



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structure.

Thème

*Analyse numérique de la stabilité de la pente lors
du tremblement de terre (cas d'étude du site 195
Logts LPL Tiharkathine -Akbou).*

Réalisé par :

M^{lle} : ATTI Dyhia

M^{lle} : SLIMANI Katia

Encadré par :

M^{me} : BOUDINA.T

Devant les membres de jury:

M^R : HADDI.I

M^R : BOUZIANE.A

Année universitaire : 2024 / 2025

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : ATTI
Prénom : Dyhia
Matricule : 202033010672
Spécialité et/ou Option : Structure
Département : Génie Civil
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024/2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Analyse numérique de la stabilité de la pente
lors du tremblement de terre (cas d'étude du site 195
Laghts LPL Tiliorkathine Akbou)

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
13/07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : SLIMANI
Prénom : Kabia
Matricule : 202033011621
Spécialité et/ou Option : Structure
Département : Génie Civil
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2021/2022

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Analyse numérique de la stabilité de la pente lors
du tremblement de terre (cas d'étude du site 195 Logt.
L.P.L. Tiharet Athine - Akbou)

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
13/07/2022

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous avoir accordé la force, la patience et la volonté d'accomplir ce travail. Nous prions pour qu'Il continue de nous accompagner dans notre parcours.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce Projet de Fin d'Études. En particulier, nous souhaitons témoigner notre profonde gratitude à :

- **Madame T. Boudina**, « *Chargée de cours à l'Université de Béjaïa* et notre encadrante universitaire »,
pour son accompagnement attentif, sa grande gentillesse, sa disponibilité et ses conseils précieux tout au long de ce travail.
- **Monsieur A. Moulai**, « *Directeur du CTC* »,
pour nous avoir offert l'opportunité d'effectuer notre stage au sein de son institution, ainsi que pour la confiance et le soutien accordés.
- **Monsieur Y. Saidani**, « *Ingénieur au CTC* et notre maître de stage »,
pour son encadrement technique rigoureux, ses explications claires, et sa bienveillance durant toute la durée de notre projet.
- **Madame S. Kemacha**, « *Ingénieure au LTP Est* »,
pour sa précieuse collaboration, sa disponibilité, et surtout pour sa gentillesse et son accueil chaleureux qui nous ont grandement aidés dans notre travail.

Nous adressons également nos remerciements aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'examiner ce mémoire. Nous leur exprimons notre respect et notre reconnaissance.

Enfin, nous remercions sincèrement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué au bon déroulement de cette expérience.

Dédicace

À toi, maman,
Ma lumière dans l'ombre,
Celle qui m'a portée, soutenue, aimée sans condition.
Ton regard et ton amour m'ont toujours donné la force d'avancer.

À la mémoire de mon père,
Que Dieu t'accorde Sa paix et Sa lumière.
Tu n'es plus là, mais ton absence résonne dans chacun de mes pas.
Je te porte dans mon cœur à chaque instant.

À la mémoire de ma Yaya et de K'hali,
Que Dieu vous accorde Sa miséricorde. Votre souvenir continue de
m'accompagner silencieusement à chaque étape.

À mes frères : Mouloud, Houcine et Samou,
À mes sœurs : Mariem, Bakouche, Tinhinane et Chanel,
Merci pour votre affection, votre soutien, et pour m'avoir toujours
entourée, Et cette chaleur de famille qui m'a portée jusqu'ici.

À mes adorables neveux Dylan et Eline,
Votre innocence, vos sourires et votre énergie sont une source de
bonheur et d'espoir.

À toute ma famille,
Ce parcours est aussi le vôtre.

À mes amis : Seddik, Tarik, Youcef, Hadjira, Maïssa, Lydia et Célia.

Et à tous ceux qui n'ont jamais cru en moi...
Je dédie cette réussite comme la plus belle des réponses.

« Ils ont semé le doute. J'ai récolté la réussite. »

Dyhia Atti.

Dédicace

À vous, mes parents,
Maman, ton amour est ma force. Tes prières, ton regard, ton cœur...
Tu es cette lumière qui ne s'éteint jamais.
Papa, ton soutien silencieux, ta confiance et ta tendresse m'ont guidée à
chaque pas.
Ce mémoire, c'est aussi le fruit de vos douas, de vos sacrifices et de votre
foi en moi.

À mes frères Adel, Hamza et Hicham,
Merci d'avoir toujours été là, discrets mais présents,
protecteurs sans le dire, et fiers de moi, sans mots.

À mes chers grands-parents,
Vos prières me protègent, même quand vous êtes loin.
Votre sagesse est gravée dans mon cœur.

À mes cousines chéries : Imene, Roumaïssa, Mimo, Bassma, Assia,
Dounia, Soumaya, Loubna et Malak, Samira, Douya .
Merci pour votre amour, votre énergie, votre présence douce et
rassurante.

Vous êtes mes sœurs de cœur.

À mes tantes,
Merci pour votre bienveillance, vos mots justes, vos gestes tendres.
Vous avez toujours été là, parfois en silence, mais toujours avec amour.

À toute ma famille et mes amies, de près ou de loin,
Votre amour m'a portée, même en silence.

Ce mémoire, je vous le dédie du plus profond de mon cœur.
Parce que sans vous, rien de tout cela n'aurait été possible.

Katia Slimani

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Figure I.1 : Types des glissements de terrain.	3
Figure I.2 : Glissements plans.....	4
Figure I.3 : Glissements rotationnels (dont la ligne de glissement peut être	5
Figure I.4 : Glissements complexes.	5
Figure I.5 : Fluage.	6
Figure I.6 : La morphologie d'un glissement de terrain.	6
Figure I.7 : Glissement plan.	14
Figure I.8 : Méthodes des tranches de bishop.	18
Figure I.9 : Découpage en tranches d'un talus.	19
Figure I.10 : Equilibre d'une tranche de sol (Fellenius).	19
Figure I.11 : Les drains horizontaux profonds	23
Figure I.12 : Les tranchées drainantes.	23
Figure I.13 : Les puits drainants.....	24
Figure I.14 : Réalisation d'une butée de pied (par plots).....	25
Figure I.15 : Allègement en tête.	25
Figure I.16 : Reprofilage.	26
Figure I.17 : Substitutions partielles.	27
Figure I.18 : Phases de réalisation d'une paroi clouée.....	29
Figure I.19 : Pieux et Barrettes	31
Figure I.20 : L'effondrement d'un mur de soutènement (Bouzaréah).	33
Figure I.21 : Glissement de terrain (village Tala Alam, Tizi Ouzou).....	33
Figure I.22 : Glissement de terrain (Darguina, Bejaia).	34

Chapitre II : Les glissements de terrain sous sollicitations sismiques.

Figure II.1 : Mouvement des failles (Pecker, 1984).....	37
Figure II.2 : Représentation des différents types d'ondes sismiques.....	38
Figure II.3 : Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques	39
Figure II.4 : Carte des derniers Séismes en Algérie (CRAAG).	40
Figure II.5 : Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA 2024.	42
Figure II.6 : Séisme de BIO-BIO, CHILI (En 2010).	45
Figure II.7 : Séisme de SUMATRA, INDONESIE (En 2004).....	45
Figure II.8 : Séisme de BOUMERDES (En 2003).	46
Figure II.9 : Séisme de BEJAIA (Le 18 mars 2021).	46

Chapitre III : Présentation et étude géotechnique.

Figure III.1 : Site des 195 LOGTS LPL (Tiharkatine).....	48
Figure III.2 : Extrait de la carte géologique (Akbou).	49
Figure III.3 : Vue générale du glissement de terrain à Tiharkathin.....	54
Figure III.4 : Ouverture du joint de dilatation de deux blocs.....	54
Figure III.5 : Ouverture du joint de dilatation de deux blocs.....	55
Figure III.6 : Fissure et rupture d'un trottoir.	55
Figure III.7 : Renversement du mur soutènement.....	56
Figure III.8 : Escarpements au niveau du talus aval.	56
Figure III.9 : Blocs de calcaires.	56

Chapitre IV : Le traitement du glissement de terrain

Figure IV.1 : Profil du talus global avant traitement.....	61
Figure IV.2 : Le profil du talus avant traitement pour une surface de rupture circulaire.....	65
Figure IV.3 : Le profil de l'étendu avant traitement pour une surface de rupture circulaire.	66
Figure IV.4 : Le profil du talus après la stabilisation par pieux.	68
Figure IV.5 : Le profil de l'étendu après la stabilisation par pieux.....	70
Figure IV.6 : Le profil du talus après la stabilisation par clouage	71
Figure IV.7 : Le profil de l'étendu après la stabilisation par clouage	73

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain .

Tableau I.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité	12
Tableau I.2 : Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent	12
Tableau I.3 : Hypothèse de fellenuis.	21
Tableau I.4 : Clous et micro pieux.	28
Tableau I.5 : Pieux et Barrettes.	30
Tableau I.6 : Tirants d'ancrages.	32

Chapitre II : Les glissements de terrain sous sollicitations sismiques .

Tableau II.1 : Zones sismiques et coefficient d'accélération selon (RPA 2024).	42
Tableau II.2 : Groupes d'ouvrages selon RPA 2024.	43
Tableau II.3 : Classification des sites.	43
Tableau II.4 : Valeurs des coefficients d'importance.	44

Chapitre III : Présentation et étude géotechnique du site .

Tableau III.1 : Synthèse des formations géologiques de la région d'étude.	51
Tableau III.2 : Résultats des sondages carottés.	57

Chapitre IV : Le traitement du glissement de terrain .

Tableau IV.1 : Les paramètres du remblai technique et les différents sols	62
Tableau IV.2 : Les caractéristiques des interfaces entre les couches.	62
Tableau IV.3 : Les caractéristiques des surcharges.	63
Tableau IV.4 : Les coordonnées de la nappe d'eau.	63
Tableau IV.5 : Les coordonnées de cercle de glissement	65
Tableau IV.6 : Les coordonnées de cercle de glissement.	67
Tableau IV.7 : Les coordonnées de cercle de glissement.	68
Tableau IV.8 : Les caractéristiques du pieux.	69
Tableau IV.9 : Les coordonnées de cercle de glissement.	70
Tableau IV.10 : Les caractéristiques du pieux.	70
Tableau IV.11 : Les coordonnées de cercle de glissement.	72
Tableau IV.12 : Les caractéristiques des clous.	72
Tableau IV.13 : Les coordonnées de cercle de glissement.	73
Tableau IV.14 : Les caractéristiques des clous.	74
Tableau IV.15 : Les résultats obtenus.	74

Table des matières

Introduction générale :	1
Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain.	
1.Introduction :	2
1.1. Classification des mouvements de terrain :	2
1.1.1. Ecoulement et chute des blocs :	2
1.1.2. Les Coulées boueuses :	3
1.1.3. Les glissements de terrain :	3
a) Les glissements plans :	4
b) Les glissements rotationnels simples :	4
c) Les glissements rotationnels complexes :	5
1.2. La morphologie générale d'un glissement de terrain :	6
2.Principales causes d'un glissement de terrain :	8
2.1 Les facteurs Prédispositions :	9
2.2 Facteurs préparatoires et déclenchant :	10
3.Méthodes de calcul de stabilité (l'équilibre limite) :	11
3.1.Eléments de base du calcul :	11
3.2.Détermination du facteur de sécurité :	11
3.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques :	13
3.4. Différentes méthodes de calcul :	14
3.4.2. Glissement rotationnel (circulaire) :	16
4.Méthodes de confortement des glissements de terrain :	22
4.1. Méthodes de confortement des talus :	22
4.1.1. Drainage :	22
4.1.2. Modifications géométriques :	24
4.1.3 Renforcement :	27
5. Quelques exemples de glissement de terrain en Algérie :	33
5.1. Glissements de Bouzaréah :	33
5.2. Glissement à Tizi Ouzou :	33
5.3. Glissement de Darguina (Bejaia) :	34

Chapitre II : Les glissements sous sollicitations sismiques.

1.Introduction :	35
2.Caractérisations du mouvement sismique :	35
2.1. Mécanisme de génération des séismes :	35
2.2. Failles et modes de rupture :	36
2.3. Nature et mode de propagation des ondes sismiques :	37
2.4. Facteurs influençant le mouvement sismique :	39
2.5. Contexte géodynamique du nord de l'Algérie :	39
3. Règlements parasismique algérienne (RPA 2024) :	41
3.1. Principes fondamentaux :	41
3.2. Classification des zones et action sismiques :	42
3.3. Classification des ouvrages :	43
3.4 Classification sismique des sites :	43
3.5. Coefficients d'importance :	44
3.6. Coefficients sismiques de calcul :	44
4.Quelques exemples des séismes :	45
4.1. Séisme de BIO-BIO, CHILI :	45
4.2. Séisme de SUMATRA, INDONESIE :	45
4.3. Séisme de BOUMERDES :	46
4.4. Séisme de BEJAIA :	46
5. Conclusion :	47

Chapitre III : Présentation et étude géotechnique du site.

1. Introduction :	48
2. Reconnaissance du site :	48
2.1. Situation du site :	48
2.2. Topographie :	49
2.3. Géologie :	49
2.4. Géomorphologie du site :	52
2.5. Hydrologie locale :	53
2.6. Classification sismique :	53
2.7. Climat et Pluviométrie :	53
2.8. Description des instabilité observées :	53
3. Campagne de reconnaissances géotechniques :	57
3.1. Résultats des sondages carottés :	57
3.2. Relevé piézométrique :	58
3.3. Résultats des essais de laboratoire :	58
4. Conclusion :	59

Chapitre IV : Le traitement du glissement de terrain.

1. Introduction :	60
2. Modélisation des différentes phases des travaux au moyen du logiciel Géo5 :	60
2.1. Type et surface de glissement :	60
2.2. Calcul du coefficient de sécurité par logiciel (Géo5) :	60
2.3. Modélisation et calcul de la stabilité :	61
3. Calcul de la stabilité :	61
3.1. Calcul de la stabilité du talus :	61
3.1.1. Les caractéristiques des couches des sols :	61
3.1.2. Les caractéristiques de les surcharges appliquée :	63
3.1.3. Les coordonnées de la nappe d'eau :	63
3.1.4. Détermination des coefficients sismiques :	63
3.1.5. Analyse pour les surfaces circulaire :	65
4. La stabilisation du glissement :	68
4.1. Renforcement par pieux :	68
4.1.1. Renforcement du Talus :	68
4.1.2. Renforcement de l'Etendu :	70
4.2. Renforcement de terrain par clouage :	71
4.2.1. Renforcement du Talus :	71
4.2.2. Renforcement de l'Etendue :	73
5. Évaluation comparative de la stabilité obtenue par pieux et clous :	74
6. Conclusion :	75

Références bibliographiques

Les Annexes

Introduction générale :

Les mouvements de terrain jouent un rôle essentiel dans la transformation et l'évolution des pentes naturelles. Parmi ces phénomènes, les glissements de terrain représentent un danger majeur, causant des dégâts importants aux infrastructures, perturbant les activités humaines et, dans certains cas, entraînant des pertes humaines. Ces mouvements peuvent être déclenchés par des facteurs naturels (précipitations intenses, érosion, séismes...) ou par des interventions humaines telles que les travaux de terrassement ou la déforestation. Pour anticiper et atténuer ces risques, des études géologiques et géotechniques sont menées afin de comprendre le comportement du sol et proposer des solutions de stabilisation adaptées.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette démarche, avec pour objectif principal d'analyser la stabilité d'une pente sous sollicitation sismique, dans la région de Tiharkathine (commune d'Akbou, wilaya de Béjaïa), et de proposer une méthode de confortement efficace, adaptée aux conditions locales. L'approche adoptée repose à la fois sur des méthodes classiques d'analyse et sur une modélisation numérique à l'aide du logiciel **GEO5**.

Ce travail est structuré en deux grandes parties, réparties en quatre chapitres :

- **Le Chapitre I**, constituant la première partie, présente une étude bibliographique sur les mouvements de terrain. Il y est abordé les différents types de glissements, leurs causes, les méthodes classiques de calcul de stabilité (notamment le calcul du coefficient de sécurité), ainsi qu'un aperçu des techniques de confortement les plus utilisées.
- **Le Chapitre II** est dédié à l'étude des glissements de terrain sous sollicitation sismique. Ce chapitre met en contexte l'impact des séismes sur la stabilité des pentes, en intégrant des notions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) et des exemples de cas réels.
- **Le Chapitre III**, qui inaugure la deuxième partie du mémoire, est consacré à la présentation du site de Tiharkathine. Il comprend la description géographique de la zone, sa géologie, ainsi que les résultats de la reconnaissance géotechnique menée sur le terrain.
- **Enfin, le Chapitre IV** porte sur l'étude de stabilité de la pente, avec une analyse numérique effectuée à l'aide du logiciel **GEO5**. Une étude de confortement est également proposée, basée sur différentes techniques évaluées selon leurs avantages et inconvénients, afin de retenir la solution la plus appropriée au cas étudié.

1.Introduction :

Le glissement de terrain est un phénomène naturel où des masses de terre, de roches ou de débris se déplacent sous l'effet de la gravité. Il survient principalement dans les zones montagneuses ou les pentes instables, souvent déclenché par des facteurs comme les fortes pluies, les tremblements de terre ou l'érosion. Ce phénomène peut causer des dégâts matériels importants, des pertes humaines et perturber l'environnement. La prévention et la gestion des risques liés aux glissements de terrain sont cruciales pour protéger les populations vivant dans des zones à risque.

1.1. Classification des mouvements de terrain :

Sous l'appellation générale, les mouvements de pente englobent différents types de phénomènes d'instabilité des terrains, qui varient selon la nature des matériaux concernés, leurs dimensions, les mécanismes en jeu, ainsi que la cinématique, etc. De manière simplifiée, on peut distinguer quatre grandes catégories :

- Ecoulements et chutes de blocs,
- Les coulées boueuses et laves torrentielles,
- Les glissements (plan, rotationnelle simple et rotationnelle complexe),
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage),

1.1.1. Ecoulement et chute des blocs :

L'écoulement et la chute de blocs sont des phénomènes géotechniques liés aux mouvements de matériaux en pente, comme des roches ou des débris.

- **L'écoulement** fait référence au déplacement fluide ou visqueux de matériaux, souvent sous l'effet de la gravité, comme des coulées de boue ou des avalanches de débris. Cela peut se produire lorsque des matériaux saturés d'eau ou fragiles se déplacent lentement sur un terrain incliné.
- **La chute de blocs** désigne le mouvement brutal et rapide de gros morceaux de roche ou de débris qui se détachent d'une pente et tombent librement sous l'effet de la gravité. Ce phénomène peut être dangereux et est souvent lié à l'érosion ou aux tremblements de terre.

1.1.2. Les Coulées boueuses :

Les coulées boueuses sont des déplacements rapides de matériaux saturés d'eau, principalement composés de boue, de sable, de débris et de roches, qui descendent une pente sous l'effet de la gravité. Elles se produisent souvent après de fortes pluies, des ruptures de barrages ou des tremblements de terre, et peuvent être très destructrices. Ces coulées peuvent atteindre de grandes vitesses et causer des dommages importants aux infrastructures et aux terrains.

1.1.3. Les glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse de sol, de roches ou de débris le long d'une pente, causés par des facteurs naturels ou humains. Ils peuvent se produire sous l'effet de la gravité, souvent après de fortes pluies, des tremblements de terre, ou des activités humaines comme le terrassement.

On définit trois catégories de glissements selon la forme de surface de rupture, on peut avoir :

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels.
- Les glissements rotationnels complexes.

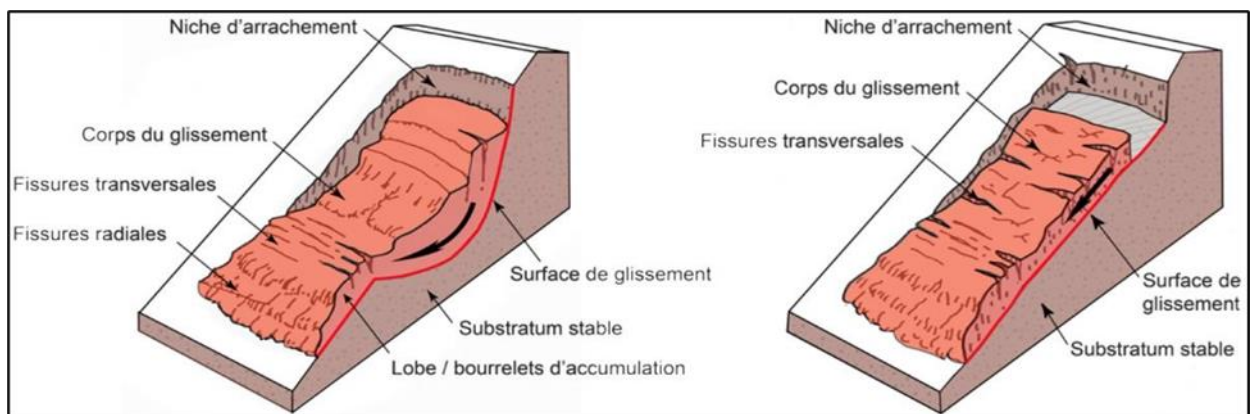


Figure I.1. Types des glissements de terrain.

a) Les glissements plans :

Les glissements de terrain, également appelés glissements plans dans certains contextes, sont des phénomènes géologiques où une masse de terre, de roches ou de matériaux meubles se déplace lentement ou rapidement sur une pente. Ce mouvement peut être causé par des facteurs naturels comme la pluie, le gel, ou des séismes, ou par des facteurs humains comme la construction sur des pentes instables, la ligne de rupture suit une couche de mauvaise caractéristique plans.

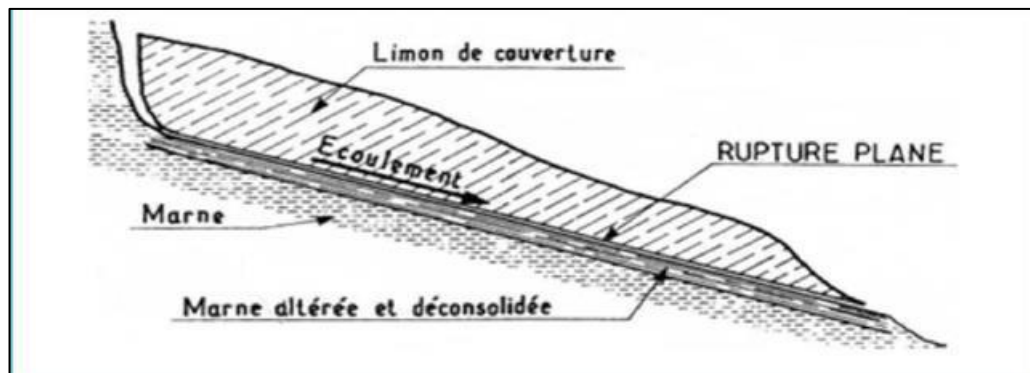


Figure I.2. Glissements plans

b) Les glissements rotationnels simples :

Les glissements rotationnels, ou glissements de terrain rotatoires, sont des déplacements de masses de terre ou de roches qui effectuent une rotation autour d'un axe, souvent sur des pentes plus douces. Contrairement aux glissements plans, qui suivent un mouvement parallèle, les glissements rotationnels sont caractérisés par une déformation du sol en profondeur. Ils peuvent être causés par des facteurs naturels, comme les pluies, la fonte des neiges ou des séismes, ainsi que par des actions humaines, telles que la construction sur des terrains instables. Ces phénomènes peuvent être particulièrement dangereux, déstabilisant des infrastructures et des habitations.

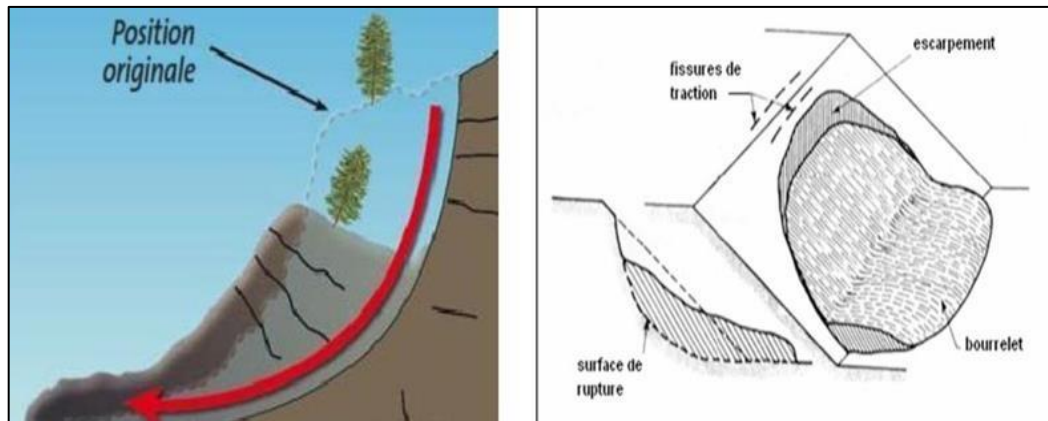


Figure I.3. Glissements rotationnels (dont la ligne de glissement peut être assimilée à un cercle).

c) Les glissements rotationnels complexes :

Les glissements complexes combinent plusieurs types de mouvements de terrain, comme les déplacements rotatoires et translatoires. Ils surviennent lorsque différents mécanismes agissent ensemble sur une même zone, créant des déplacements imprévisibles et parfois fragmentés. Ce phénomène peut être causé par des facteurs naturels (pluies, séismes) ou humains, et il est particulièrement dangereux en raison de sa capacité à déstabiliser de grandes zones et des infrastructures diverses.

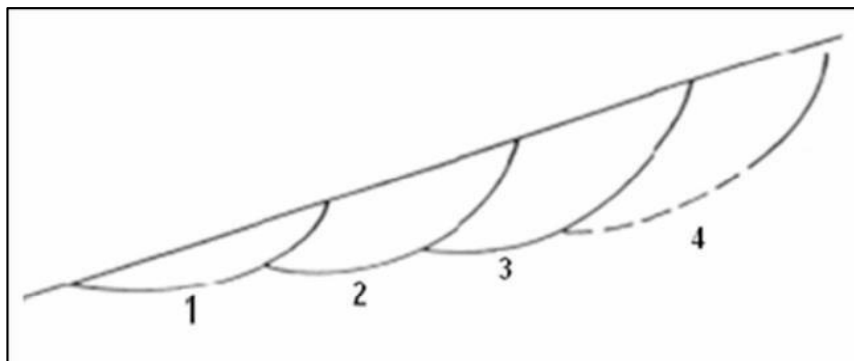


Figure I.4. Glissements complexes.

1.1.4. Fluage :

Le fluage est la déformation lente d'un matériau sous une contrainte constante, souvent à température élevée. Il se produit principalement dans les métaux, mais aussi dans d'autres matériaux. Le fluage se déroule en trois phases : une déformation rapide au début, suivie d'une phase stable, puis d'une accélération avant la rupture. Ce phénomène est important à prendre en compte dans la conception de pièces soumises à des charges prolongées, comme dans les moteurs ou les turbine.

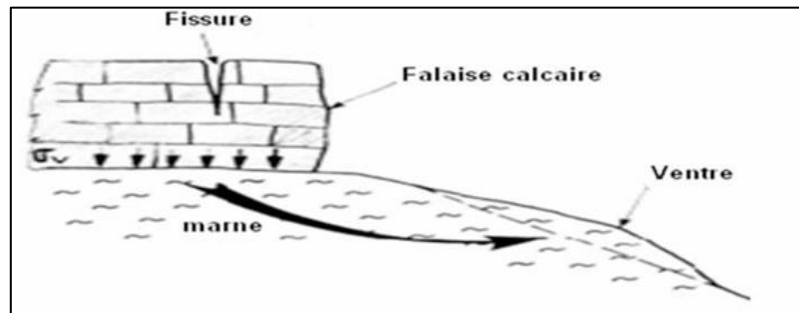


Figure 1.5 : Fluage.

1.2. La morphologie générale d'un glissement de terrain :

La morphologie d'un glissement de terrain, plus précisément, se réfère à l'agencement spatial et aux caractéristiques géométriques du glissement, en tenant compte des différentes phases du mouvement de masse. Elle décrit non seulement la forme du glissement, mais aussi les déformations qu'il induit sur le terrain, et peut être décomposée en plusieurs éléments clés :

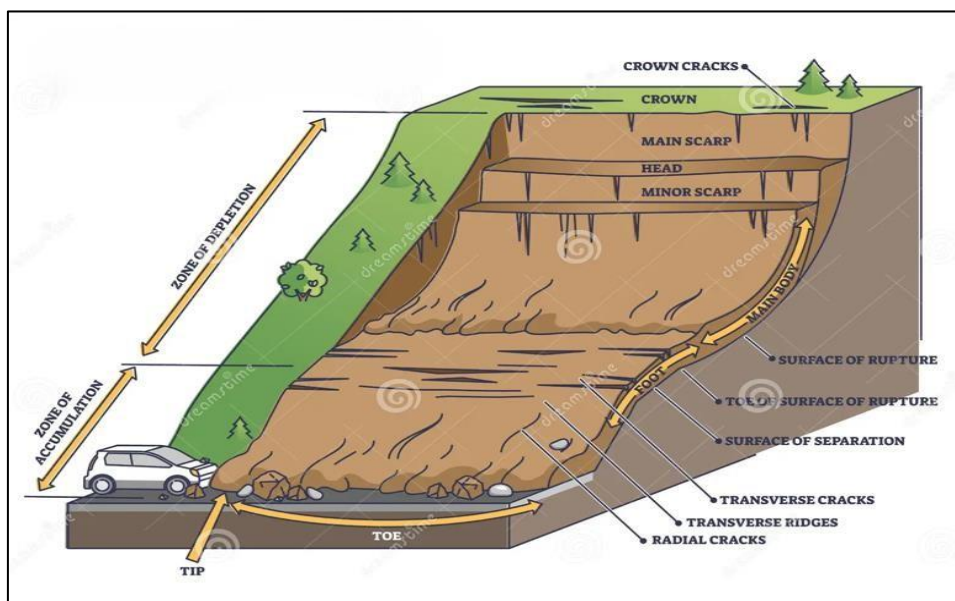


Figure I.6. La morphologie d'un glissement de terrain.

- **Couronne :**

Zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par les désordres. Seule quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.

- **Escarpement principal :**

Surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure.

- **Sommet :**

Limite amont du glissement, ne point le plus élevé où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- **Tête :**

Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.

- **Escarpement secondaire :**

Cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse glissée.

- **Corps :**

Partie du matériau glissée au-dessus de la surface de glissement en amont du pied de la surface de glissement.

- **Pied :**

Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.

- **Extrémité aval :**

Extrémité aval du matériau glissé.

- **Front :**

Partie la plus aval du matériau glissé, en général de forme convexe.

- **Surface de glissement :**

Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.

- **Pied de la surface de glissement :**

L'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement.

- **Surface de séparation :**

Surface séparant la masse glissée des terrains en place, partie de la surface de glissement.

- **Matériau glissé :**

Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.

- **Zone d'affaissement :**

Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.

- **Zone d'accumulation :**

Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.

- **Niche d'arrachement :**

Volume situé au-dessus de l'escarpement principal et la masse affaissée et au dessous de la surface topographique originale.

- **Masse affaissée :**

Partie de la masse glissée recouvrant la surface de glissement, qui est située au dessous de la surface topographique originale.

- **Accumulation :**

Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface de la surface topographique originale.

- **Flanc :**

Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal. Le flanc droit est à droite quand les flancs sont vus de la couronne.

2.Principales causes d'un glissement de terrain :

Les principales causes d'un glissement de terrain sont multiples et varient en fonction des facteurs géologiques, hydrologiques, climatiques et humains.

Parmi les causes naturelles, on retrouve des facteurs tels que les fortes précipitations, les séismes, la dégradation du sol, ainsi que l'érosion naturelle des pentes. Les conditions géologiques, comme la composition du sol, la présence de failles ou la nature des matériaux sous-jacents, influencent également la stabilité du terrain. De plus, des activités humaines telles que la construction, l'exploitation minière ou l'agriculture intensive peuvent aggraver les risques de glissements de terrain en perturbant l'équilibre naturel du sol.

Ainsi, pour prévenir ces phénomènes, il est essentiel pour les ingénieurs civils de comprendre ces différentes causes afin de concevoir des infrastructures plus sûres et d'adopter des stratégies de gestion des risques appropriées.

2.1 Les facteurs Prédispositions :

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement ainsi que sa localisation :

a) Géologiques :

Représentent des facteurs d'instabilité permanente, la lithologie, la stratigraphie de la roche (Orientation et angle d'inclinaison), les discontinuités stratigraphiques et structurelles, et l'altération des roches (altération hydrothermale et/ou météorisation).

b) La pente :

Est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité accompagnée d'un appel au vide. Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

c) Hydrologie :

Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant. Les mouvements de masse se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

d) La végétation :

La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices

e) Le contexte climatique :

Soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

f) Activités humaines :

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples :

- Construction d'infrastructures ou de bâtiments :

Augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de gravité. La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).

- Arrosage et irrigation :

Modifie la teneur en eau du sol.

- Défrichage :

Entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

2.2 Facteurs préparatoires et déclenchant :

Ce sont ceux qui provoquent l'instabilité sur le versant, une petite cause peut être suffisante pour provoquer l'instabilité. Ces facteurs peuvent être :

a) Les précipitations :

Les précipitations jouent un rôle important dans le développement des mouvements de terrain, lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltre dans le sol, la force de cohésion et la force de frottement peuvent diminuer en raison de la poussée verticale, ce qui peut entraîner un glissement de terrain. Lorsque, en plus de cela, la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité d'eau qui s'en écoule, une pression interstitielle se forme. Cette pression peut déclencher un glissement de terrain subit.

b) La sismicité/vibrations :

Dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

c) Anthropiques :

La déforestation, les feux et incendies forestiers, les coupures de talus pour construction de routes ou autre infrastructure, les installations humaines sur les versants, l'activité minière, l'utilisation inadéquate du sol, et autres.

d) Le climat (causes thermique) :

Alternance de phases de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie) ; Dégradation du pergélisol, (ciment) des montagnes avec le réchauffement global.

e) Rôle de l'eau :

Lorsque l'eau s'infiltre dans le sol, elle prend la place qu'occupait l'air dans les interstices, les fissures et les cavités. L'eau étant plus lourde que l'air, le terrain peut se retrouver surchargée, ce qui joue en faveur de la gravité au détriment de la force de cohésion.

3.Méthodes de calcul de stabilité (l'équilibre limite) :

La méthode de calcul de stabilité par l'équilibre limite est une technique largement utilisée pour évaluer la stabilité d'un talus, d'une pente ou d'un versant face à un glissement de terrain. Elle repose sur l'analyse de l'équilibre des forces agissant sur un élément de terrain susceptible de se déplacer. Cette méthode consiste à comparer les forces qui tendent à provoquer un glissement avec celles qui tendent à stabiliser la pente.

3.1. Eléments de base du calcul :

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître :

- la géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités,
- les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités,
- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus,
- les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements),
- l'importance du projet

3.2. Détermination du facteur de sécurité :

Pour déterminer le coefficient de sécurité réel d'un talus, il est nécessaire d'identifier le cercle qui fournit la valeur minimale de F . C'est en effet sur cette surface de glissement que la rupture se produira.

Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite. Voir le tableau suivant :

Tableau I.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport des forces	$F_s = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par exemple : D / D_{\max}

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

- $F_s = 1$: les terrains sont en équilibre critique ;
- $F_s > 1$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement) ;
- $F_s < 1$: les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

- Si $F_s > 1,5$: le talus est stable ;
- Si $F_s < 1$: il y a un glissement ;
- $1 \leq F_s \leq 1,5$: le risque est réel, surtout si F_s se rapproche de 1.

Selon les valeurs de F_s pour appréciation de la stabilité de la pente peut être prononcée : les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent voir le tableau suivant :

Tableau I.2. Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent

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, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal, donald Chen ont admis l'équation :

$$F_s = \frac{c}{c_m} \quad (C \text{ la cohésion et } C_m \text{ la cohésion mobilisés})$$

Comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

3.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques :

La modélisation du versant, préalable à tout calcul de stabilité, résulte des reconnaissances et études réalisées lors de la première phase à savoir la phase préliminaire et étude géotechnique.

La démarche de la modélisation sera la suivante :

- Tracé de profils caractéristiques, notamment dans l'axe et la direction du glissement, à partir des données de la topographie de surface, de la stratigraphie du terrain et de la connaissance de la profondeur de la surface de glissement.
- Détermination de couches du calcul : chacune des couches définies à partir de la connaissance générale du site et des résultants des essais mécaniques des sols. On y définit notamment les valeurs des parementes nécessaires au calcul à savoir :
 - γ : poids spécifique. - C : cohésion.
 - ϕ : angle de frottement.
- Détermination du régime hydraulique.

3.4. Différentes méthodes de calcul :

Les méthodes varient principalement en fonction du choix de la surface de rupture, de la manière dont les contraintes sont réparties le long de cette surface, de la définition du coefficient de sécurité, ainsi que de la vérification, ou non, de l'ensemble des équations d'équilibre.

3.4.1. Glissement plan :

Soit une pente infinie d'inclinaison β dans un sol ayant pour caractéristique :

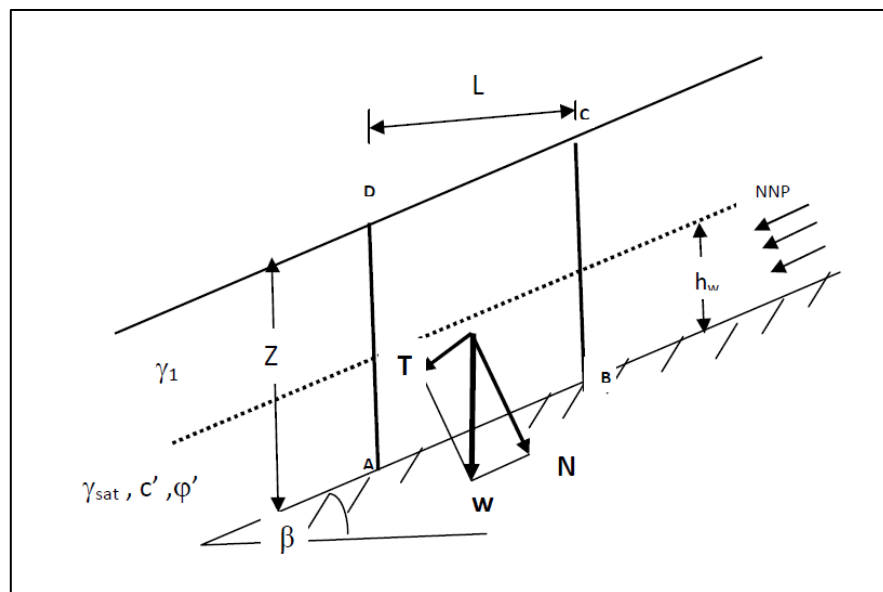


Figure I.7. Glissement plan.

- Poids volumique : γ_1 , au-dessus de la nappe

γ_{sat} , au-dessous de la nappe

- Cohésion c'

- Angle de frottement interne φ'

- Par symétrie les réactions sur AD et BC sont égales et opposées.

- Le poids : $W = [\gamma_1(z - hw) + \gamma_{sat}.hw].L$

Ce qui peut sous la forme : $W = L \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h$

h : étant l'épaisseur d'une couche quelconque et γ sont poids volumique apparent.

- Décomposons W en des composantes normale N et tangentielle T :

$$N = L. \cos \beta \sum_0^z \gamma. h$$

$$T = L. \sin \beta \sum_0^z \gamma. h$$

- La pression interstitielle sur la facette AB est :

$$u = \frac{\gamma w. hw. L. \cos \beta}{\frac{L. 1}{\cos \beta}}$$

$$\cos \beta = \frac{S}{S_1} \quad , \quad S_1 = \frac{S}{\cos \beta} \quad \text{et} \quad (S=L.1)$$

- u : est perpendiculaire à la surface S₁ : $u = \gamma w. hw. \cos^2 \beta$

- La résultante U = u. AB. Orienté sur la normale à AB : $U = \gamma w. hw. L. \cos \beta$

- On sait que : $\sigma' = \sigma - u$

- Finalement la résistance maximale (contrainte de cisaillement) mobilisable en Cisaillement le long de AB et d'après l'équation de COULOMB.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad , \quad R = \tau. S_1$$

$$R = c'. AB + (N - u) \tan \varphi'$$

Soit :
$$R = c'. \frac{L}{\cos \beta} + (\sum_0^z \gamma. h - \gamma w. hw) L. \cos \beta. \tan \varphi'$$

- Et le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture le long du plan situé à la profondeur « Z » est donné par la formule suivante.

$$FS = \frac{R}{T} = \frac{c' + (\sum_0^z \gamma. h - \gamma w. hw) \cos^2 \beta. \tan \varphi'}{\sin \beta. \cos \beta. \sum_0^z \gamma. h}$$

- Nous avons étudié le cas général avec poussée d'écoulement. S'il n'y a pas de nappe le poids volumique peut être considéré comme constant.

- Donc on aura :

$$FS = \frac{c + \gamma. Z. \cos^2 \beta. \tan \varphi}{\gamma. Z. \sin \beta. \cos \beta}$$

- Si le sol est une argile saturée dans un comportement à court terme :

$$c = cu \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi u = 0$$

$$Fs = \frac{cu}{\sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h}$$

- Si le sol est pulvérulent :

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

3.4.2. Glissement rotationnel (circulaire) :

La méthode des tranches est une méthode suédoise due à Petterson 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 Nonveiller en 1965.

La méthode consiste à diviser la masse située entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales, puis à analyser l'équilibre de chaque tranche afin de déterminer la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle de glissement. On distingue principalement deux méthodes : la méthode suédoise du cercle (Fellenius) et la méthode de Bishop. Ces méthodes considèrent l'équilibre de manière approximative en effectuant une division en tranches, et sont applicables uniquement aux surfaces de rupture circulaires. Toutefois, le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autres formes de surfaces de rupture, les erreurs dues à l'approximation sur l'équilibre des tranches pouvant ainsi être minimisées ou éliminées. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, bien que leur choix doive prendre en compte les données géométriques, géologiques et géotechniques du site, telles que la nature des terrains, la présence des nappes phréatiques ou la position des ouvrages construits. Les hypothèses de base incluent un milieu homogène ou non, ainsi que la présence ou non de circulation d'eau. Le principe repose sur un cercle de rupture et sur la décomposition de la zone de massif située entre la surface libre et le cercle de glissement en tranches verticales. Enfin, on définit le coefficient de sécurité f comme étant la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire :

$$F = \left[c' + (\sigma - u) \tan \frac{\varphi'}{\tau} \right]$$

3.4.2. a) Méthodes des tranches de bishop :

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_i^n W \sin \alpha} \sum_i^n \frac{[W + (V_n + 1) - Ub] \tan \phi' + C'b}{\sin \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}}$$

- U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab) ;
- C' : cohésion effective ;
- ϕ' : angle de frottement interne effective ;

Pour déterminer le coefficient de sécurité F_s , il faut (**Méthode détaillée**) :

- Procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.
- Définir $V_n - V_{n+1}$ Pour cela une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre.

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée.

L'équation précédente devient alors (**Méthode de bishop simplifiée**) :

$$F_s = \frac{1}{\sum_i^n W \sin \alpha} \sum_i^n \frac{[W - Ub] \tan \phi' + C'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}}$$

Tous les termes étant connus, le calcul de FS se fait par itérations successives. La première itération utilise, comme valeur de FS, le coefficient de sécurité obtenu selon la méthode de Fellenius.

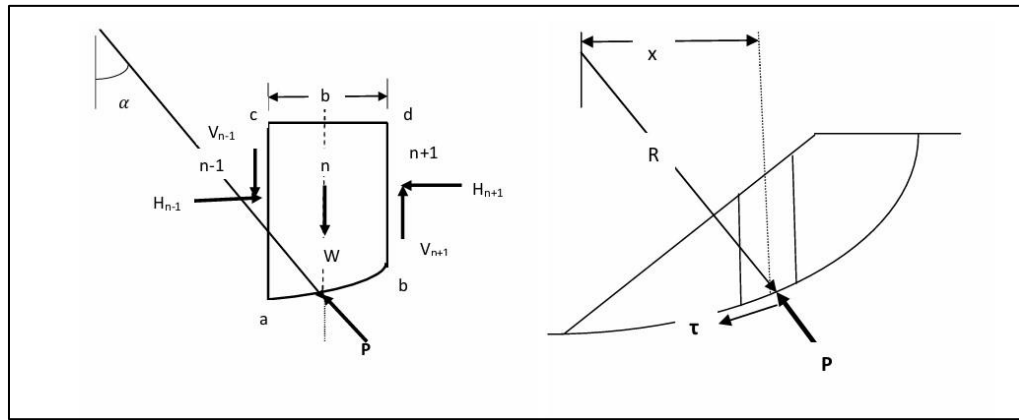


Figure I.8. Méthodes des tranches de bishop.

- Les composantes V_{n-1} ; V_{n+1} et H_{n-1} ; H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur l'arc « ab » donc influencent la réaction R_n .

W : poids de la tranche.

V_{n-1} ; V_{n+1} : réactions verticales totales sur les faces latérales.

H_{n-1} ; H_{n+1} : réactions horizontales totales sur les faces latérales.

P : réaction normale totale sur la surface de glissement.

P' : réaction normale effective sur la surface de glissement.

τ : Résistance au cisaillement réellement mobilisable le long de la surface de glissement.

U : Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.

F_s : Coefficient de sécurité.

X : distance de l'axe vertical de la tranche au centre du cercle.

b : largeur de la tranche.

l : longueur de courbe de glissement recoupée par la tranche.

c' : Cohésion effective du sol le long de l'arc « ab ».

ϕ' : angle de frottement interne effectif du sol le long de m'arc « ab ».

3.4.2.b) Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire) :

La méthode des tranches de Fellenius est utilisée pour évaluer la stabilité des pentes en cas de rupture circulaire. Elle divise la pente en plusieurs tranches et calcule le facteur de sécurité en analysant les forces de cisaillement et les moments agissant sur chaque tranche. Bien que simple, cette méthode est souvent utilisée comme approche de base avant d'explorer des méthodes plus complexes.

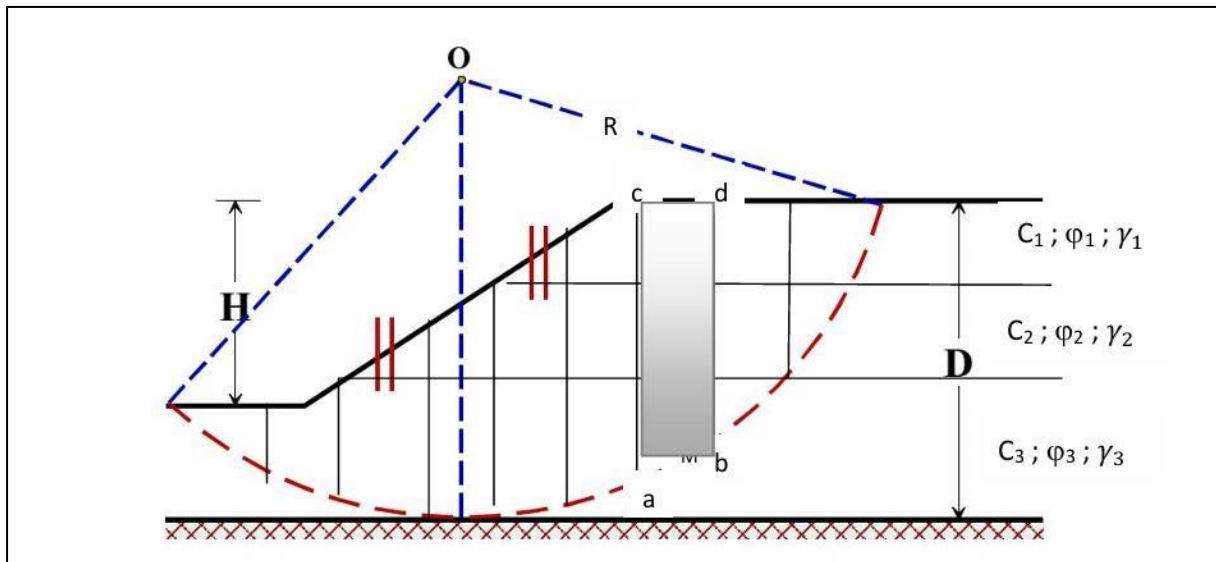


Figure I.9 : Découpage en tranches d'un talus.

- Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche corresponde à une limite entre deux tranches.
- L'étude de l'équilibre de l'une de ces tranches (on suppose que la surface de la tranche est hors d'eau). « Hors d'eau : qui n'est plus exposé aux dégâts causés par l'eau ».

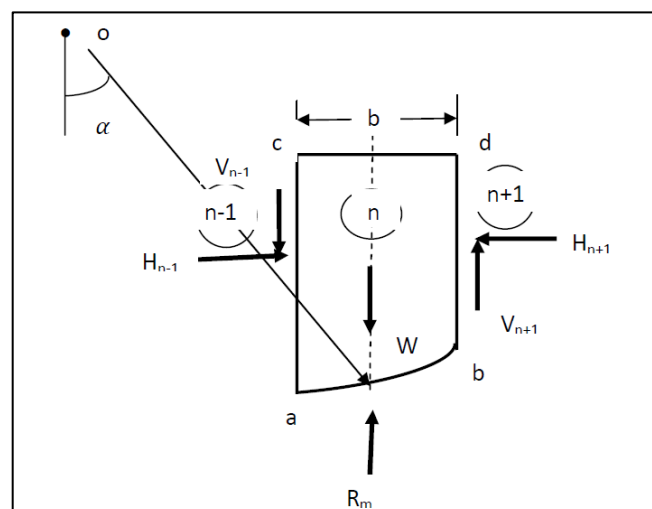


Figure I.10. Equilibre d'une tranche de sol (Fellenuis).

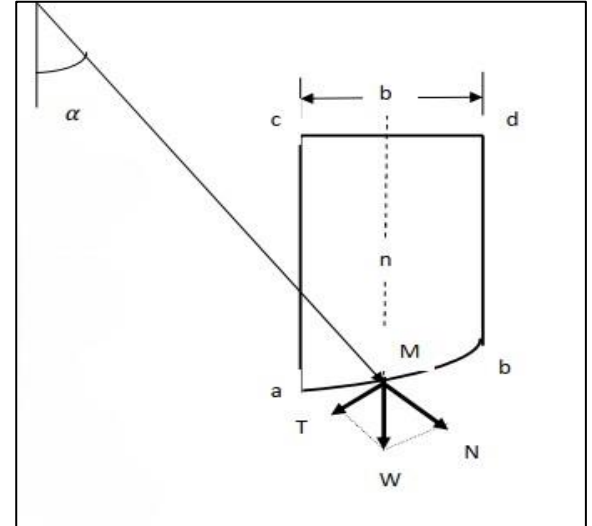
• **Hypothèse de fellenius :**

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids W .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB .
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} . Il s'agit de forces internes au massif étudié.

Définissons par rapport au centre O :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W et des surcharges éventuelles, qui tend à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'occupant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments des forces R_n , H_n , H_{n+1} , V_n et V_{n+1} .



La surface de la rupture étant limitée par les points E et F , le coefficient de sécurité global F_s est défini par l'équation suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}}$$

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de COULOMB, celle-ci s'écrit :

$(R_n)_t = C_i \cdot ab + N \cdot \tan \varphi_i$ et la somme des moments pour toutes les tranches est :

$\sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot ab + N \cdot \tan \varphi_i]$ tel que :

N : nombre total des tranches

C_i , φ_i : Caractéristiques mécaniques de la tranche dans la quelle est situé l'arc « ab ».

D'autre part le moment moteur est du à « T » et égal à « $T \cdot R$ », pour « n » couches $\sum_i^n R \cdot T$.

Donc :

$$F_s = \frac{\sum_i^n [C_i \cdot ab + N \cdot \tan \varphi_i]}{\sum_i^n T} \dots \dots \dots (1)$$

Remarque :

- 1) Si le sol est homogène, $C = Cte$; $\varphi = Cte$, la formule (1) devient, en appelant « L » la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_S = \frac{C \cdot L + \tan \varphi \sum_i^n N}{\sum_i^n T}$$

- 2) la formule peut s'écrire sous la forme :

$$F_S = \frac{\sum_i^n [C_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + W_i \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi_i]}{\sum_i^n W_i \cdot \sin \alpha}$$

- Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de FS sont alors : - La largeur de la tranche « b »,
- L'angle « α » tque fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de la tranche pour le calcul de « W ».

3) Trois possibilités de résolution s'offrent à l'ingénieur. - Méthodes manuelles. - Calcul sur ordinateur - Abaque.

- Pour le calcul on adoptera des tableaux du type ci-après :

Tableau I.3. Hypothèse de fellenuis.

Cercle N°	Coordonnée du centre $X = x_i$; $Y = y_i$					Rayon $R = R_i$
N° de la tranche	Poids W	N ($W \cdot \cos \alpha$)	T ($W \cdot \sin \alpha$)	C.L. ou $\frac{c \cdot b}{\cos \alpha}$	$N \cdot \tan \varphi$	Observation
1	Rappel $F_S = \frac{\sum C \cdot L + \sum N \cdot \tan \varphi}{\sum T}$
2	
3	
.	
.	
.	
n	
Total	.	.	$\sum T$	$\sum C \cdot L$	$\sum N \cdot \tan \varphi$	F_S

4.Méthodes de confortement des glissements de terrain :

Les confortements des talus en glissement regroupent l'ensemble des techniques destinées à stabiliser des masses de terrain instables. Le choix de la méthode la plus adaptée dépend de plusieurs paramètres, notamment des caractéristiques du site telles que la nature des sols, les conditions de drainage, les surcharges, ainsi que de la cinématique du glissement. D'autres facteurs influencent également cette décision : les contraintes économiques, l'accessibilité du terrain, la période d'intervention, les exigences en matière de sécurité environnementale, les risques liés à l'exécution des travaux, les délais imposés selon l'urgence de la situation, la durabilité de la solution retenue, les possibilités d'entretien ou de réparation, ainsi que les ressources matérielles disponibles et le savoir-faire des entreprises locales.

4.1. Méthodes de confortement des talus :

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

- Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles,
- Modifications géométriques
- Les renforcements : renforcements mécaniques.

4.1.1. Drainage :

L'eau étant la principale cause des glissements de terrain, il est logique que l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression interstitielle constituent des moyens efficaces pour améliorer la stabilité des pentes. À cet égard, le drainage représente une solution souvent privilégiée, car elle est généralement moins coûteuse que d'autres techniques de stabilisation. Il peut être utilisé seul ou en complément d'autres méthodes. Le drainage contribue à la stabilité du sol de deux façons principales : d'une part, en diminuant la pression interstitielle, il augmente la résistance au cisaillement du terrain ; d'autre part, il réduit les forces motrices liées à la pression de l'eau dans les fissures. Parmi les dispositifs de drainage, certains types sont particulièrement courants, notamment :

- **Les drains horizontaux profonds**, qui consistent à insérer des tuyaux perforés dans le sol pour capter et évacuer l'eau souterraine en profondeur ;

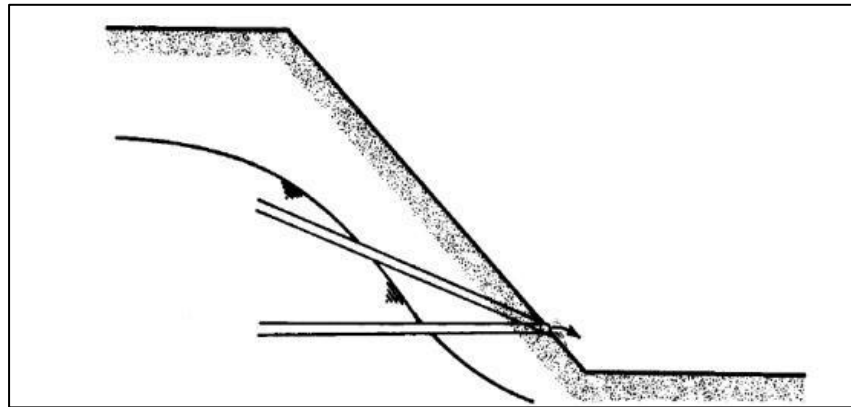


Figure I.11. Les drains horizontaux profonds

- **Les tranchées drainantes**, remplies de matériaux perméables comme du gravier, parfois associées à un drain, permettant de canaliser les eaux vers un exutoire ;

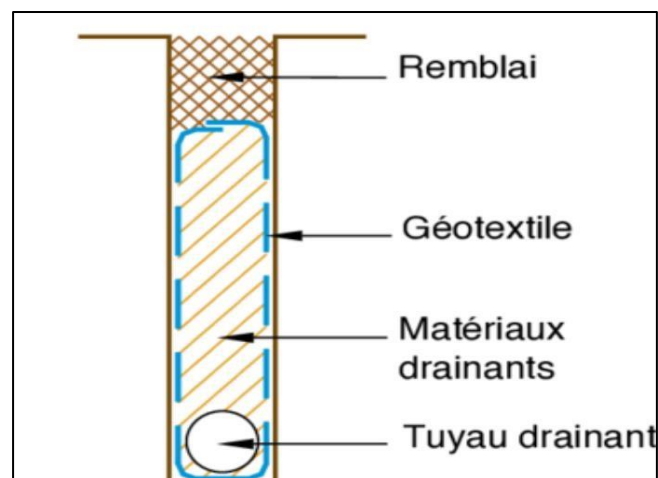


Figure I.12. Les tranchées drainantes.

- **Les puits drainants**, verticaux ou inclinés, servant à capter les nappes d'eau plus profondes ;

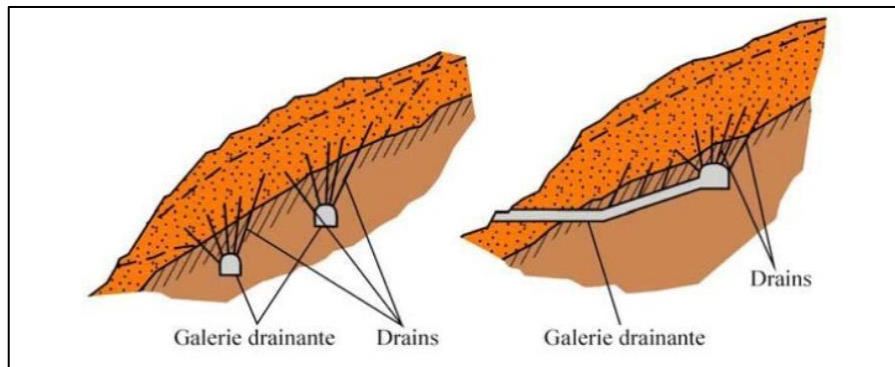


Figure I.13. Les puits drainants.

- **Le drainage en pied de talus**, visant à intercepter l'eau qui s'écoule à la base du versant, réduisant ainsi les pressions de soulèvement ;
- **Les systèmes de drainage en surface**, comme les fossés ou rigoles, qui permettent d'évacuer rapidement les eaux de ruissellement avant qu'elles ne s'infiltrent.

Chaque système est choisi en fonction des caractéristiques géotechniques du site, de la profondeur de la nappe, et des contraintes techniques ou économiques du projet.

4.1.2. Modifications géométriques :

La pente du talus ainsi que la présence de sols aux faibles propriétés mécaniques constituent les principaux facteurs déclencheurs des glissements de terrain.

Pour y remédier, une modification de la géométrie et de la morphologie du site s'avère prioritaire. Cette intervention peut être réalisée par différentes méthodes, en fonction de la nature du problème rencontré. Parmi celles-ci, on peut citer :

- **Butée de pied :**

Le chargement en pied, souvent réalisé par un ouvrage de butée (également appelé banquette selon le contexte), joue un double rôle : d'une part, il contribue à l'équilibre des forces motrices responsables du glissement, et d'autre part, il aide à contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement de cet ouvrage repose sur une analyse de la stabilité vis-à-vis d'un glissement profond de la pente instable, en prenant en compte les modifications géométriques

prévues. L'objectif est généralement d'atteindre une amélioration du facteur de sécurité $\Delta F/F_0$ de l'ordre de 20 à 30 %.

Un ancrage dans les couches géologiques stables sous-jacentes est souvent nécessaire. Deux vérifications majeures doivent être réalisées dans le cadre de l'analyse de la stabilité au grand glissement :

- L'ouvrage de butée doit empêcher toute réactivation du glissement en amont ;
- Il ne doit pas, en revanche, provoquer de nouveaux glissements, notamment en aval. Enfin, il est important de souligner que ces ouvrages, en plus de leur rôle gravitaire, peuvent également contribuer au drainage du massif, améliorant ainsi globalement la stabilité.

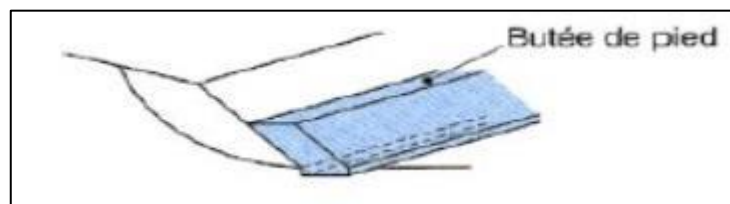


Figure I.14. Réalisation d'une butée de pied (par plots).

- **Allègement en tête :**

L'allègement en tête d'un glissement consiste à terrasser les matériaux situés dans la partie supérieure de la pente. Cette intervention permet de réduire les forces motrices, entraînant ainsi une augmentation du coefficient de sécurité.

Le dimensionnement de cette solution repose sur un calcul de stabilité effectué le long de la surface de rupture identifiée, en tenant compte des modifications géométriques apportées en tête de talus. Toutefois, comme le montre la figure, ce déchargement peut entraîner, à court ou à long terme, une régression des désordres vers l'amont.

À l'instar des ouvrages de butée en pied, l'amélioration de la stabilité visée $\Delta F/F_0$ est généralement de l'ordre de 20 %. Cependant, atteindre cet objectif nécessite souvent des volumes de terrassement importants. Ainsi, le déchargement en tête s'avère rarement suffisant à lui seul pour garantir le niveau de sécurité recherché. Il est donc généralement nécessaire de le compléter par d'autres actions, telles que le drainage ou une recharge en pied.

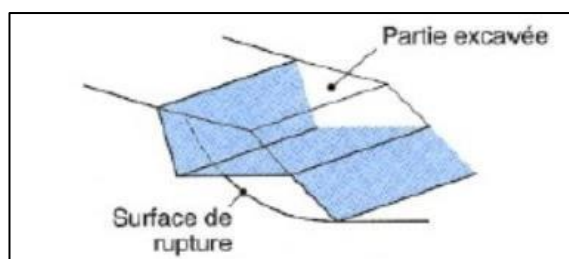


Figure I.15. Allègement en tête.

- **Purge :**

Les techniques de terrassement sont souvent associées à des opérations de purge du matériau déplacé par le glissement. Cette approche est généralement réservée aux glissements de faible ampleur. Dans certains cas, il est possible de retirer l'ensemble des matériaux instables, à condition que la surface ainsi dégagée présente une stabilité suffisante.

- **Reprofilage :**

Cette méthode consiste à réduire la pente moyenne du talus, en l'adoucissant. Elle est particulièrement bien adaptée aux talus de déblais et constitue une pratique courante. La réalisation de risbermes présente plusieurs avantages : elle améliore la stabilité par rapport à une pente uniforme et permet la création de voies d'accès utiles pour l'entretien ou d'éventuels travaux complémentaires. En revanche, cette technique est généralement peu adaptée aux versants naturels instables, car elle implique la mise en mouvement de volumes de sol très importants.

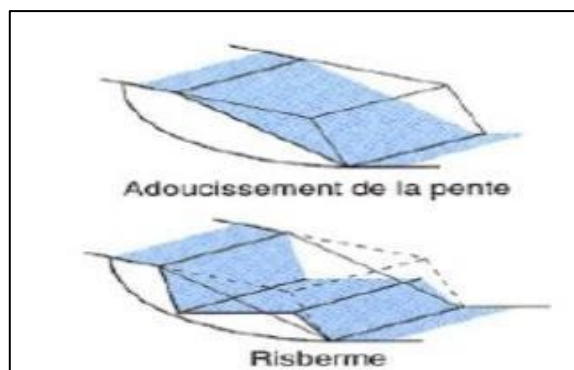


Figure I.16. Reprofilage.

- **Substitution totale ou partielle :**

La substitution totale consiste à purger l'ensemble des matériaux ayant glissé ou susceptibles de glisser, pour les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cette opération permet de reconstituer le profil initial du talus.

Il est essentiel d'évaluer la stabilité du site, tant durant les différentes phases de travaux que pour l'état final du talus, en prenant en compte les propriétés mécaniques du matériau de substitution et du sol en place.

Cette technique nécessite une bonne connaissance des volumes à excaver, une excavation au-delà de la surface de rupture, ainsi que la réalisation de redans pour assurer une liaison efficace entre le substratum et le matériau rapporté.

La stabilité des talus provisoires lors de la purge dépend fortement des conditions de terrassement, des conditions météorologiques et des hétérogénéités locales du terrain. En présence de risques, il est recommandé de travailler par plots étroits et d'éviter de laisser des fouilles ouvertes sur de longues périodes.

Dans la pratique, des substitutions partielles sont souvent mises en œuvre, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité obtenu peut être estimé par une moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

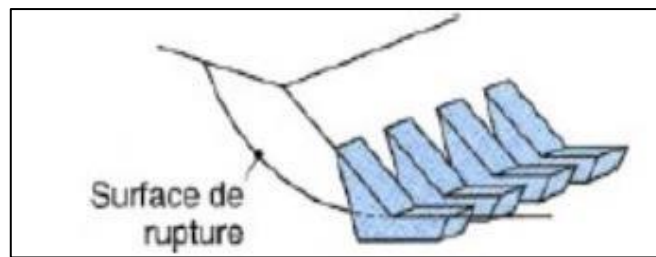


Figure I.17. Substitutions partielles.

4.1.3 Renforcement :

Par "renforcement", on entend la mise en place d'éléments structuraux capables de résister aux efforts, tels que :

- Les clouages réalisés au moyen de barres ou de micropieux ;
- Les soutènements ;
- Les tirants d'ancrage et les murs ancrés ;

Ces techniques n'agissent pas sur l'origine des mouvements, mais ont pour objectif de limiter, voire d'arrêter, les déformations. Elles s'avèrent particulièrement utiles lorsque les solutions curatives classiques, telles que les terrassements ou les systèmes de drainage, sont techniquement irréalisables ou économiquement non viables.

4.1.3.a) Renforcement par inclusions :

Cette technique rapide et facile à mettre en œuvre est très utilisée et n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- Les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

b). 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. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Tableau I.4. Clous et micro pieux.

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micro pieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1.5)	1.20 à 1.30	-technicité importante estimation correcte des interactions Sol/inclusions -Associer un bon drainage

- **Une présentation générale sur la technique de clouage :**

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées dans la zone résistante.

Habituellement le clouage du sol implique une technique d'installation plus simpliste que ancrages au sol et sont plus faciles à construire.

Le clouage d'un massif de sol est une technique de renforcement des terrains in situ, par inclusions linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces inclusions sont généralement

mises en place dans des forages, puis scellées avec un coulis ; elles peuvent aussi être battues ou vibrofoncées. Cette technique s'est principalement développée depuis une dizaine d'années dans deux domaines : le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

- **Ces différentes phases :**

La construction d'un mur en sol cloué appliquée au soutènement de fouille sont généralement construits en plusieurs étapes se fait par phases successives de haut en bas et il implique les étapes suivantes :

1) Terrassement : Premier terrassement en général sur 1 à 2 m de hauteur (hi). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres.

2) Mise en place des clous : par forage des trous de scellement. Ou Vibrofonçage et installation et coulis des clous.

Le forage et le scellement : Un trou est foré, de diamètre généralement compris entre (60 et 150 mm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection des pressions qui restent assez basses (100 kPa).

3) Mise en place d'une couche de béton : mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. Un treillis soudé, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par parement ou peau de confinement, Son épaisseur est faible (dix centimètres), La réalisation d'un parement (Mettre en œuvre le plus rapidement possible un béton projeté qui constitue un revêtement continu souple).

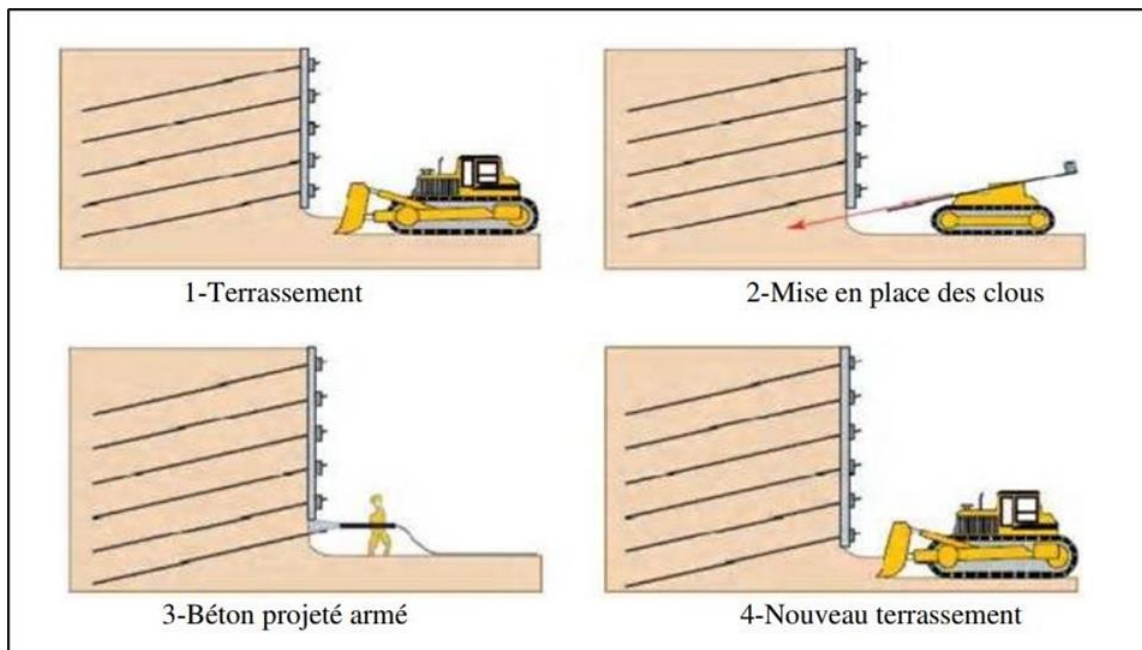


Figure I.18. Phases de réalisation d'une paroi clouée.

- **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 quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. 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 fût du pieu (plastification du sol)
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés 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 mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P_i / 2$. 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 apportés par les pieux.

Tableau I.5. Pieux et Barrettes.

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profils les H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux ($F=1.5$)	1.10 à 1.20	-technicité importante estimation correcte des interactions Sol/inclusions- Associer un bon drainage

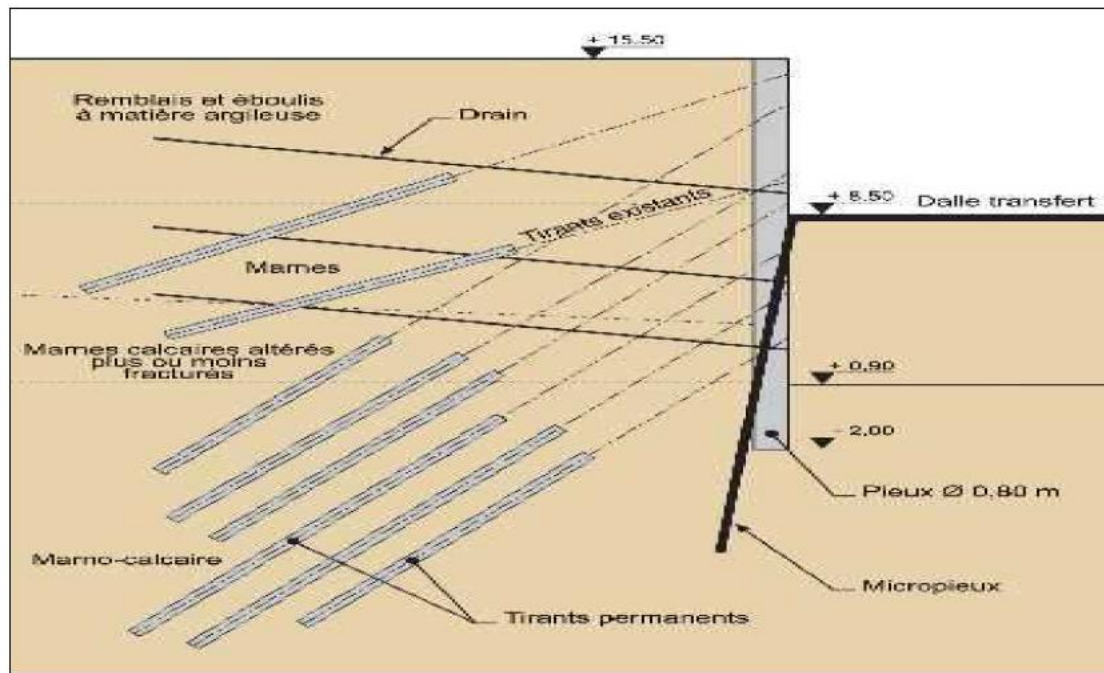


Figure I.19. Pieux et barrette.

4.1.3.b) Soutènement :

Dans cette catégorie, on retrouve deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages rigides (mur poids ou ancré),
- Les ouvrages souples (gabions, remblais renforcés par armatures ou nappes extensibles).

Les structures rigides ne sont généralement pas les plus appropriées pour stabiliser les mouvements de terrain, car elles tolèrent mal les déformations. De plus, leur dimensionnement doit intégrer les efforts parfois considérables générés par ces mouvements. Lorsqu'une structure est correctement ancrée et suffisamment résistante pour supporter les contraintes appliquées, elle reste stable. En pratique, le dimensionnement prend en compte un effort de butée limité exercé par le sol en amont, représentant la poussée maximale des masses en déplacement, cette déformation correspondant à une compression du sol.

Les ouvrages souples sont des structures constituées de gabions, de murs cellulaires ou de sols renforcés à l'aide de fils, d'armatures synthétiques ou métalliques, de nappes de géotextiles, ou encore de grilles métalliques ou synthétiques. Leur fonctionnement est similaire à celui des massifs poids évoqués précédemment. Le dimensionnement de ces ouvrages s'effectue en deux étapes : d'abord en vérifiant leur stabilité interne selon une méthode spécifique à chaque technique, puis en évaluant leur stabilité externe, comme décrit plus haut.

Ces solutions, capables d'accompagner les déformations du sol, sont aujourd'hui bien plus fréquemment mises en œuvre que les structures rigides.

4.1.3.c) Tirants d'ancrages :

Le principe repose sur la réduction des forces actives responsables du glissement et sur l'augmentation des contraintes normales effectives le long de la surface de rupture. Pour cela, des tirants composés de câbles d'acier multi-torons sont ancrés dans le sol stable, en dessous de la zone de rupture, et un effort de traction est appliqué à leur extrémité. Cet effort est ensuite réparti à la surface du terrain à l'aide de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Dans de nombreux cas, ces tirants sont associés à un mur de soutènement ou à des longrines. La mise en œuvre de tirants précontraints implique :

- 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

Les ancrages sont particulièrement efficaces dans certains types de terrains présentant une cohésion naturelle ou structurelle. Ils donnent de bons résultats dans les sols cohésifs, tels que les argiles et les silts à faible plasticité, peu sujets aux déformations. Ils conviennent également aux terrains cimentés naturellement, ainsi qu'aux sables et graviers présentant une cohésion réelle (due à la présence de fines) ou apparente (liée à l'humidité). Leur utilisation est aussi adaptée dans le cas de roches disloquées ou de terrains situés au-dessus de formations rocheuses de faible qualité.

Tableau I.6. Tirants d'ancrages.

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur horizontal	Barres, Tarars	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs , calcul à la rupture des tirants ($F_s=1,5$)	1.20	-Problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) -Associer un bon drainage

5. Quelques exemples de glissement de terrain en Algérie :

5.1. Glissements de Bouzaréah :

Le glissement de terrain causée par l'effondrement d'un mur de soutènement réalisé par une société privée.



Figure I.20. L'effondrement d'un mur de soutènement (Bouzaréah).

5.2. Glissement à Tizi Ouzou :

Un gigantesque glissement de terrain menace sérieusement une dizaine de demeures au village Tala Alam, au lieu dit Tala Méhalef, à 2 km à l'ouest de Tizi Ouzou.



Figure I.21. Glissement de terrain (village Tala Alam, Tizi Ouzou).

5.3. Glissement de Darguina (Bejaia) :

La daïra de Darguina, qui englobe trois communes rurales (Darguina, Taskriout, Aït Smaïl), est devenue ces dernières décennies le théâtre de différents glissements de terrain qui menacent continuellement la population.



Figure I.22. Glissement de terrain (Darguina, Bejaia).

6. Conclusion :

Il existe une grande variété de techniques de confortement des glissements de terrain, et leur choix doit être adapté aux particularités du site concerné ainsi qu'à la nature du glissement. Après avoir déterminé la géométrie de la pente et évalué les caractéristiques du sol en place, il devient possible de sélectionner la méthode de stabilisation la plus adaptée. Ce choix repose principalement sur les propriétés mécaniques et morphologiques des terrains instables, ainsi que sur le facteur de sécurité. Les solutions de confortement peuvent consister à modifier la géométrie du terrain, à installer des dispositifs de drainage, ou à intégrer des éléments rigides tels que des ouvrages de soutènement.

1.Introduction :

Les glissements de terrain sont des mouvements massifs de matériaux terrestres (sols, roches, débris) sur une pente. Lorsqu'un séisme survient, les vibrations induites peuvent déstabiliser les pentes naturelles ou artificielles, déclenchant ainsi des glissements. Ces phénomènes peuvent causer des dégâts humains et matériels importants, en particulier dans les zones montagneuses ou densément peuplées.

2.Caractérisations du mouvement sismique :

La conception de structures capables de résister à des séismes dans des limites de risque acceptables constitue une préoccupation centrale pour les ingénieurs. Cela exige une bonne compréhension du mouvement sismique, de son intensité maximale probable, ainsi que de sa localisation et de sa fréquence. Pour construire en zones sismiques, il est essentiel de connaître les mécanismes à l'origine des séismes et de pouvoir les caractériser par des paramètres mesurables. Le mouvement sismique, causé par une perturbation soudaine dans la croûte terrestre, se propage jusqu'à la surface et peut causer d'importants dégâts. Ses caractéristiques dépendent de divers facteurs comme la profondeur du foyer, la distance à l'épicentre, la direction des ondes et la nature du sol traversé. Bien que la prévision précise d'un séisme reste impossible, l'identification des zones à risque permet d'adapter la construction à ces contraintes.

2.1. Mécanisme de génération des séismes :

La grande majorité des séismes sont causés par les déplacements des plaques tectoniques de la Terre. Selon Yelles Chaouche (1993), on distingue trois types principaux de mouvements :

- Le mouvement latéral, où une plaque glisse horizontalement par rapport à une autre ;
- Le mouvement divergent, lorsque deux plaques s'éloignent l'une de l'autre, entraînant la formation d'une tranchée océanique ;
- Le mouvement de subduction, qui survient lorsque deux plaques convergent, forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre.

2.2. Failles et modes de rupture :

Une faille est constituée d'un réseau complexe de surfaces discontinues, souvent très ramifiées et orientées dans différentes directions. Ces structures suivent généralement le tracé des failles indiqué sur les cartes sismotectoniques dans les zones à potentiel sismique. Il est désormais reconnu que les mouvements le long des failles jouent un rôle central dans le déclenchement des séismes. De plus, la plupart des séismes s'accompagnent de la formation de nouvelles fractures géologiques. Ces failles ne sont toutefois que rarement isolées ; elles s'intègrent le plus souvent dans un système tectonique plus vaste, qui peut s'étendre sur toute une région. Cette forte corrélation entre failles et activité sismique est illustrée de façon marquante par l'exemple du célèbre système de failles de San Andreas aux États-Unis.

On y distingue trois mécanismes de rupture (Pecker, 1984) :

- Faille normale ou d'extension, qui se caractérise par la séparation partielle de deux compartiments. Lorsqu'elles sont soumises à des forces d'étirements, les failles normales s'écartent l'une de l'autre, ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs ;
- Faille inverse ou chevauchante, qui est caractérisée par deux blocs poussés l'un vers l'autre par des forces de compression. Ce qui conduit, dans la plupart des cas, au chevauchement d'un bloc sur l'autre
- Faille coulissante ou glissement latéral, qui provoque le coulisage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille.

Lors d'un séisme, les surfaces de glissement ne sont pas nécessairement continues le long d'une faille ni strictement alignées avec son tracé connu. Elles tendent plutôt à suivre un chemin offrant le moins de résistance, à l'intérieur d'une large zone de cisaillement. Ce glissement peut ainsi se transférer successivement d'un plan de faille à un autre, en fonction de leur résistance relative.

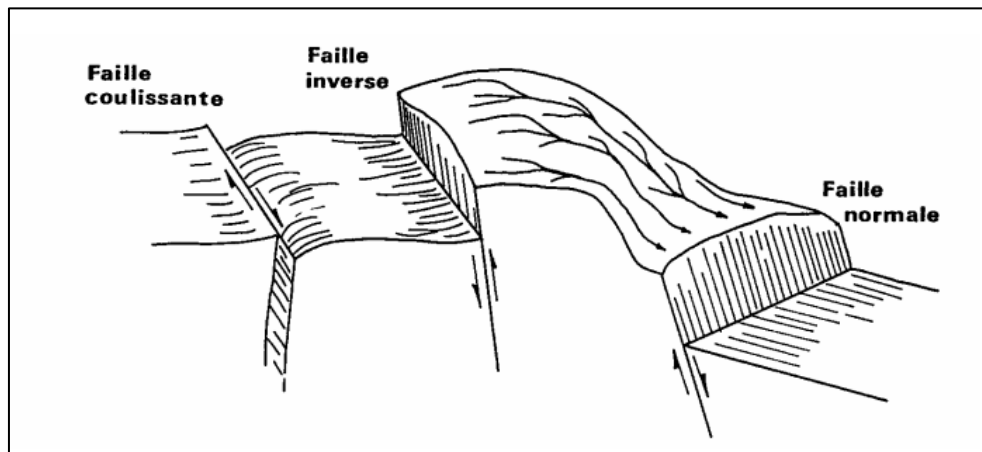


Figure II.1. Mouvement des failles (Pecker, 1984).

2.3. Nature et mode de propagation des ondes sismiques :

Un séisme produit différentes ondes sismiques : ondes de volume qui se propagent dans la croûte terrestre et ondes de surface qui se propagent à la surface du sol. On distingue deux types d'ondes de volume :

- Ondes primaires (ondes p), qui sont des ondes longitudinales se propageant avec une vitesse V_p et dont le déplacement des particules du milieu est dans la direction de propagation. Elles produisent dans cette direction des compressions et extensions successives ;
- Ondes secondaires (ondes s), qui sont des ondes de cisaillement se propageant avec une vitesse V_s et dont le déplacement des particules du milieu est perpendiculaire à la direction de propagation. Elles provoquent un cisaillement des roches par une distorsion sans changement de volume (ces ondes ne se propagent pas en milieu liquide).

On distingue deux types d'ondes de surface :

- Ondes de Rayleigh, qui sont des ondes verticales se propageant à la surface du sol. Le mouvement des particules du milieu est elliptique dans le plan vertical de propagation ;
- Ondes de Love, qui sont des ondes horizontales se propageant à la surface du sol. Elles se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la direction de propagation. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui peut être la cause de nombreux dégâts.

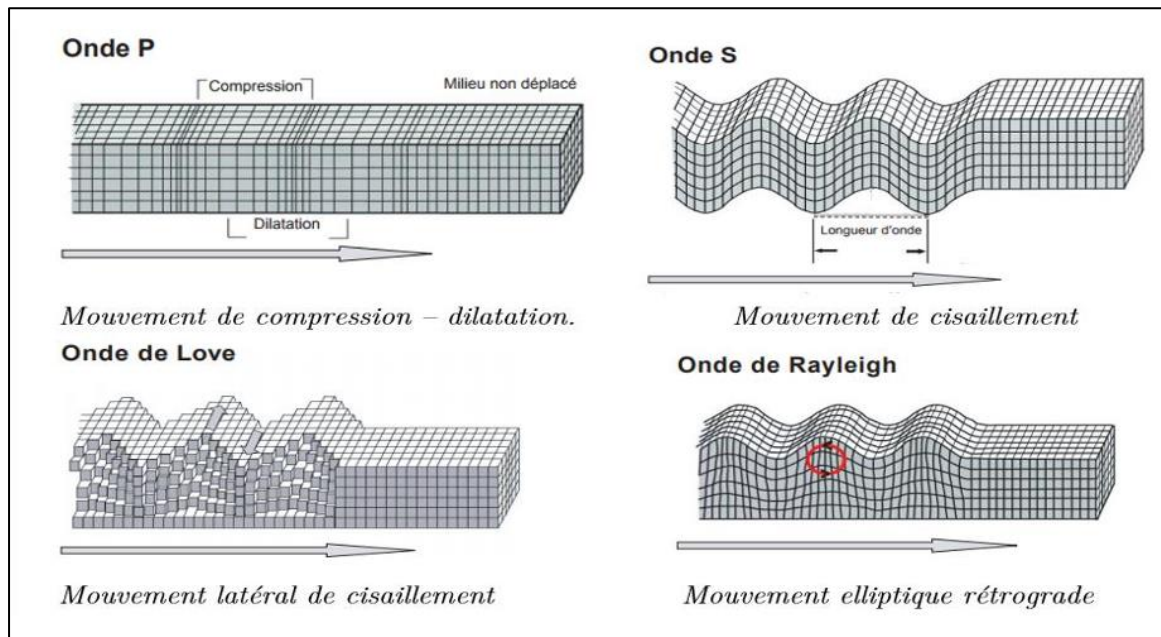


Figure II.2. Représentation des différents types d'ondes sismiques et leurs modes de propagation dans le sol.

Les ondes primaires sont généralement à haute fréquence et les premières à atteindre les ouvrages. Les ondes secondaires sont à plus basse fréquence, mais possèdent de plus grandes amplitudes et sont responsables de la grande majorité des dommages occasionnés aux bâtiments.

Les ondes primaires, caractérisées par leur haute fréquence, sont les premières à atteindre les structures. À l'inverse, les ondes secondaires, de fréquence plus basse mais d'amplitude plus élevée, sont principalement responsable des dégâts causés aux bâtiment.

En sismologie, le modèle théorique repose sur l'hypothèse que l'écorce terrestre se comporte comme un milieu continu, élastique et isotrope. Ce modèle constitue une approximation idéale, car il ne prend pas en compte certains phénomènes, tels que les grandes déformations, l'anisotropie des sols ou encore les discontinuités près de l'épicentre, causées par les fractures et les failles de la croûte terrestre.

La théorie de la propagation des ondes élastiques permet de démontrer que les vitesses de propagation des ondes sismiques primaires et secondaires sont exprimées par les formules suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad \text{et} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\text{Où :} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

G : Le module de coulomb.

E : Le module d'YOUNG.

ν : Le coefficient de poisson.

ρ : La densité du massif.

2.4. Facteurs influençant le mouvement sismique :

Les principaux facteurs influençant le mouvement sismique sont :

- les facteurs liés aux mécanismes de génération ou facteurs liés à la source, appelés effets de source ;
- les facteurs liés au chemin de parcours des ondes sismiques, appelés effets de propagation ;
- les facteurs liés aux conditions locales du site considéré (influence des conditions géologiques locales, influence des conditions topographiques, interaction sol-structure), appelés effets de site.

La figure II.3 montre de façon schématisée ces trois types de phénomènes susceptibles d'affecter un signal sismique.

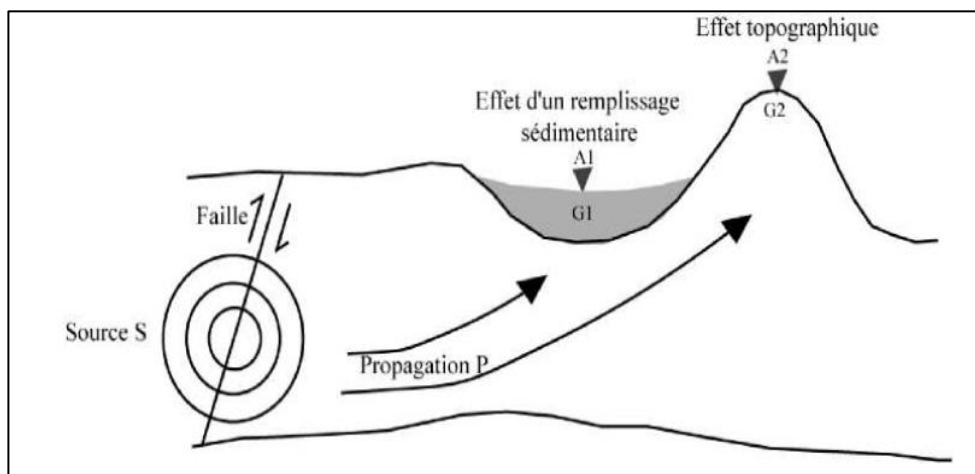


Figure II.3. Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.

2.5. Contexte géodynamique du nord de l'Algérie :

Le nord de l'Algérie se situe dans un contexte géodynamique actif en raison de sa position à la limite entre la plaque africaine, qui se déplace vers le nord, et la plaque eurasiatique, qui descend légèrement vers le sud. Cette convergence tectonique provoque une forte compression dans la région, entraînant la formation de chaînes de montagnes telles que le Tell et la Kabylie, ainsi que de nombreuses failles actives. Ces dernières sont responsables de séismes fréquents et parfois destructeurs, comme ceux de Chlef en 1980 ou de Boumerdès en 2003. Le nord algérien est donc

marqué par une sismicité élevée, conséquence directe de cette activité tectonique. On y observe également une déformation continue de la croûte terrestre sous forme de plis et de chevauchements. Bien qu'il n'y ait pas d'activité volcanique récente, certains témoins anciens de magmatisme existent notamment dans les zones montagneuses. En parallèle, le bassin méditerranéen adjacent, notamment au large des côtes algériennes, présente une dynamique complexe liée à une extension locale et à des phénomènes de subduction en arrière-arc, surtout du côté ouest vers le bassin d'Alboran. Ce contexte géodynamique fait donc du nord de l'Algérie une zone orogénique en pleine évolution, soumise à des contraintes compressives et à un risque sismique non négligeable.

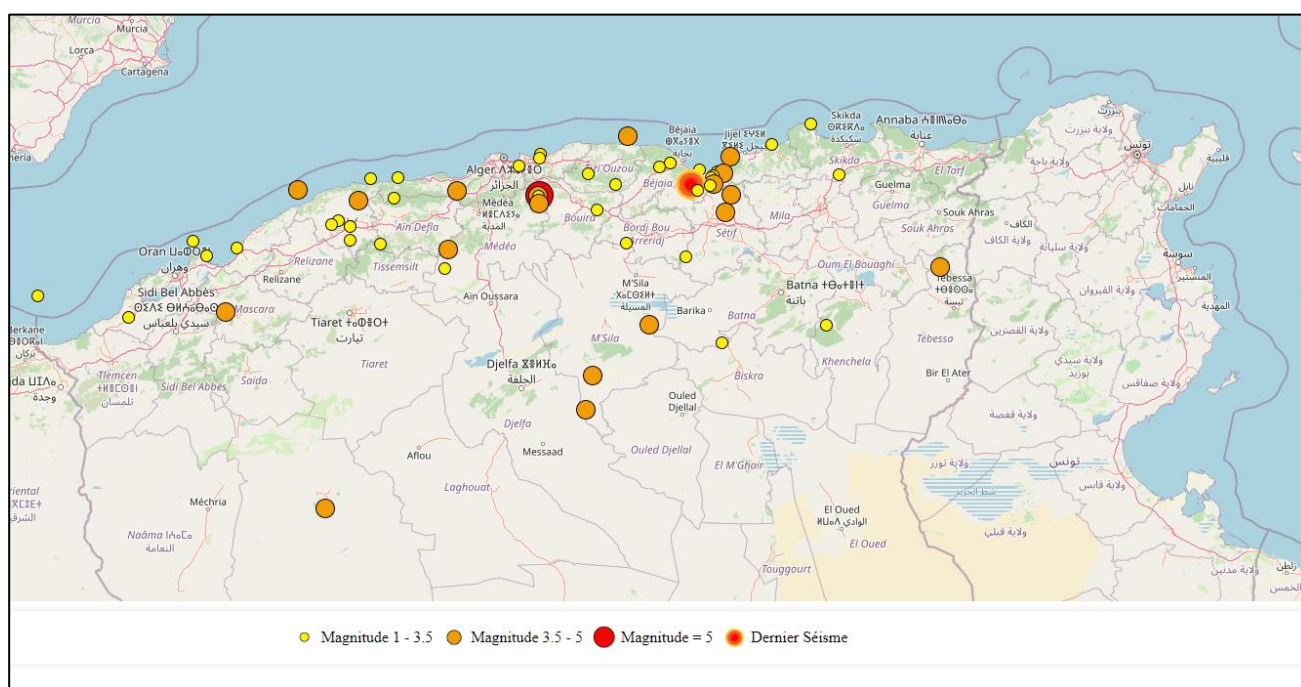


Figure II.4. Carte des derniers Séismes en Algérie (CRAAG).

3. Règlementation parasismique algérienne (RPA 2024) :

3.1. Principes fondamentaux :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) 2024 constitue la nouvelle version actualisée des normes de conception et de construction parasismiques en Algérie. Il vise à améliorer la résilience des constructions face aux séismes, en tenant compte des leçons tirées des précédentes catastrophes et des avancées scientifiques et techniques récentes. Ce règlement repose sur plusieurs principes fondamentaux :

1. **Protection de la vie humaine** : L'objectif principal du RPA est d'assurer la sécurité des personnes en évitant l'effondrement des structures en cas de séisme majeur.
2. **Conception basée sur la performance** : Le RPA 2024 adopte une approche basée sur les performances attendues de la structure selon différents niveaux de sévérité du séisme (séisme de service, séisme rare, séisme extrême), en intégrant les notions de ductilité, de dissipation d'énergie et de comportement post-élastique.
3. **Classification sismique du territoire** : L'Algérie est divisée en zones sismiques (I à V) selon l'aléa sismique. Chaque zone impose des exigences spécifiques en matière de dimensionnement et de détails constructifs. La zone V, à laquelle appartient la région d'Akbou (Béjaïa), est la plus sévère, impliquant des règles de conception rigoureuses.
4. **Types d'ouvrages concernés** : Le règlement s'applique à tous les ouvrages de génie civil, y compris les bâtiments, les ouvrages de soutènement, les infrastructures et les aménagements géotechniques comme les pentes ou les talus.
5. **Considérations géotechniques** : Le RPA 2024 accorde une attention particulière aux caractéristiques du sol, à la réponse sismique locale, à la liquéfaction, ainsi qu'à la stabilité des pentes et des talus, en lien avec les mouvements de terrain induits par les séismes.
6. **Méthodes de calcul et coefficients de sécurité** : Le règlement définit les méthodes de calcul des efforts sismiques (analyse statique équivalente, analyse modale, analyse dynamique), ainsi que les coefficients d'importance, de comportement (R), de site (S), etc., nécessaires pour évaluer les actions sismiques.
7. **Prise en compte des effets induits** : Outre les forces inertielles, le règlement considère les effets indirects tels que les glissements de terrain, les instabilités de pente, les effets de site, et les déformations permanentes pouvant affecter la stabilité globale des ouvrages.

3.2. Classification des zones et action sismiques :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération :

Tableau.II.1. Zones sismiques et coefficient d'accélération selon (RPA 2024).

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

La figure II.5 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Le RPA 2024 donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre plusieurs zones sismiques différentes.

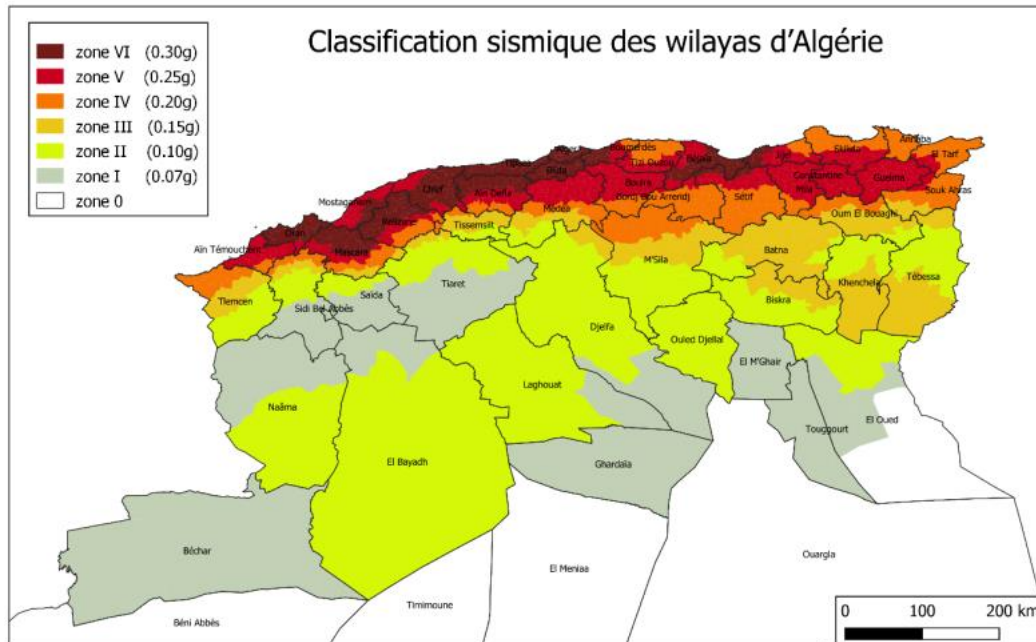


Figure II.5. Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA 2024.

3.3. Classification des ouvrages :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application du présent DTR doit être classé dans l'un des quatre groupes définis dans le tableau II.2 :

Tableau II.2. Groupes d'ouvrages selon RPA 2024.

Groupe	Ouvrage
1A	d'importance vitale
1B	de grande importance
2	d'importance moyenne
3	de faible importance

3.4 Classification sismique des sites :

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, cf.

Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 mètres. L'autre catégorie, considérée comme exceptionnelle, concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques.

Tableau II.3. Classification des sites.

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	Pl_{30} (Mpa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{S30} (m/s) (h)
S_1	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S_2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S_3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S_4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S_5	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

3.5. Coefficients d'importance :

Les valeurs du coefficient d'importance, I , pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont Données dans le Tableau II.4 suivants :

Tableau II.4. Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

3.6. Coefficients sismiques de calcul :

Le RPA 2024 définit les coefficients pseudo-statiques horizontal k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des pentes :

$$k_h = \frac{1}{3} \cdot A \cdot I \cdot S$$

$$k_v = \begin{cases} \mp \frac{1}{2} K_h & \text{si situation sismique de type 01} \\ \mp \frac{1}{3} K_h & \text{si situation sismique de type 02} \end{cases}$$

Où :

- k_h et k_v : sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontale, contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval, et les forces verticales descendantes ou ascendantes.
- A : est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et modulé par le coefficient d'importance I de l'ouvrage, affecté par le glissement ou même menacé par lui.
- S : est le coefficient de site .

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- **Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- **Type 2** : appliqué au zones sismiques I, II, et III

4. Quelques exemples des séismes :

4.1. Séisme de BIO-BIO, CHILI :

En 2010 (L'amplitude de 8,8), L'ensemble du Chili est situé dans une zone sismique appelé « ceinture de feu ». Celle-ci fait référence à des zones où les plaques terrestres sont en contact et s'entrechoquent. Elle est reconnaissable par ses nombreux volcans. Ce séisme a fait 525 morts et de nombreux dégâts matériels évalués entre 15 et 30 milliards de dollars.



Figure I.6. Séisme de BIO-BIO, CHILI (En 2010).

4.2. Séisme de SUMATRA, INDONESIE :

En 2004 (L'amplitude 9,3) , Ce séisme massif a provoqué un tsunami exceptionnel, qui a ravagé l'ensemble de l'Asie du Sud-Est. L'épicentre, une nouvelle fois près de Sumatra, en Indonésie, a permis à un tsunami atteignant une hauteur de 35 mètres ou plus de se former. Dans cette région très densément peuplée, les pertes humaines se sont rapidement comptées en centaines milliers. Au total, on a déploré entre 250.000 et 300.000 morts, ce qui en fait un des séismes les plus meurtriers de l'Histoire.



Figure I.7. Séisme de SUMATRA, INDONESIE (En 2004).

4.3. Séisme de BOUMERDES :

Le séisme de 2003 à Boumerdès s'est produit le 21 mai à 19 h 44 min 21 s heure locale dans le nord-est de l'Algérie. Le choc avait une magnitude de 6,8 et une intensité maximale de X (*extrême*) sur l'échelle de Mercalli. L'épicentre du séisme était situé près de la ville de Thénia dans la wilaya de Boumerdès, à environ 60 km à l'est de la capitale Alger. Le séisme a été le plus violent en Algérie depuis plus de vingt ans où le séisme de 1980 à El Asnam de magnitude 7,1.



Figure I.8. Séisme de BOUMERDES (En 2003).

4.4. Séisme de BEJAIA :

Le 18 mars 2021, un séisme majeur a frappé la région de Béjaïa, en Algérie, à 1h04 du matin (heure locale). D'une magnitude de 5,9 sur l'échelle de Richter, il s'est produit en mer, à environ 28 km au nord-est de Cap Carbon, selon le Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique (CRAAG) . , l'épicentre de cette secousse a été localisé à 28 Km au Nord-Est de Cap Carbon , précise la même source.

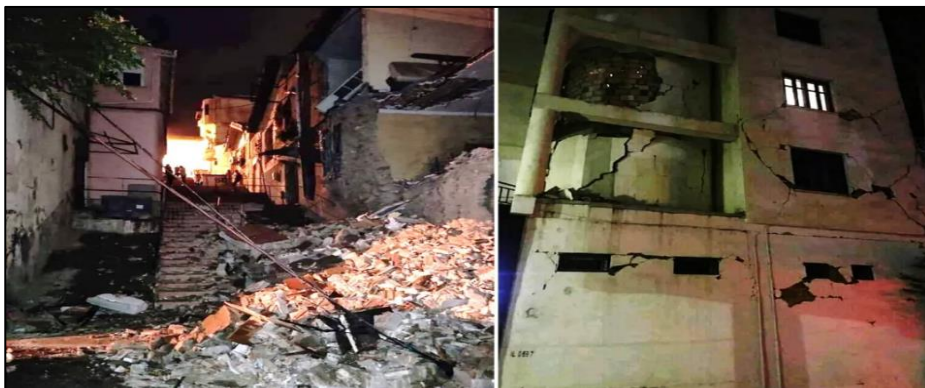


Figure I.9. Séisme de BEJAIA (Le 18 mars 2021).

5. Conclusion :

Les glissements de terrain sous sollicitation sismique constituent une menace sérieuse dans les zones à forte activité tectonique, comme le nord de l'Algérie. Ce chapitre a permis de comprendre les origines des séismes, leur mode de propagation et leur influence directe sur la stabilité des pentes. Les exemples analysés, qu'ils soient internationaux ou locaux, illustrent les conséquences parfois dramatiques de ces phénomènes naturels.

L'intégration du RPA 2024 marque une avancée importante dans la prise en compte des risques sismiques, notamment à travers des méthodes de calcul adaptées aux effets dynamiques et une classification plus fine des zones et des sites. Ces éléments théoriques et normatifs constituent le socle nécessaire à la modélisation géotechnique approfondie qui sera développée dans les chapitres suivants.

1. Introduction :

La commune d'Akbou se situe dans la wilaya de Béjaïa, en plein cœur de la Kabylie, au nord-est de l'Algérie. Elle est localisée à environ 200 kilomètres à l'est de la capitale, Alger, et à près de 70 kilomètres au sud de la ville de Béjaïa. Nichée dans la vallée verdoyante de la Soummam, Akbou bénéficie d'un cadre naturel remarquable et d'un patrimoine culturel riche. S'étendant sur une superficie de 52,18 km² et culminant en moyenne à 280 mètres d'altitude, la commune est bordée par plusieurs localités : Ouzellaguen au nord, la rivière Soummam à l'est, l'oued Sahel au sud-est, Tazmalt au sud, Ighram à l'ouest, et Chellata au nord-ouest.

2. Reconnaissance du site :

2.1. Situation du site :

Le site des 195 logements LPL affecté par des instabilités de terrain se développe sur le territoire communal d'Akbou précisément au lieu dit « Tiharkatine » ; au Nord de l'agglomération du village. L'aire d'étude s'étend sur une superficie de 02 hectares.



Figure III.1. Site des 195 LOGTS LPL (Tiharkatine).

2.2. Topographie :

Le site de glissement des 195 logements est situé à Tiharkathine, à environ 2 km du centre-ville d'Akbou. Il s'agit d'un terrain accidenté, formant un versant incliné vers le sud et délimité par deux ravins qui se jettent dans l'oued Soummam. La géologie locale du terrain est constituée principalement d'argiles marneuses et schisteuses. Plusieurs dégradations ont été constatées, notamment des affaissements de terrain, des fissurations et le basculement de certains blocs de logements. On note également l'absence d'un système de drainage des eaux pluviales, ce qui accentue les problèmes de stabilité du site.

2.3. Géologie :

La carte ci-dessous présente la géologie régionale de la commune AKBOU :

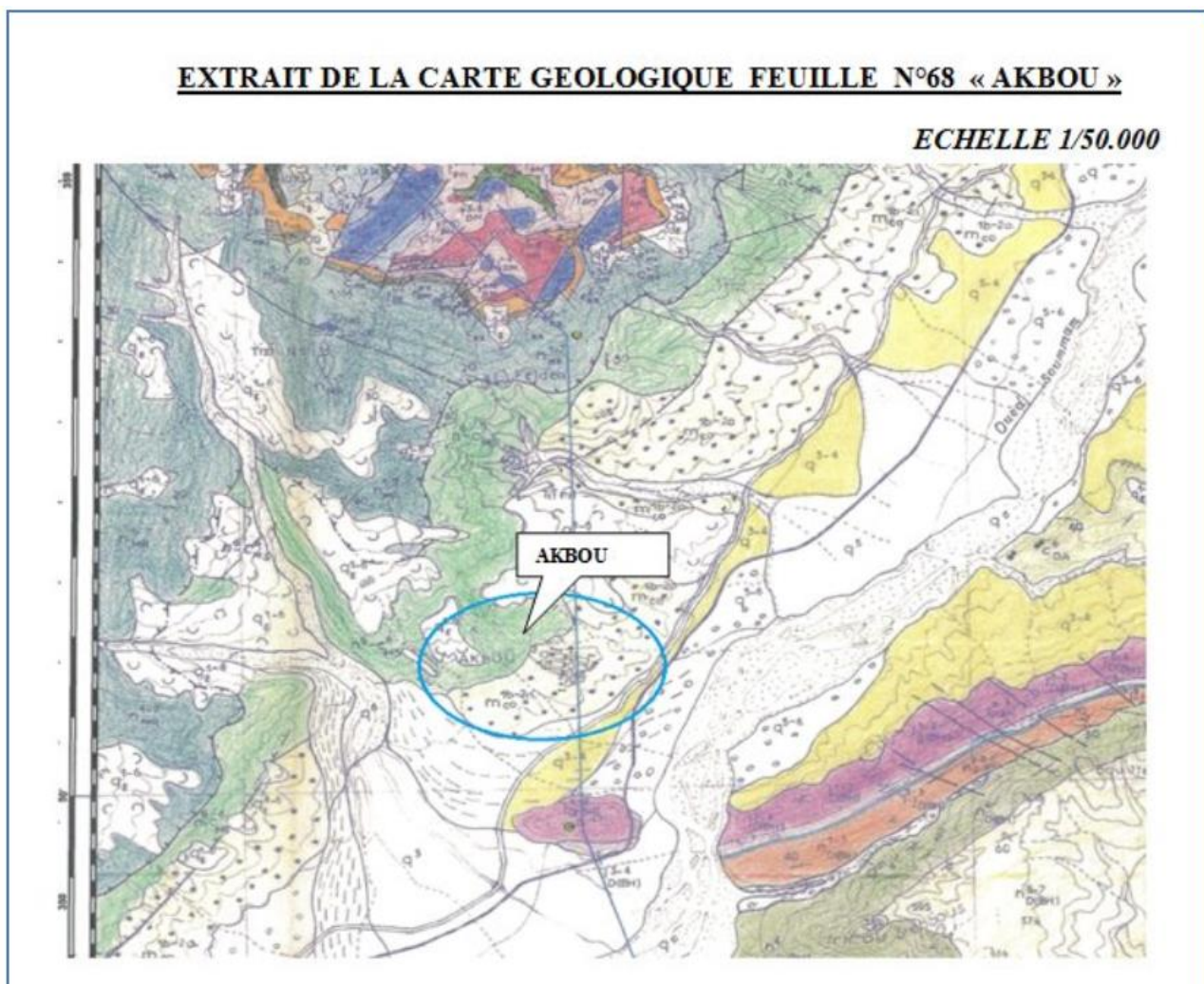
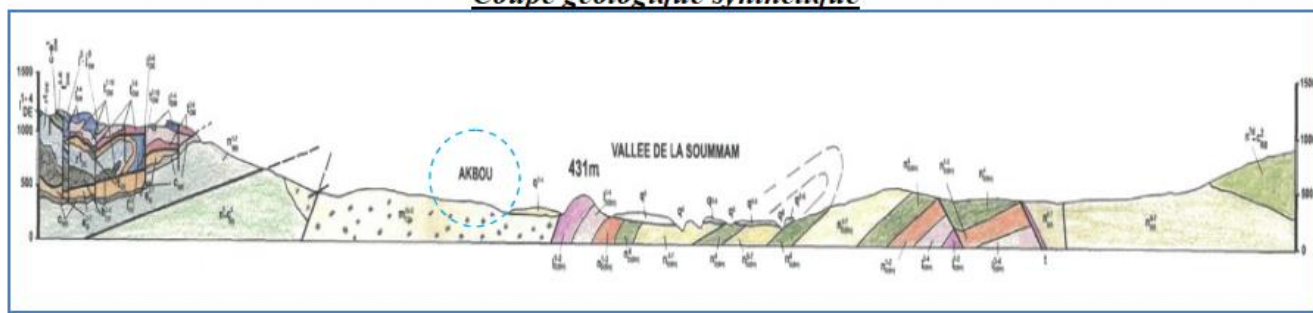


Figure III.2. Extrait de la carte géologique (Akbou).

Coupe géologique synthétique**COMPLEXE POST - NAPPES**

QUATERNAIRE	q ⁶	RHARBIEN : Alluvion de lit. Vases , limons , sables , graviers , cailloutis.
	q ⁵⁻⁶	SOLTANIEN - RHARBIEN : Alluvion . Pierrailles , cailloutis , sables , limons
	q ⁵	SOLTANIEN : Alluvion fluvio - torrentielle. Cone de déjection. cailloutis , sables,limons , vases
	q ³⁻⁴	AMIRIEN - TENSIFTIEN: Alluvion tenrentielle. Cailloutis , graviers , argiles , limons
	q ¹⁻⁶	QUATERNAIRE ANCIEN - RECENT : Dépôts de pente . Limons , fragments de roches
NEOGENE	m ^{1b-2a} co	MIOCENE : BURDIGALEN - HELVETIEN CONTINENTAL : Conglomérats à intercalations de grès rouges

**DORSALE KABYLE
DORSALE MEDIANE**

PALEOGENE- CRETACE	c ¹ -s ¹ DM	CRETACE SUPERIEUR - PALEOCENE INFÉRIEUR : Marnes , conglomérats , intercalations de calcaires à silex
JURASSIQUE	j ⁵ -j ⁹ DM	LIAS MOYEN - MALM : PLIENSCHACHIEN - TITHONIQUE : Calcaires , marnes et calcaires marneux , silex
	j ¹⁻⁴ DM	LIAS INFÉRIEUR : HETTANGIEN - SINEMURIEN: Calcaires , dolomies
TRIAS	t ⁷⁻¹⁰ DM	KEUPER - RHETIEN : Pérites , grès , dolomies , argiles , conglomérats
	t ³⁻⁶ DM	MUSCHELKALK - LETTENKOHLE: Calcaires , dolomies

**FLYSCHS KABYLES
NAPPE DU FLYSCH MAURETANIE**

NEOGENE	g ¹ -m ^{1a} MR	OLIGOCENE - MIOCENE: STAMPIEN - AQUITANIEN : Alternance régulière de grès micacés , argilites et marnes
PALEOGENE	g ²⁻⁷ MR	PALEOCENE - EOCENE : THANETIEN - BARTONIEN : Alternance régulière de marnes , grès et micro-brèches. Niveaux de calcaires à silex et de conglomérats.
CRETACE	c ^{MR}	CRETACE SUPERIEUR : Grès , marnes , calcaires gréseux.
	n ¹⁻⁷ MR	CRETACE INFÉRIEUR : BERRIASIEN - ALBIEN : Pérites , niveau de quartzites , alternance régulière de grès et argilites (faciès Guerrouch) ; calcaires , conglomérats.
JURASSIQUE	j ^{MR}	MALM : Calcaires

NAPPE DU FLYSCH MASSYLIEN

CRETACE	n ⁶ -c ⁶ MS	CRETACE INFÉRIEUR - SUPERIEUR : APTIEN SUPERIEUR - CAMPANIEN : Alternance régulière de calcaires, marnes et micro - brèches ; niveaux de phtanites. Alternance de pérites et de grès.
---------	--------------------------------------	---

a) Géologie régionale :

La région d'Akbou comporte les ensembles géologiques suivants :

- Les formations récentes du quaternaire,
- La dorsale kabyle (domaine interne),
- Les flyschs kabyles (domaine médian),
- Les formations telliennes (nappes telliennes).

D'après la carte géologique d'Akbou feuille n°68 établie à l'échelle 1/50.000 ème, la structure géologique de la région est représentée par des formations dans tableau III.1 :

Tableau III.1. Synthèse des formations géologiques de la région d'étude.

Unité géologique	Âge	Code	Lithologie dominante
Complexe post-nappe	Quaternaire	q ⁶	Alluvions de lit : vases, limons, graviers, cailloutis
		q ⁵⁻⁶	Alluvions : pierrailles, cailloutis, sables, limons, vases
		q ⁵	Alluvions fluvio-torrentiels (cônes de déjection) : cailloutis, sables, limons, vases
		q ³⁻⁴	Alluvions torrentielles : cailloutis, graviers, argiles, limons
		q ¹⁻⁶ _E	Dépôts de pente : limons, fragments de roches
	Néogène	M ^{1b-2a} _{co}	Conglomérats avec intercalations de grès rouges
Dorsale kabyle / Médiane	Paléogène - Crétacé	c-e ¹ _{DM}	Marnes, conglomérats, intercalations de calcaires
	Jurassique	I ⁵ -J ⁹ _{DM}	Calcaires, marnes, calcaires marneux, silex / Calcaires, dolomies
	Trias	t ⁷⁻¹⁰ _{DM}	Pélites, grès, dolomies, argiles, conglomérats

		T^{3-6}_{DM}	Calcaires, dolomies
Flysch kabyle – Nappe du Flysch mauritanien	Néogène - Paléogène	$g^1-m^{1a}_{MR}$	Alternance de grès micacés, argilites, marnes
		e^{2-7}_{MR}	Marnes, grès, micro-brèches, niveaux de calcaires à silex, conglomérats
	Crétacé	c_{MR}	Grès, marnes, calcaires gréseux
		n^{1-7}_{MR}	Pélites, quartzites, alternance grès - argilites - calcaires - conglomérats
	Jurassique	J_{MR}	Calcaires
Massylien	Crétacé	$n^6-c^6_{MR}$	Calcaires, marnes, micro-brèches, phtanites, pélites, grès

b) La Géologie du site :

Les travaux de terrain nous ont permis de reconnaître les faciès suivants :

- **Matériau d'apport (remblai) :** ce sont des grands amas qui occupent une partie Nord/Est du terrain. Ces matériaux d'apport proviennent des travaux de terrassement dans la région
- **Quaternaire :** Ce sont des éboulis de pente d'origine argile marneuse schisteuse parfois à blocs de couleur grisâtre à noirâtre ; couvrant la totalité du terrain
- **Crétacé supérieur à paléocène inférieur :** marne, conglomérats intercalation de calcaires à silex.

Cette formation affleure le long du talus de la partie sud/ouest

2.4. Géomorphologie du site :

Originellement le site est pratiquement accidenté ; terrain de pente raide à très raide entre 20% et 35%. Excepté les assises des blocs qui ont été aménagées en plateforme (pente inférieure à 8%) Pour subdiviser le terrain en zones, une carte des pentes a été établie dans le but de faire une bonne analyse des différents paramètres de sol ; dont la pente est comprise dans les limites d'une gamme donnée.

- pente inférieure à 8 % : colorée en jaune.
- pente comprise entre 20 et 35 % : colorée en orange.
- pente supérieur à 35 % : colorée en rouge.

2.5. Hydrologie locale :

De manière générale, les Oueds appartiennent au bassin de la Soummam sont souvent à sec en été et en crue pendant la saison hivernale, l'hydrologie du terrain est marquée par l'existence de plusieurs chaâbat et un Oued qui limite le terrain du côté Ouest.

2.6. Classification sismique :

D'après Le document technique réglementaire (DTR-B.C.2.48) intitulé « règles parasismique Algériennes RPA 2024. » qui tient compte de la nouvelle classification des zones sismiques, la wilaya de Béjaia est classée dans la zone V, sismicité Elevée.

2.7. Climat et Pluviométrie :

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen continental semi-aride. Il s'étale vers le subhumide avec deux saisons : l'une hivernale pluvieuse et froide, l'autre estivale longue, sèche et chaude Les précipitations de la région sont d'origine diverse : pluie, neige, grêle...etc.

2.8. Description des instabilité observées :

L'enquête menée sur terrain indique que le terrain d'étude est instable il présente des d'instabilité apparentes :

- Des affaissements nets sont notés aussi bien sur la formation d'éboulis de pente ainsi que des fissures de traction très ouvertes de l'ordre centimétrique sur les surfaces en mouvement.
- Mur de soutènement derrière les blocs
- Basculement des deux blocs avec l'ouverture des joints sismiques.
- Dégâts constatés au niveau des blocs : fissures au niveau de la maçonnerie, décalage du carrelage et même de fissuration au niveau des poteaux.



Figure III.3. Vue générale du glissement de terrain à Tiharkathin.



Figure III.4. Ouverture du joint de dilatation de deux blocs.



Figure III.5. Ouverture du joint de dilatation de deux blocs.



Figure III.6. Fissure et rupture d'un trottoir.



Figure III.7. Renversement du mur soutènement.



Figure III.8. Escarpements au niveau du talus aval.



Figure III.9. Blocs de calcaires.

3. Campagne de reconnaissances géotechniques :

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire, cette campagne comprend :

- **Sondages carottés** : Au nombre de 09 exécutés selon la norme (NF EN ISO 224 75 – 1), Notés SC1 à SC9 de 15m à 35m de profondeur destinés à reconnaître visuellement la nature des couches traversées et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.
 - Cinq (05) inclinomètres dans le but de connaître la vitesse du mouvement de la zone instable ainsi que leur sens.
 - Trois (03) piézomètres pour avoir une approche sur l'influence de la nappe phréatique sur l'instabilité de la zone.
- **Bornes Altimétriques** : Au nombre de 06 ; balayant la totalité du terrain dans le but de contrôler les déplacements topographiques des bornes à l'intérieur de la zone en mouvement .

3.1. Résultats des sondages carottés :

Tableau III.2. Résultats des sondages carottés.

N° Sondage	Profondeur(m)	Observation
SC1	22	Équipé d'inclinomètre
SC2	35	Équipé d'inclinomètre
SC3	35	Équipé de piézomètre
SC4	25	Équipé d'inclinomètre
SC5	30	Équipé de piézomètre
SC6	25	Équipé d'inclinomètre
SC7	25	Équipé d'inclinomètre
SC8	25	Équipé piézomètre
SC9	15	Équipé d'inclinomètre

Les sondages carottés ont pour but de mettre en évidence les différentes formations lithologiques et déterminer leurs épaisseurs (annexe 2), ils ont été implantés au niveau des zones de glissement.

La description visuelle des échantillons récupérés des sondages nous a permis d'établir la coupe géologique suivante :

❖ **Sondage N°01 :**

0.00– 3.30 m : Remblai.

3.30– 22.00 m : Schiste grisâtre friable à des passages mi-durs.

❖ **Sondage N°02 :**

0.00– 0.70m : Remblai.

0.70– 7.50 m : Eboulis de pente (limon schisteux).

7.50– 13.50 m : Schiste friable altéré.

13.50– 35.00 m : Schiste grisâtre a noirâtre mi-dur avec des passages friables.

❖ **Sondage N°03 :**

0.00– 1.20m : Remblai ;

0.20–1.50m : Schiste très friable brunâtre.

1.50– 35.00m : Schiste grisâtre friable.

3.2. Relevé piézométrique :

Des mesures piézométriques ont été effectuées sur site, elles ont indiqué un niveau d'eau plus ou moins stable : entre 3.30 en aval du versant et 6.60m de profondeur en amont.

3.3. Résultats des essais de laboratoire :

Les échantillons paraffinés prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs et selon leurs natures ont été soumis aux essais suivants :

❖ **Paramètres de nature**

La granularité

L'argilosité : Limite d'Atterberg

- limite de liquidité W_l % ;
- limite de plasticité W_p % ;
- indice de plasticité IP

❖ **Paramètres d'état**

- Mesure de la teneur en eau (W_n %)
- Mesure de la densité sèche (gd t/m³)

- Mesure de la densité humide (ρ_h t/m³)
- Mesure de degré de saturation (S_r %)

❖ Paramètres mécaniques

Essais de cisaillement à la boîte de casagrande (essaisUU), non consolidés, non drainés pour apprécier le comportement du sol à court terme :

- Cohésion interne apparente du sol (C_u bars) ;
- Angle de frottement interne apparent du sol (ϕ°).

Essais de compressibilité à l'Oedomètre, afin d'apprécier la compressibilité, le gonflement et l'état de consolidation du sol.

- Pression de préconsolidation P_c ;
- Coefficient de compressibilité C_c
- Coefficient de gonflement C_g ;

❖ Analyses chimiques sommaires

- Teneur en carbonates ;
- Teneur en sulfates ;
- Teneur en insolubles

Le tableau de résultats se trouve dans l'annexe 3

4. Conclusion :

À partir des données issues des sondages, la nature des terrains a été identifiée et des profils géologiques ont pu être établis, fournissant une représentation claire de la géométrie des couches en place. Les essais de laboratoire ont permis de déterminer les principales caractéristiques géotechniques des sols rencontrés sur le site. La zone d'étude est recouverte par une formation d'éboulis de pente, composée d'argiles limono-schisteuses graveleuses à blocs, présentant une épaisseur moyenne de 9,5 m. Cette formation repose sur une assise de schiste, friable en surface et devenant mi-dur en profondeur, constituant le substratum apparent du site. Les résultats des essais en laboratoire indiquent que les argiles et les limons formant les éboulis de pente sont des matériaux peu plastiques, surconsolidés, moyennement compressibles et non gonflants. Par ailleurs, les analyses chimiques ont révélé l'absence totale de gypse, indiquant un sol non agressif du point de vue chimique.

1. Introduction :

Dans le cadre de l'analyse géotechnique d'un talus naturel ou artificiel, l'étude de la stabilité des pentes constitue une étape cruciale pour prévenir les glissements de terrain. Le logiciel GEO5 – Stabilité des pentes a été utilisé pour simuler et évaluer le comportement d'un terrain soumis à différentes conditions de charge et de géométrie. L'objectif de cette étude est de déterminer la surface de rupture potentielle, d'évaluer le facteur de sécurité associé, et d'identifier les zones à risque. Grâce à une modélisation en deux dimensions et à l'application de la méthode de Bishop simplifiée, plusieurs scénarios ont été testés afin de comprendre la sensibilité du terrain aux instabilités, notamment en présence de surcharge, d'eau ou de séismes. Les résultats obtenus permettent d'orienter les solutions de renforcement nécessaires pour garantir la sécurité de l'ouvrage ou du versant étudié.

2. Modélisation des différentes phases des travaux au moyen du logiciel Géo5 :

2.1. Type et surface de glissement :

La nature du sol, les conditions géomorphologiques ainsi que les constatations visuelles du Site, nous confirment que ce glissement est de type circulaire qui se produit généralement dans les formations meubles.

Notre étude sera basée sur l'hypothèse d'une rupture circulaire qui se développe selon le pied du talus.

2.2. Calcul du coefficient de sécurité par logiciel (Géo5) :

L'objectif du calcul de la stabilité est la détermination d'un coefficient de sécurité en fonction de plusieurs paramètres. Le coefficient de sécurité admissible est généralement pris entre (1,2, 1,5). L'analyse de stabilité se fait par calcul en rupture circulaire et polygonal si l'hétérogénéité du sol le justifié.

La méthode la plus utilisée dans la pratique est le calcul informatique, de ce fait on a choisi le programme (Géo5) conçu pour ce type de problème par FINE le mode d'utilisation.

2.3. Modélisation et calcul de la stabilité :

Différentes analyses de la stabilité du versant ont été réalisées en modifiant les hypothèses sur la position et le nombre des surfaces de rupture. la méthode de Bishop, a été appliquée en faisant optimiser le calcul pour trouver le facteur de sécurité minimal. Une analyse de surface a été effectuée en utilisant la méthode disponible sur le logiciel Géo5 (2D) programme SLOPE STABILITY.

Le modèle du terrain retenu est composé de trois couches de sol, une couche de sol de remblai, puis une couche d'éboulis et une couche importante de schiste.

3. Calcul de la stabilité :

3.1. Calcul de la stabilité du talus :

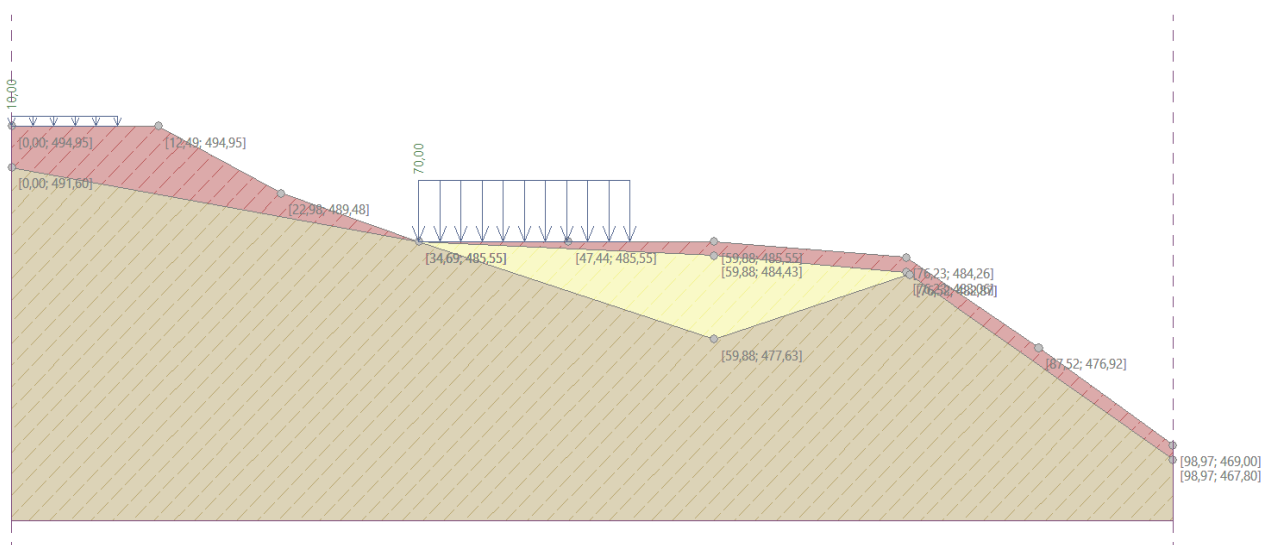


Figure IV.1. Profil du talus global avant traitement.

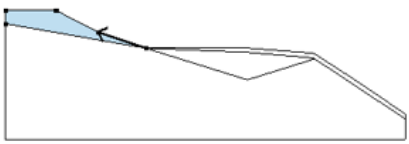

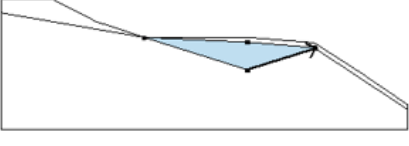

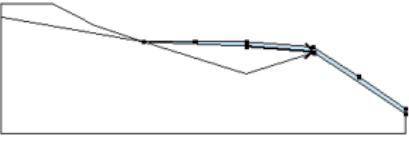

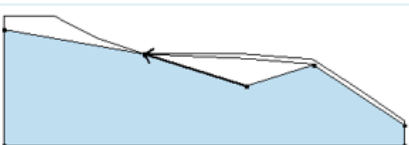

3.1.1. Les caractéristiques des couches des sols :

Les principales caractéristiques géotechniques des différentes couches de sol rencontrées sur le site d'étude sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Les paramètres du remblai technique et les différents sols

Remblais :	
Poids volumique :	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement :	$\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Cohésion :	$c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
Poids volumiques saturée :	$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Eboulis :	
Poids volumique :	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement :	$\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Cohésion :	$c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
Poids volumiques saturée :	$\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
Schiste :	
Poids volumique :	$\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Angle de frottement :	$\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
Cohésion :	$c_{ef} = 30,00 \text{ kPa}$
Poids volumiques saturée :	$\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Tableau IV.2. Les caractéristiques des interfaces entre les couches.

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		34,69	485,55	22,98	489,48	Remblai 
		12,49	494,95	0,00	494,95	
		0,00	491,60			
2		59,88	477,63	76,52	482,87	Eboulis 
		76,23	483,06	59,88	484,43	
		34,69	485,55			
3		59,88	484,43	76,23	483,06	Remblai 
		76,52	482,87	98,97	467,80	
		98,97	469,00	87,52	476,92	
		76,23	484,26	59,88	485,55	
		47,44	485,55	34,69	485,55	
4		59,88	477,63	34,69	485,55	Schiste 
		0,00	491,60	0,00	462,80	
		98,97	462,80	98,97	467,80	
		76,52	482,87			

3.1.2. Les caractéristiques des surcharges appliquées :

Les caractéristiques des surcharges considérées, qu'il s'agisse de la surcharge due au bâtiment ou de celle liée à la voie de circulation, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Les caractéristiques des surcharges.

No.	Type	Type of action	Location z [m]	Origin x [m]	Length l [m]	Width b [m]	Slope α [°]	Magnitude		
								q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	permanent	z = 485,55	x = 34,69	l = 18,00		0,00	70,00		kN/m ²
2	strip	permanent	z = 494,95	x = 0,00	l = 9,00		0,00	10,00		kN/m ²

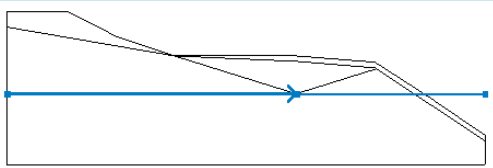
Avec :

- 1 : Bâtiment ,
- 2 : Voie

3.1.3. Les coordonnées de la nappe d'eau :

Les coordonnées relevées de la nappe phréatique, nécessaires à la modélisation des conditions d'écoulement et de stabilité, sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. Les coordonnées de la nappe d'eau.

No.	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	477,63	59,88	477,63	98,97	477,63

3.1.4. Détermination des coefficients sismiques :

L'analyse des effets sismiques sur les pentes naturelles ou artificielles constitue un aspect essentiel en ingénierie géotechnique, notamment dans les zones à forte sismicité comme la région d'Akbou (Zone V selon le RPA 2024). Pour évaluer la stabilité des pentes sous sollicitation sismique, on utilise généralement une approche pseudo statique, dans laquelle l'action du séisme est représentée par des forces inertielles équivalentes appliquées à la masse potentiellement instable.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) introduit des coefficients sismiques spécifiques permettant de quantifier ces actions sismiques sous forme de coefficients horizontaux et verticaux.

- Coefficient sismique horizontal K_h :

$$K_h = \frac{1}{3} \times A \times I \times S$$

A : est le coefficient d'accélération de zone.

I : est le coefficient d'importance de l'ouvrage.

S : est le coefficient de site.

- Coefficient sismique vertical K_v :

$$K_v = \begin{cases} \mp \frac{1}{2} K_h & \text{si situation sismique de type 1} \\ \mp \frac{1}{3} K_h & \text{si situation sismique de type 2} \end{cases}$$

La classification du site en catégorie S_2 selon le RPA 2024 a été retenue en raison de la nature géotechnique des couches superficielles. Le site présente une épaisseur totale de 10,3 m de matériaux meubles, composée de 3,3 m de remblais et 7 m d'éboulis, tous deux sans cohésion ($c = 1$ kPa), ce qui témoigne d'un comportement très souple face aux sollicitations sismiques. La couche de schiste sous-jacente, bien que plus rigide ($c = 30$ kPa), est située à une profondeur supérieure à 10 m et n'intervient donc pas de manière significative dans la réponse sismique des 30 premiers mètres, qui est le critère de référence pour la catégorisation des sites. Par conséquent, conformément aux exigences du RPA 2024, et en l'absence d'essais géophysiques de type MASW ou Vs30, le site est raisonnablement classé en catégorie S_2 .

Les résultats suivants ont été obtenus dans le cadre de cette étude :

Situation sismique	Type 1
Coefficient d'importance	$A = 0,25$
Classification des sites	$S_2 = 1,25$
Groupe d'importance	2
Coefficient d'importance	$I = 1$

Coefficient sismique horizontal : $K_h = 0,1000$

Coefficient sismique vertical : $K_v = 0,0500$

3.1.5. Analyse pour les surfaces circulaire :

3.1.5.1 Analyse du Talus :

L'analyse de stabilité du talus naturel a été effectuée à l'aide de surfaces de rupture circulaires, La figure suivante illustre la géométrie de la surface circulaire de rupture considérée dans l'analyse de stabilité. Les résultats correspondants sont présentés ci-dessous.

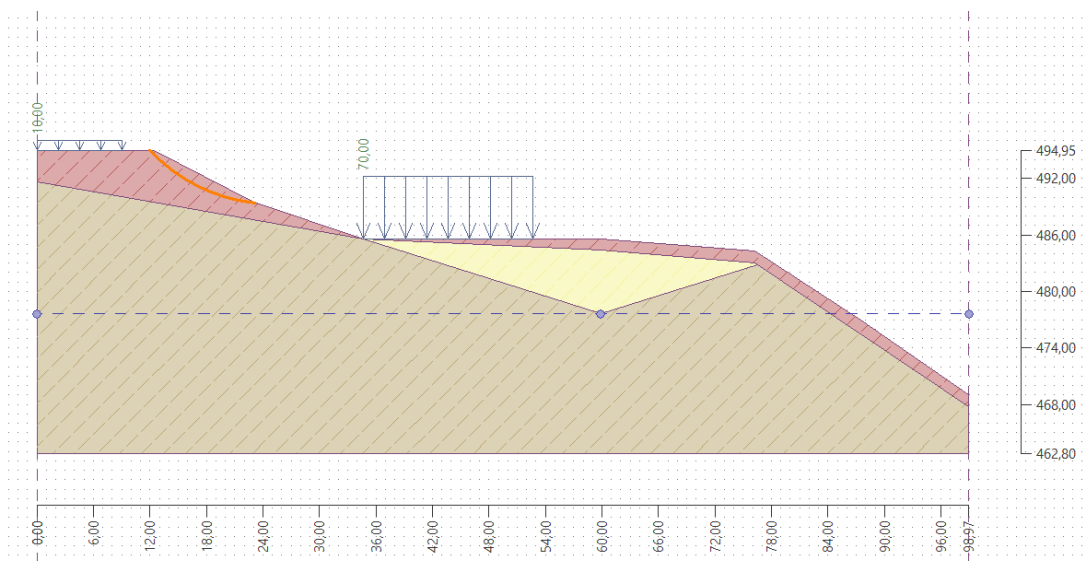


Figure IV.2. Le profil du talus avant traitement pour une surface de rupture circulaire

Tableau IV.5. Les coordonnées de cercle de glissement .

Slip surface parameters					
Center :	x =	25,37 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-45,95 [°]
	z =	507,98 [m]		$\alpha_2 =$	-6,10 [°]
Radius :	R =	18,74 [m]			
The slip surface after optimization.					

➤ Les résultats obtenus :

1. Résultats statiques :

La somme des forces actives :	$F_a =$	86,03 kN/m
La somme des forces passives :	$F_p =$	95,67 kN/m
Moment moteur :	$M_a =$	1541,67 kNm/m
Moment résistant :	$M_p =$	1714,35 kNm/m

Le facteur de sécurité = 1,11 < 1,50

- Le coefficient de sécurité obtenu est égal à 1.11, ce qui représente une situation limite d'équilibre. Cela traduit une instabilité potentielle et justifie pleinement la nécessité d'une intervention de stabilisation

2. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives :	$F_a = 103,51 \text{ kN/m}$
La somme des forces passives :	$F_p = 92,18 \text{ kN/m}$
Moment moteur :	$M_a = 1939,70 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1727,48 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité = $0,89 < 1,50$

- Un coefficient de sécurité égal à 0.89 indique que la pente se trouve dans un état critique, au seuil de la rupture. Cette situation souligne l'urgence d'une solution de stabilisation adaptée.

3.1.5.2. Analyse de l'Etendue :

De la même manière, l'étude de la pente étendue a été réalisée en considérant des surfaces circulaires de rupture, La figure suivante illustre la géométrie de la surface circulaire de rupture considérée dans l'analyse de stabilité. Les résultats correspondants sont présentés ci-dessous.

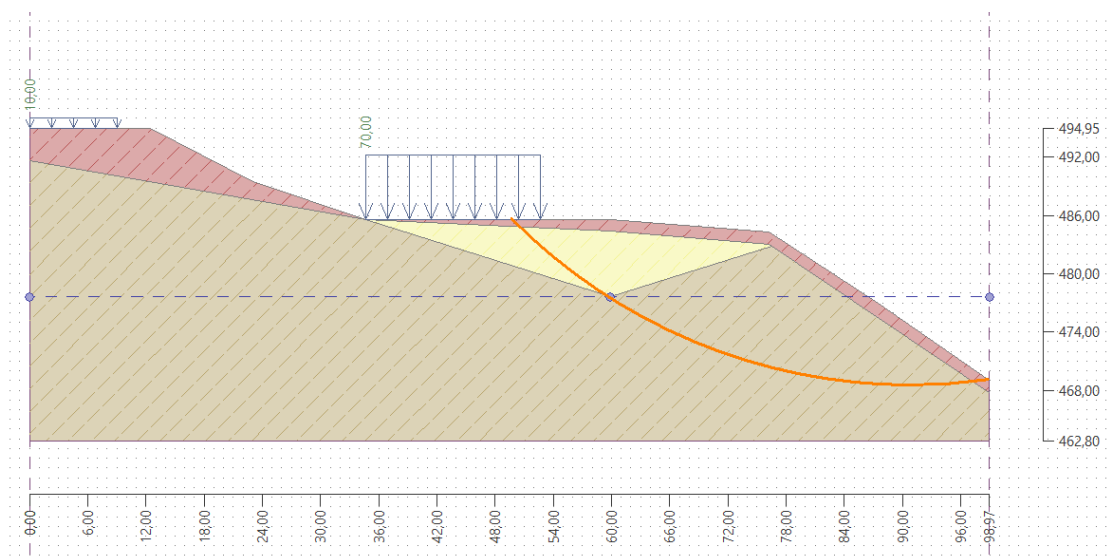


Figure IV.3. Le profil de l'étendu avant traitement pour une surface de rupture circulaire.

Tableau IV.6. Les coordonnées de cercle de glissement.

Slip surface parameters					
Center :	x =	90,81 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-45,02 [°]
	z =	526,58 [m]		$\alpha_2 =$	7,95 [°]
Radius :	R =	58,05 [m]			
Specified slip surface.					

➤ **Les résultats obtenus :**

1. Résultats statiques :

La somme des forces actives :	$F_a =$	1476,07 kN/m
La somme des forces passives :	$F_p =$	3039,80 kN/m
Moment moteur :	$M_a =$	85686,01 kNm/m
Moment résistant :	$M_p =$	176460,24 kNm/m

Le facteur de sécurité = 2,06 > 1,50

- Un coefficient de sécurité de 2,06 a été obtenu, ce qui dépasse la valeur minimale recommandée et indique une stabilité globalement satisfaisante de la pente.

2. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives :	$F_a =$	2526,00 kN/m
La somme des forces passives :	$F_p =$	3567,23 kN/m
Moment moteur :	$M_a =$	146634,32 kNm/m
Moment résistant :	$M_p =$	207077,56 kNm/m

Le facteur de sécurité = 1,41 < 1,50

- Le coefficient de sécurité obtenu est égal à 1.41, ce qui représente une situation limite d'équilibre. Cela traduit une instabilité potentielle et justifie pleinement la nécessité d'une intervention de stabilisation.

4. La stabilisation du glissement :

4.1. Renforcement par pieux :

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant, in situ le groupe de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface du glissement. L'efficacité de la technique s'appuie d'une part sur le transfert des efforts créés par la masse instable vers le substratum, d'autre part sur un renforcement global de la masse par effet de groupe dû à la densité des pieux.

4.1.1. Renforcement du Talus :

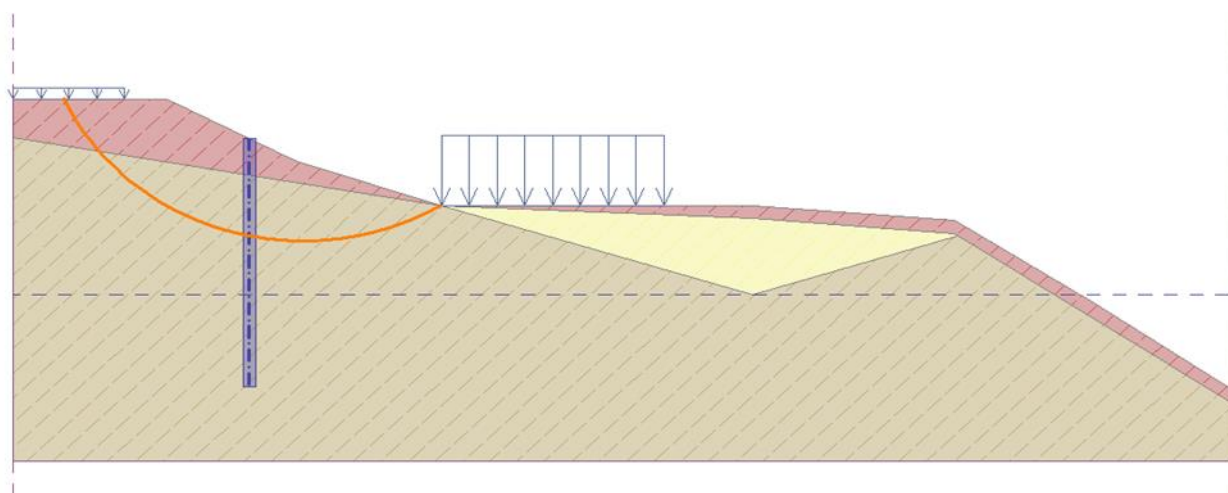


Figure IV.4. Le profil du talus après la stabilisation par pieux.

Tableau IV.7. Les coordonnées de cercle de glissement.

Slip surface parameters					
Center :	x =	23,49 [m]	Angles :	α_1 =	-65,97 [°]
	z =	503,58 [m]		α_2 =	31,77 [°]
Radius :	R =	21,19 [m]			
Specified slip surface.					

- **Caractéristique du pieux :**

Les principales caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu utilisé dans l'analyse sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Les caractéristiques du pieux.

No.	Anti-Slide pile	Point		Length	Pile spacing	Cross-section	Pile bearing capacity			
	new	x [m]	z [m]	l [m]	b [m]	[m]	Distribution along the pile	Max. bearing capacity V_u [kN]	Gradient K [-]	Passive force direction
1	Yes	19,10	491,50	22,07	1,00	d = 1,00	constant	600,00		perpendicular to pile

- Les résultats obtenus :

1. Résultats statiques :

La somme des forces actives :	$F_a = 792.82 \text{ kN/m}$
La somme des forces passives :	$F_p = 3212.92 \text{ kN/m}$
Moment moteur :	$M_a = 12774.86 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 69606.98 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité = $3,62 > 1,50$

- La solution proposée a permis d'atteindre un coefficient de sécurité satisfaisant de 3.62, témoignant d'une stabilité largement assurée de la pente.

1. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives :	$F_a = 657.61 \text{ kN/m}$
La somme des forces passives :	$F_p = 3015.26 \text{ kN/m}$
Moment moteur :	$M_a = 19870.68 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 59545.96 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité = $2,97 > 1,50$

- La solution proposée a permis d'atteindre un coefficient de sécurité satisfaisant de 2.97, témoignant d'une stabilité largement assurée de la pente.

4.1.2. Renforcement de l'Etendu :

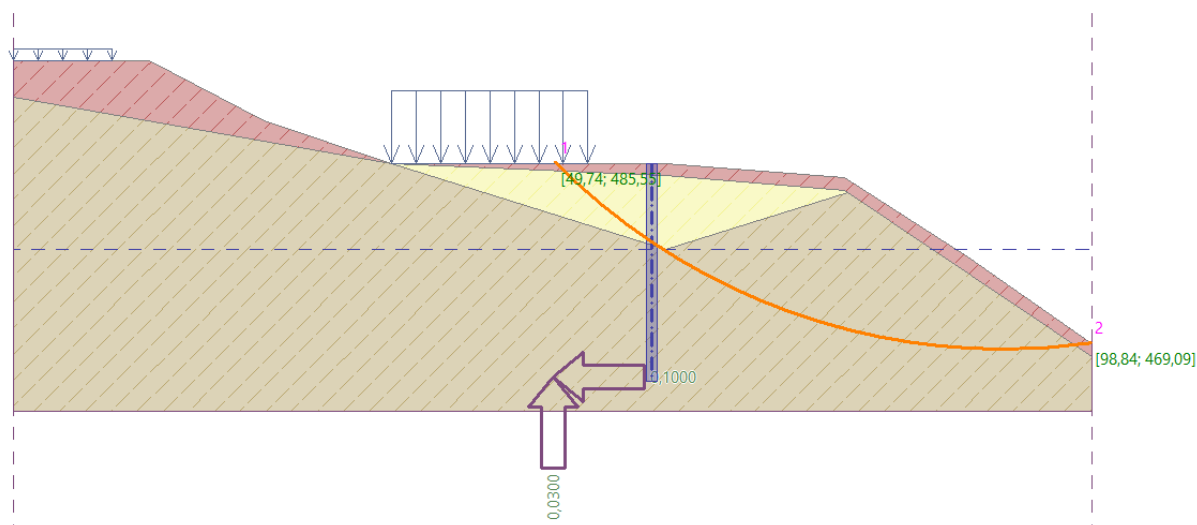


Figure IV.5. Le profil de l'étendu après la stabilisation par pieux.

Tableau IV.9. Les coordonnées de cercle de glissement.

Slip surface parameters					
Center :	x =	90,81 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-45,02 [°]
	z =	526,58 [m]		$\alpha_2 =$	7,95 [°]
Radius :	R =	58,05 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

- **Caractéristique du pieux :**

Les principales caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu utilisé dans l'analyse sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Les caractéristiques du pieux.

No.	Anti-Slide pile	Point		Length	Pile spacing	Cross-section	Pile bearing capacity			
	new	x [m]	z [m]	l [m]	b [m]	[m]	Distribution along the pile	Max. bearing capacity V_u [kN]	Gradient K [-]	Passive force direction
1	Yes	58,55	485,55	20,00	1,00	d = 1,00	constant	500,00		perpendicular to pile

- Les résultats obtenus :

1. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives : $F_a = 1941,49 \text{ kN/m}$

La somme des forces passives : $F_p = 3326,70 \text{ kN/m}$

Moment moteur : $M_a = 112703,074 \text{ kNm/m}$

Moment résistant : $M_p = 193115,06 \text{ kNm/m}$

Le facteur de sécurité = $1,71 > 1,50$

- Un coefficient de sécurité de 1,71 a été obtenu, ce qui dépasse la valeur minimale recommandée et indique une stabilité globalement satisfaisante de la pente.

4.2. Renforcement de terrain par clouage :

Le clouage des sols est une technique de renforcement in situ largement utilisée pour stabiliser les talus naturels ou les parois excavées. Elle consiste à insérer des barres d'acier (ou "clous") dans le sol de manière passive, généralement inclinées vers le bas, puis à les sceller avec du coulis de ciment. Ces clous, associés à un parement souvent en béton projeté, permettent de renforcer la masse de sol en augmentant sa cohésion et sa capacité portante. Le clouage est particulièrement adapté aux terrains meubles ou instables, et offre une solution économique, rapide à mettre en œuvre et peu invasive pour assurer la stabilité des pentes, notamment dans les zones urbaines ou les sites sensibles aux glissements de terrain.

4.2.1. Renforcement du Talus :

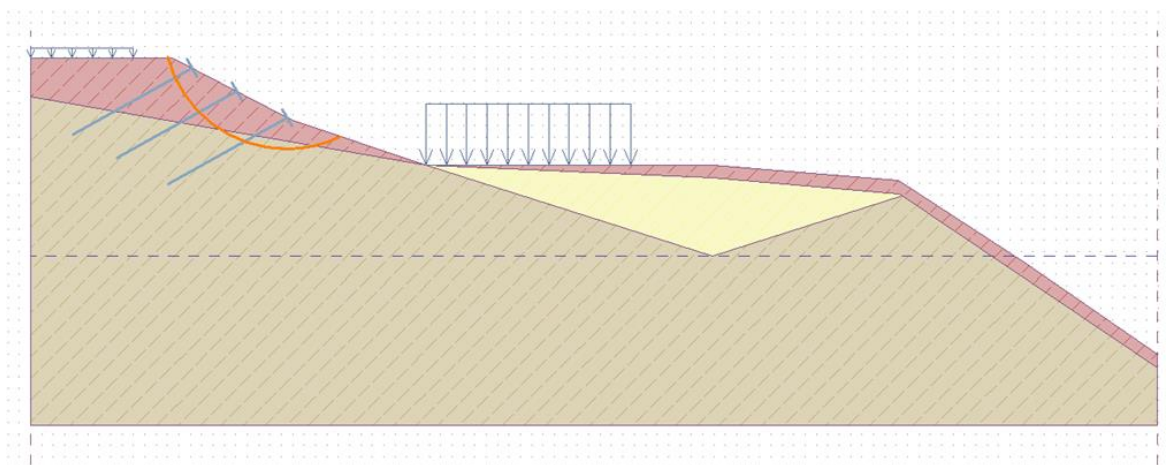


Figure IV.6. Le profil du talus après la stabilisation par clouage

Tableau IV.11. Les coordonnées de cercle de glissement

Slip surface parameters					
Center :	x =	22,44 [m]	Angles :	α_1 =	-74,71 [°]
	z =	497,80 [m]		α_2 =	25,90 [°]
Radius :	R =	10,81 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

• **Caractéristique du clouage :**

Les principales caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu utilisé dans l'analyse sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Les caractéristiques des clous.

No.	Start pt.		Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
	x [m]	z [m]						
1	14,15	494,08	12,00	150,95	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, d = 100,0 mm	free head
2	18,07	492,04	12,00	150,95	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, d = 100,0 mm	free head
3	22,54	489,71	12,00	150,95	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, d = 100,0 mm	free head

➤ **Les résultats obtenus :**

1. Résultats statiques :

La somme des forces actives :	$F_a =$	192,44 kN/m
La somme des forces passives :	$F_p =$	550,12 kN/m
Moment moteur :	$M_a =$	2080,25 kNm/m
Moment résistant :	$M_p =$	5946,82 kNm/m

Le facteur de sécurité = 2,86 > 1,50

- Le coefficient de sécurité obtenu, égal à 2.86, confirme l'efficacité de la solution mise en œuvre pour assurer la stabilité de la pente de manière fiable et durable.

2. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives :

$$F_a = 226,57 \text{ kN/m}$$

La somme des forces passives :

$$F_p = 536,23 \text{ kN/m}$$

Moment moteur :

$$M_a = 2449,17 \text{ kNm/m}$$

Moment résistant :

$$M_p = 5796,63 \text{ kNm/m}$$

Le facteur de sécurité = $2,37 > 1,50$

- Le coefficient de sécurité obtenu, égal à 2.37, confirme l'efficacité de la solution mise en œuvre pour assurer la stabilité de la pente de manière fiable et durable.

4.2.2. Renforcement de l'Etendue :

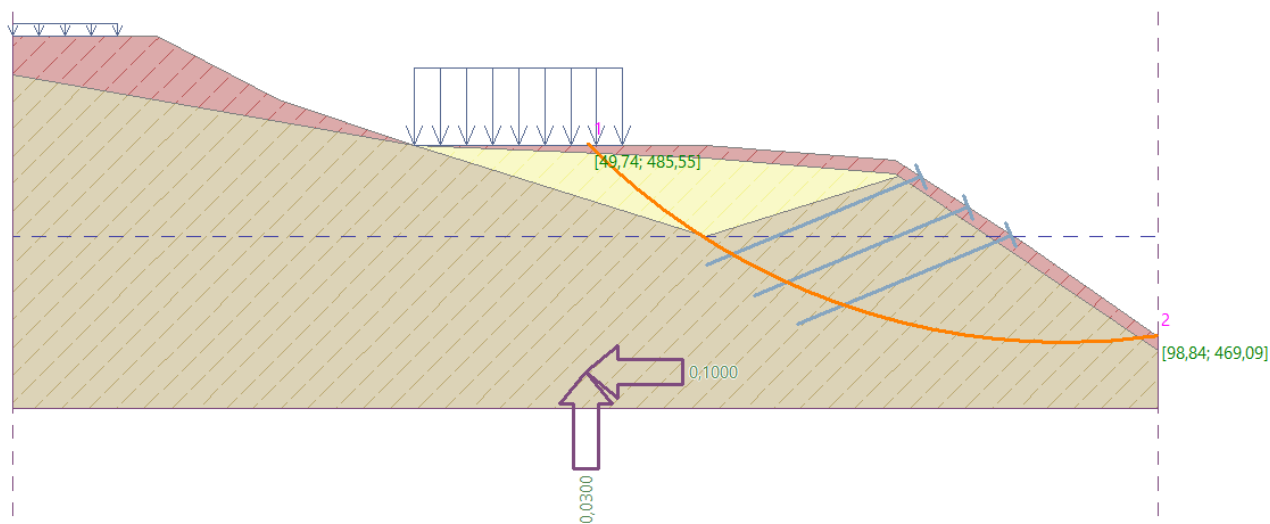


Figure IV.7. Le profil de l'étendu après la stabilisation par clouage

Tableau IV.13. Les coordonnées de cercle de glissement

Slip surface parameters					
Center :	x =	90,81 [m]	Angles :	$\alpha_1 =$	-45,02 [°]
	z =	526,58 [m]		$\alpha_2 =$	7,95 [°]
Radius :	R =	58,05 [m]			
Analysis of the slip surface without optimization.					

- **Caractéristique du clouage :**

Les principales caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu utilisé dans l'analyse sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Les caractéristiques des clous.

No.	Nail new	Start pt. x [m] z [m]		Length l [m]	Inclination α [°]	Spacing b [m]	Tension strength	Pull out resistance	Nail head strength
1	Yes	78,46	482,81	20,00	157,46	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, $d = 100,0$ mm	free head
2	Yes	82,54	480,16	20,00	157,46	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, $d = 100,0$ mm	free head
3	Yes	86,23	477,76	20,00	157,46	1,50	$d_s = 32,0$ mm, $f_y = 500,00$ MPa	calculate from effective stress, $d = 100,0$ mm	free head

➤ **Les résultats obtenus :**

1. Résultats dynamiques :

La somme des forces actives :

$$F_a = 1941,49 \text{ kN/m}$$

La somme des forces passives :

$$F_p = 3016,05 \text{ kN/m}$$

Moment moteur :

$$M_a = 112703,74 \text{ kNm/m}$$

Moment résistant :

$$M_p = 175081,69 \text{ kNm/m}$$

Le facteur de sécurité = $1,55 > 1,50$

- Un coefficient de sécurité de 1,55 a été obtenu, ce qui dépasse la valeur minimale recommandée et indique une stabilité globalement satisfaisante de la pente.

5. Évaluation comparative de la stabilité obtenue par pieux et clous :

Les résultats présentés dans ce tableau montrent une nette supériorité des pieux par rapport aux clous en termes de renforcement de la stabilité du talus, aussi bien dans le cas statique que dynamique :

Tableau IV.13. Les résultats obtenus.

		Talus	Etendue
Pieux	Statique	3,62	1,71
	Dynamique	2,97	
Clous	Statique	2,86	1,55
	Dynamique	2,37	

- **Talus :**

En statique, les pieux permettent d'atteindre un coefficient de sécurité très élevé de 3.62 , par contre 2.86 pour les clous.

En dynamique, les pieux maintiennent une stabilité appréciable avec 2.97, tandis que les clous ne permettent d'atteindre que 2.37.

- **Étendue :**

L'étude sur cette zone a été limitée, mais les valeurs disponibles confirment la tendance :

En dynamique, les pieux permettent un coefficient de 2.37, supérieur à celui obtenu avec les clous 1.55.

Sur le plan technique :

- Les **pieux** agissent en profondeur, interceptant les surfaces de rupture potentielles, et mobilisent une résistance importante par frottement latéral et appui en pointe. Ils sont particulièrement efficaces dans les terrains hétérogènes ou soumis à des charges importantes, comme c'est le cas ici.
- Les **clous**, en revanche, sont des éléments plus superficiels, qui augmentent la cohésion du sol par confinement, mais leur efficacité est souvent limitée aux pentes modérées et aux charges moins sévères. Leur comportement est également plus sensible aux sollicitations dynamiques.

En conclusion : Les résultats obtenus confirment que les pieux offrent une solution de stabilisation nettement plus performante, surtout dans un contexte sismique, ce qui justifie leur choix pour le renforcement du talus dans ce projet.

6. Conclusion :

L'analyse de stabilité du versant étudié à l'aide du logiciel GEO5 a mis en évidence une instabilité marquée du talus, tant en conditions statiques que sismiques, avec des facteurs de sécurité largement inférieurs aux seuils requis. Les différentes modélisations ont confirmé la vulnérabilité du site, notamment en raison de la présence de matériaux meubles (remblais et éboulis) sur une épaisseur significative, et de la localisation en zone sismique élevée (zone V selon le RPA 2024).

Face à cette situation critique, une solution de renforcement par pieux a été proposée et simulée. Les résultats obtenus après traitement montrent une nette amélioration de la stabilité, avec des facteurs de sécurité dépassant largement la valeur minimale exigée, aussi bien en statique qu'en dynamique. Cette intervention, qui agit à la fois par transfert de charges vers le substratum rigide et par effet de groupe, s'est révélée efficace pour assurer la sécurité du talus.

Conclusion générale :

Le site étudié dans ce mémoire est situé à Tiharkathine, dans la commune d'Akbou (wilaya de Béjaïa), une région classée en zone de sismicité élevée (Zone V selon le RPA 2024). Cette zone est concernée par un glissement de terrain affectant un tronçon routier et menaçant directement les habitations situées en amont. L'analyse du contexte géologique et géotechnique a révélé la présence de sols meubles, une forte pente, ainsi que des eaux d'infiltration, qui sont les principaux facteurs contribuant à l'instabilité du talus.

L'étude de stabilité de la pente a été réalisée à l'aide du logiciel **GEO5**, qui a permis de modéliser le comportement du sol sous sollicitations statique et sismique. L'analyse a été menée selon la méthode des tranches, avec intégration des paramètres du site, et a permis de localiser la surface de glissement critique. Cette démarche a fourni des résultats fiables sur la stabilité globale de la pente et a servi de base à l'évaluation des techniques de confortement.

Deux techniques de stabilisation ont été analysées : le rideau de pieux et le clouage du talus. Les coefficients de sécurité obtenus pour ces deux solutions sont respectivement de 0,90 en condition statique et 0,38 en condition dynamique, ce qui reflète une instabilité marquée, notamment en contexte sismique. L'analyse a pris en compte deux cercles de glissement : l'un situé dans le talus, et l'autre dans l'étendue. Les résultats montrent que la situation est plus critique au niveau du talus, où les coefficients de sécurité sont nettement plus faibles que ceux observés dans l'étendue. Cela confirme que le talus constitue la zone la plus instable et nécessite un traitement prioritaire.

Au terme de cette étude, et après comparaison des deux solutions, le confortement par pieux a été retenu comme étant le plus favorable pour le site de Tiharkathine. Cette solution présente une meilleure capacité de reprise des efforts, une efficacité plus durable face aux sollicitations sismiques, et offre une réponse plus adaptée aux conditions géotechniques locales. Elle constitue donc une option pertinente pour assurer la stabilisation du talus et sécuriser les infrastructures menacées.

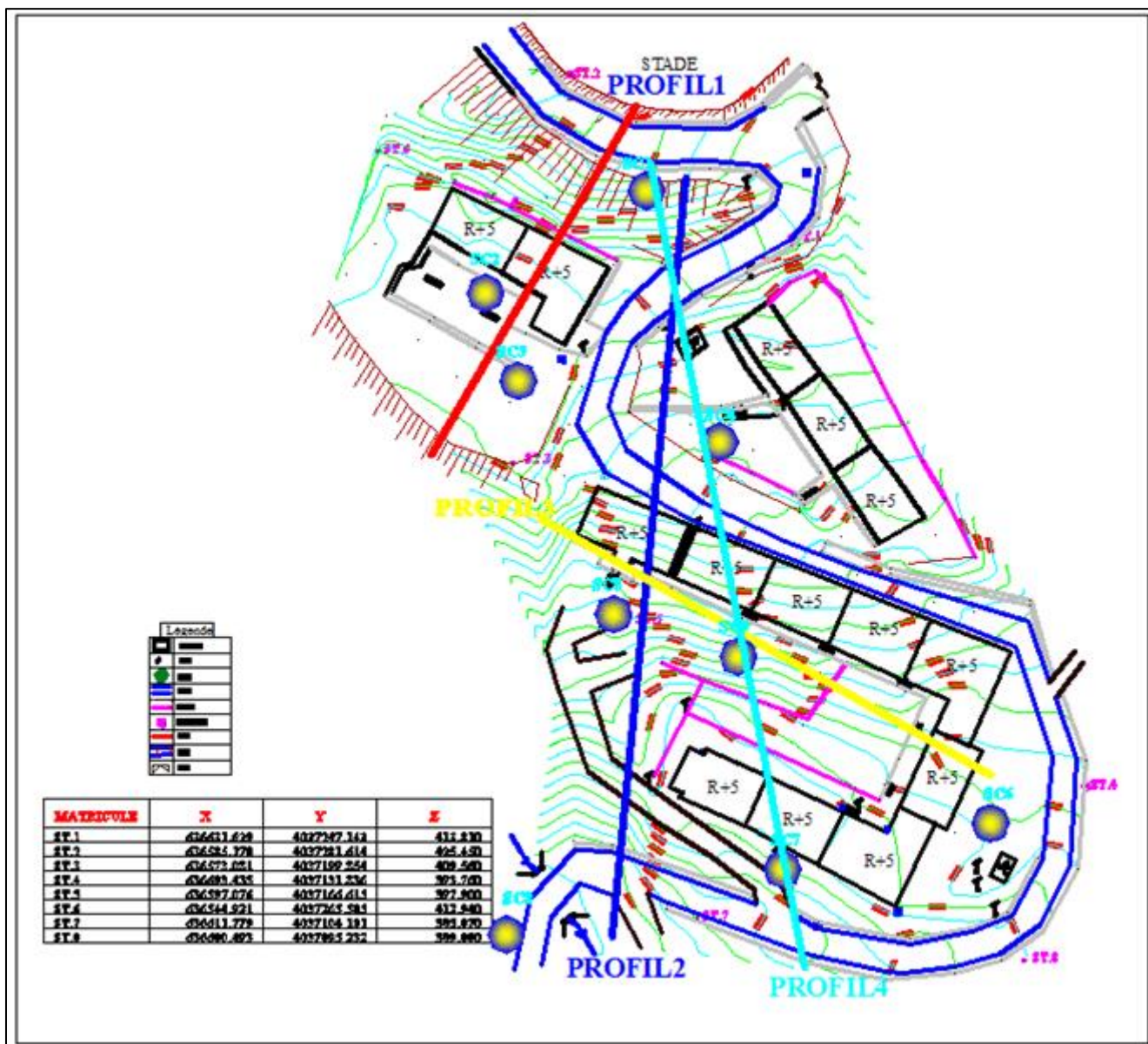
Références bibliographique

1. **Sanglerat, G. (1983).** *La mécanique des sols appliquée*. Dunod.
2. **Bonnard, C. (2007).** *Glissements de terrain : analyse, modélisation et gestion*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
3. **Braja M. Das (2015).** *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning.
4. **Fellenius, W. (1936).** *Calculation of the stability of earth dams*. Transactions of the 2nd Congress on Large Dams.
5. **Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., & Boyce, G.M. (2002).** *Slope Stability and Stabilization Methods*. Wiley.
6. **Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005).** *Soil Strength and Slope Stability*. Wiley.
7. **Plonquet, J.C. (2004).** *Stabilité des talus et des pentes*. Techniques de l'Ingénieur, TBA 1 010.
8. **RPA 2024 – Règlement Parasismique Algérien 2024**, Centre National du Contrôle Technique de la Construction (CTC), Algérie.
11. **FINE Software (2020).** *GEO5 – Slope Stability Manual*. Prague, Czech Republic.
12. **CTC (2020).** *Guide technique sur les méthodes de confortement des talus instables*. Alger.
13. **LTP Est Béjaïa. (2024).** *Rapport d'étude géotechnique – Site d'Akbou*.
14. **Urbase Sétif – Antenne Béjaïa. (2024).** *Levé topographique du site*.
15. **Matasovic, N., & Kavazanjian, E. (1998).** *Seismic slope stability of solid waste landfills*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
16. **Sarma, S. K. (1975).** *Seismic stability of earth dams and embankments*. Géotechnique.
17. **Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2000).** *The Finite Element Method*. McGraw-Hill.
18. **Ashford, S.A., Sitar, N. (1997).** *Seismic reinforcement of slopes using soil nails*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
19. **Griffiths, D.V., & Lane, P.A. (1999).** *Slope stability analysis by finite elements*. Géotechnique.
20. **Boudina, T. (2023).** *Cours de géotechnique appliquée aux ouvrages en zones sismiques*, Université de Béjaïa.
21. **Kemacha, S. (2024).** *Mémoire technique – Analyse de stabilité d'un talus à Akbou*. LTP Est Béjaïa.
22. **SEDDIKI.A (2008).** *Analyse de la stabilité des pentes sous séisme*. Diplôme de magister, Université de Msila.
23. **Saidani, A. (2024).** *Note de calculs pieux anti-glissement*, CTC Béjaïa.

ANNEXES

ANNEXE 1

**Plan et coupe géologique avec limites du
Glissement du site.**



						LEGENDE Profils géologiques		
Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Etabli	Vérifié	Approuvé	N°plan	Echelle
						S.BADANI	01	
00	22-08-2022		S.BADANI	S.BADANI	S.BADANI	ETUDE DE SOL		
Client		Intitulé de l'étude 195logts LPL TIHARKATIN E	Titre du plan Plan d'implantation des profils		Entité émettrice L.T.P.Est Département Etudes	SOCIETE PAR ACTION AU CAPITAL DE : 1.800.000.000.00DA FILIALE DU GROUPE « GEICA » DIRECTION REGIONALE DE SETIF ZONE INDUSTRIELLE SETIF Tél ☎ : (036) 62.51.22/62.52.36 Fax : (036) 62.52.49 Site web : www.ltp-est.dz E-mail : ltp.drs@ltp-est.dz		

ANNEXE 2

Coupes lithologiques du terrain.

RAPPORT DE FORAGE

Client : DUAC BEJAIA

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN

Dossier N° : 45/2018

Endroit : AKBOU

Sondage : SC01

Date début : 26-11-2019
Date fin : 02-12-2019
Profondeur forée (m) : 22
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25 50 75 100										
1.5			63 %									REMBLAIS	
3.0	-3.30	3.30	69 %										
4.5			67 %										
6.0			71 %										
7.5			67 %										
9.0			63 %										
10.5			63 %										
12.0			63 %										
13.5			63 %										
15.0			67 %										
16.5			100 %										
18.0			67 %										
19.5			77 %										
21.0			100 %										
22.5	-22.00	22.00	50 %										
24.0													
25.5													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotte forée
TM : Tube a paroi mince
PS : Tube a paroi épaisse
CR : Tube carotte
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
G : Géométrie
L : Unités d'Atterberg (LL, PL)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (G_s, G_m)
AC : Analyse chimique
CR : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Retenue à l'entraînement

Préparé par : S.BADANI

Vérifié par : S.BADANI

09/01/2020

Page : 1 de 1

RAPPORT DE FORAGE

Client: DUAC BEJAIA

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN

Endroit : AKBQU

Dossier N°: 45/2018

Sondage : SC02

Date début : 16-06-2019

Date fin : 26-06-2019

Profondeur forée (m) : 35

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

 $x =$ $Y:$
$$z:$$

Boue de forage :

Type forage :

Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Perdu

Carotte



Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
		25 50 75 100											
	-0.70 0.70										REMBLAI		
2.5												EBOULIS DE PENTE (LIMON SCHISTEURS)	
5.0													
7.5	-7.50												
10.0	7.50												
12.5													
15.0	-13.50												
17.5	13.50												
20.0													
22.5													
25.0													
27.5													
30.0													
32.5													
35.0	-35.00 35.00												
37.5													
40.0													
42.5													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotid feed
 TM : Tube a parol mice
 PS : Tube a position fix
 CR : Tube carotid
 TO : Tube over t

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique	CID : Cisaillement rectiligne
OD : Cisaillement oblique	TR : Cisaillement Torsion
L : Limites d'Atterberg (LL, PL)	RC : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique (Gd, Gs)	GL : Gonflement libre
CA : Analyse chimique	R : Ratio d'assèchement

Préparé par : S.BADANI

Vérifié par : S.BADANI

08/01/2020

Page : 1 de 1

RAPPORT DE FORAGE

Client : DUAC BEJAIA

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN
Endroit : AKBOU

Dossier N° : 45/2018
Sondage : SC03

Date début : 27-06-2019
Date fin : 04-07-2019
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS :
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact



Remanié



Perdu



Carotte



Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25 50 75 100										
	-1.20	1.20	42 %									REMBLAI	
2.5			38 %									MARNE SCHISTEUSE TRES FRIABLE BRUNATRE	
5.0			75 %										
			79 %										
7.5			57 %										
	-7.50	7.50	57 %										
10.0			50 %										
			47 %										
12.5			57 %										
			47 %										
15.0			40 %										
			57 %										
17.5			57 %										
			50 %										
20.0			40 %										
			40 %										
22.5			57 %										
			100 %										
25.0			40 %										
			40 %										
27.5			57 %										
			40 %										
30.0			40 %										
			50 %										
32.5			50 %										
			50 %										
35.0			50 %										
	-35.00	35.00										Fin du forage à une profondeur de 35 m.	
37.5													
40.0													
42.5													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carotier fermé
TB : Tube à paroi fine
PS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carotier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
G : Géométrie
L : Unités d'Allenberg (VL, PL)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CID : Cisaillement circulaire
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai œdométrique
GL : Gonflement libre
R : Ratio d'entassement

Préparé par : S.BADANI

Vérifié par : S.BADANI

08/01/2020

Page : 1 de 1

ANNEXE 3

Essais

De Laboratoire

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

SONDAGES N°		SC01	SC02	SC03
PROFONDEUR (m)		6.00	20.15-20.50	21.20-21.50
TENEUR/EAU NATURELLE (W _n) %		-	5.00	5.00
MASSE VOLUMIQUE APPARENTE SECHE (γ _d) t/m ³		-	2.304	2.160
MASSE VOLUMIQUE APPARENTE HUMIDE (γ _h) t/m ³		-	2.41	2.27
DEGRE DE SATURATION (S _r) %		-	72.00	54.00
GRANULARITE % TAMISAT Ø mm	>2 mm	-	-	-
	0.08	-	-	-
	0.06	-	-	-
	< 2 μ	-	-	-
LIMITES D'ATTERBERG	WL %	-	-	-
	WP %	-	-	-
	IP	-	-	-
CISAILLEMENT DIRECT UU	Cu (bar)	-	-	-
	Φ _u (°)	-	-	-
ESSAI OEDOMETRIQUE	P _c (bar)	-	-	-
	C _c	-	-	-
	C _g	-	-	-
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubles	73.86	57.00	74.86
	CaCo ₃	19.70	37.93	20.68
	So ₄ 2H ₂ o	Néant	Traces	Néant
	So 4--	Néant	Traces	Néant

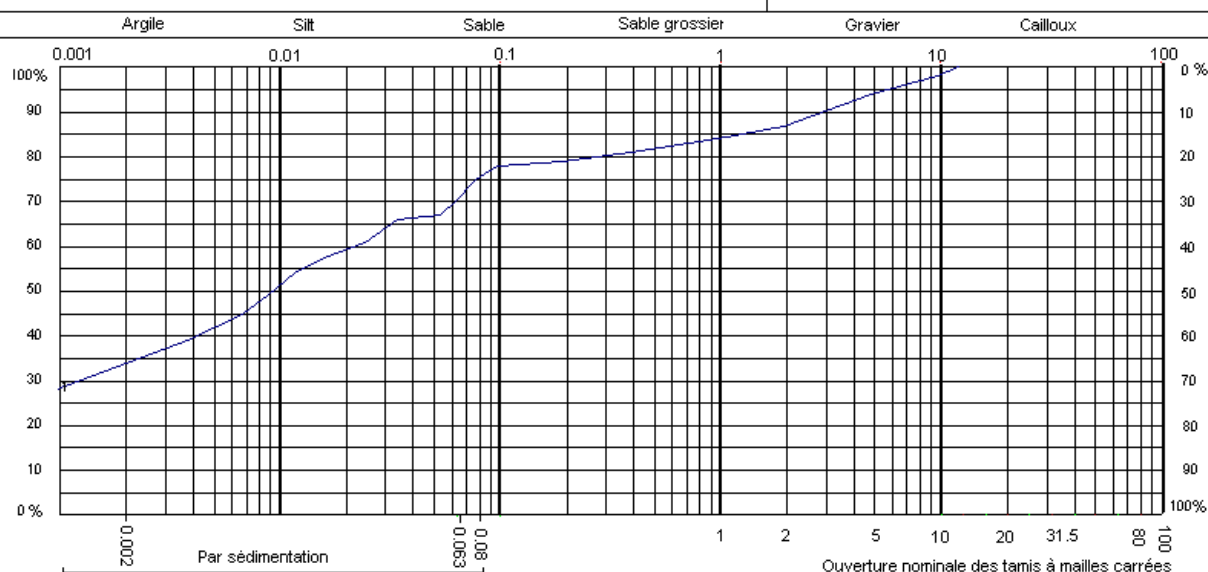


PROCES VERBAL ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Titre: GLISSEMENT DE TERRAIN 155 LOGTS
Localisation/Chantier: TIHARKATINE - AKBOU
Echantillon N° *: Ech1 SC4
Date: 05/12/2019
Dossier N° *: 30 2018
Opérateur: BELMEDJENAH
Norme: NFP 94 056

Echantillon Origine

x : SC4/3.80-4.30m





LIMITES D'ATTERBERG

Titre / Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN 195 LOGTS

Localisation/Chantier : TIHARKATINE - AKBOU

Essai N° : Ech1 SC4

Date : 08/12/2019

Dossier N° : 30 2018

Opérateur : BELMEDJENEH

Norme : NFP 94 078

No de l'échantillon : Ech1 SC4

Nature du sol :

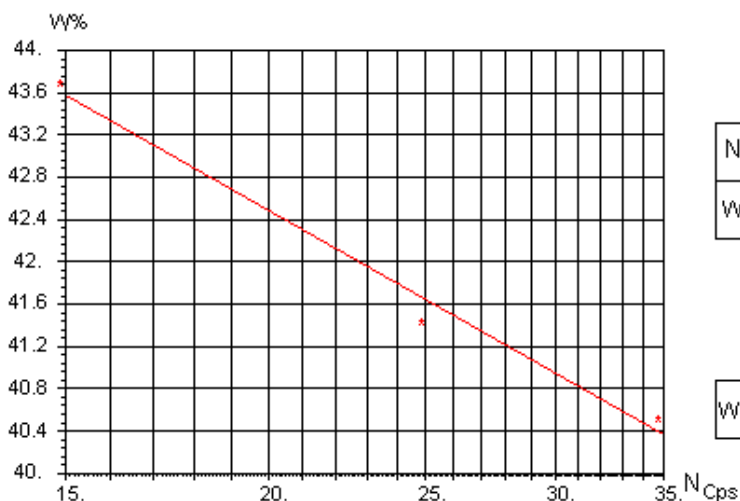
Profondeur : 3.80-4.30

Résultats

WL=41.639

WP=20.795

IP=20.844



Limite de liquidité

	Essai 1	Essai2	Essai3	Essai 4
N	15	25	35	
WL	43.67	41.41	40.5	

Limite de plasticité

	Essai 1	Essai2	Essai3	Essai 4
Wp	21.14	20.45		

$$wl = a \times \text{Log}(25) + b$$



CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE DIAGRAMME DE CASAGRANDE

Titre / Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN 195 LOGTS

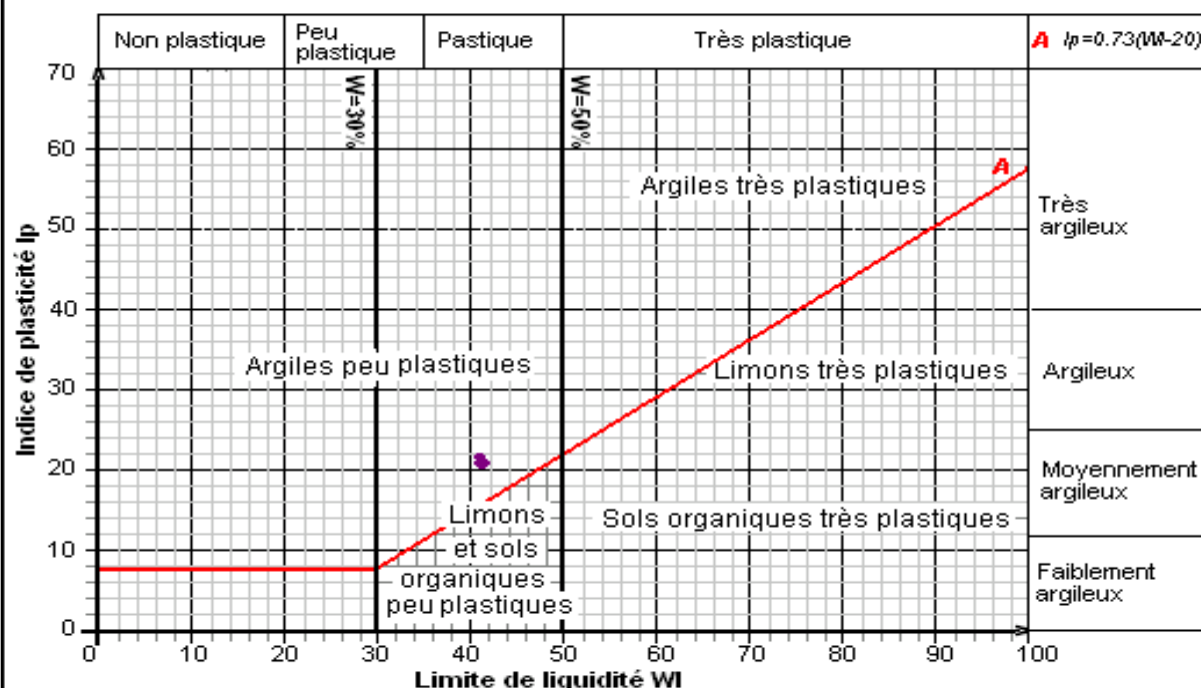
Localisation/Chantier : TIHARKATINE - AKBOU

Essai N° : Ech1 SC4

Date : 08/12/2019

Dossier N° : 30 2018

Opérateur : BELMEDJENEH



N°	H m	Sol	Classe LPC	WL %	Ip
Ech1 SC4	3.80-4.30		Argiles peu plastiques-Ap	41.639	20.844

Ref. Chantier : glissement +195 logts / akbou	
Sondage : sc04	
Profondeur : 2.15-2.60m	
Type de prélèvement : sondage	
Nature : limon graveleux friable	

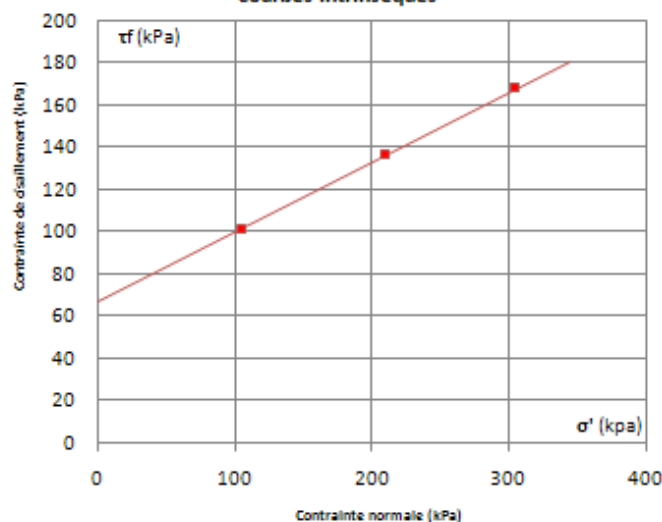
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai		Eprouvette
vitesse de cisaillement	1.5 mm/min	Section : 28.27 mm ²
ps estimée	(Mg/m ²)	hauteur : 20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ρ_h (Mg/m ³)	ρ_d (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)	ρ_d (Mg/m ³)	W (%)		$\tau_{1,s}$ (kPa)	$\delta_{1,s}$ (mm)		
1	0.93	0.79	17.3				18.7	104.1	102.0	6.5		
2	0.79	0.67	17.5				20.7	208.2	137.1	5.3		
3	0.79	0.68	17.1				17.4	303.6	168.4	5.8		

Courbes intrinsèques



RESULTATS

Valeurs de pic ■

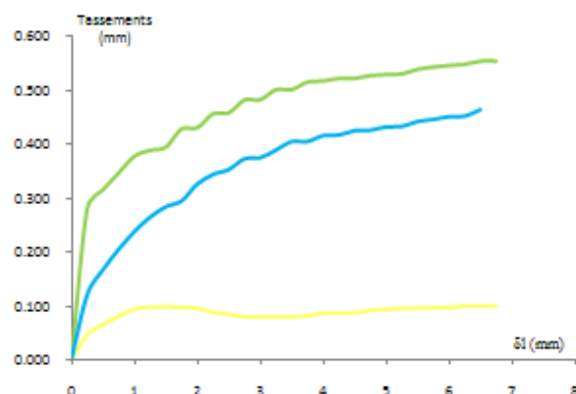
$C_i = 67$ kPa

$\Phi_i = 18^\circ$

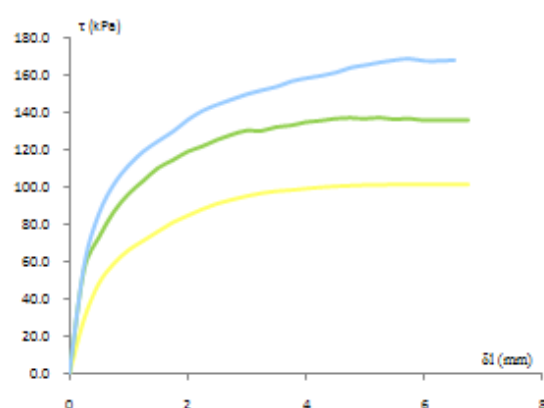
C_i Cohésion

Φ_i Angle de frottement

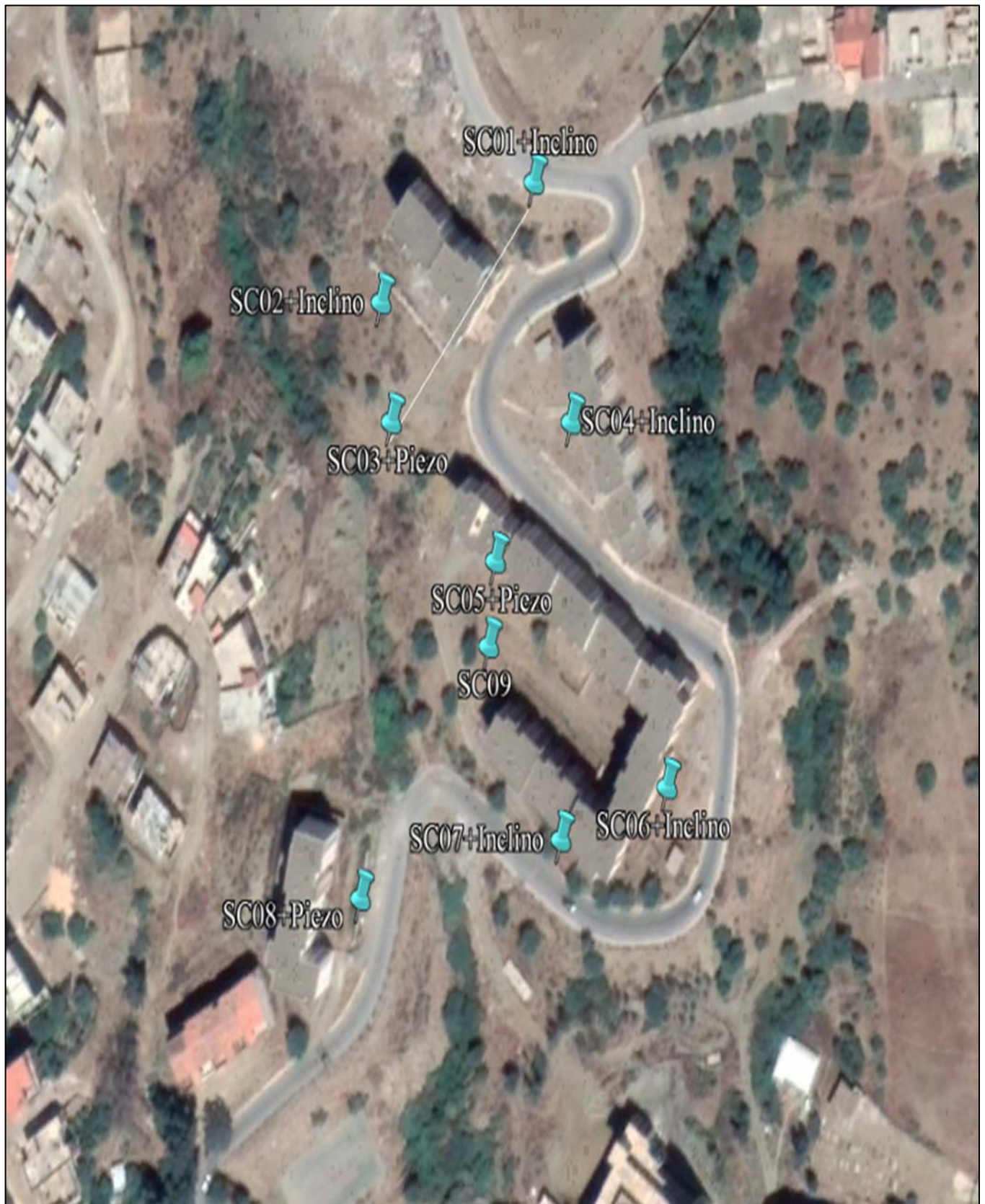
Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement

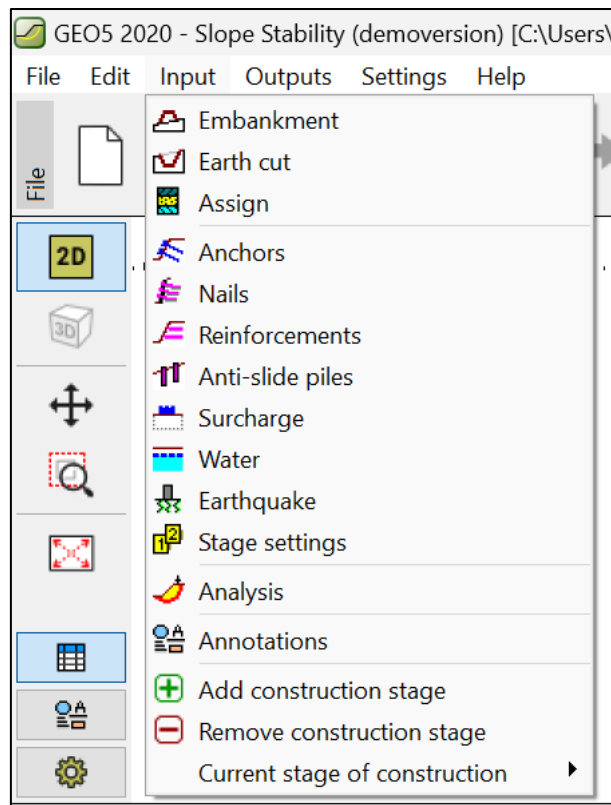


ANNEXE 4
Plan D'implantation
Des Points
D'investigation



ANNEXE 5

Présentation de logiciel geo5



- **Earth Cut (Découpe de sol) :**

Sert à définir la géométrie de la pente ou du talus, c'est-à-dire le profil du terrain naturel ou modifié. On trace ici la forme du sol en coupe, incluant les couches, les pentes, les remblais ou déblais.

- **Assign (Affecter) :**

Permet d'assigner les propriétés mécaniques aux différentes couches de sol définies dans le modèle (cohésion, angle de frottement, poids volumique, etc.). C'est une étape clé pour assurer des calculs réalistes.

- **Anchors (Ancrages) :**

Sert à ajouter des ancrages actifs ou passifs (barres tendues ou clouages) dans le modèle, utilisés pour renforcer la pente ou stabiliser un mur de soutènement.

- **Nails (Clous) :**

Utilisé pour insérer des clous de soutènement dans la pente, une méthode courante de renforcement de terrain. C'est un système de stabilisation passif.

- **Reinforcements (Renforcements) :**

Pour ajouter des géotextiles, géogrilles ou tout autre type de renforcement dans les sols, particulièrement dans les remblais armés.

- **Anti-slide piles (Pieux anti-glissement) :**

Sert à modéliser des pieux forés ou battus installés dans le talus afin de résister aux forces de glissement.

- **Surcharge (Surcharge) :**

Permet de définir des charges appliquées à la surface du terrain, telles que des bâtiments, des routes, ou des charges linéaires ponctuelles, influençant la stabilité du talus.

- **Water (Eau) :**

Sert à définir la nappe phréatique ou la pression interstitielle dans le sol. Très important pour les analyses car la présence d'eau diminue souvent la stabilité.

- **Earthquake (Séisme) :**

Permet d'intégrer une action sismique dans le modèle (accélérations horizontales et/ou verticales), selon des approches pseudostatiques ou plus avancées.

- **Stage settings (Paramètres des étapes) :**

Sert à gérer les étapes de construction ou de modélisation. GEO5 permet l'analyse étape par étape, ce qui est utile pour représenter la construction progressive ou les phases de renforcement.

- **Analysis (Analyse) :**

Dernière étape : permet de lancer les calculs de stabilité, d'obtenir le facteur de sécurité et de visualiser la surface de rupture critique ainsi que d'autres résultats comme les déplacements ou les forces dans les renforts.

Résumé :

Ce travail est consacré à l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain situé à Tiharkathine, dans la commune d'Akbou (wilaya de Béjaïa), une zone classée sismique selon la réglementation RPA 2024.

L'étude débute par une présentation des mouvements de terrain, en particulier les glissements : leur mécanisme, leurs différentes formes, ainsi que les principaux facteurs déclencheurs, notamment les sollicitations sismiques. Par la suite, nous avons procédé à une analyse de stabilité du site à l'aide du logiciel GEO5, en tenant compte de la géométrie réelle de la pente, des caractéristiques géotechniques du sol et de l'effet des actions sismiques.

Dans la dernière partie, nous avons étudié différentes solutions de stabilisation. Après comparaison, les méthodes retenues sont la mise en place de pieux anti-glissement et de clouages du sol, solutions qui offrent un bon compromis entre efficacité technique et faisabilité économique, en conformité avec les exigences du RPA 2024.

Mots clés : glissement de terrain, Akbou, stabilité de pente, GEO5, pieux, clous, RPA 2024.

Summary:

This work is dedicated to the study of the stability of a landslide located in Tiharkathine, in the commune of Akbou (Béjaïa province), an area classified as seismic according to the RPA 2024 regulations.

The study begins with a presentation of ground movements, particularly landslides: their mechanism, different types, and the main triggering factors, especially seismic activity. Subsequently, a stability analysis of the site was carried out using the GEO5 software, taking into account the actual geometry of the slope, the geotechnical characteristics of the soil, and the effects of seismic forces.

In the final part, various stabilization solutions were studied. After comparison, the selected methods are the installation of anti-slip piles and soil nailing, solutions that offer a good balance between technical efficiency and economic feasibility, in accordance with the requirements of RPA2024.

Keywords: landslide, Akbou, slope stability, GEO5, piles, nails, RPA 2024.

المخلص

يتناول هذا العمل دراسة استقرار انزلاق أرضي يقع في منطقة "تيهاركاتين"، التابعة لبلدية أقبو (ولاية بجاية)، وهي منطقة **RPA 2024** مصنفة كموقع زلزالي حسب ما تنص عليه تعليمات **RPA 2024**. تبدأ الدراسة بتقديم عام حول الحركات الأرضية، مع التركيز على ظاهرة الانزلاقات الأرضية من حيث آليات حدوثها، أشكالها المختلفة، والعوامل الرئيسية التي تساهم في حدوثها، وعلى رأسها النشاط الزلزالي. أخذين بعين الاعتبار الشكل الحقيقي للمنحدر، والخصائص **GEO5** بعد ذلك، أجرينا تحليلاً لثباتية الموقع باستخدام برنامج الجيوتقنية للتربة، بالإضافة إلى تأثير الأحمال الزلزالية في الجزء الأخير من الدراسة، قمنا باقتراح ودراسة عدة حلول لتنشيط المنحدر. وبعد مقارنة بين مختلف الحلول، تم اعتماد تقنية الأوتاد المقاومة للانزلاق وتدعيم التربة بالمسامير كأفضل خيار يجمع بين الكفاءة التقنية والجدوى الاقتصادية، وذلك بما **RPA 2024** يتماشى مع متطلبات

الكلمات المفتاحية

RPA 2024 – الأوتاد – المسامير – GEO5 – انزلاق أرضي – أقبو – استقرار المنحدر