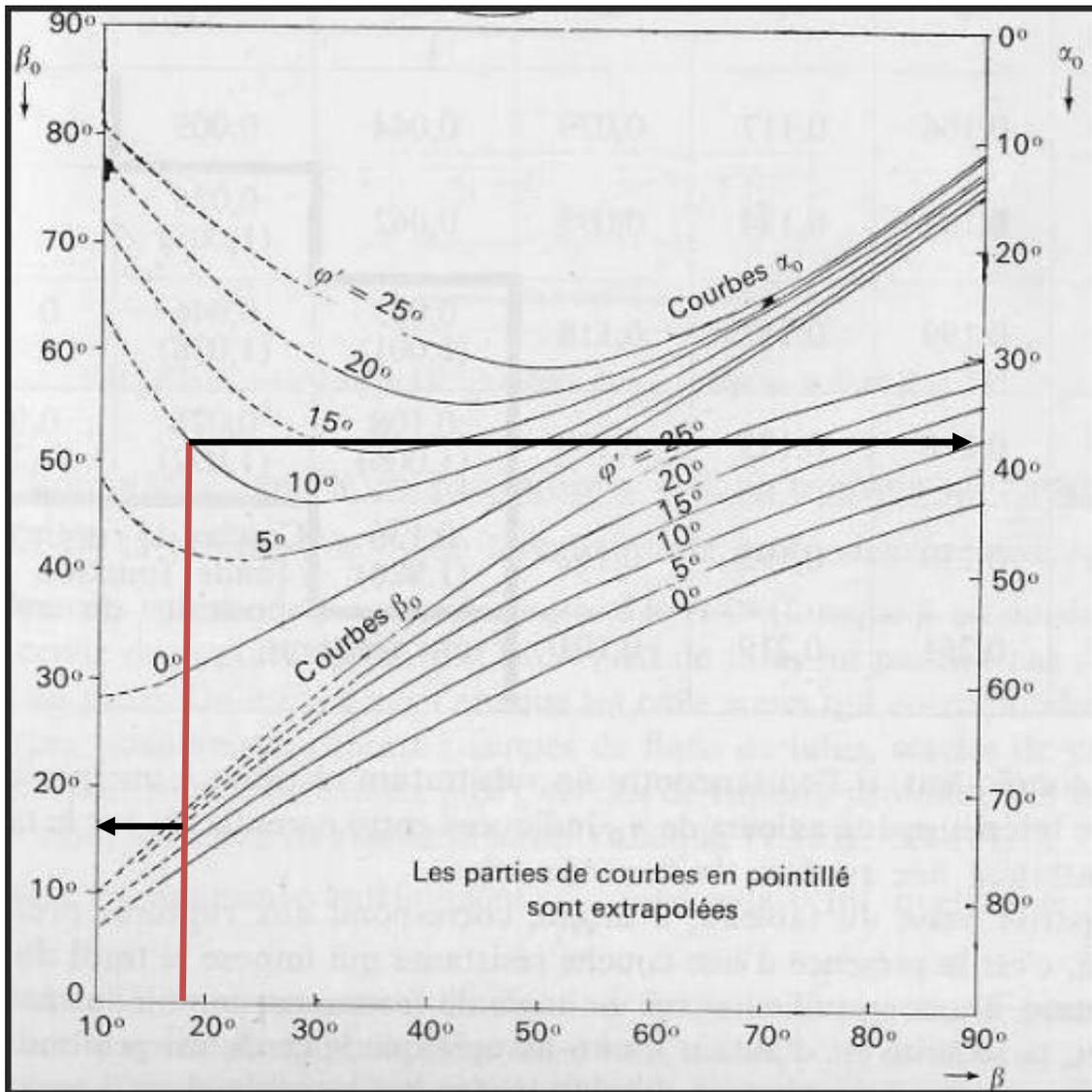


Figure 7-1 Détermination de α_0 et β_0 à moyen d'abaques

7.2.1.3. Procédure de dessin

On dessine une droite qui fait un angle $\beta = 18^\circ$ avec le terrain naturel, puis on trace une droite qui fait un angle de $\beta_0 = 16^\circ$ avec la droite précédente, au milieu de cette dernière on trace une droite perpendiculaire et à l'extrémité on trace une droite qui fait un angle de 54° , le point d'intersection de ces deux dernières est le centre du cercle de glissement qui a un rayon de 51,10 m, aussi appelé « rayon du glissement ».

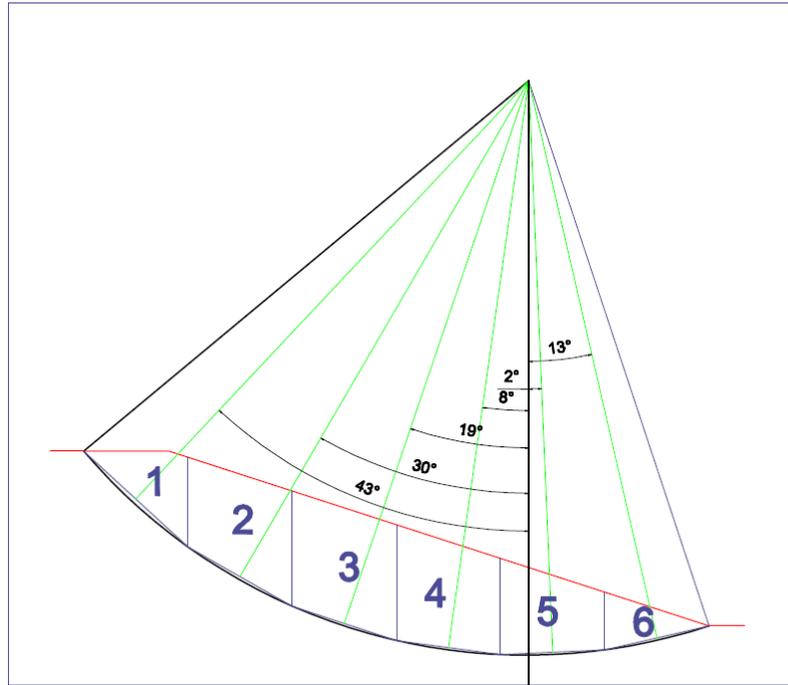


Figure 7-3 Méthode des tranches de Fellenius

On calcule le poids w et l'angle θ de chaque tranche, les différents résultats sont résumés dans le (Tableau 7-1)

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6	Σ
W_i (KN)	708,56	1446,98	1637,1	1486,14	1084,43	421,94	6785,15
θ_i (°)	43	30	19	8	-2	-13	/
$W_i \cdot \cos.\theta_i$ (KN)	518,20	1253,12	1547,90	1471,67	1083,76	411,12	6285,81
$W_i \cdot \sin.\theta_i$ (KN)	483,23	723,49	532,98	206,83	-37,84	-94,91	1813,78
L_i (m)	12,533	10,588	9,694	9,256	9,172	7,407	60,65

Tableau 7-1 Résultats de calcul par la méthode des tranches

On suppose que le glissement s'est produit sur une couche de sol homogène donc, la cohésion C et l'angle de frottement φ sont constants.

$$\sum_{i=1}^{i=6} W_i \cdot \cos.\theta_i = 6285,81 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^{i=6} W_i \cdot \sin.\theta_i = 1813,78 \text{ KN}$$

$$F = \frac{\sum_{n=1}^{n=6}(c \cdot l_i + (\sum W_i \cdot \cos.\theta_i \cdot \text{tg}\varphi_i))}{\sum_{n=1}^{n=6} W_i \cdot \sin.\theta_i}$$

Les valeurs réelles de c et φ sont :

$C = 09 \text{ KPa}$ $\varphi = 11^\circ$.

Donc :
$$F = \frac{9.60,65 + 6285,81 \text{tg} 11^\circ}{1813,78}$$

$$F = 0,98$$

7.2.1.5. Calcul de F avec la présence de nappe

En ajoutant les pressions interstitielles « u » à la formule de FELLENIUS, de telle sorte qu'elle prenne cette forme-là :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c.l_i + (\sum W_i \cdot \cos \theta_i - u_i) \cdot \text{tg} \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Où $u_i = \gamma_w * Z_i$

Où Z_i est la profondeur entre la limite de cercle de glissement et la nappe d'eau comme illustré dans la (figure 7-4)

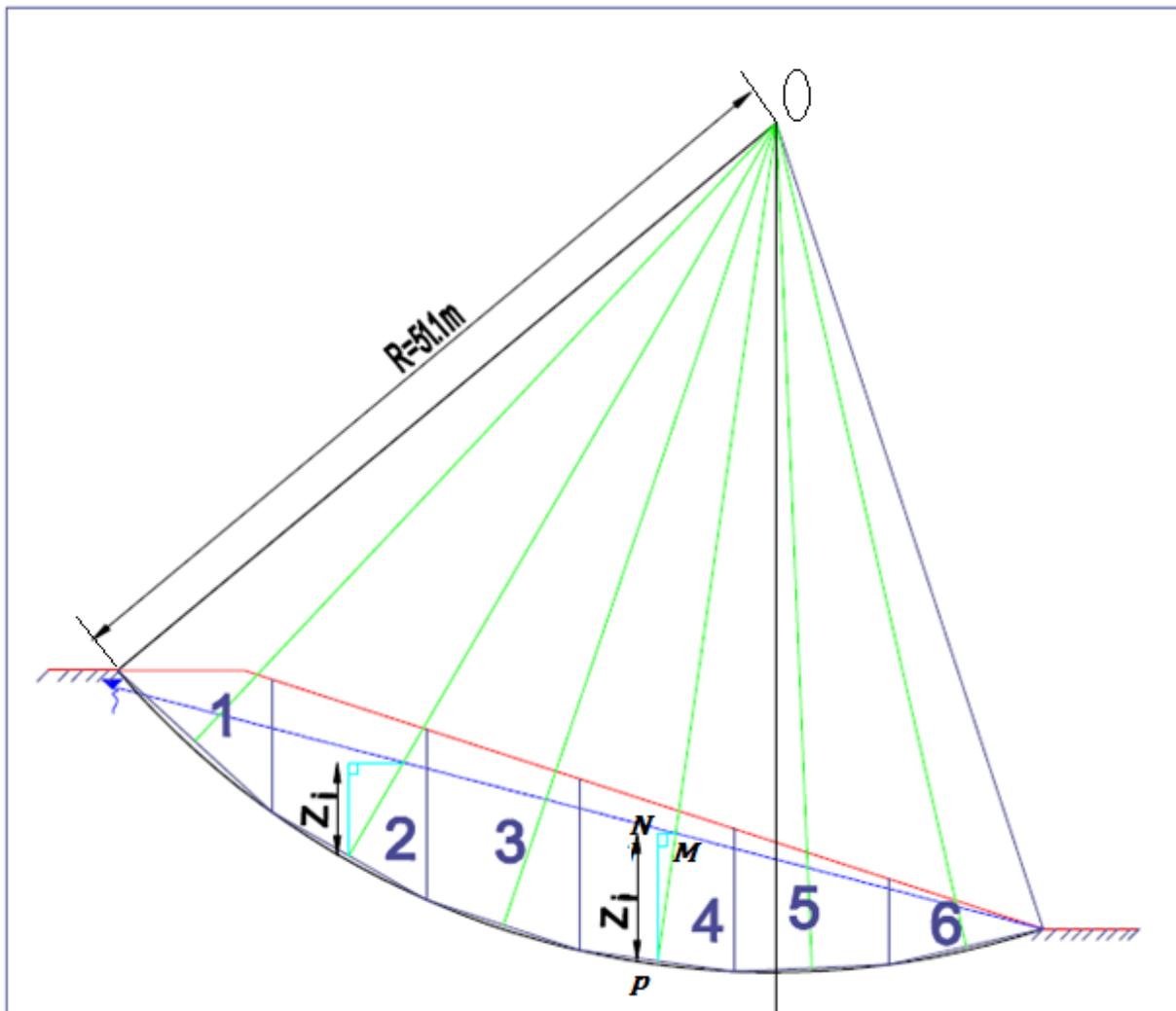


Figure 7-4 Méthode des tranches de Fellenius avec nappe

On tenant compte des pressions interstitielles « u ».

On calcule le poids w et l'angle θ de chaque tranche, les différents résultats sont résumés dans le (Tableau 7-2)

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6	Σ
W_i (KN)	708,56	1446,98	1637,1	1486,14	1084,43	421,94	6785,15
θ_i (°)	43	30	19	8	-2	-13	/
$(W_i \cdot \cos.\theta_i - u_i)$ (KN)	496,40	1188,42	1468,90	1393,94	1023,56	387,82	5958,68
$(W_i \cdot \sin.\theta_i)$ (KN)	483,23	723,49	532,98	206,83	-37,84	-94,91	1813,78
L_i (m)	12,533	10,588	9,694	9,256	9,172	7,407	60,65
Z_i (m)	2,18	6,47	7,94	2,18	6,02	2,33	/

Tableau 7-2 Résultats de calcul par la méthode des tranches en présence d'une nappe d'eau

$$\sum_1^6 (W_i \cdot \cos. \theta_i - u_i) = 5958,68 \text{ KN}$$

$$\sum_1^6 (W_i \cdot \sin. \theta_i) = 1813,78 \text{ KN}$$

$$F = \frac{\sum_1^6 (c \cdot l_i + (\sum W_i \cdot \cos.\theta_i - U_i) \cdot \text{tg}\phi_i)}{\sum_{n=1}^n W_i \cdot \sin.\theta_i}$$

Donc :

$$F = \frac{9.60,65 + 6285,81 \text{tg}11^\circ}{1813,78}$$

$$F = 0,93$$

7.2.2. Analyse du glissement par le logiciel Talren 4

7.2.2.1. Présentation de logiciel

TALREN 4 : est un logiciel convivial sous Windows permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

Ce logiciel s'adresse aux ingénieurs d'études et a pour objet :

- L'utilisation pratique du logiciel pour les applications courantes.
- L'approfondissement des différents types de renforcements disponibles dans Talren 4.
- Une introduction de la méthode du calcul à la rupture et de ses applications possibles.

7.2.2.2. Présentation générale des fonctionnalités de logiciel

- 1) Lancer TALREN en utilisant le menu [Démarrer] de Windows ou en cliquant sur l'icône située sur le bureau Windows.
- 2) Sélectionner le menu [Fichier] puis l'option [Nouveau] ou cliquer sur l'icône de la barre de boutons.
- 3) Sélectionner ensuite le menu [Données] puis [Description générale]. Compléter la fenêtre avec les informations demandées de calcul et pondérations par défaut : il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement).

Par exemple, si vous définissez un projet avec plusieurs phases et plusieurs situations, et que vous souhaitez effectuer tous les calculs avec la même méthode de calcul et le même jeu de pondérations, définissez ces paramètres comme valeurs par défaut dans l'écran de définition générale : ils seront ensuite repris par défaut pour toutes les situations définies.

The screenshot shows a dialog box titled "Description générale du projet" with a close button in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- Project Information:**
 - Numéro d'affaire: 1
 - Titre du calcul: calcule du coefficient de sécurité
 - Lieu: béjaia PK 220+000
 - Commentaires: (empty text area)
- Geometry Parameters:**
 - Xmin: 0.00 m
 - Xmax: 125.00 m
 - Ymax: 43.00 m
- Units and Weights:**
 - Système d'unités: kN,kPa,kN/m3 (dropdown menu)
 - γ_w : 10 kN/m3
- Calculation Method:**
 - Méthode de calcul par défaut pour le projet: Fellenius (dropdown menu)
- Default Weights:**
 - Pondérations par défaut: Clouterre fondamental/courant (dropdown menu)
 - Assistant Jeu de coefficients (button)
- Buttons:** OK, Annuler, Aide

Figure 7-5 Description général du projet

Les coordonnées des points définissant la géométrie du talus ainsi que les limites des couches sont définies sur la (Figure 7-6). Pour représenter cette géométrie dans TALREN 4, nous avons plusieurs possibilités : dessin à la souris, saisie des coordonnées directement dans l'écran principal, ou utilisation de la boîte de dialogue de définition de la géométrie.

Définition des points ✕

Points | Segments | Enveloppe

	X(m)	Y(m)
1	0.00	43.00
2	26.00	37.00
3	34.00	33.00
4	40.00	33.00
5	42.00	33.00
6	44.00	33.50
7	45.00	33.50
8	53.00	33.50
9	56.00	30.00
10	63.00	28.00
11	75.00	27.00
12	87.00	25.00
13	100.00	20.00

Ajouter

Supprimer

Supprimer Tout

Remarque: sélection sur le dessin possible

OK Annuler Aide

Figure 7-6 Définition des points

7.2.2.3. Modélisation du talus

a. Calcul de F sans présence de nappe (méthode de Fellenius)

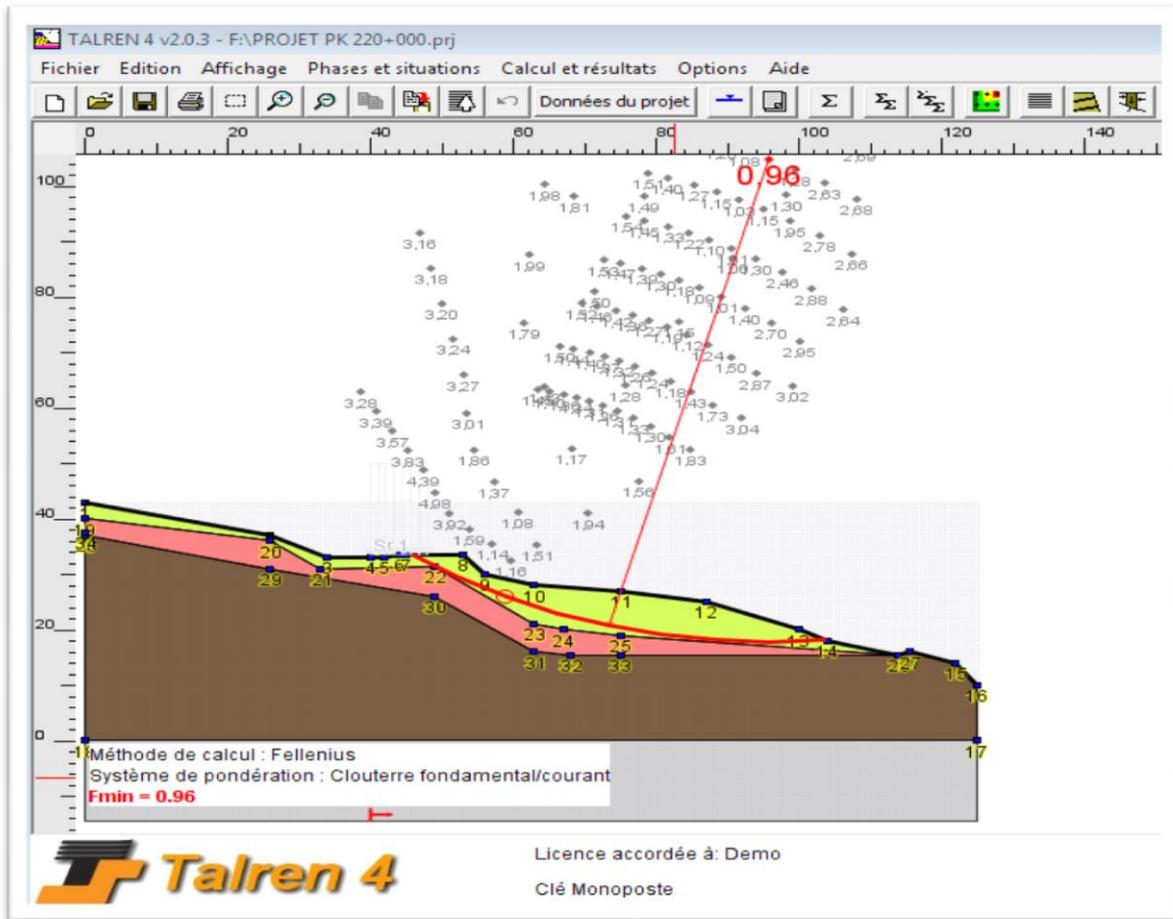


Figure 7-7 Cercle de glissement en absence de la nappe

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
87.46	90.27	70.28	54187.85	1.100	1.100	1.100
87.46	90.27	70.27	54025.642	1.098	1.098	1.098
87.46	90.27	70.26	53863.858	1.099	1.099	1.099
87.46	90.27	70.25	53701.396	1.100	1.100	1.100
87.46	90.27	70.24	53539.349	1.098	1.098	1.098
91.65	97.54	78.63	71517.644	1.028	1.028	1.028
91.65	97.54	78.64	71720.288	1.027	1.027	1.027
91.65	97.54	78.65	71923.138	1.026	1.026	1.026
91.65	97.54	78.66	72126.193	1.025	1.025	1.025
91.65	97.54	78.67	72329.911	1.027	1.027	1.027
91.65	97.54	78.62	71315.889	1.026	1.026	1.026
91.65	97.54	78.61	71114.858	1.027	1.027	1.027
91.65	97.54	78.6	70914.031	1.028	1.028	1.028
91.65	97.54	78.59	70713.408	1.029	1.029	1.029
91.65	97.54	78.58	70512.988	1.030	1.030	1.030
95.84	104.8	86.98	91775.783	0.962	0.962	0.962
95.84	104.8	86.99	92014.764	0.961	0.961	0.961
95.84	104.8	87	92253.972	0.960	0.960	0.960
95.84	104.8	87.01	92493.408	0.960	0.960	0.960
95.84	104.8	87.02	92734.156	0.961	0.961	0.961
95.84	104.8	86.97	91537.03	0.962	0.962	0.962
95.84	104.8	86.96	91298.505	0.963	0.963	0.963
95.84	104.8	86.95	91054.895	0.964	0.964	0.964

Figure 7-8 Résultats détaillés par surface (surface circulaire)

b. Calcul de F en présence de nappe

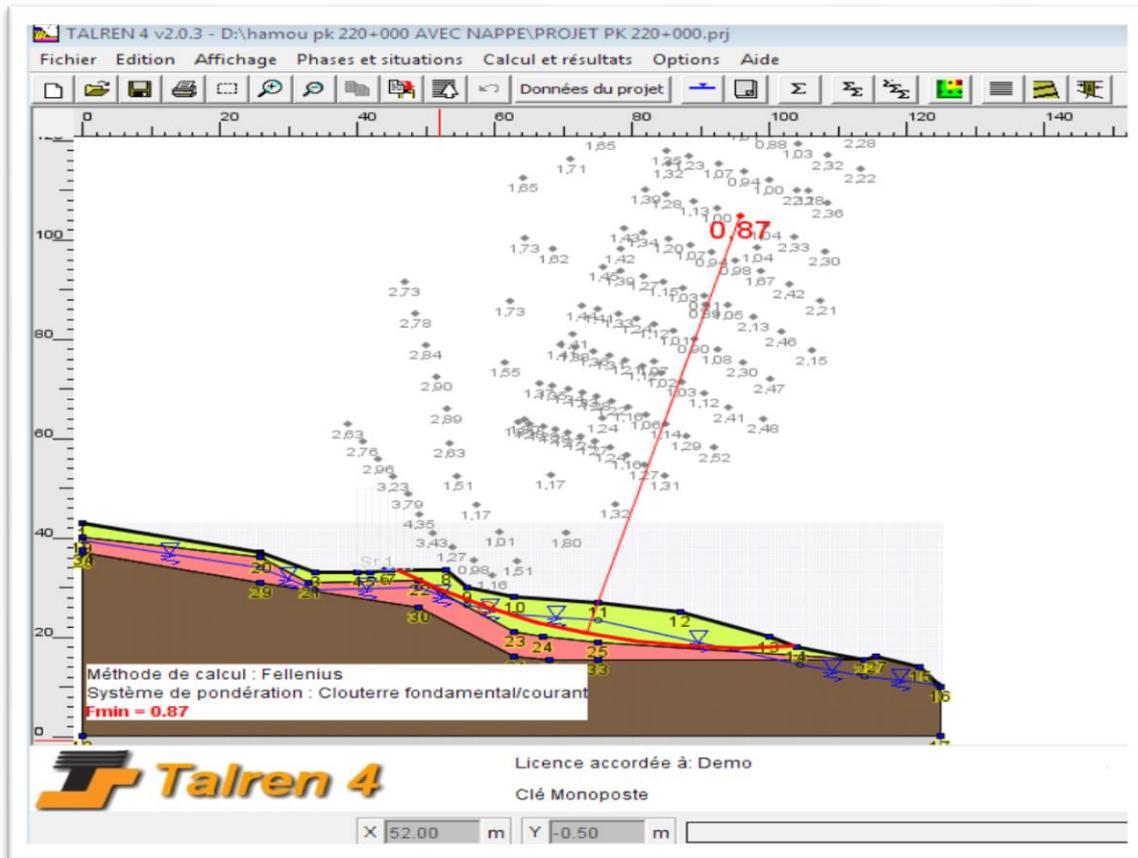


Figure 7-9 Cercle de glissement en présence de la nappe (méthode de Fellenius)

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
91.65	97.54	78.67	72329.911	0.945	0.945	0.945
91.65	97.54	78.62	71315.889	0.946	0.946	0.946
91.65	97.54	78.61	71114.858	0.947	0.947	0.947
91.65	97.54	78.6	70914.031	0.948	0.948	0.948
91.65	97.54	78.59	70713.408	0.949	0.949	0.949
91.65	97.54	78.58	70512.988	0.950	0.950	0.950
95.84	104.8	86.98	91775.783	0.872	0.872	0.872
95.84	104.8	86.99	92014.764	0.870	0.870	0.870
95.84	104.8	87	92253.972	0.869	0.869	0.869
95.84	104.8	87.01	92493.408	0.868	0.868	0.868
95.84	104.8	87.02	92734.156	0.870	0.870	0.870
95.84	104.8	86.97	91537.03	0.873	0.873	0.873
95.84	104.8	86.96	91298.505	0.874	0.874	0.874
95.84	104.8	86.95	91054.895	0.875	0.875	0.875
95.84	104.8	86.94	90810.206	0.876	0.876	0.876
95.84	104.8	86.93	90565.754	0.877	0.877	0.877
100.04	112.06	95.34	115094.08	1.005	1.005	1.005
100.04	112.06	95.35	115383.93	1.004	1.004	1.004
100.04	112.06	95.36	115674.03	1.003	1.003	1.003
100.04	112.06	95.37	115964.37	1.002	1.002	1.002
100.04	112.06	95.38	116254.96	1.001	1.001	1.001
100.04	112.06	95.33	114804.53	0.995	0.995	0.995
100.04	112.06	95.32	114515.69	0.996	0.996	0.996
100.04	112.06	95.31	114227.08	0.997	0.997	0.997
100.04	112.06	95.3	113938.72	0.998	0.998	0.998
100.04	112.06	95.29	113650.6	0.999	0.999	0.999
104.23	119.32	103.7	141803.03	1.031	1.031	1.031
104.23	119.32	103.71	142146.31	1.031	1.031	1.031
104.23	119.32	103.72	142489.81	1.030	1.030	1.030
104.23	119.32	103.73	142833.57	1.030	1.030	1.030

Figure 7-10 Résultats détaillés par surface (surface circulaire)

c. Calcul de F en présence de nappe (méthode de Bishop)

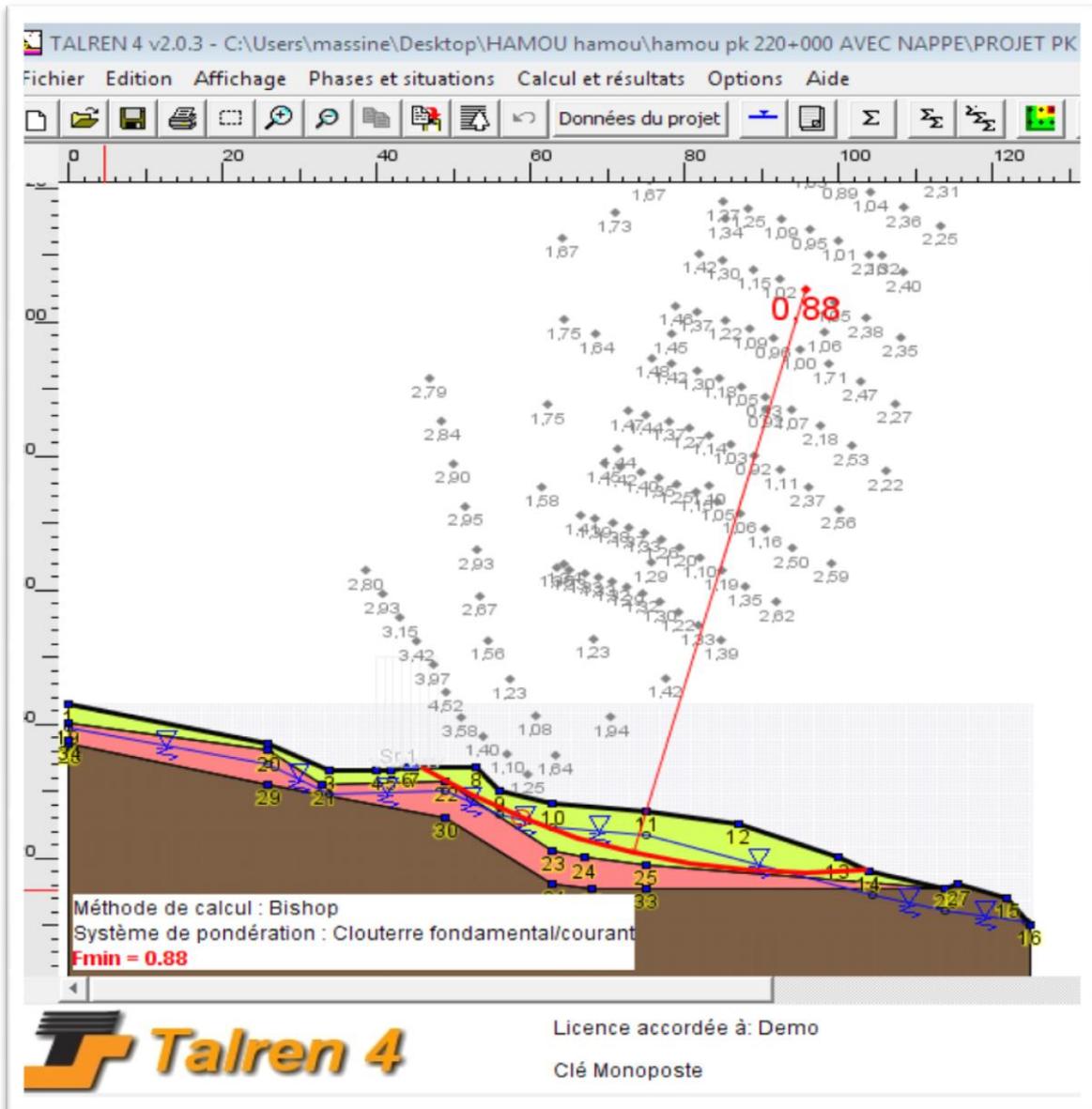


Figure 7-11 Cercle de glissement en présence de la nappe (méthode de Bishop)

d. Calcul de F sans présence de nappe (méthode de Bishop)

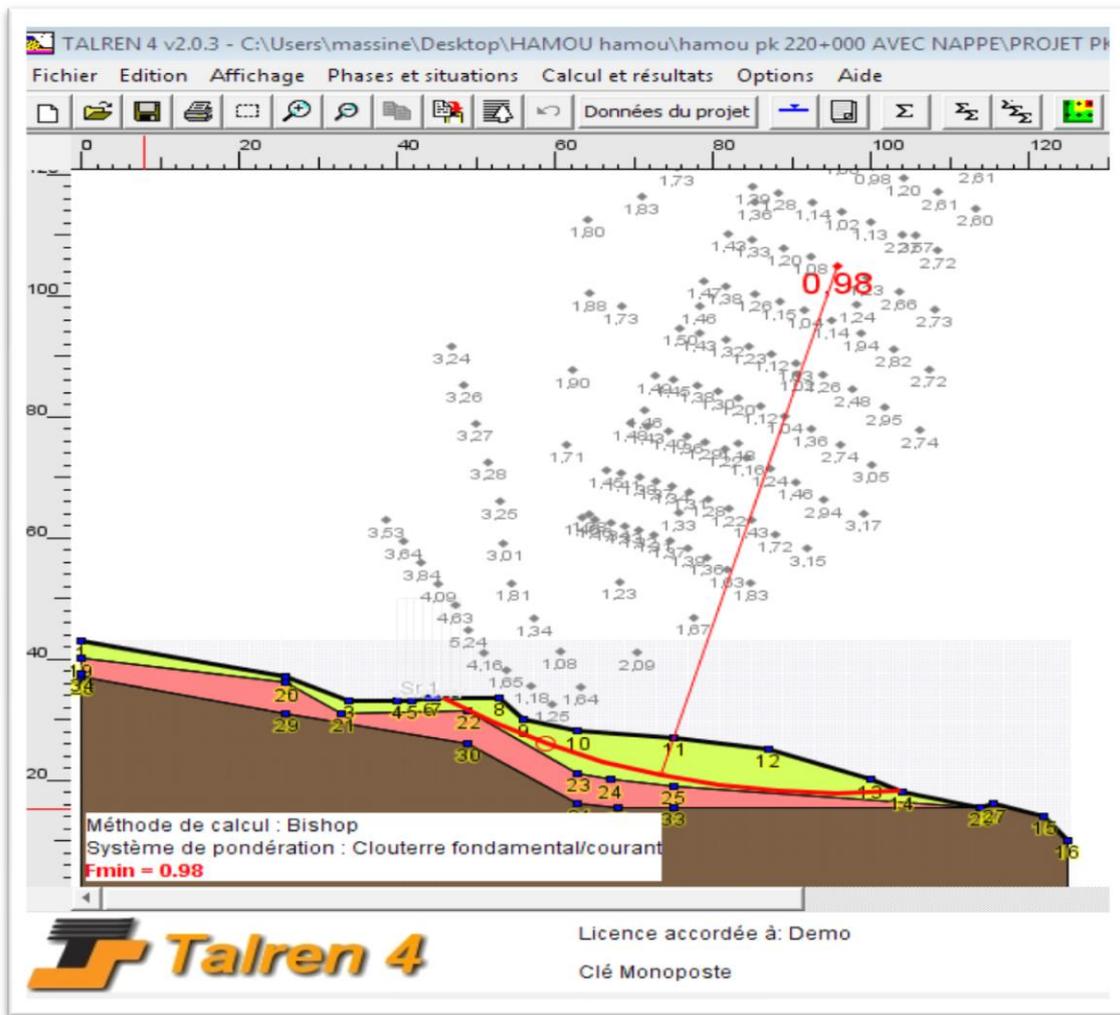


Figure 7-12 Cercle de glissement en présence de la nappe (méthode de Bishop)

7.2.3. Analyse des résultats

La méthode	Nature de traitement	F	F de référence
Manuel	Sans nappe d'eau	0,98	1,5
	Avec nappe d'eau	0,93	1,5
Numérique (Fellenius)	Sans nappe d'eau	0,96	1,5
	Avec nappe d'eau	0,87	1,5
Numérique (Bishop)	Sans nappe d'eau	0,98	1,5
	Avec nappe d'eau	0,88	1,5

Tableau 7-3 La comparaison des FS

7.3. Conclusion

La différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés manuellement et par logiciel est due aux hypothèses de calcul proposées à chaque analyse, plus précisément, c'est au niveau des forces inter tranches qui sont négligées pendant le calcul manuel, ainsi que les erreurs dues au calcul des surfaces des tranches.

Chapitre 8 Etude de confortement

8.1. Introduction

Il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, Ces solutions peuvent être regroupé en quatre familles : celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui agissent sur les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les caractéristiques du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain dépend des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

8.2. Renforcement des talus par des pieux

Eviter les terrassements en aval des constructions, sinon, il y a lieu de protéger la route qui mène à l'intérieur du village par des pieux profonds ancrés au niveau des couches de schistes en dépassant les couches des éboulis de pentes.

8.2.1. Définition d'un pieu

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement, généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

8.2.2. Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes des pieux, les pieux mise en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisées par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

8.2.2.1. Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

8.2.2.2. Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

8.3. Calcul de l'ouvrage

La stabilisation du talus peut être assurée par des pieux en béton armé, ancré à 1/3 de leur hauteur dans le substratum et implantés en quinconce au tiers central du talus.

8.3.1. Caractéristique des pieux

Diamètre : $= 0.8 \text{ m}$ ($0.6 < \phi < 1.2$).

Matériau : Béton armé.

Module d'élasticité : $E_P = 2.10^6 \text{ t/m}^2$.

8.3.2. La méthode des tranches

On trace le cercle à partir des résultats obtenus par le logiciel Talren 4.

Rayon : $R=87,1\text{m}$.

Centre O de coordonnées $O=(95.84\text{m}, 104.8\text{m})$.

On choisit quatre tranches (Figure 8-1).

Les valeurs W_i , $\sin\phi_i$ ne sont pas exploitées dans le logiciel talren4, il sera calculé comme suit :

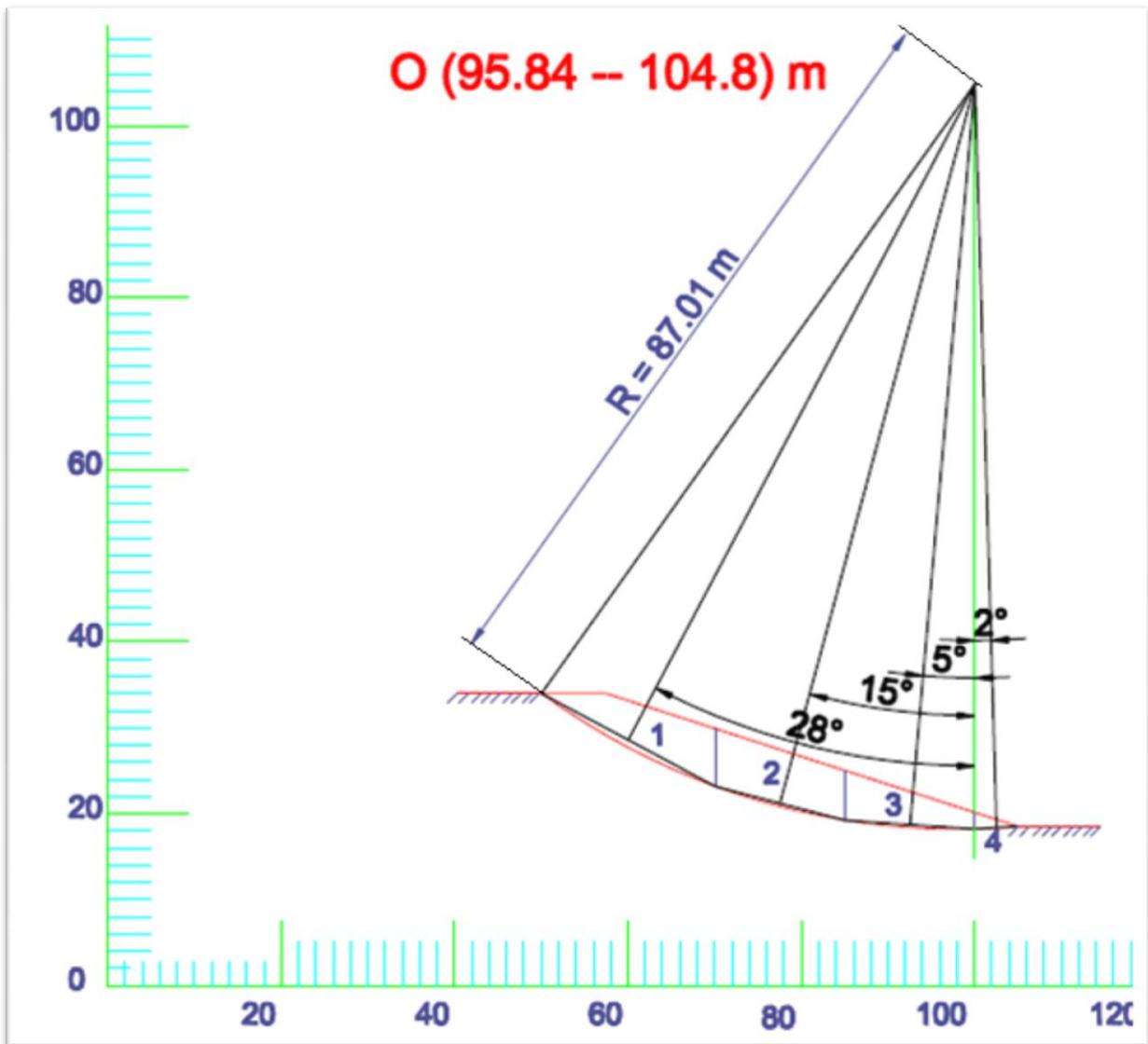


Figure 8-1 La méthode des tranches

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

N° de la tranche	1	2	3	4	Σ
W_i (KN)	1615	1659,37	1037,51	82,11	4393,99
θ_i (°)	28	15	15	-2	/
$W_i \cdot \cos \cdot \varphi_i$ (KN)	1425,96	1602,82	1033,56	82,05	4144,41
$W_i \cdot \sin \cdot \varphi_i$ (KN)	758,19	429,47	90,42	-2,86	1813,78
L_i (m)	20,04	15	15	4,96	55

Tableau 8-1 Résultats obtenus par la méthode des tranches de Fellenius

On aura :

$$F_0 = \frac{\sum_{i=1}^4 [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi]}{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot \sin \theta_i} = 1,04$$

On aura :

$$F_0 = 1,04$$

8.3.2.1 Calcul de l'effort de clouage R0

R₀ : L'effort que doit reprendre le pieu.

Pour le confortement, en tenant compte de R₀ dans la formule du coefficient de sécurité.

(R₀ Donne un moment stabilisant). On admet une augmentation du coefficient de sécurité *F* de 30% pour le confortement, en tenant compte de R₀ dans la formule du coefficient de sécurité. (R₀ donne un moment stabilisant).

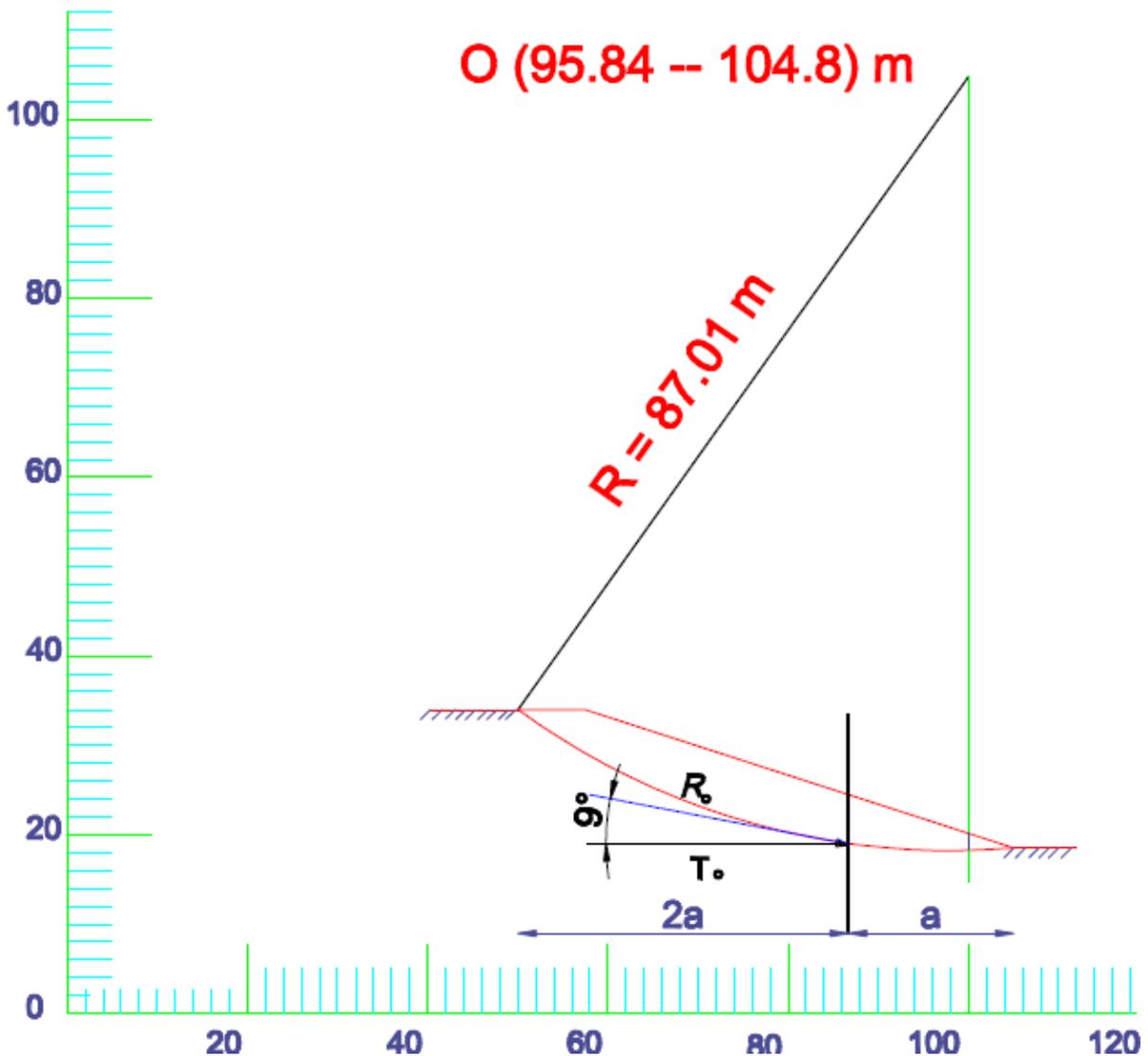


Figure 8-2 Inclinaison de l'effort de clouage

$$F_S = \frac{\sum_1^4 [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi] + R_0}{\sum_1^4 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_S = (1,04 \cdot (30/100)) + 1,04 = 1,35 \text{ (Augmentation de 30\%)}$$

$$F_S = F_0 + \frac{R_0}{\sum_1^4 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$R_0 = (F_S - F_0) \cdot \sum_1^4 W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R_0 = (1,35 - 1,04) \cdot 181,37$$

D'où :
$$R_0 = 56,58 \text{ t}$$

8.3.2. Calcul de l'effort horizontal T_0

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta = 9^\circ$ (Figure 8-2)

On a $T_0 = R_0 \cdot \cos \beta = 56,58 \cdot \cos 9$

D'où
$$T_0 = 55,88 \text{ t}$$

8.3.3. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

8.3.4.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot B}{B_0}\right)^{\alpha + 1}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec :

$E_m = 96,01$ bars (On choisit le module pressiométrique le plus défavorable (sondage n°2)).

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6$ m.

B : Diamètre du pieu ; $B = 0,8$ m.

α : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol

a. Détermination de α

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α		α		α		α		α
Sourconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14		>12		>10	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16		8-14		7-12		6-10	
Sourconsolidé altéré et remanié	-	7-9		5-8		5-7		-	-

Tableau 8-2 Facteur rhéologique α pour divers types de sols [25]

On a $\frac{E}{PL} = (9-16)$ au niveau du sondage préssiométrique n°2, en reportant cette valeur dans ce tableau on aura :

Donc : $\alpha = 2/3$

$$\text{D'où } K_f = \frac{12.96,01}{1,33 \cdot \left(\frac{0,6}{0,8}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot 0,8}{0,6}\right)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}}$$

$$K_f = 387,65 \text{ t/m}^2$$

8.3.4.2. Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = 0,02 \text{ m}^4$$

8.3.4.3. Calcul de la longueur élastique ou de transfert l_0

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EP \cdot I}{K_f}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,02}{387,65}} = 4,50 \text{ m}$$

8.3.4.4. Calcul du moment maximal M max

$$T(z) = T_0 \cdot D^*$$

Avec :

$$D^* = e^{\frac{z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot L_0 \cdot C^*$$

Avec :

$$C^* = e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \left(\sin \frac{z}{l_0} \right)$$

Le moment maximal est donné pour $T(z) = 0$

Donc :

$$e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4} \quad \text{D'où } z = 3,53 \text{ m}$$

Donc :

$$C^* = 0,32$$

$$M_{\max} = 55,88.4, 50.0, 32$$

$$M_{\max} = 80,46 \text{ t.m}$$

8.3.4.5. Diagramme des moments

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{\frac{-z}{l_0}} \left(\sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = 0 \Rightarrow \sin \frac{z}{l_0} = 0.$$

$$\frac{z}{l_0} = \pi \text{ R} \Rightarrow z = 14,13 \text{ m.}$$

Pour :

$$Z = 0 \text{ m} \quad M = 0 \text{ t.m}$$

$$Z = 2 \text{ m} \quad M = 69,31 \text{ t.m}$$

$$Z = 3.53 \text{ m} \quad M = 80.46 \text{ t.m}$$

$$Z = 6 \text{ m} \quad M = 64,40 \text{ t.m}$$

$$Z = 8 \text{ m} \quad M = 41,59 \text{ t.m}$$

$$Z = 10 \text{ m} \quad M = 21,66 \text{ t.m}$$

Z = 14.13 m M = 0 t.m

Z = 20 m M = -2,84 t.m

Le diagramme des moments est donné par la figure suivante :

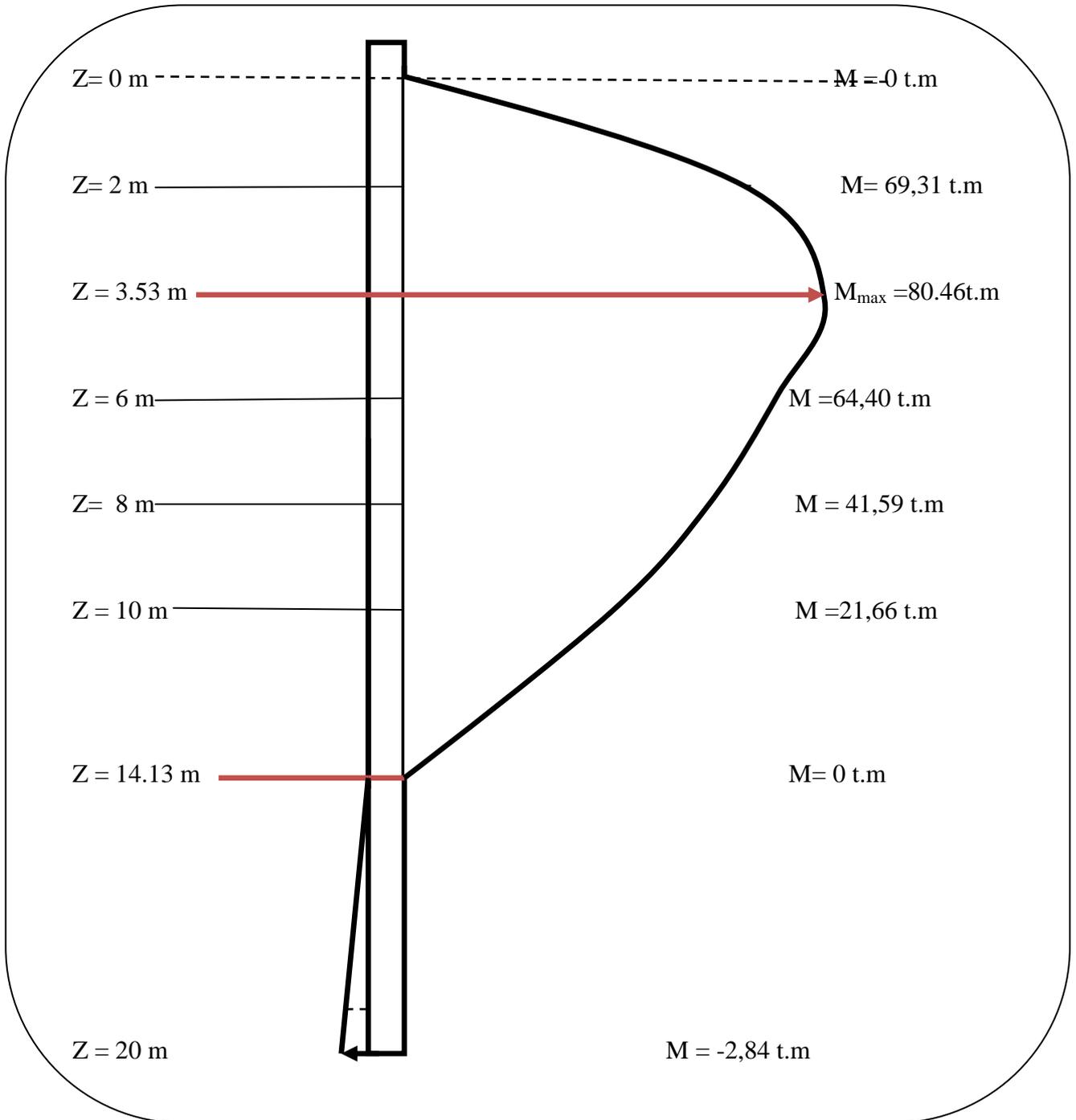


Figure 8-4 Diagramme des moments

8.3.4.6. Calcul du déplacement maximal

$$Y(z) = \frac{2.T_0}{kf.l_0} \cdot A^*$$

Avec :

$$A^* = e^{\frac{-z}{l_0}} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

Y_{\max} est donné pour : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$

Donc : $A^* = 0,32$

$$Y_{\max} = A^* \frac{2.55,88}{387,65.4,50}$$

$$Y_{\max} = 0,0102m$$

8.3.4. Niveau d'ancrage

Dans les essais pressiométrique, le module pressiométrique augmente à partir de 10 m de profondeur, et d'après le fascicule 62 on prend un ancrage de 3 à 4 fois le diamètre du pieux, donc on opte pour un ancrage de 4m à partir de 11m de profondeur.

8.3.5. Disposition des pieux

Le dispositif de stabilisation mis en place avec deux rangées de pieux d'un diamètre du 0,8m disposé en quinconce en béton armé de 20 m de longueur espacés de $d = 2.40$ m ce que signifie trois fois le diamètre entre axe.

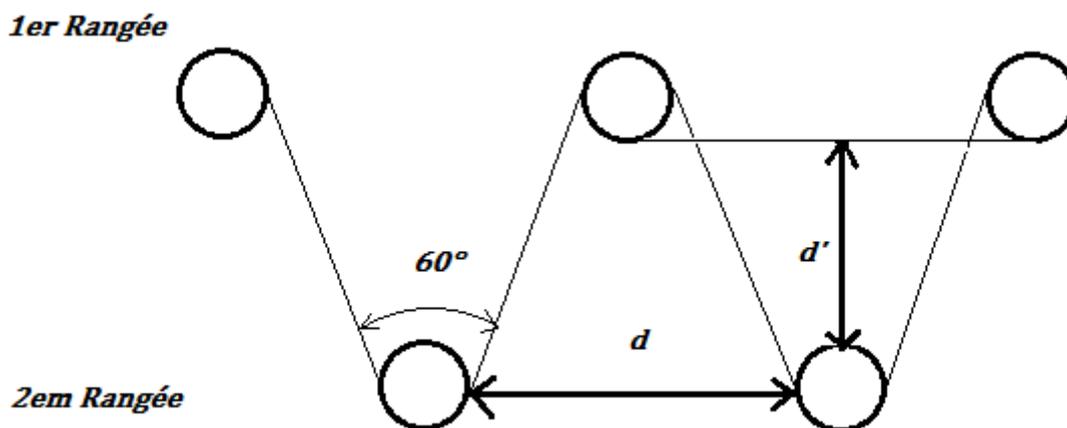


Figure 8-5 Disposition des pieux

$$d = 3 \cdot \phi = 2.4 \text{ m}$$

$$d' = 1,2 / \tan 30^\circ = 2,08 \text{ m.}$$

Conclusion général

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain au niveau de la wilaya de Bejaia sur la RN 24 AU PK 220+000.

En ce qui concerne la méthodologie, on a analysé le mouvement du terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul manuel et un calcul par le logiciel TALREN 4. Elle a permis de localiser la surface du glissement critique qui s'étend de l'accotement de la route jusqu'au pied du talus sur une profondeur de 7 m.

A partir de cette analyse, le choix du confortement est porté sur les pieux forés en béton armé, car le sol en place est de type argileux marneux, et vu l'importance de la RN 24 et le risque sur les habitants.

Enfin, on peut dire que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elle. Mais il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

Bibliographie

- [1] Benkechkache. I., Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain, Mémoire de magistère, Université de Constantine, 2012.
- [2] H.Bendadouche et S.Lazizi., *Glissements de terrain et confortement*, Algérie, Ed, Page bleus.2013.
- [3] Bouafia.A., Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus.2013.
- [4] Boudalal Omar., Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat .Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. 2013.
- [5] Bouraiou. M.C. Organisme national de contrôle technique de la construction de L'Est CT-D. 2000.
- [6] Bruno Martins-Campina., Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Thèse de Doctorat, universite de Bordeaux 1. 2005.
- [7] Chapeau C., L'eau et les risques de glissements de terrains. Ministère du développement durable. De l'environnement et des parcs, Québec.2005.
- [8] Costet et G. Sanglerat., Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.
- [9] Durville, G.Séve., *Stabilité des pentes glissement en terrain meubles*, technique de l'ingénieur,1966.
- [10] Dreal Paca et Brgm, Florence rivet. Classeur "Le risque mouvements de terrain en Provence-Alpes-Côte d'Azur", coédition Région, 2010.
- [11] G.Filliat., La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- [12] Gabriela Dan. Processus Gravitaires et Evaluation de la Stabilité des Pentès Approches Géologique et Géotechnique. Application à la marge algérienne et à l'effondrement de l'aéroport de Nice en 1979. Thèse Doctorat. Université de Bretagne Occidentale, 2007.
- [13] Groupe d'étude des talus. Les glissements de talus routiers, étude des désordres observés entre 1963-1967. (décembre 1968).

-
- [14] J.L Zézere.. Evalution et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de Lisbonne. Mémoire de Master. 2009.
- [15] Lehouche.KH et Daou.A., Etude de stabilité du glissement de terrain de sisi ouali, Mémoire de Master, Université de Bejaia, 2013.
- [16] Olivier Maquaire. aléa géomorphologique (mouvement de terrain), Mémoire de Recherche, 2002.
- [17] Rapport de sol fournie par le laboratoire (SOUMMAM) ; Étude de confortement de glissement sur la RN24 au PK 220+000.
- [18] V.Merriane-Soukatchoff et J.P.Piguet., *Elément de géotechnique*, Editions, 2003.
- [19] Philipponnat.G (fondations et ouvrages en terre), Edition Eyrolles, (1998).
- [20] Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;2009.