



لجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain-Temouchent-Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil & travaux publics

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : VOIES ET OUVRAGE D'ART

Thème

**L'Utilisation de la poudre de verre pour la stabilisation des talus
(Étude expérimentale et numérique)**

PRESENTER PAR :

- **Melle. BELMECHRI NAZIHA**
- **Melle. BELMECHRI HAYET**

SOUTENU LE 24 / 06 / 2026

DEVANT LE JURY COMPOSER DE :

Pr ABDELBARI. S	MCA UATB (Ain Temouchent)	Présidente
Dr CHALABI. Y	MCB UATB (Ain Temouchent)	Examinateur
Dr BELABBACI. Z	MCA UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant
Dr BOURI. D	M C B ENSH, Blida	Co-Encadrant

Année universitaire : 2025/2026



REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons également remercier Dr. belabbaci et Dr. bouri pour l'encadrement de ce mémoire Leur aide, leur patience et la confiance qu'ils nous ont accordée.

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Belhadj Bouchaib d'Ain Temouchent, qui ont participé à notre formation.

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

« MERCI »

DEDICACES

Après d'énormes efforts, nous remercions Dieu Tout-Puissant et le louons pour sa grande Grâce qui nous a permis cet humble travail.

Du fond du cœur, nous dédions ce travail à toutes les personnes qui nous sont chères. A nos chers parents. Aucune dédicace ne peut exprimer notre respect, notre amour éternel et Notre gratitude pour les sacrifices que vous avez consentis pour notre éducation et notre bien-être. Nous vous remercions pour tout le soutien et l'amour que vous nous apportez depuis Notre enfance. Nous espérons que cet humble travail sera la réalisation de vos désirs et le fruit De vos innombrables sacrifices. Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie. À notre famille. Lorsque nous exprimons notre gratitude, nous devons nous rappeler que le Plus haut niveau d'appréciation ne s'exprime pas en mots, mais en les mettant en action. Nous Vous remercions du fond du cœur pour votre don continu.

Enfin, nous le dédions à tous nos amis et à toute la promotion du programme master 2 génie civil.

À tous les professeurs qui nous ont conduits vers la porte de la réussite.

ملخص

تُعدّ ظاهرة عدم استقرار المنحدرات من أهم المشكلات الجيوتقنية المعقدة، ويظهر ذلك بوضوح في المنحدر الذي يربط بلديتي بن سكران و عمير N°2 العام الواقع على جانب الطريق، حيث يعاني هذا الموقع من انهيارات ترابية متكررة تهدد سلامة مستخدمي الطريق والمنشآت المجاورة. وترتبط استقرارية هذا المنحدر أساساً بالخصائص الميكانيكية للتربة، خاصة التماسك (c) وزاوية الاحتكاك الداخلي (ϕ) .

يهدف هذا البحث إلى تقييم فعالية إعادة تدوير مسحوق الزجاج كإضافة مستدامة لتحسين استقرار التربة في الموقع المدروس، وذلك من خلال اعتماد منهجية تجمع بين التجارب المخبرية لتحديد خصائص مقاومة القص بعد الإضافة والمحاكاة العددية لسلوك المنحدر في حالتيه الساكنة والديناميكية باستعمال برنامجي PLAXIS 2D و Géo-Slope. وقد بينت النتائج تحسناً واضحاً في مقاومة القص، انعكس في ارتفاع معامل الأمان (FS) ، مما يؤكد جدوى استخدام مسحوق الزجاج كحل هندسي وبيئي فعال لتعزيز استقرار المنحدرات .

الكلمات المفتاحية: تثبيت المنحدرات _ مسحوق الزجاج _ عامل الامان _ الحالة الساكنة والديناميكية _ النمذجة العددية .

RESUME

Le phénomène d'instabilité des talus constitue l'un des problèmes géotechniques les plus complexes, comme l'illustre le talus situé sur la route nationale N2 reliant les communes de Bensekrane et Amieur, ce site est sujet à des glissements de terrain répétés menaçant la sécurité des usagers de la route et des infrastructures voisines. La stabilité de ce talus dépend essentiellement des propriétés mécaniques du sol, notamment la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ). Cette étude vise à évaluer l'efficacité du recyclage de la poudre de verre comme additif durable pour améliorer la stabilité du sol du site étudié, en adoptant une méthodologie combinant des essais de laboratoire permettant de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement après ajout, et une modélisation numérique du comportement du talus dans ses conditions statique et dynamique à l'aide des logiciels PLAXIS 2D et Géo-Slope. Les résultats obtenus montrent une amélioration significative de la résistance au cisaillement, se traduisant par une augmentation du facteur de sécurité (FS), ce qui confirme l'efficacité de la poudre de verre comme solution géotechnique et environnementale pertinente pour le renforcement de la stabilité des pentes.

Mots clés : Stabilisation des talus - Poudre de verre - Facteur de sécurité - Conditions statique et dynamique - Modélisation numérique.

ABSTRACT

The phenomenon of slope instability is one of the most complex geotechnical problems, as clearly illustrated by the slope located on National Road N2 connecting the municipalities of Bensekrane and Amieur, where this site is subject to repeated landslides that threaten the safety of road users and nearby infrastructures. The stability of this slope mainly depends on the mechanical properties of the soil, particularly cohesion (c) and the internal friction angle (ϕ). This study aims to evaluate the effectiveness of recycled glass powder as a sustainable additive to improve soil stability at the studied site, by adopting a methodology that combines laboratory tests to determine shear strength characteristics after addition, and numerical modelling of the slope behaviour under both static and dynamic conditions using PLAXIS 2D and Géo-Slope software. The obtained results show a significant improvement in shear strength, reflected in an increase in the safety factor (FS), which confirms the effectiveness of glass powder as a relevant geotechnical and environmental solution for enhancing slope stability.

Keywords : Slope stabilization - Glass powder - Safety coefficient - Static and dynamic conditions - Numerical modeling.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : La classification d'après la profondeur de la surface de glissement. (Alfonsi., 1997).....	13
Tableau 1.2 : La classification selon l'activité. (Alfonsi., 1997)	13
Tableau 4.1 : Les calculs d'essai sédimentation. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	52
Tableau 4.2 : La classification d'argile. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	55
Tableau 4. 3 : Classification d'argile selon l'indice de plasticité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	57
Tableau 4.4 : Calculs limite de liquidité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	57
Tableau 4.5 : calcul de limite de plasticité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	58
Tableau 4.6 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	60
Tableau 4.7 : Préparation de l'échantillon (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	66
Tableau 4.8 : Détermination de la teneur pondérale en matières organiques pour sol. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	69
Tableau 4 .9 : Calculs d'essais de bleu méthylènes pour déterminer la propreté d'argile avec des différents pourcentages de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	70
Tableau 4.10 : Calculs des limites. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	71
Tableau 4 .11 : Calculs d'essais Proctor de l'argile reconstituées aux différents pourcentages de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	73
Tableau 4.12 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 4%	75
Tableau 4.13 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 8%.	76
Tableau 4.14 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 10%.	77
Tableau 4.15 : Comparaison de la cohésion et l'angle de frottement pression pour l'argile ...	78
Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques des matériaux	84
Tableau 5.2 : Les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.	87
Tableau 5.3 : Valeur de coefficient de sécurité FS en fonction de pourcentage de poudre verre	92
Tableau 5.4 : Les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.	99
Tableau 5.5 : les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.	103
Tableau 5.6 : Résultats du facteur de sécurité obtenus à partir des analyses PLAXIS2D et géo-slope.....	105

Tableau 5.7 : Résultats du facteur de sécurité obtenus à partir des analyses PLAXIS2D et géo-slope.....	105
---	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : progression d'un effondrement (GEODERIS, 2025).....	6
Figure 1.2 : schéma explicatif des phénomènes les éboulements, chutes de blocs et de pierres. source : www.brgm.fr	6
Figure 1. 3 : schéma illustrant une coulée de boue . Source : www.brgm.fr	7
Figure 1-4 : shéma explicatif des phénomène : l'érosion littorale source.....	7
Figure 1.5 : schéma explicatif du phénomène de fluage. Source : www.brgm.fr	8
Figure 1.6 : schéma affaissement progressif. Source : www.brgm.fr	8
Figure 1.7 : schéma explicatif du phénomène :glissement de terrain (Nabil. & Mohahed Said ., 2015/2016).....	9
Figure 1.8 : Schéma explicatif de phénomène retrait – gonflement. Source : www.brgm.fr ...	10
Figure 1.9 :schéma explicatif du phénomène de la solifluxion. source : www.brgm.fr	10
Figure 1-10 : mouvements de masse par solifluxion sur l'île de Banks canada (1985).	10
Figure 1.11 : schéma explicatif des phénomènes : tassement à MEXICO.....	11
Figure 1.12 : tassement modeste d'une parcelle de sol traité japon, 1995	11
Figure 1.13 : Glissement plans . (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.)	12
Figure 1.14 : Glissement rotationnels (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.).....	12
Figure 1.15 : schéma d'un glissement complexe (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.).....	13
Figure 1.16 : exemple d'un glissement superficiel.....	14
Figure 1.17 : exemple d'un glissement profond (suisse).....	14
Figure 1.18 : différentes formes du cercle de rupture. Source	15
Figure 1.19 : glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques Source	18
Figure1.20 : exemple schématique d'une surcharge au sommet du talus	19
Figure 1.21 : schéma d'un déblai.....	20
Figure 2.1 : Organigramme de l'approche douce source.....	21
Figure 2.2 : Schéma d'un allégement en tête (Durville. & Séve., Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble, 1996)	22
Figure 2.3 : Bute de pied(pas plots).....	23
Figure 2.4 : Reprofilage (Didier. & Lebrazidec., 1998)	24
Figure 2.5 : Substitution (Huybens., 2014)	24
Figure 2.6 : Tranchées drainantes (Didier. & Lebrazidec., 1998).....	25
Figure 2.7: Eperons drainantes. Source	26
Figure 2.8 : Drains subhorizontaux (Tijani., 2017).....	26

Figure 2.9 : Drainage de surface. Source.....	27
Figure 2.10 : L'implantation des plantes dans un talus	27
Figure 2.11 : (A) Géotextile tissés, (B) géotextile non tissé, (C) Géotextile tricoté. Source ...	28
Figure 2.12 : Les géo grilles source.....	28
Figure 2.13 : Géo composites une géo grille complexée avec un géotextile Non-tissé. source	29
Figure 2.14 : Chantier moutiers-mur expérimental pneu sol à bou-smail.	29
Figure 2.15 : Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER. & UNTERREINER., 1991).....	30
Figure 2.16 : Principe de la stabilisation des talus par tirants et ces composants d'ancrage SNCF PARIS-LYONPARIS-LYON, km 23	30
Figure 2.17: Schéma d'un pieu.....	31
Figure 2.18 : Schéma de groupe de pieux.	31
Figure 2.19 : Différentes forme d'une barrette.....	32
Figure 2.20: Mur en bétonarmé préfabriqué (Youcef tani. & ramdani., 2021).....	33
Figure 2.21 : Mur en cantilever (Youcef tani. & ramdani., 2021).....	33
Figure 2.22 : Réalisation en mur en gabion (Youcef tani. & ramdani., 2021)	34
Figure 2.23 : Des rideaux de palplanches (Youcef tani. & ramdani., 2021)	34
Figure 2.24 : Traitements du sol avec poudre de verre www.altas.nrcan	35
Figure 2.25 : Les critères de choix de la méthode de stabilité	35
Figure 3.1 : Schéma déblai-remblai (Varnes., Leroueil., & Faure., 1994).....	38
Figure 3.2 : Les principales méthodes d'analyses de stabilité des pentes	40
Figure 3.3 : Une tranche i (Guerfi., 2008).....	41
Figure 3.4 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de fellenius (U . S . Army Corps of eNGINEERS , 2003)	42
Figure 3.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de bishop simplifiée.	43
Figure 3.6 : Hypothèse de janbu simplifiée.....	44
Figure 3.7 : Représentation des forces sur une tranche.	44
Figure 3.8 : Les fonctions typiques de $f(x)$. (Yanour. & Larbi., 2013)	45
Figure 3.9 : Forces agissent sur une tranche. (U . S . Army Corps of eNGINEERS , 2003) ...	46
Figure 4.1 : Prélèvement des échantillons	49
Figure 4.2 : Appareillage sédimentation. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	51
Figure 4.3 : Courbe de sédimentation.....	52
Figure 4.4 : Appareillages spécifiques. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	54
Figure 4.5 : Appareil de casa grande (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	55
Figure 4.6 : Préparation de sols. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	56
Figure 4.7 : Courbe de la limite de liquidité.....	57

Figure 4.8 : La courbe de Proctor (Megag., 2018)	58
Figure 4.9 : Les équipements utiles pour l'essai Proctor au laboratoire (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	59
Figure 4.10 : L'essai de compactage (Proctor normale). (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	60
Figure 4.11 : La courbe de Proctor normal. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	61
Figure 4.12 : Matériel de VBS (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	62
Figure 4.13 : Résultats de valeur au bleu. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	63
Figure 4.14 : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	64
Figure 4.15 : Schéma de la boîte de cisaillement.	65
Figure 4.16 : Courbe résistance / cisaillement sur sol naturel	67
Figure 4.17 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement sur sol naturel	67
• d'après la courbe intrinsèque on obtient :	67
Figure 4.18 : L'échantillon après l'essai de cisaillement. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	68
Figure 4.19 : Calcination d'échantillon.	68
Figure 4.20 : Présentation de la matière organique.	69
Figure 4.21 : Présentation de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	70
Figure 4.22 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 4% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	71
D'après la figure 4.22 La limite de liquidité a une valeur de $WL=38,33$ et l'indice de plasticité $IP=27,34$ donc il Ya une diminution de l'indice de plasticité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021).....	72
Figure 4.23 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 8% de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	72
Figure 4.24 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 10% de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	72
Figure 4.25 : Essai de Proctor avec la poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	73
Figure 4.26 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 4% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	74
Figure 4.27 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 8% de poudre de verre.	74
Figure 4.28 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 10% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)	75
Figure 4.29 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (4% de poudre de verre)	76
Figure 4.30 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (8% de poudre de verre).	77
Figure 4.31 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (10% de poudre de verre).	77
Figure 5.1 : Définition du module de Young à 50% de la rupture	81

Figure 5.2 : Définition du module œdométrique tangent	83
Figure 5.3 : Définition de l'angle de dilatance	83
Figure 5.4 : Géométrie du talus à étudier.	84
Figure 5.5 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol non traité (0 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	85
Figure 5.6 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (4% de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	86
Figure 5.7 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	87
Figure 5.8 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	87
Figure 5.9 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre	88
Figure 5.10 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (0 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	89
Figure 5.11 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (4 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	90
Figure 5.12 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	91
Figure 5.13 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (10 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).	92
Figure 5.14 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre	92
Figure 5.15 : Exemple des points d'entrée et sortie de la surface de glissement. (Brinkgreve. J. R., 2003)	96
Figure 5.16 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.096	97
Figure 5.17 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	97
Figure 5.18 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.685	97
Figure 5.19 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.	98
Figure 5.20 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.759	98
Figure 5.21 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	98

Figure 5.22 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =2.024	99
Figure 5.23 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	99
Figure 5.24 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre	100
Figure 5.25 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =0.691	101
Figure 5.26 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	101
Figure 5.27 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.056	101
Figure 5.28 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	102
Figure 5.29 : la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.098	102
Figure 5.30 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	102
Figure 5.31 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.267	103
Figure 5.32 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements	103
Figure 5.33 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre	104

Table des matières

REMERCIEMENT	I
DEDICACES.....	II
RESUME	IV
LISTE DES TABLEAUX	VI
LISTE DES FIGURES	VII
Liste des Symbole	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 01: LES MOUVEMENTS DES PENTES	1
1.1 Introduction	4
1.2 Les mouvements des pentes	4
1.2.1 Définition	4
1.2.2 Les différents types des mouvements de terrain.....	5
1.2.2.1 Les mouvements rapides et discontinus	5
1.2.2.2 les mouvements lents et continus	7
1.3 Le processus du glissement de terrain.....	11
1.3.1 Type de glissement.....	11
1.3.1.1 Glissement plan	11
1.3.1.2 Glissement rotationnel.....	12
1.3.1.3 Glissement rotationnel complexe	12
1.3.2 La classification des glissements des terrains	13
1.3.2.1 Glissement rotationnel superficiel.....	13
1.3.2.2 Glissement rotationnel profond.....	14
1.3.3 Aspect général des glissements	14
1.4 Les différents désordres	15
1.5 Principales causes des glissements de terrain.....	16
1.5.1 La nature du terrain	16
1) Géométrie de terrain.....	17
2) Résistance au cisaillement des sols ou des roches.....	17
1.5.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol	17
a) Actions hydrauliques.....	17
b) Actions climatiques et anthropiques.....	17
c) Pluies, neige et évapotranspiration	18
d) Séismes.....	18
1.6 Constructions sur les pentes	18

1.7	Déblai sur pente.....	19
1.8	Conclusion.....	20
CHAPITRE02: LES METHODES DE STABILITE DES TALUS		21
2.1	Introduction	21
2.2	Les méthodes de stabilité des talus.....	21
2.2.1	Approche douce.....	21
2.2.1.1	Terrassements.....	22
2.2.1.2	Dispositifs de drainage	24
2.2.1.3	Végétation	27
2.2.2	Approche rigide (dure).....	27
2.2.2.1	Le renforcement	27
2.2.2.2	Ouvrage de soutènement	32
2.2.2.3	le durcissement	34
2.3	Choix des systèmes des parades.....	35
2.4	Techniques de surveillance	36
2.5	Conclusion.....	36
CHAPITRE 03:LES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES TALUS		37
3.1	INTRODUCTION.....	37
3.2	Définition d'une pente.....	37
3.3	Le choix du type de méthode de calcul	38
➤	Le facteur de sécurité	39
1)	Définition du coefficient de sécurité	39
2)	Notion sur le coefficient de sécurité.....	39
3.4	Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	39
3.4.1	Les méthodes de calcul à la rupture « Equilibre limite »	41
3.4.1.1	Méthode de Fellenius	41
3.4.1.2	Méthode de bishop	42
3.4.1.3	Méthode simplifiée de Bishop.....	43
3.4.1.4	La méthode de Janbu simplifiée	43
3.4.1.5	Méthode de Janbu généralisée.....	44
3.4.1.6	Méthode de Morgenstern-Price 1965.....	45
3.4.1.7	Méthode de spencer.....	45
3.4.2	La méthode des éléments finis	46
3.4.2.1	Méthode d'élasticité	46
3.4.2.2	Méthode de plasticité	47
3.5	Différents logiciels de calcul de stabilité	47

3.6	Conclusion :	48
CHAPITRE 04: ETUDE EXPERIMENTALE.....		49
4.1	Introduction	49
4.2	Présentation de cas d'étude.....	49
4.3	Essais préliminaire	49
4.3.1	Analyses granulométrique par sédimentation	49
4.3.1.1	But de l'essai.....	50
4.3.1.2	Principe de l'essai.....	50
4.3.1.3	Mode opératoire	50
4.4	Essai pycnomètre.....	53
4.4.1	But de l'essai	53
4.4.2	Mode opératoire	53
4.4.3	Calcul	54
4.5	limites d'atterberg	55
4.5.1	Principe	56
4.5.2	Calcul la limite de liquidité	57
4.5.3	Calcul Limite de plasticité.....	58
4.6	Essai Proctor :	58
4.6.1	Principe de l'essai de compactage.....	58
4.6.2	Appareillage spécifique.....	58
4.6.3	Mode opératoire	59
4.7	Essai de bleu de méthylène	61
4.7.1	But d'essai	61
4.7.2	Principe de l'essai.....	61
4.7.3	Matériel nécessaire	62
4.7.3.1	Préparation de l'échantillon.....	62
4.7.4	Classification des sols après essai	63
4.8	Essai de cisaillement direct sur les sols.....	63
4.8.1	But de l'essai	64
4.8.2	Principe de l'essai.....	64
4.8.3	Appareillage spécifique.....	64
4.8.4	La machine de cisaillement	66
4.8.5	Présentation des calculs.....	66
4.9	Matière organique	68
4.9.1	Principe de l'essai	68
4.9.2	Calcule le pourcentage	69

4.10	Stabilisation par la poudre de verre.....	69
4.10.1	Introduction.....	69
	L'ajout utilisé.....	69
4.10.2	Résultats des essais expérimentaux.....	70
4.10.2.1	Évolution de bleu de méthylène en fonction de la poudre de verre.....	70
4.10.3	Variation des limites d'atberg en fonction de la poudre de verre.....	71
4.10.4	Variation des paramètres de compactage en fonction d'ajout.....	73
4.10.5	Variation des paramètres de cisaillement.....	75
4.11	Conclusion.....	78
CHAPITRE 05:	ETUDE NUMERIQUE.....	49
5.1	Introduction.....	79
5.2	Description générale sur logiciel PLAXIS 2D.....	79
5.2.1	Les sous-programmes de PLAXIS.....	79
5.2.2	Les modèles de comportement intégré dans PLAXIS.....	80
5.2.2.1	Modèle de Mohr Coulomb.....	80
5.2.2.2	Modèle de sol avec écoulement (Duncan et Chang (Hardening Soil Model, HSM).....	82
5.2.3	Détermination du coefficient de sécurité FS.....	84
5.3	Modélisation numérique du talus.....	84
5.3.1	Caractéristiques et géométrie du Profil.....	84
5.3.2	Caractéristique des matériaux.....	84
5.3.3	Les résultats des calculs par PLAXIS 2D.....	84
5.3.3.1	Étude statique de la stabilité d'un talus par PLAXIS 2D.....	84
5.3.3.2	Etude dynamique de la stabilité d'un talus par PLAXIS 2D.....	89
5.4	Description générale sur logiciel GEOSLOPE.....	93
5.4.1	Généralités.....	93
5.4.2	Le fonctionnement du logiciel.....	94
5.4.3	Les résultats des calculs par GEO-SLOPE.....	96
5.4.3.1	Étude statique de la stabilité d'un talus par géo-Slope.....	96
5.4.3.2	Etude dynamique de la stabilité d'un talus par logiciel Geo-Slope.....	101
5.5	Comparaison du facteur de sécurité FS obtenu par PLAXIS 2D et GEO-SLOPE.....	104
5.6	Conclusion.....	106
CONCLUSION GENERALE.....	107	
Les références bibliographiques.....	109	

Liste des Symbole

H : Hauteur

IP : Indice de plasticité

S.S.T : Surface spécifique totale

T : Température

VBS : Valeur du bleu

w₀ : Teneur en eau initiale

WL : Limite de liquidité

WP : Limite de plasticité

ε : Déformation

A' : Section

Δl : Déplacement horizontale relative

τ : Contrainte de gentielle (KPA)

v : Vitesse maximale

C : Pourcentage

φ : Angle de frottement

C : Cohésion totale (MPA)

D_{max} : Diamètre maximal des grains (mm)

CBR : Indice de portance imbibé (%)

e : Indice des vides

IP : Indice de plasticité (%)

VB Valeur au bleu de méthylène (g /kg)

W : Teneur en eau (%)

WL : Limite de liquidité (%)

γ_s : Poids volumique des grains solides

γ_d : Poids volumique sec

γ_h : Poids volumique humide

σ : Densité de charge

m : Masse

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

Ces dernières décennies, l'instabilité des pentes s'est imposée comme l'un des risques géologiques les plus dangereux et les plus répandus à l'échelle mondiale. Ce phénomène est défini comme un processus de déplacement de masses de sols ou de roches sous l'effet de la gravité terrestre, lorsque les forces motrices dépassent la résistance du matériau géologique.

Les mouvements de versants présentent une grande diversité en termes de mécanismes et d'ampleur. Ils incluent notamment les glissements de terrain, les éboulements rocheux, les coulées boueuses, ainsi que les affaissements et gonflements ou retraits des sols, en plus des effondrements de vides souterrains. Le volume de certains glissements peut atteindre plusieurs dizaines de millions de mètres cubes, ce qui illustre leur capacité à remodeler continuellement le relief. Ces phénomènes surviennent souvent de manière brutale ou se développent progressivement, notamment lors de périodes de fortes et prolongées précipitations.

L'apparition et l'évolution de ces mouvements résultent d'une interaction complexe entre plusieurs facteurs naturels et anthropiques, tels que la topographie de la zone, la structure géologique, les conditions hydrologiques et hydrogéologiques, les phénomènes d'érosion à la base du versant, ainsi que les interventions humaines.

Avec l'augmentation de la pression démographique et l'expansion urbaine, la construction d'ouvrages dans des zones exposées à ces risques devient souvent inévitable, ce qui accroît la probabilité de catastrophes. Les ruptures soudaines peuvent entraîner des destructions importantes et des pertes humaines considérables. L'évaluation de la stabilité des pentes et la détermination de leur probabilité de rupture constituent donc une tâche complexe, surtout en présence de données limitées ou incomplètes.

L'étude de la stabilité des pentes repose sur la localisation précise des zones instables, l'analyse des propriétés mécaniques des sols, la réalisation de calculs géotechniques permettant de déterminer la surface de rupture la plus probable, puis le calcul du facteur de sécurité correspondant.

La difficulté pratique réside dans l'existence de plusieurs sources d'incertitude, notamment les conditions initiales du site, en particulier en profondeur, l'hétérogénéité spatiale des propriétés des sols, souvent non linéaires et non homogènes, ainsi que les variations du niveau de la nappe phréatique et de ses conditions hydrauliques. Le glissement se produit

essentiellement lorsque les forces motrices dues à la gravité, à la pression interstitielle ou aux travaux d'excavation dépassent la résistance au cisaillement de la masse de sol.

Malgré ces défis, les avancées importantes dans la modélisation des pentes et les techniques de stabilisation ont permis de traiter les problèmes de stabilité avec une grande fiabilité. Les études actuelles s'appuient principalement sur deux approches analytiques : la première est la méthode de l'équilibre limite, qui suppose un comportement rigide-plastique du sol et utilise une analyse statique classique basée sur la subdivision de la masse en tranches. La seconde est la modélisation numérique basée sur les contraintes et les déformations, telle que la méthode des éléments finis, permettant de simuler le comportement global du sol en chaque point. Elle est souvent associée à la méthode de réduction des résistances au cisaillement afin de déterminer plus précisément le facteur de sécurité et de prendre en compte l'interaction complète entre contraintes et déformations.

Objectif de la recherche

Cette étude vise à stabiliser le sol du talus de la route reliant les communes de Bensekrane et d'Amieur (N2) en améliorant ses propriétés géotechniques par l'ajout de poudre de verre en tant que matériau recyclé. L'objectif est d'augmenter la cohésion et l'angle de frottement interne afin d'améliorer la stabilité du talus, tout en privilégiant une solution économique et facile à mettre en œuvre par rapport aux méthodes traditionnelles. Elle vise également à comparer les résultats des analyses numériques obtenues avec les logiciels PLAXIS 2D et Géo-Slope afin d'évaluer l'effet de cet ajout sur le facteur de sécurité en conditions statiques et dynamiques.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres principaux, précédés d'une introduction générale et suivis d'une conclusion générale.

Dans **l'introduction générale**, nous présentons les objectifs principaux de ce travail, qui portent sur l'analyse de la stabilité des pentes et l'évaluation de leur comportement mécanique.

Le **premier chapitre** est consacré à une étude bibliographique sur les mouvements des pentes. Il présente les différents types de mouvements de terrain, leur classification, ainsi que les mécanismes de glissement. Les principales causes de l'instabilité des pentes sont également abordées, notamment les facteurs géologiques, hydrauliques, climatiques et anthropiques. Enfin, ce chapitre traite des constructions sur pentes et des déblais en terrain naturel.

Le **deuxième chapitre** présente les différentes méthodes de stabilisation des talus. Il décrit les approches dites « douces », telles que les terrassements, le drainage et la végétation, ainsi que les approches « rigides » comprenant le renforcement, les ouvrages de soutènement et les techniques de durcissement. Le choix des systèmes de stabilisation et les techniques de surveillance des pentes y sont également exposés.

Le **troisième chapitre** est dédié aux méthodes de calcul de la stabilité des talus. Il introduit la notion de facteur de sécurité et présente les principales méthodes d'équilibre limite, telles que les méthodes de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price et Spencer. Ce chapitre aborde également la méthode des éléments finis ainsi que l'utilisation des logiciels de calcul de stabilité.

Le **quatrième chapitre** concerne l'étude expérimentale. Il présente les essais de laboratoire réalisés sur le sol étudié, notamment l'analyse granulométrique, l'essai au pycnomètre, les limites d'Atterberg, l'essai Proctor, l'essai au bleu de méthylène, ainsi que l'essai de cisaillement direct. Ce chapitre met également en évidence l'effet de la stabilisation du sol par l'ajout de poudre de verre et l'évolution des principaux paramètres géotechniques.

Le **cinquième chapitre** est consacré à l'étude numérique de la stabilité des talus. Il présente la modélisation réalisée à l'aide des logiciels PLAXIS 2D et GEO-SLOPE. Les caractéristiques du modèle, les paramètres des matériaux ainsi que les résultats des analyses statiques et dynamiques sont discutés. Une comparaison entre les résultats obtenus à l'aide des logiciels GEO-SLOPE et PLAXIS 2D est également réalisée afin d'évaluer la précision et l'efficacité de chacun dans l'analyse de la stabilité des talus.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus et met en évidence les perspectives de recherche futures.

CHAPITRE 01

LES MOUVEMENTS

DES PENTES

1.1 Introduction

Les mouvements de terrain sont considérés comme des phénomènes naturels complexes et constituent l'une des principales sources de risque géologiques, en raison de leur impact direct sur la stabilité des pentes et la sécurité des ouvrages d'ingénierie, notamment les routes, les remblais et les constructions situées à proximité des versants. Ces phénomènes résultent de l'interaction d'un ensemble de facteurs géologiques, géotechniques, hydrologiques et climatiques, auxquels s'ajoutent les effets induits par les activités humaines.

Les mouvements de terrain prennent des formes variées, qui diffèrent selon leur mécanisme d'apparition, leur vitesse de progression, le volume des masses en mouvement et la profondeur du plan de glissement. Ils peuvent être lents et continus, tels que le fluage ou les affaissements, ou rapides et soudains, comme les chutes de blocs, les éboulements et les glissements de terrain. Cela rend l'évaluation de leur dangerosité et le contrôle de leur évolution essentiels dans le domaine du génie civil.

Ce chapitre vise à présenter une synthèse théorique complète du concept de mouvements de terrain, en proposant une définition et une classification selon différents critères, tels que la vitesse du mouvement, la nature des matériaux en mouvement et la morphologie de la surface de glissement. Il traite également des causes et des principaux facteurs responsables de ces phénomènes, qu'ils soient internes, liés aux caractéristiques des sols et des roches, ou externes, résultant des facteurs naturels ou des interventions humaines.

Par ailleurs, ce chapitre aborde les différents désordres et dommages susceptibles d'affecter les remblais et les pentes à la suite des mouvements de terrain, soulignant ainsi l'importance d'une étude géotechnique rigoureuse comme étape essentielle pour garantir la stabilité des ouvrages et limiter les risques potentiels.

1.2 Les mouvements des pentes

1.2.1 Définition

Les mouvements de surface désignent tout déplacement ou modification localisé du sol ou des couches sous-jacentes. Ces déplacements peuvent être causés par des facteurs naturels tels que les séismes et les tempêtes de neige, ou par des activités humaines comme le déboisement et les travaux de terrassement. Ils résultent de la charge, du déplacement ou de la déformation du sol. (Alp'Géoriques, 2004)

On peut classer les mouvements selon leur vitesse en deux types :

- 1) Les mouvements lents et continus
- 2) Les mouvements rapides et discontinus

- **Mouvements lents**

Le terme « mouvement lent » désigne les mouvements géo mécaniques de la surface terrestre, caractérisés par une évolution lente et progressive au fil du temps, entraînant une déformation continue souvent imperceptible à l'œil nu. Ces mouvements sont causés par des facteurs naturels ou hydrologiques, tels que les variations de la teneur en eau, la faible résistance mécanique des sols ou les charges répétées. Ils comprennent notamment le tassement, le tassement des fondations, le glissement lent, le fluage, ainsi que les phénomènes de retrait et de dilatation. (Alp'Géoriques, 2004)

- **Mouvements rapides**

Les glissements de terrain rapides désignent des déplacements soudains et violents du sol ou de la masse rocheuse en un laps de temps très court, avec des effets immédiats et clairement visibles. Ces glissements surviennent généralement suite à une perte brutale de stabilité du talus ou du sol, due par exemple à la saturation en eau, aux séismes ou à une surcharge. Les glissements de terrain rapides comprennent les effondrements, les chutes de pierres, les éboulements et les coulées de débris, et constituent une menace importante pour les bâtiments, les infrastructures et la sécurité publique. (Alp'Géoriques, 2004)

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. (Alp'Géoriques, 2004)

1.2.2 Les différents types des mouvements de terrain

On distingue deux grandes familles de mouvements de terrains :

1.2.2.1 Les mouvements rapides et discontinus

a) Les effondrements

Les effondrements sont des phénomènes brusques et violents.

Dans le cas d'un effondrement partiel, le risque de blessures ou de décès est faible, mais les dommages matériels peuvent être importants. Quant aux effondrements majeurs, bien que rares, ils peuvent déplacer des centaines, voire des terres et être extrêmement dangereux.



Figure 1.1 : progression d'un effondrement (GEODERIS, 2025)

b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierre

Les changements continus des pentes et des parois rocheuses entraînent la chute de pierres d'effondrements massifs, dont le volume peut atteindre des millions de mètres cubes. (Flageollet, 1989)

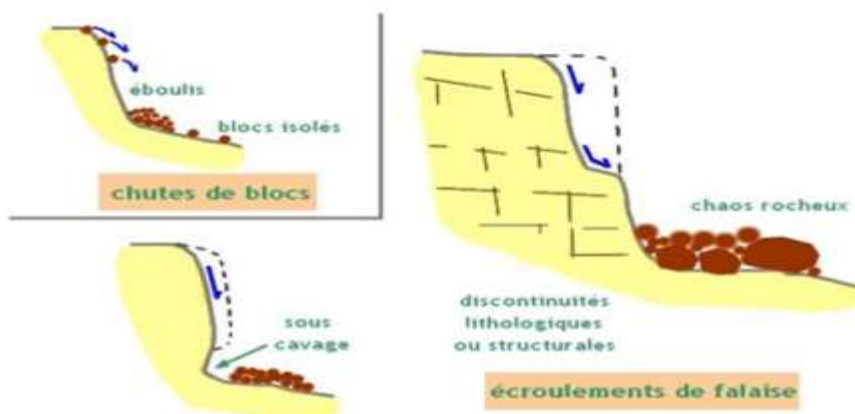


Figure 1.2 : schéma explicatif des phénomènes les éboulements, chutes de blocs et de pierres. source :

www.brgm.fr

c) les coulées boueuses

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. (Koudery, 2005)

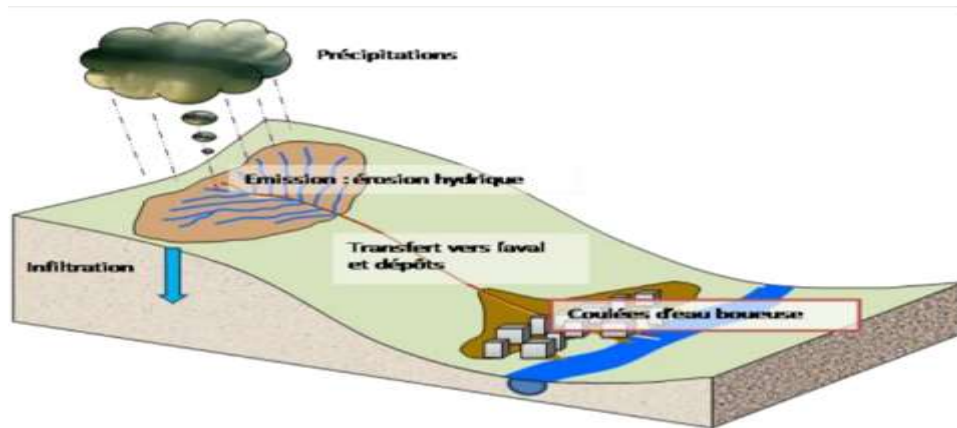


Figure 1. 3 : schéma illustrant une coulée de boue . Source : www.brgm.fr.

d) Erosion littorale

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

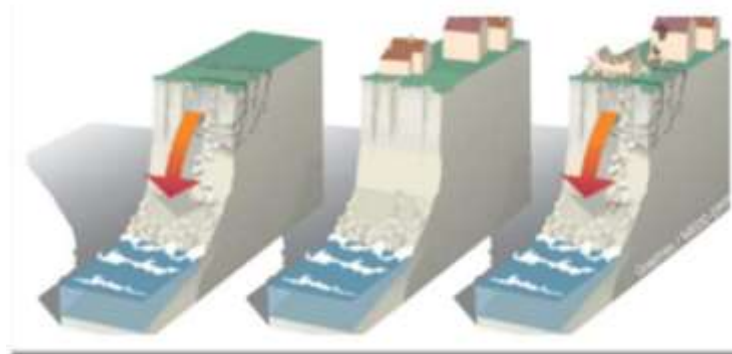


Figure 1-4 : schéma explicatif des phénomène : l'érosion littorale [source](#)

1.2.2.2 les mouvements lents et continus

a) le fluage

Le fluage désigne un mouvement lent et quasi continu du sol, causé par un état d'équilibre instable au sein d'un talus. Ce mouvement se caractérise par l'absence de surface de glissement clairement définie, le déplacement peut affecter l'ensemble du talus sans cause directe apparente.

Le fluage est fréquent sur les talus composés d'argile expansive et peut être identifié par certains indicateurs de surface, tels que l'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres. De plus, il est influencé par divers facteurs naturels, notamment les cycles de gel-dégel et l'alternance de périodes humides et sèches. (reiffsteck.)

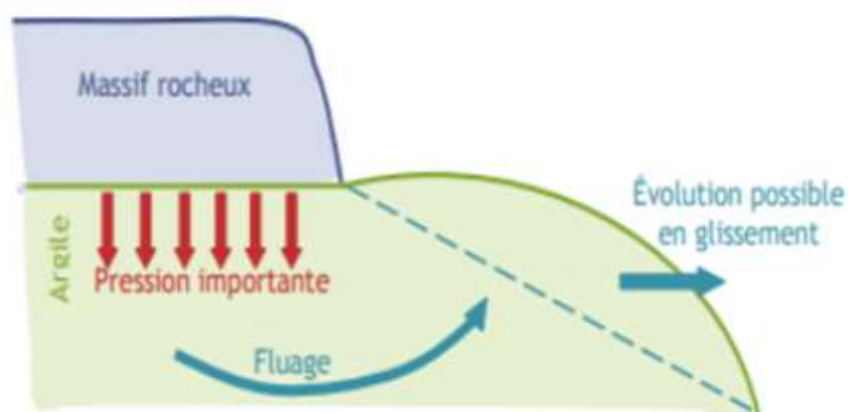


Figure 1.5 : schéma explicatif du phénomène de fluage. Source : www.brgm.fr

b) L'affaissement

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvettes dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture. (Marcel, 1975)

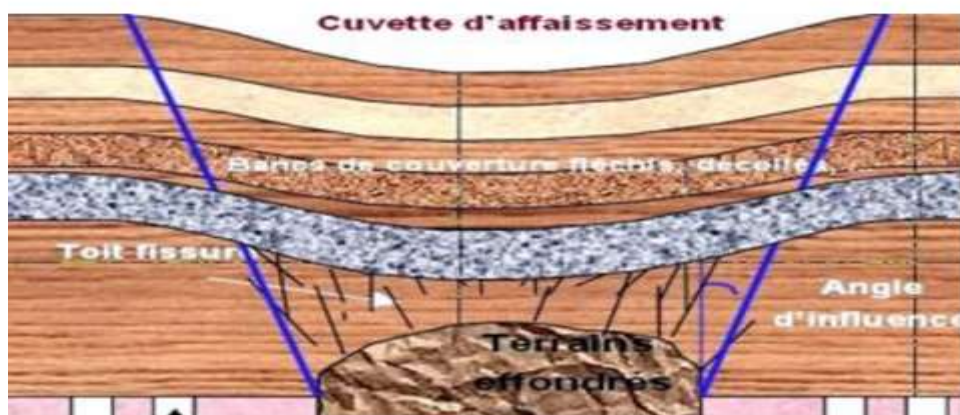


Figure 1.6 : schéma affaissement progressif. Source : www.brgm.fr

c) Les glissements de terrain

C'est le mouvement lent d'une masse terrestre cohérente le long de la surface endommagée.

Dans des cas particuliers, la profondeur de cette surface varie d'un mètre à plusieurs dizaines de mètres. Le volume de terrain en jeu est considérable et la vitesse à laquelle il avance peut varier de quelques décimètres par an.

Se produit généralement lorsque la saturation en eau du sol est élevée. Les déclencheurs incluent généralement :

CHAPITRE 01 : LES MOUVEMENTS DES PENTES

- Modification de l'état hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc.).
- Les terrassements.
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges...).
- Les accélérations produites par des séismes.

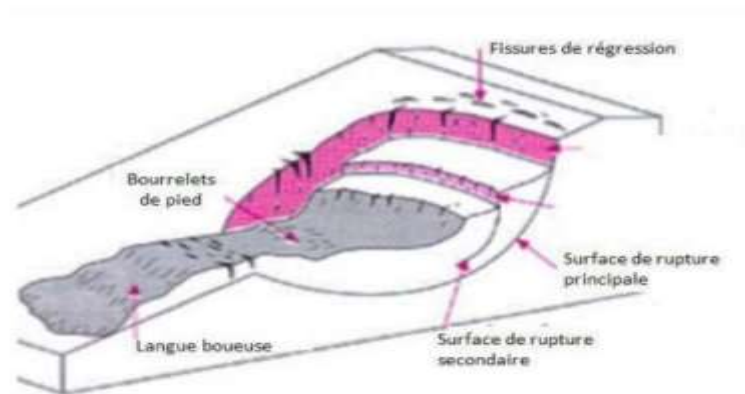


Figure 1.7 : schéma explicatif du phénomène :glissement de terrain (Nabil. & Mohahed Said ., 2015/2016)

d) Le retrait - gonflement

Le phénomène de retrait-gonflement concerne principalement les sols argileux et résulte des variations de leur teneur en eau. En période de sécheresse, la diminution de l'humidité provoque une contraction du sol, souvent accompagnée de tassements différentiels en surface. À l'inverse, lors d'un apport ultérieur d'eau, ces sols subissent une augmentation de volume, traduisant un comportement de gonflement. (FLEUREAU JM, 2004)

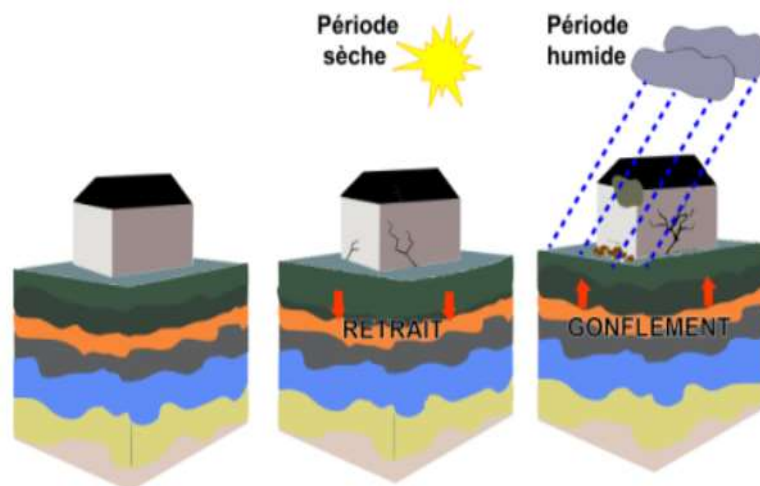


Figure 1.8 : Schéma explicatif de phénomène retrait – gonflement. Source : www.brgm.fr

e) Solifluxion

La solifluxion désigne le déplacement lent et progressif des sols en surface, généralement observé sur des pentes peu inclinées. Ce phénomène correspond à un écoulement de masse superficiel qui se produit lorsque la teneur en eau du sol dépasse sa limite de plasticité. Dans ces conditions, la matière peut se déplacer le long de la pente sur un plan de glissement saturé d'eau. (Grenoble, 2007)

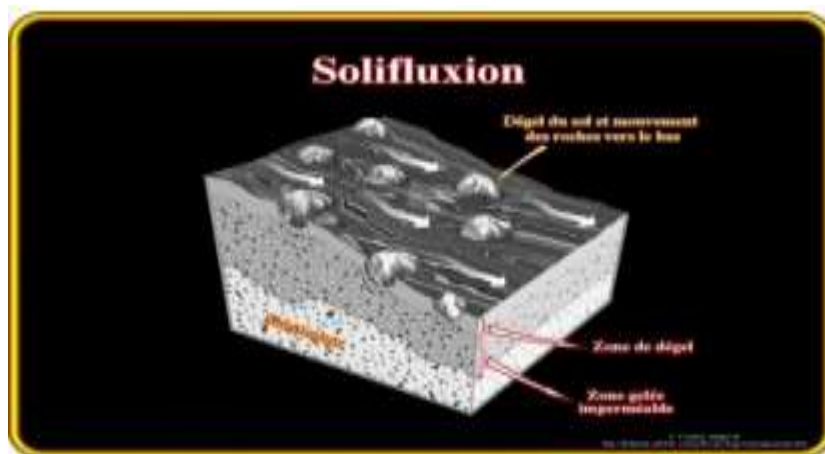


Figure 1.9 : schéma explicatif du phénomène de la solifluxion. source : www.brgm.fr



Figure 1-10 : mouvements de masse par solifluxion sur l'île de Banks canada (1985).

f) Tassement

Le tassement correspond à une réduction du volume de certains types de sols, tels que les vases, les tourbes ou les argiles, sous l'effet des charges appliquées et du processus de dessèchement. Ce phénomène peut s'étendre sur de vastes surfaces et toucher des zones urbaines entières. Par exemple, la ville de Mexico, construite sur des alluvions, a connu un

CHAPITRE 01 : LES MOUVEMENTS DES PENTES

affaissement de près de sept mètres depuis le début du siècle en raison de l'exploitation excessive de la nappe phréatique.

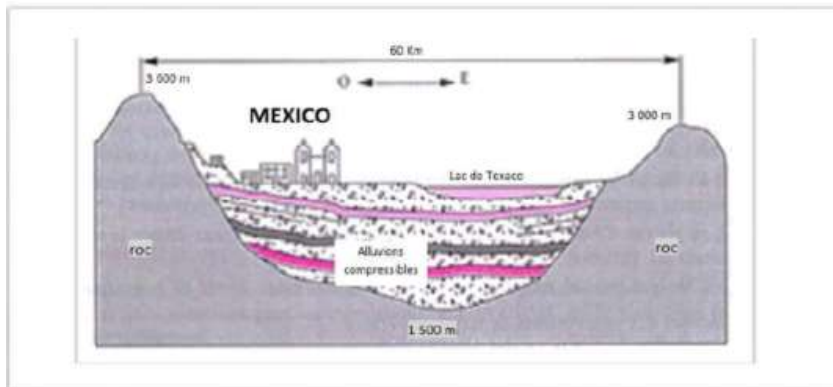


Figure 1.11 : schéma explicatif des phénomènes : tassement à MEXICO



Figure 1.12 : tassement modeste d'une parcelle de sol traité japon, 1995

1.3 Le processus du glissement de terrain

Les glissements de terrain se produisent généralement sur des pentes à inclinaison modérée à forte, avec des angles compris entre 10° et 40° . Leur comportement varie en fonction des caractéristiques du sol et du rôle de l'eau dans son degré de saturation, et ils se distinguent également par l'intensité et la vitesse du mouvement ainsi que par leurs formes géométriques.

1.3.1 Type de glissement

1.3.1.1 Glissement plan

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier. Il peut être :

- Glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelée : couche savon.
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.

CHAPITRE 01 : LES MOUVEMENTS DES PENTES

- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau "lubrification" (limons sur argile par exemple)

Dans ce cas la limite entre le glissement et le fluage peut être mal définie.



Figure 1.13 : Glissement plans . (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.)

1.3.1.2 Glissement rotationnel

Un glissement de terrain en rotation, la surface de rupture est courbe ou en cercle et le mouvement est causé par une combinaison de forces gravitationnelles, de perte de cohésion du sol ou de la roche et de la présence d'eau. (Hungry., Leroueil., & Picarelli., 2014)



Figure 1.14 : Glissement rotationnels (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.)

1.3.1.3 Glissement rotationnel complexe

Les glissements complexes se caractérisent par la présence d'une surface de rupture non circulaire, pouvant, dans certains cas, être de forme irrégulière. Ils résultent de plusieurs facteurs, notamment l'hétérogénéité structurale du contexte géologique, l'hétérogénéité mécanique des matériaux, ainsi que la variation des propriétés mécaniques des sols ou des

roches avec la profondeur. La disparition de la butée au pied du versant peut également entraîner une rupture régressive ou un effondrement partiel de la masse instable.

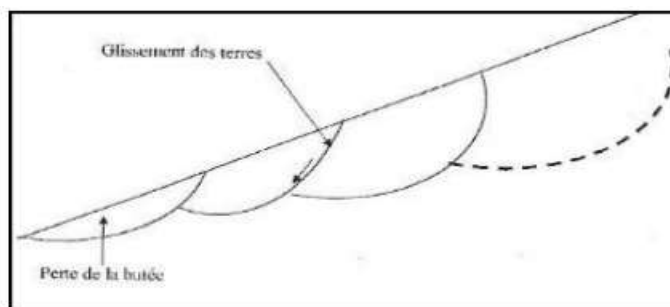


Figure 1.15 : schéma d'un glissement complexe (Bouhchicha. & Doudou., pfe 2022.)

1.3.2 La classification des glissements des terrains

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

Tableau 1.1 : La classification d'après la profondeur de la surface de glissement. (Alfonsi., 1997)

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

Tableau 1.2 : La classification selon l'activité. (Alfonsi., 1997)

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

1.3.2.1 Glissement rotationnel superficiel

Ce type de glissement se reconnaît par une surface de rupture peu profonde, souvent située à moins de 1.5 mètre sous le sol naturel. Dans les sols argileux, il n'agit que sur la couche de

sol superficielle qui est altérée, qu'on appelle « croûte argileuse ». De manière naturelle, cela se produit lorsque les sols deviennent saturés à cause de fortes pluies ou de la fonte de la neige.



Figure 1.16 : exemple d'un glissement superficiel

1.3.2.2 Glissement rotationnel profond

Les glissements de terrain profonds ont un impact non seulement sur le talus, mais également sur d'importantes zones de terrain situées derrière le sommet du talus. Ils peuvent se développer jusqu'à plusieurs dizaines, et parfois des centaines de mètres, dans l'espace de quelques minutes.



Figure 1.17 : exemple d'un glissement profond (suisse)

1.3.3 Aspect général des glissements

Le glissement d'un talus se traduit généralement par le déplacement en bloc d'une portion du massif. La surface de rupture peut être approximée par une forme cylindrique. Pour l'analyse, on considère des tranches du massif d'une épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. Dans une coupe transversale du talus, cette

CHAPITRE 01 : LES MOUVEMENTS DES PENTES

surface apparaît sous la forme d'un arc de cercle. Le sommet du talus subit un affaissement, tandis qu'au pied se forme un bourrelet caractéristique.

On distinguera trois catégories de cercle de rupture (Figure 1-18) :

- Cercle de pente (1).
- Cercle de pied (2).
- Cercle profond (3).

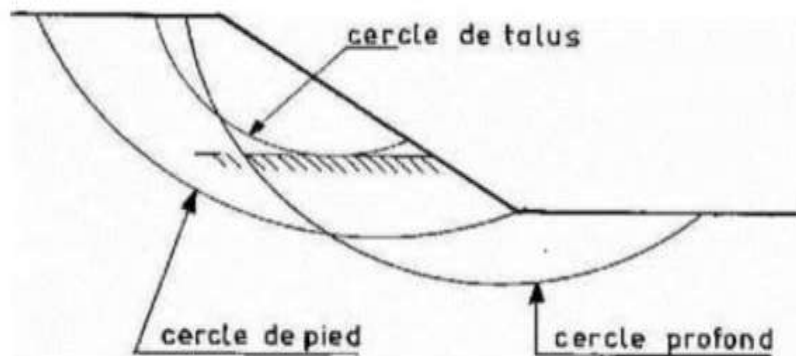


Figure 1.18 : différentes formes du cercle de rupture. [Source](#)

Ces différents types n'aura pas les mêmes conséquences mais on peut dire que la stabilité dépend :

- Des moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture :
- Des moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants.

1.4 Les différents désordres

Les désordres principaux constatés dans les corps de remblais sont les suivants [Mieussens et al. 1974 rapporté par (Bouyge et al. 1992)]

- Formation de fissures longitudinales avec ou sans dénivellation et affaissement du profil en long.
- Glissement de talus, éventuellement superficiel,
- Rupture généralisée du remblai, avec rupture de la fondation (cas des remblais sur sols mous, non traité dans ce mémoire) :

- Interaction avec un ouvrage d'art (cas des tassements excessifs à la sortie d'un pont, ou des poussées latérales sur les fondations profondes si le sol est compressible).
- Rupture du corps de remblai pendant la construction, par génération de pressions interstitielles

Fissurations dues à des tassements différentiels (outre le cas d'une mauvaise fondation, non traité ici, le cas d'un compactage non homogène). (Melle Fadhel., 2014)

Cause des désordres

Les causes majeures de ces désordres sont les suivantes : (Melle Fadhel., 2014)

- L'eau
- La nature des matériaux
- Les conditions de réalisation
- La conception des remblais (pentes, etc.)
- La fondation du remblai (versant instable, sols mous compressibles).

La plus grande partie des sols occasionnant des désordres importants se classe dans les familles suivantes (Melle Fadhel., 2014)

- Sols fins tels que limons et argiles.
- Sables et graves argileux.
- Alluvions grossières argileuses.
- Roches et matériaux évolutifs tels que craies, schistes, et marnes.

Les variations hydriques affectent fortement les caractéristiques mécaniques de ces matériaux.

L'eau pénètre dans le remblai à travers les couches supérieures, par ruissellement sur les talus ou par remontée capillaire. L'alternance imbibition dessiccation (par approfondissement des Fissures de retrait) et la respiration des remblais (par l'alternance gonflement retrait) sont des facteurs aggravants de l'influence de l'eau. (Melle Fadhel., 2014)

1.5 Principales causes des glissements de terrain

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines. (Chelghoum., 2006)

1.5.1 La nature du terrain

La nature du terrain dépend de :

1) Géométrie de terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. (Chihab. & Griou ., 2018)

2) Résistance au cisaillement des sols ou des roches

La résistance au cisaillement des sols et des roches joue un rôle fondamental dans la stabilité des pentes, car la majorité des ruptures se produisent lorsque cette résistance devient insuffisante. La résistance au cisaillement dépend de la nature du sol, de l'état des contraintes et des facteurs externes tels que les variations du niveau de la nappe phréatique.

Lors d'un premier glissement, l'analyse de la stabilité repose sur la résistance au cisaillement de pic. En revanche, dans le cas de la réactivation d'anciens glissements, le déplacement s'effectue le long de surfaces de rupture préexistantes et la résistance au cisaillement résiduelle est alors prise en compte. Ainsi, les paramètres de résistance au cisaillement appropriés (de pic ou résiduels) sont utilisés dans les calculs de stabilité des pentes selon le type de glissement. (Chihab. & Griou ., 2018)

1.5.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol

a) Actions hydrauliques

Les facteurs hydrauliques jouent un rôle majeur dans l'instabilité des pentes, car le niveau de la nappe phréatique et les pressions interstitielles influencent directement le comportement des sols. L'analyse de ces facteurs nécessite l'étude du régime hydraulique du site et de ses sources d'alimentation, en tenant compte de la perméabilité des terrains et de l'évolution du niveau de l'eau au cours du temps, en raison de leur impact direct sur l'augmentation ou la diminution des risques de glissement. (Chelghoum., 2006)

b) Actions climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques, en particulier les apports en eau, figurent parmi les principaux éléments influençant la stabilité des versants. Par ailleurs, d'autres actions externes peuvent perturber l'équilibre d'un versant, notamment celles liées aux modifications de sa géométrie ou aux opérations de chargement et de déchargement résultant des activités humaines. (Chihab. & Griou ., 2018)

c) Pluies, neige et évapotranspiration

Les nappes phréatiques sont principalement alimentées par les précipitations et la fonte des neiges. Toutefois, des apports supplémentaires peuvent intervenir, tels que les infiltrations provenant des fossés, des bassins de rétention, des réseaux d'adduction d'eau ou des systèmes d'assainissement, ce qui peut accroître le degré de saturation des sols. (Chihab. & Griou ., 2018)

d) Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent constituer une cause directe de glissements de terrain. Deux mécanismes principaux interviennent dans ce cas : la liquéfaction des sols fins saturés, tels que les limons et les sables fins, entraînant une perte de portance, et les forces d'inertie générées par le séisme, qui contribuent à la déstabilisation du versant. (Chihab. & Griou ., 2018)

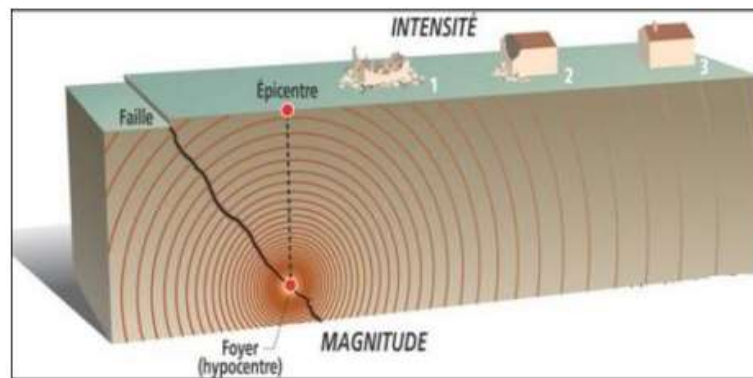


Figure 1.19 : glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques **Source**

1.6 Constructions sur les pentes

La réalisation de remblais sur un talus naturel réduit généralement la stabilité à la fois du talus et du remblai. Lorsque le talus est en équilibre ou a déjà connu des glissements par le passé, les charges supplémentaires générées par diverses constructions, telles que les remblais, les fondations ou les ouvrages de soutènement, peuvent provoquer des mouvements instables et des déformations importantes, pouvant aller jusqu'à la destruction complète de l'ouvrage dans certains cas.

Exemple d'une construction

La construction d'un remblai sur une pente naturelle affecte négativement la stabilité de l'ensemble constitué de la pente et du remblai. Si la pente se trouve dans un état d'équilibre limite ou si elle a déjà connu des glissements, les charges engendrées par les ouvrages tels que

les remblais, les fondations ou les structures de soutènement peuvent provoquer des mouvements et des déformations notables. Dans certains cas, ces effets peuvent aller jusqu'à entraîner la rupture totale de l'ouvrage.

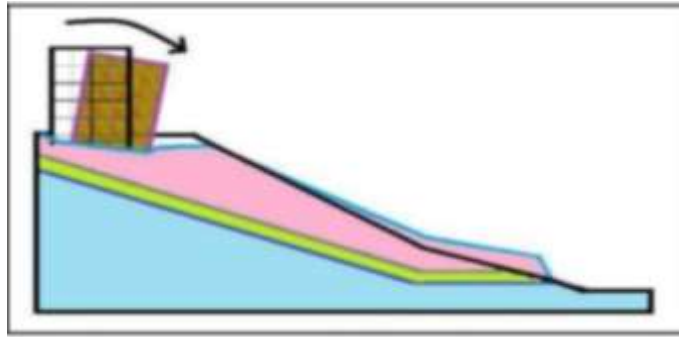


Figure 1.20 : exemple schématique d'une surcharge au sommet du talus

1.7 Déblai sur pente

Les opérations de déblai sur les pentes, souvent effectuées pour la construction de routes ou de bâtiments, peuvent causer des perturbations importantes dans la stabilité du talus, surtout pour les talus naturels proches de l'état limite de stabilité. Les surfaces de glissement s'étendent fréquemment vers les parties supérieures du talus, en raison de la suppression de la butée inférieure, et même de petites quantités de déblai peuvent entraîner des glissements généralisés.

De plus, l'augmentation de l'inclinaison du talus résultant des travaux de déblai a un effet négatif sur sa stabilité et accroît le risque de glissement.

Exemple d'un déblai

Les travaux de terrassement en déblais dans les pentes naturelles, réalisés généralement pour la construction de bâtiments ou de routes, constituent des facteurs susceptibles de provoquer d'importantes perturbations de la stabilité du sol. Ces problèmes apparaissent particulièrement dans les pentes en état d'équilibre limite, où les surfaces de glissement peuvent s'étendre sur de longues distances vers la partie amont du versant.

Cela s'explique par la suppression du soutien situé au pied de la pente, car de faibles volumes de déblai peuvent suffire à déclencher des glissements généralisés des masses de sol.

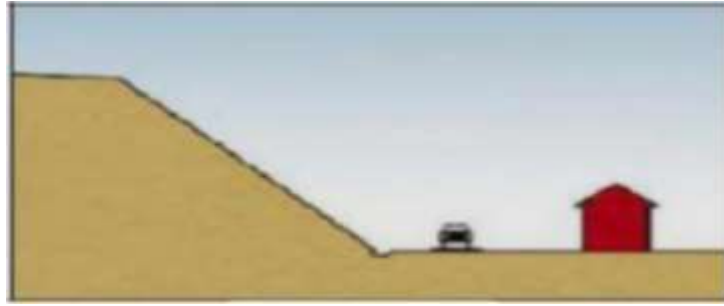


Figure 1.21 : schéma d'un déblai

1.8 Conclusion

Ce chapitre a pour objectif de présenter les principaux types de mouvements de terrain et leurs différentes classifications, tels que les écroulements, les glissements et les coulées boueuses, tout en mettant en évidence leurs caractéristiques comportementales ainsi que les impacts qui en résultent, susceptibles d'engendrer des dommages matériels et humains de gravité variable.

Les études montrent que les glissements de terrain sont le plus souvent le produit de l'interaction simultanée de plusieurs facteurs, ce qui rend difficile l'identification de la cause directe ou du facteur déterminant de leur déclenchement, dans la mesure où l'élément déclencheur peut à son tour devenir une cause supplémentaire contribuant au déplacement des masses de sol jusqu'à la rupture.

CHAPITRE 02

LES METHODES DE STABILITE DES TALUS

2.1 Introduction

Les techniques de confortement des talus contre le glissement se définissent comme un ensemble de mesures d'ingénierie visant à assurer la stabilité des masses de sol instables. Le choix de la technique appropriée dépend des caractéristiques et des conditions propres à chaque site, notamment la nature du sol, les conditions de drainage, l'importance des charges appliquées, ainsi que des considérations économiques liées à la mise en œuvre.

Ce chapitre présentera deux approches principales de stabilisation des talus :

- L'approche douce : basée sur les travaux de terrassement, les dispositifs de drainage et la végétation.
- L'approche rigide : les renforcements, les soutènements, le durcissement.

2.2 Les méthodes de stabilité des talus

La stabilité des talus peut être améliorée par plusieurs approches, telles que la modification de la pente en remodelant la géométrie du terrain, la mise en place de systèmes de drainage externes pour contrôler l'eau, l'amélioration des propriétés du sol, ou l'installation de structures de soutènement comme des murs de soutènement ou des pieux.

Dans ces stratégies, l'ajustement de la pente agit principalement en réduisant les forces susceptibles de provoquer un glissement, tandis que les autres solutions contribuent généralement à augmenter la résistance du sol et à améliorer la stabilité globale du talus.

2.2.1 Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétique, qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités, les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la (figure 2.1). (Durville. & Save, Stabilité des pentes :Glissements en terrain meuble,, 1991)

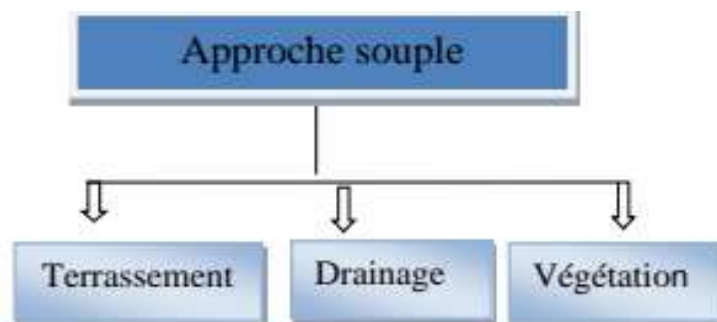


Figure 2.1 : Organigramme de l'approche douce [source](#)

2.2.1.1 Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : (Durville. & Save, Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble, 1991)

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

a) Allègement en tête

Cette méthode consiste à améliorer la stabilité du talus en réduisant les charges appliquées dans sa partie supérieure, tout en assurant un renforcement de la zone inférieure.

Cette intervention permet de diminuer les forces motrices responsables du glissement, ce qui conduit à une augmentation du facteur de sécurité.

Elle s'avère particulièrement adaptée aux talus constitués de sols cohérents, notamment lorsque le mécanisme de rupture envisagé est de type circulaire. (Durville. & Séve., Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble, 1996)

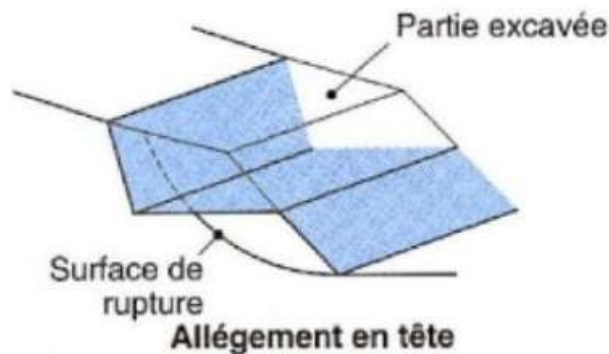


Figure 2.2 : Schéma d'un allègement en tête (Durville. & Séve., Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble, 1996)

b) Remblai en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique couramment employée et généralement efficace. La structure, souvent désignée sous les termes de banquette, berme ou butée, agit en contrebalançant les forces motrices du mouvement. Pour garantir son efficacité,

il est essentiel de l'ancrer dans les formations géologiques stables sous-jacentes. À l'instar d'un ouvrage de soutènement, son dimensionnement doit vérifier la stabilité au renversement, au glissement à la base ainsi qu'au glissement profond. En pratique, toutefois, c'est la stabilité le long de la surface de rupture identifiée qui constitue le critère déterminant. La vérification de la stabilité au glissement profond repose sur deux conditions fondamentales :

- l'ouvrage doit limiter le risque de réactivation du mouvement en amont
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval

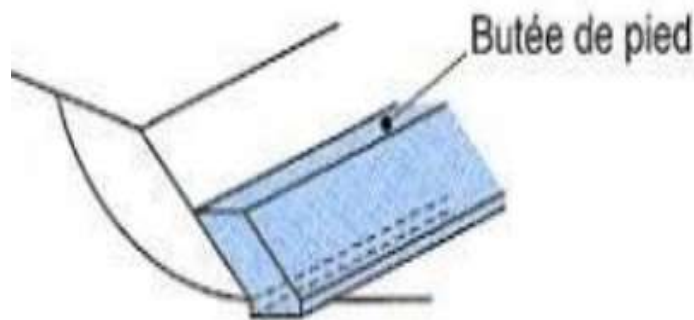


Figure 2.3 : Butée de pied(pas plots)

c) Reprofilage

La stabilité et la sécurité des talus sont directement liées à leur angle d'inclinaison ; ainsi, le facteur de sécurité peut être simplement amélioré par le reprofilage et la restructuration du relief naturel. Cette approche s'apparente à un allègement en tête du talus, visant à réduire sa pente moyenne.

Cette méthode est particulièrement adaptée aux talus issus des travaux de déblais et de terrassement, et elle est largement utilisée dans les projets d'ingénierie. Par ailleurs, la conception de « banquettes » (terrasses latérales) améliore la stabilité par rapport aux talus continus, tout en offrant des accès pratiques pour les opérations d'entretien ultérieures. Toutefois, il n'est pas recommandé de réduire la pente des talus naturels instables en raison du coût élevé et de l'effort important nécessaire au déplacement de grandes quantités de sol. (Didier. & Lebrazidec., 1998)

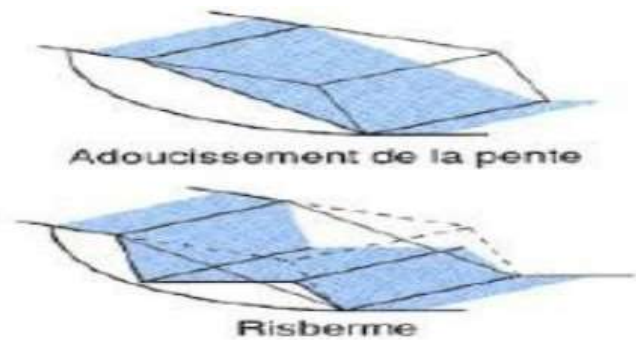


Figure 2.4 : Reprofilage (Didier. & Lebrazidec., 1998)

d) Substitution

Cette solution consiste à éliminer toute la masse glissée en le remplaçant par un bon matériau. La purge est évidemment un traitement très radical qui nécessite toutefois de prendre quelques précautions :

- Etre bien certain du volume concerné par le glissement
- Purge plus profondément que la surface de glissement sous peine de réaliser un confortement sans aucune efficacité.
- Assurer un bon accrochage au contact massif sol en place et un bon drainage du massif de substratum.
- S'assurer que les travaux ne présentent pas de phase dangereuse et que l'on ne risque pas de provoquer d'autre mouvement plus en amont. (Etude d'un glissement de terrain avec Géostation, 2004)



Figure 2.5 : Substitution (Huybens., 2014)

2.2.1.2 Dispositifs de drainage

Il est bien connu que l'eau constitue un facteur majeur contribuant aux glissements de terrain, car elle influence directement l'équilibre des talus. Ainsi, la réduction du niveau des

CHAPITRE 02 : LES METHODES DE STABILITE DES TALUS

eaux souterraines et de la pression interstitielle représente des solutions efficaces pour améliorer la stabilité. De plus, la mise en place d'un système de drainage approprié est souvent moins coûteuse que certaines autres méthodes de stabilisation.

Le rôle des dispositifs de drainage est de limiter l'effet de l'eau, soit en empêchant son infiltration sur le site, soit en évacuant l'eau accumulée dans la masse instable. (B & D, 2017/2018)

a) Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes constituent des ouvrages fréquemment employés pour abaisser le niveau de la nappe phréatique ; un schéma typique en est illustré à la figure (2.6)

Ces tranchées sont disposées sur le site de manière à intercepter les écoulements d'eau (lignes de courant dans un milieu homogène, couches aquifères, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de leur implantation (selon la ligne de plus grande pente ou parallèlement aux courbes de niveau), ainsi que la détermination de leur profondeur et de leur espacement, dépendent des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionnent directement l'efficacité du drainage (Didier. & Lebrazidec., 1998). Leur réalisation peut s'effectuer selon différentes méthodes : à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi, chaque technique conférant à la tranchée des dimensions qui lui sont propres.

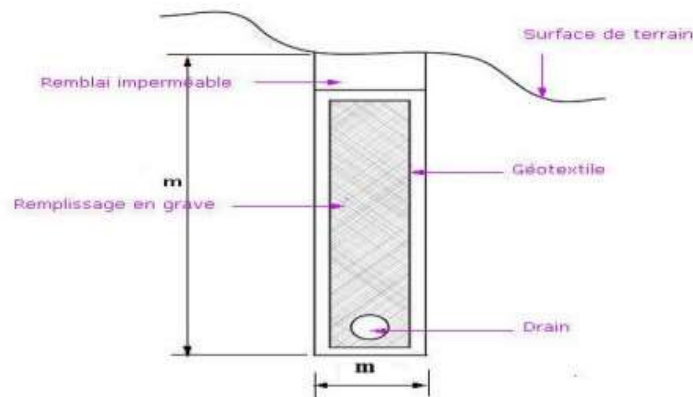


Figure 2.6 : Tranchées drainantes (Didier. & Lebrazidec., 1998)

b) Les éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites, généralement d'environ un mètre de largeur, pouvant atteindre des profondeurs supérieures à 7 mètres.

Cette technique consiste à réaliser plusieurs tranchées sur plusieurs mètres, parallèlement à l'inclinaison du talus, à l'aide d'engins mécaniques, en veillant à ce qu'elles ne soient pas trop

espacées afin d'assurer un drainage efficace. Ensuite, ces tranchées sont remplies de matériaux granulaires grossiers pour optimiser leur capacité de drainage.

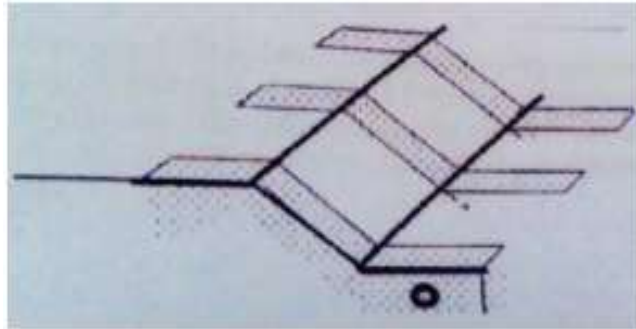


Figure 2.7: Eperons drainantes. [Source](#)

c) Les drains subhorizontaux

Cette technique consiste à installer des puits ou des tubes de petit diamètre, légèrement inclinés (environ 5 %) vers l'extérieur, afin de faciliter l'écoulement de l'eau à l'intérieur du sol. Elle est généralement utilisée lorsque la nappe phréatique est trop profonde pour être contrôlée par des drains superficiels.

Cependant, son efficacité reste souvent limitée dans les formations argileuses en raison de la faible perméabilité et de la dispersion de l'eau à l'intérieur du massif. Dans certains cas, même un abaissement partiel du niveau de la nappe peut suffire à améliorer significativement la stabilité du talus. (Roubila., 2015)

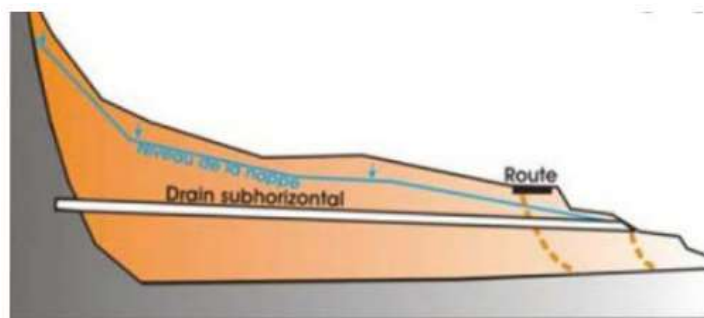


Figure 2.8 : Drains subhorizontaux (Tijani., 2017)

d) Collecte et canalisation des eaux de surface

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

CHAPITRE 02 : LES METHODES DE STABILITE DES TALUS

aggravent ainsi une instabilité amorcée. Les dispositifs de Collecte et canalisation. (Nabil. & Mohahed Said ., 2015/2016)

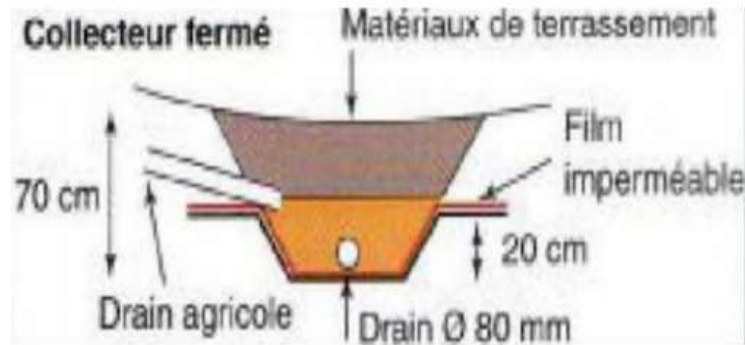


Figure 2.9 : Drainage de surface. [Source](#)

2.2.1.3 Végétation

La couverture végétale contribue à la protection des pentes contre l'érosion et les glissements de terrain. Les racines des plantes assurent le renforcement et la stabilisation du sol, ce qui augmente sa cohésion et améliore sa stabilité, notamment face aux glissements superficiels peu profonds. De plus, les racines des arbres participent à la réduction des pressions interstitielles dans les massifs de sol en pente, en diminuant les taux d'infiltration de l'eau et en favorisant les processus d'évaporation et d'évapotranspiration. (Kriket. & Bourezak., 2022)



Figure 2.10 : L'implantation des plantes dans un talus

2.2.2 Approche rigide (dure)

Cette technique ne s'attaque pas à la cause des mouvements mais vise à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où l'approche douce ne peut pas être mise en œuvre. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont :

2.2.2.1 Le renforcement

a) Le renforcement par géo synthétiques

➤ Géotextiles

Les géotextiles sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles.

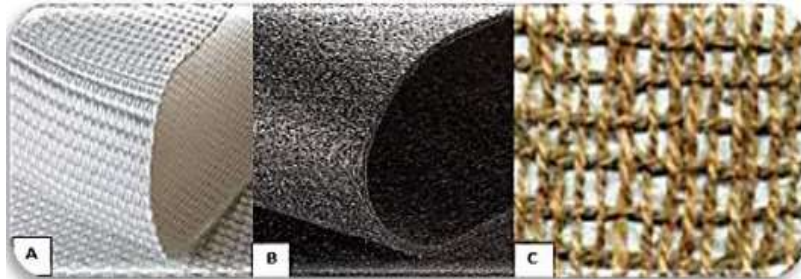


Figure 2.11 : (A) Géotextile tissés, (B) géotextile non tissé, (C) Géotextile tricoté. [Source](#)

Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, Filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion. (Chafi., 2012)

➤ Les Géo grilles

Les géo grilles sont classées parmi les produits géo synthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Ils sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains. Les Géo grilles ont une haute rigide et force plus que les autres géotextiles.



Figure 2.12 : Les géo grilles [source](#)

➤ Géo composites

Un Géo composites est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un composants est un produit géo synthétiques, par exemple une géo grille complexée av géotextile non-tissé.



Figure 2.13 : Géo composites une géo grille complexée avec un géotextile Non-tissé. [source](#)

b) La technique pneu sol

Le pneu sol est un mélange de pneus et de sol, dans lequel les pneus sont utilisés comme renforts du sol. Ils sont capables de supporter des efforts de traction importants et sont soit entièrement soit partiellement découpés afin d'être associés en nappes, en couches superposées, grâce à des attaches métalliques. **(Soutènement et renforcement des sols: Comment apporter une stabilité à un massif, devenu instable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables? (pdf))**



Figure 2.14 : Chantier moutiers-mur expérimental pneu sol à bou-smail.

c) Renforcement d'un talus par ancrages

➤ Clous

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, ils consistent à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous, barres ou armatures), rigides et passives, de petit diamètre (20 à 40 mm).

CHAPITRE 02 : LES METHODES DE STABILITE DES TALUS

Et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement, (figure 2.15) Ou verticalement, avec une forte densité (Environ un clou pour 4 m²). (SCHLOSSER. & UNTERREINER., 1991)

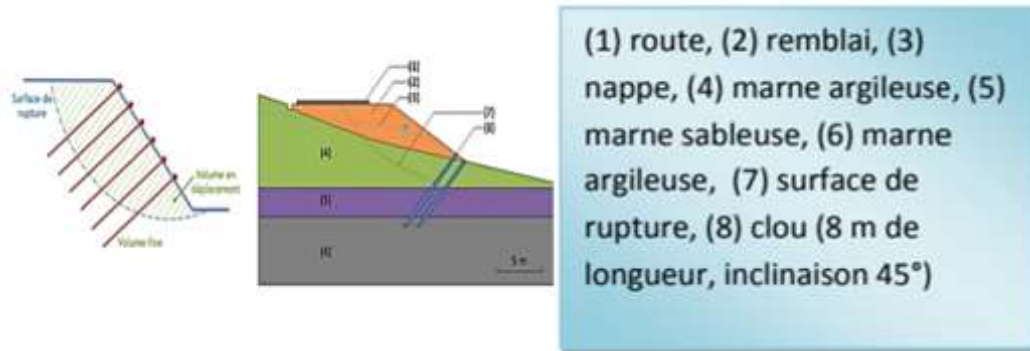


Figure 2.15 : Clouage d'un talus instable (SCHLOSSER. & UNTERREINER., 1991)

➤ Tirants d'ancrage

Renforcement des talus par tirants d'ancrage qualifiées d'actifs, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation. Le principe des tirants d'ancrages, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure 2.16), sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sol meubles qu'aux talus rocheux.

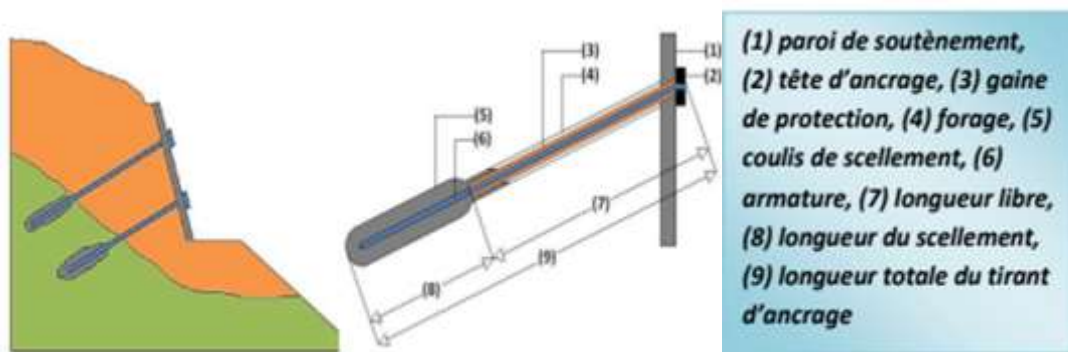


Figure 2.16 : Principe de la stabilisation des talus par tirants et ces composants d'ancrage SNCF
PARIS-LYONPARIS-LYON, km 23

Les tirants d'ancrages peuvent aussi être réalisés en présence d'eau dans le terrain. En cas de fouille descendue en dessous du niveau de la nappe phréatique, les ouvrages destinés aux sous pressions doivent souvent être ancrés à l'aide de tirants afin d'équilibrer les efforts de soulèvement. (Habib. & Al, 1996)

➤ Les pieux

Les pieux (**Figure 2.17**) sont des colonnes élancées encastrées dans le sol sur une grande profondeur, ayant pour fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur, sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle (**figure 2.18**).

Plusieurs types de pieux existe dont On cite :

Les pieux forent : Ils sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit ensuite de béton. S'il y'a risque d'éboulement, on utilisera les pieux forés tubes a il est possible d'utiliser de la bentonite pour maintenir les parois du forage. Pour augmenter ainsi la cohésion du sol en place.

Les pieux foncent : ce sont des pieux en béton arme préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.

Les micropieux : ces sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm utilisés dans le renforcement du sol et la reprise en sous-œuvre.

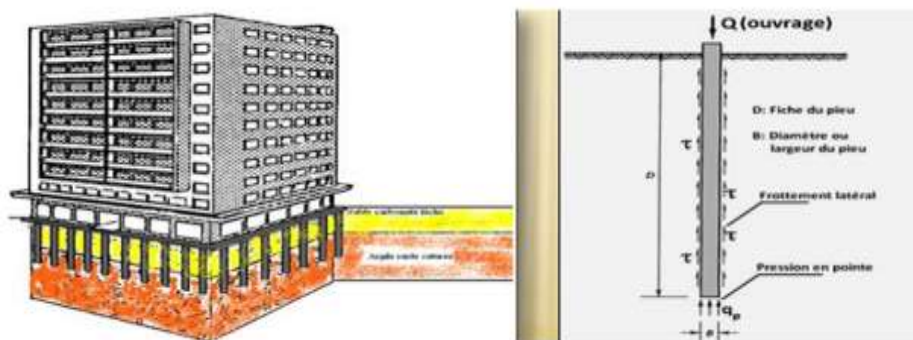


Figure 2.17: Schéma d'un pieu.

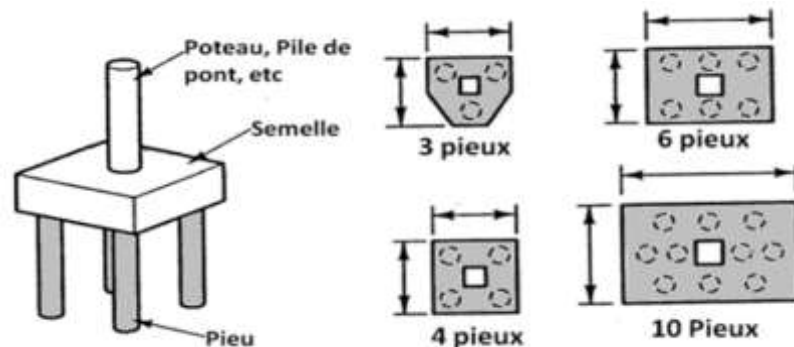


Figure 2.18 : Schéma de groupe de pieux.

➤ Les barrettes

La barrette (**Figure 2.19**) est un mur de soutènement en paroi moulée, se comportant en tant que fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur. C'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde.

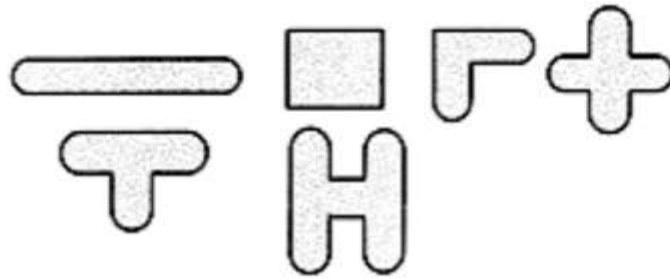


Figure 2.19 : Différentes forme d'une barrette.

2.2.2.2 Ouvrage de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures fondées sur des semelles ou des fondations, destinées à retenir une masse de sol et à en assurer la stabilité. On distingue le mur réalisé en zone de déblai, qui maintient le terrain naturel après excavation, du mur construit en remblai, chargé de soutenir un sol rapporté mis en place par couches successives et compactées.

Le dimensionnement des murs de soutènement exige une étude rigoureuse des pressions exercées par les terres, ainsi qu'une vérification de la stabilité du système sol–mur vis-à-vis des différents mécanismes de rupture possibles (Bouafia., 2010). Ces ouvrages peuvent être classés selon leur configuration géométrique, leur mode de fonctionnement et leur durée d'utilisation, et sont généralement regroupés en deux grandes catégories.

1) Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendré par le mouvement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués il est fixe. la pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement. (Sellami. & Belamri., 2013/2014)



Figure 2.20: Mur en bétonarmé préfabriqué (Youcef tani. & ramdani., 2021)



Figure 2.21 : Mur en cantilever (Youcef tani. & ramdani., 2021)

2) Les ouvrages souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides. (Sellami. & Belamri., 2013/2014)



Figure 2.22 : Réalisation en mur en gabion (Youcef tani. & ramdani., 2021)



Figure 2.23 : Des rideaux de palplanches (Youcef tani. & ramdani., 2021)

2.2.2.3 le durcissement

Le principe du durcissement repose sur la modification des propriétés physiques et chimiques du talus afin d'améliorer sa stabilité. Cette méthode s'avère particulièrement efficace dans les situations où l'application d'autres dispositifs de protection est difficile. Elle peut également être adoptée comme solution provisoire en attendant la mise en place d'un système de stabilisation définitif.

Parmi les procédés de durcissement, on peut citer la congélation ainsi que les techniques d'injection. La chaux figure parmi les matériaux les plus utilisés pour l'amélioration des sols argileux, car elle provoque des réactions chimiques qui modifient les caractéristiques des particules en un laps de temps relativement court, allant d'un jour à une semaine, ce qui entraîne une diminution de la plasticité du sol. De plus, la chaux est employée dans les sols à forte teneur en eau afin d'accélérer leur processus de séchage. (Nuruzzaman. & Hossain., 2014)



Figure 2.24 : Traitements du sol avec poudre de verre www.altas.nrcan

2.3 Choix des systèmes des parades

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques et les contraintes comme il est montré dans la (figure 2.25).

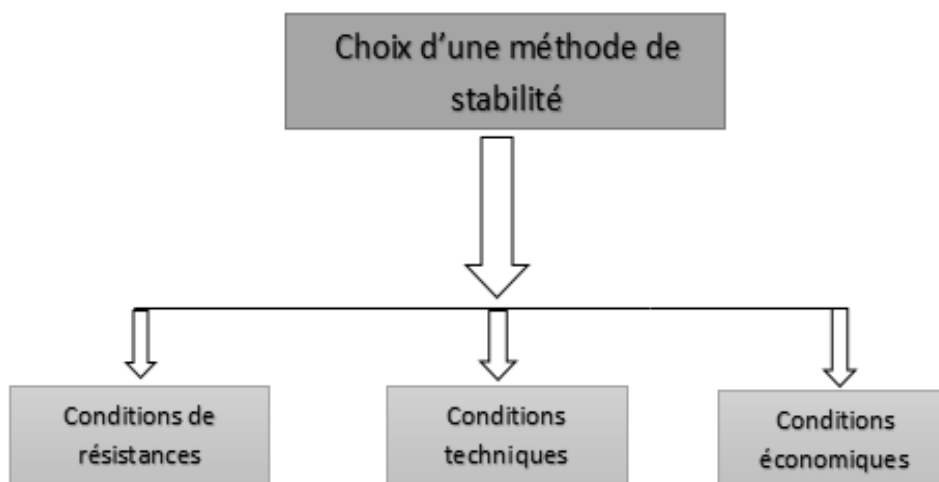


Figure 2.25 : Les critères de choix de la méthode de stabilité

- Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteurs de notre talus.
- Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.

- Côté technologique (ouvrabilité et maniabilité) : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement. (Aissa Mamoune., 2013)

2.4 Techniques de surveillance

L'objectif principal du système de surveillance est de suivre l'évolution des phénomènes afin de fournir les données nécessaires à la prise de mesures appropriées. Les préoccupations majeures résident soit dans l'éventualité d'une accélération soudaine (rupture) pouvant mettre des vies en danger, soit dans le dépassement des seuils de déformation admissibles de l'ouvrage. Le processus de surveillance repose essentiellement sur le contrôle (qu'il soit visuel ou par instruments de mesure), suivi de l'analyse et de l'interprétation des données, aboutissant, si nécessaire, à la prise des décisions de sécurité indispensables. (Aissa Mamoune., 2013)

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cité les différentes méthodes de stabilisation et leurs applications suivant le type et la cause de glissement du versant, le risque et la faisabilité de la solution. Ces méthodes peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments de soutènements.

CHAPITRE 03

LES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES TALUS

3.1 INTRODUCTION

L'objectif d'un calcul de stabilité d'un talus est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus, dont les méthodes de calcul les plus courantes qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques, basées sur le concept des éléments finis.

3.2 Définition d'une pente

Une pente correspond à l'inclinaison d'une surface de terrain par rapport à l'horizontale. Elle s'exprime soit en degrés, soit en pourcentage. Il convient de la distinguer du dénivelé, qui représente une différence d'altitude mesurée en mètres, ainsi que du pendage, notion liée à l'inclinaison des couches géologiques du sous-sol. (Goual., 2018/2019)

- Pentes naturelles

Les pentes naturelles désignent les reliefs existant à l'état naturel, sans intervention humaine. Elles se caractérisent généralement par une hétérogénéité liée aux variations géologiques et peuvent comporter des fissures ou des discontinuités susceptibles d'influencer leur stabilité. (Goual., 2018/2019)

- Pentes artificielles

Les pentes artificielles sont créées dans le cadre d'aménagements ou de travaux d'ingénierie. Elles sont principalement exposées aux phénomènes de glissement, et parfois au fluage. Leur classification dépend du type d'ouvrage concerné, chaque catégorie présentant des mécanismes de rupture spécifiques : (Lefriki., 2015)

a. Pentes en déblais et en remblais sur sols peu ou non compressibles

Les instabilités observées prennent généralement la forme de glissements rotationnels à surface de rupture circulaire. (Lefriki., 2015)

b. Pentes en remblais sur sols compressibles

La rupture se produit fréquemment lorsque le remblai compacté (tel qu'un remblai routier) repose sur une couche profonde d'argile molle, ce qui compromet la stabilité de l'ensemble. (Lefriki., 2015)

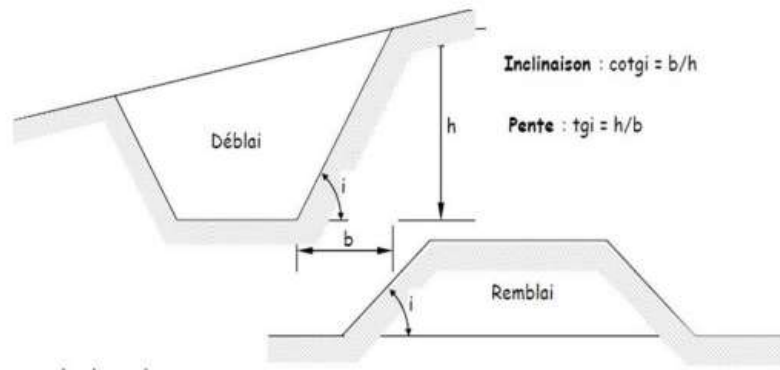


Figure 3.1 : Schéma déblai-remblai (Varnes., Leroueil., & Faure., 1994)

c. Barrages en terre

L'analyse de la stabilité des talus amont et aval constitue un aspect fondamental dans la conception des barrages en terre, car elle conditionne la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. (Lefriki., 2015)

3.3 Le choix du type de méthode de calcul

Le choix de la méthode d'analyse de la stabilité des talus est un élément décisif et dépend de divers facteurs, notamment la disponibilité des ressources, le comportement global du talus et la capacité à obtenir les paramètres de calcul nécessaires pour le modèle. Deux approches principales se présentent l'utilisation d'une méthode modélisant l'ensemble de la masse de sol (comme la méthode des éléments finis) ou d'une méthode plus cinématique qui définit une surface de rupture (comme la méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les capacités actuelles d'analyser de nombreuses courbes de rupture potentielles, ces deux approches tendent à converger.

Dans le cas d'une méthode qui prend en compte toute la masse de sol, le calcul fournit directement la zone de rupture la plus probable. Cette approche repose sur un modèle numérique qui simule le comportement de l'ensemble du talus.

À l'inverse, avec une méthode cinématique, une courbe de rupture pré établie est utilisée pour évaluer la stabilité. Cette méthode est répétée de nombreuses fois pour obtenir un résultat similaire. Elle se base sur l'idée que la rupture se produit le long de cette surface prédéfinie

Le choix entre ces deux approches dépendra de plusieurs facteurs, notamment :

- **Disponibilité des ressources** : Les méthodes qui modélisent toute la masse de sol (comme les éléments finis) peuvent nécessiter plus de ressources numériques et de données géotechniques.
- **Comportement global du talus** : Il est essentiel de comprendre comment le talus se comporte en termes de déformations et de rupture pour choisir la méthode appropriée.
- **Paramètres de calcul** : Il est important de s'assurer que les paramètres requis pour chaque modèle (par exemple, les propriétés du sol, les contraintes, les charges) peuvent être obtenus de manière fiable. (Chekroun., 2024)

➤ Le facteur de sécurité

1) Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite (Dan.)

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\Sigma \text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\Sigma \text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (1.1)$$

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

2) Notion sur le coefficient de sécurité

Théoriquement, la pente est dite stable si $FS > 1$. L'état d'équilibre limite-rupture est obtenu lorsque $FS = 1$. Mais en pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'inexactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure. (Bimane., Selwa., & M., 2016)

3.4 Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Il y a deux méthodes distinctes pour étudier la stabilité, chacune adoptant une approche différente pour aborder le problème.

a) Calcul à la rupture « équilibre limite »

Le calcul à la rupture, appelé également méthode de l'équilibre limite, constitue une approche utilisée pour analyser la stabilité des talus. Cette méthode s'appuie sur des relations mathématiques permettant d'évaluer les forces et les contraintes agissant sur le massif de sol.

Elle permet d'identifier les situations susceptibles d'entraîner une instabilité du talus et d'estimer les conditions pouvant provoquer un glissement ou un effondrement. Sur cette base, il devient possible de proposer des solutions ou des mesures de stabilisation adaptées afin de prévenir ces phénomènes. (Abramson Lee. & Lee Thomas., 2018)

Cette approche est largement employée en ingénierie géotechnique, notamment lors de la conception et de la réalisation d'ouvrages tels que les routes, les ponts et les barrages.

b) Calcul en éléments finis

Le calcul par la méthode des éléments finis constitue une approche numérique utilisée pour étudier la stabilité des talus. Il repose sur la modélisation du massif de sol afin d'analyser la répartition des forces et des contraintes qui s'exercent sur le talus.

Cette méthode offre un niveau de précision élevé, mais son application demande des compétences techniques avancées ainsi que des moyens de calcul importants, ce qui peut engendrer un coût relativement élevé. Elle est souvent employée en ingénierie géotechnique pour l'étude et la conception d'ouvrages importants tels que les barrages, les tunnels ou encore les ponts. (Chen, Bipul, Naveel, & Kenichi, 2019)

Les analyses obtenues grâce à cette méthode permettent ensuite de définir les solutions de stabilisation les plus adaptées afin d'améliorer la résistance du talus et de réduire les risques de glissement ou d'effondrement.

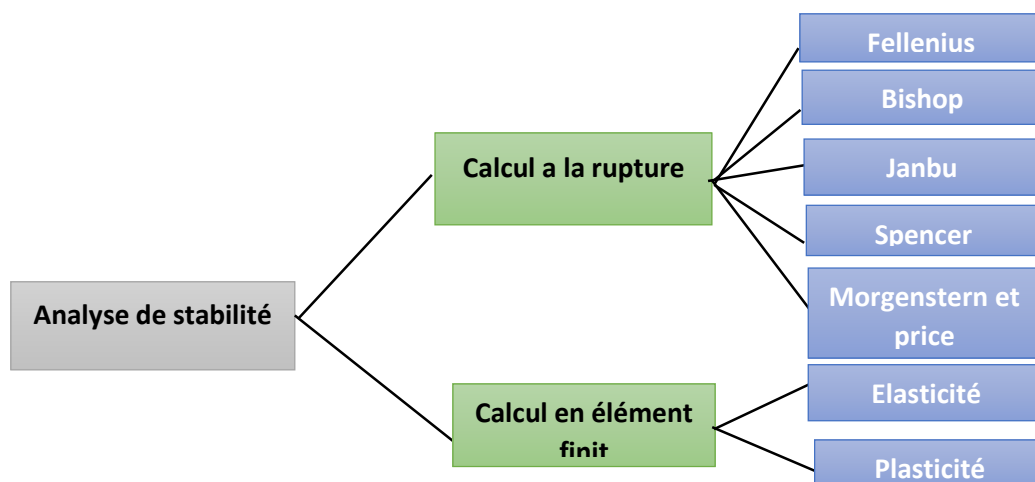


Figure 3.2 : Les principales méthodes d'analyses de stabilité des pentes

3.4.1 Les méthodes de calcul à la rupture « Equilibre limite »

Il existe plusieurs méthodes pour calculer la stabilité des talus, notamment les calculs à la rupture (équilibre limite). Chacune de ces méthodes présente des avantages et des inconvénients et doit être choisie en fonction des conditions du site et des objectifs de conception.

Les calculs à la rupture restent cependant l'une des méthodes les plus utilisées en raison de leur simplicité d'utilisation, de leur précision et de leur capacité à fournir des résultats rapides pour des analyses préliminaires.

3.4.1.1 Méthode de Fellenius

La surface de rupture est considérée comme circulaire et la masse glissée est divisée en plusieurs tranches verticales. (Guerfi., 2008)

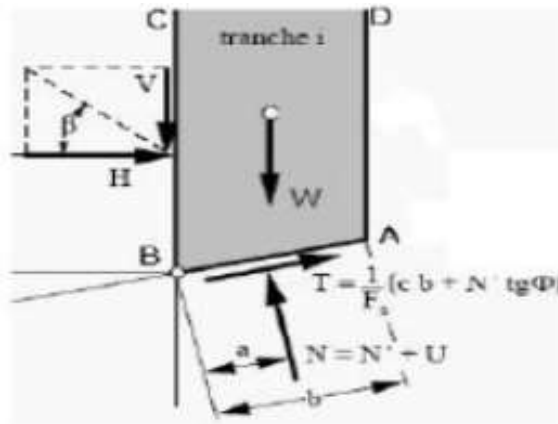


Figure 3.3 : Une tranche i (Guerfi., 2008)

Pour chaque tranche, on détermine les forces motrices et les forces résistantes, puis on effectue la somme de chacune d'elles séparément.

Cependant, l'estimation des forces d'interaction entre les tranches, qu'elles soient horizontales (H) ou verticales (V), reste difficile car elles dépendent de plusieurs facteurs, notamment les contraintes et les déformations locales du sol.

Afin de simplifier l'analyse, Fellenius a supposé que ces forces pouvaient être négligées lors du calcul du coefficient de sécurité. Celui-ci est alors défini comme le rapport entre les moments (ou les forces) résistants et les moments (ou les forces) moteurs. (Jean-pierr., 2007/2008)

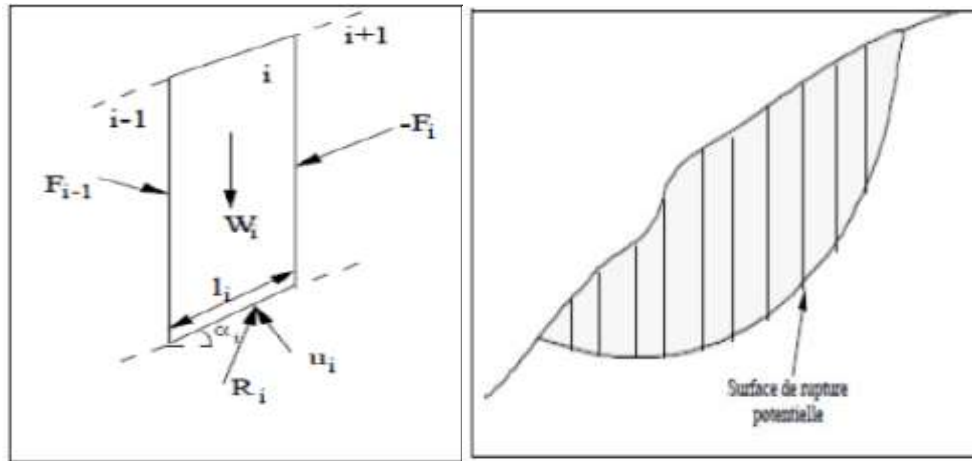


Figure 3.4 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (U . S . Army Corps of ENGINEERS , 2003)

Soit :

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + w_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^m w \sin \alpha_n} \quad (1.2)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement

3.4.1.2 Méthode de Bishop

Basée sur l'approche de l'équilibre limite, la méthode de Bishop permet d'évaluer la stabilité d'un talus en déterminant un facteur de sécurité. Ce dernier représente le rapport entre les forces résistantes (qui stabilisent la pente) et les forces motrices (qui favorisent le glissement). (Zhang Tianwen., Cai Qingxiang., Han Liu., Shu Jisen., & Zhou Wei.)

Le calcul de ce facteur intègre les paramètres géotechniques du sol, notamment la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ), ainsi que les caractéristiques géométriques du site telles que la hauteur et l'inclinaison de la pente.

- Un facteur de sécurité supérieur à 1 atteste de la stabilité de la pente.
- Une valeur inférieure à 1 indique un état d'instabilité imminent et un risque majeur de rupture.

La formule générale de FS de Bishop :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{[w + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \phi' + c_i' * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{FS}} \quad (1.3)$$

Avec : $Ub = Z_w * \gamma_w$

D'où : U_b : pression interstitielle.

Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumiques d'eau.

3.4.1.3 Méthode simplifiée de Bishop

La méthode simplifiée de Bishop repose sur l'hypothèse que les forces inter-tranches sont horizontales, tandis que les déformations des tranches sont négligeables. Cette hypothèse permet de simplifier les équations de calcul nécessaires à l'étude de la stabilité des talus, facilitant ainsi l'évaluation du niveau de sécurité et l'analyse des risques de glissement de terrain. (Jian ., Weijie., Fei ., Yufeng ., & ., 2019)

Dans cette méthode, la stabilité du talus est exprimée à l'aide du facteur de sécurité, qui représente le rapport entre les forces résistantes et les forces dues au poids du sol.

Lorsque le facteur de sécurité est supérieur à 1, le talus est considéré comme stable. En revanche, s'il est inférieur à 1, cela indique une instabilité, ce qui nécessite des mesures de renforcement ou de protection afin d'éviter les glissements de terrain.

Cette méthode est une approche d'analyse relativement simple en géotechnique, mais elle fournit des résultats assez précis lorsque ses hypothèses sont bien adaptées aux conditions du talus étudié et peuvent être vérifiées.

Elle repose également sur l'hypothèse selon laquelle la différence entre les forces V_n et V_{n+1} est nulle, quelle que soit la tranche considérée. L'équation () devient alors :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{[W - U_b] \tan \varphi' + c_i' * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad (1.4)$$

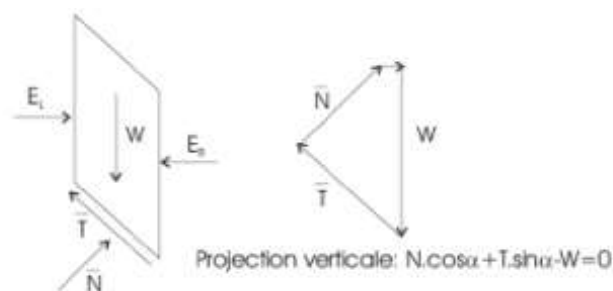


Figure 3.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de bishop simplifiée.

3.4.1.4 La méthode de Janbu simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire), et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces inter-tranches normales(E), mais néglige les forces de cisaillement (t). La base de la

force normale (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par (Bendadouche. & Lazizi., 2013)

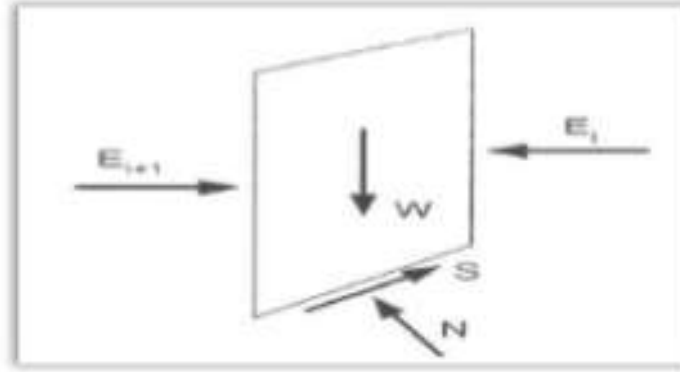


Figure 3.6 : Hypothèse de Janbu simplifiée (U . S . Army Corps of eNGINEERS , 2003)

E_i et E_{i+1} : Forces normales horizontales inter-tranche.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (cl + (N - ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n w \tan \alpha + \sum_{i=1}^n \Delta E} \quad (1.5)$$

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

Avec $\sum \Delta E = E_i + E_{i+1}$

3.4.1.5 Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de Janbu (1973) considère les deux force sinter-tranche set suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe.

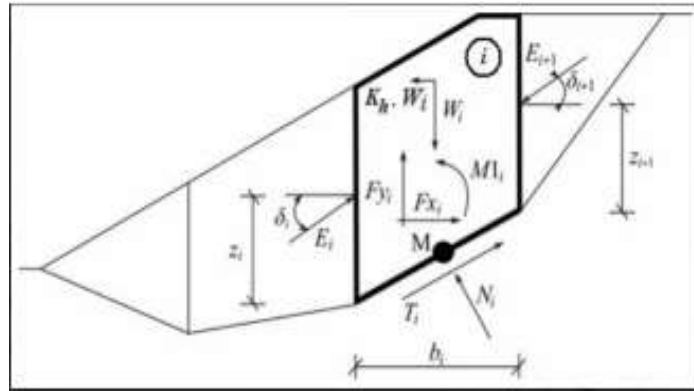


Figure 3.7 : Représentation des forces sur une tranche.

La formule générale de FS de Janbu est :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (cl + (N - ul) \tan \phi) \sec \alpha}{\sum_{i=1}^n (w - (V_n - V_{n+1}) \tan \alpha) + \sum_{i=1}^n (H_n - H_{n+1})} \quad (1.6)$$

$$\text{Avec : } \sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$$

3.4.1.6 Méthode de Morgenstern-Price 1965

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire : $T/E = f(x)$ N-1 hypothèses L peut varier entre 0 et 1. (Figure 3.8) montre les fonctions typiques de $f(x)$:

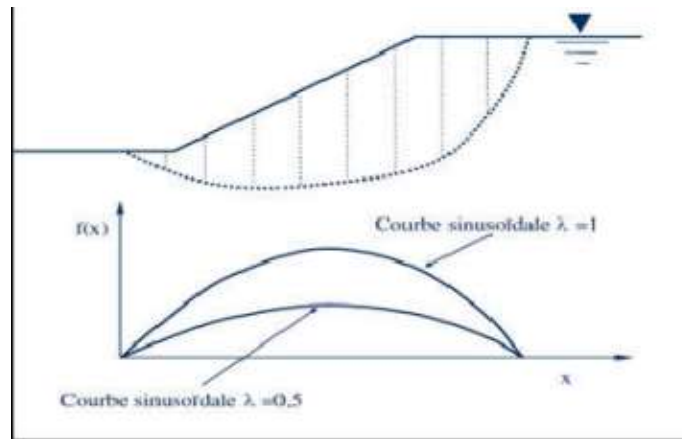


Figure 3.8 : Les fonctions typiques de $f(x)$. (Yanour. & Larbi., 2013)

Lors de la première itération, on suppose que les forces de cisaillement verticales sont nulles. Les coefficients de sécurité sont ensuite déterminés en calculant deux séries de valeurs pour différentes valeurs du paramètre (λ). La première série correspond à la condition d'équilibre des moments, tandis que la seconde est obtenue à partir de la condition d'équilibre des forces. Enfin, ces coefficients de sécurité sont représentés graphiquement en fonction du paramètre (λ) afin de permettre leur comparaison et la détermination de la valeur appropriée du coefficient de sécurité. (Yanour. & Larbi., 2013)

3.4.1.7 Méthode de spencer

Méthode de Spencer (1967) appliquée à l'analyse de la stabilité des pentes suppose, dans sa formulation initiale, que la surface de glissement est de forme circulaire. Toutefois, cette approche peut être élargie afin de considérer des surfaces de rupture non circulaires. Néanmoins, l'utilisation de cette extension peut exiger certains ajustements supplémentaires pour mieux représenter la géométrie réelle de la surface de rupture.

Par ailleurs, cette méthode repose sur l'hypothèse que les forces d'interaction entre les tranches sont horizontales et que le rapport entre les forces de cisaillement et les forces normales demeurent constantes. Cependant, ces hypothèses ne sont pas toujours vérifiées, notamment dans les situations où les forces inter-tranches ne sont pas horizontales ou lorsque la résistance

du sol varie en fonction de la contrainte normale appliquée. (Agma., Hashim., Murad., & Zabidi., 2016)

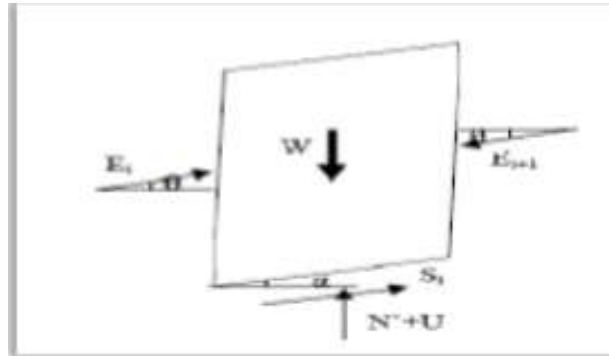


Figure 3.9 : Forces agissent sur une tranche. (U . S . Army Corps of eNGINEERS , 2003)

3.4.2 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui se distingue par son approche plus physique que purement abstraite, et qui a été développée initialement par des ingénieurs avant d’être largement adoptée par les mathématiciens.

Elle a été utilisée pour la première fois dans des problèmes liés à l’analyse des contraintes, puis son application s’est étendue à d’autres domaines concernant les milieux continus.

Cette méthode permet d’obtenir une solution numérique approximative pour un problème spécifique. Elle ne fournit pas de formule générale applicable à tous les cas et ne résout pas une classe entière de problèmes. Dans la plupart des situations, les résultats restent approximatifs, sauf pour des problèmes très simples où il est possible d’obtenir une solution exacte et une formule toujours valable. (Brinkgreve. & Broere.)

3.4.2.1 Méthode d’élasticité

Cette approche repose sur les principes de la mécanique des milieux élastiques, en considérant que le sol se comporte comme un matériau élastique, avec une relation linéaire entre contraintes et déformations.

Elle est utilisée pour analyser la stabilité des pentes à l’aide de modèles d’éléments finis, permettant de représenter de manière réaliste les conditions de chargement et de contrainte.

Cette méthode prend en compte plusieurs paramètres, tels que les propriétés du sol, les charges appliquées, les variations spatiales de ces propriétés, ainsi que les conditions aux limites.

Elle permet également d'évaluer l'influence de différents états de chargement et de contrainte sur la stabilité du talus.

3.4.2.2 Méthode de plasticité

Dans cette méthode, le sol est modélisé comme un matériau plastique plutôt qu'élastique, ce qui permet d'analyser son comportement jusqu'à la rupture.

Elle intègre les mécanismes de déformation plastique ainsi que l'apparition de fissures dans le sol.

L'analyse de la stabilité des pentes se fait également à l'aide de modèles d'éléments finis afin de simuler les conditions de chargement et de contrainte.

Cette approche tient compte des propriétés du sol, des charges appliquées, des variations spatiales de ces propriétés, ainsi que des conditions aux limites.

Elle permet ainsi d'étudier de manière plus réaliste l'effet des différentes sollicitations sur la stabilité du talus.

3.5 Différents logiciels de calcul de stabilité

TALREN 5 : TALREN 5 est un outil pour analyser la stabilité des structures géotechniques, qu'elles soient renforcées ou non. Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, des remblais, des barrages et des digues. L'outil prend en compte différents types de renforcements comme les tirants précontraints, les clous, les pieux et les micropieux, les géotextiles, les géo-grides, la terre armée et les bandes de renforcement.

De plus, Talren 5 comprend plusieurs jeux de coefficients partiels de pondération et de sécurité préétablis, tels que Clouterre ou Eurocode 7. (Manuel d'utilisation de TALREN 5)

PLAXIS : C'est un logiciel qui analyse la déformation et le déplacement d'un sol, il est basé sur la méthode des éléments finis pour résoudre les équations différentielles contrainte-déformation et donne un coefficient de sécurité, et considère le terrain comme un corps élasto-plastique (déformable). Ce programme permet de donner le champ de déformation et le champ de déplacement.

Aussi il utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. (www.terrasol.fr)

FLAC (2D ou 3D) et Géo-slope : Flac et Géo-slope sont les logiciels les plus couramment utilisés aujourd'hui pour traiter les problèmes liés à la géotechnique. Flac est un programme en deux ou trois dimensions qui utilise la méthode des différences finies. Il utilise une méthode explicite. Géo-slope utilise la méthode des éléments finis et comporte plusieurs programmes intégrés dans sa fenêtre principale.

Géo Studio : Géo Studio est un groupe de logiciels utilisés en géotechnique qui propose différents outils pour analyser la stabilité des pentes. Les modules les plus utilisés pour analyser la stabilité des pentes sont SLOPE/W, SEEP/W et SIGMA/W.

3.6 Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre les différentes méthodes de calculs. Toutes les méthodes peuvent évaluer la stabilité des pentes grâce aux facteurs de sécurité et surface de glissement. Ce chapitre a expliqué les méthodes les plus couramment utilisées.

Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

CHAPITRE 04

ETUDE EXPERIMENTALE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les essais effectués, la façon dont ils ont été exécutés et les différentes méthodes utilisées pour préparer les échantillons. Pour vérifier l'amélioration des propriétés mécaniques du sol, plusieurs essais ont été effectués, notamment l'essai Proctor, l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et les essais d'identification. Nous sommes également appuyés sur certains résultats antérieurs du mémoire de fin d'études de Dahmane Ayad et Mekaou (2021).

Dans ce chapitre nous allons présenter les démarches à suivre pour chaque essai.

4.2 Présentation de cas d'étude

Le cas étudié est situé au bord de la route nationale N°2 reliant les communes de Bensakrane et Amieur. Le talus constitue un élément géotechnique important ayant une influence directe sur la stabilité de la route et la sécurité des usagers. Les reconnaissances de terrain ainsi que les investigations géologiques et géotechniques ont montré que le sol est de nature argileuse, sensible aux variations hydriques et mécaniques, ce qui rend le talus susceptible aux phénomènes d'instabilité. Dans ce contexte, il est nécessaire d'évaluer l'état de stabilité du talus, de mieux comprendre son comportement géotechnique et de proposer des solutions de stabilisation appropriées.



Figure 4.1 : Prélèvement des échantillons

4.3 Essais préliminaire

4.3.1 Analyses granulométrique par sédimentation

La sédimentation est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm. Les grains de diamètre différents se déposent dans un milieu liquide au repos, à vitesses différentes, la relation entre le diamètre des grains et la vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes. Comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on n'obtiendra que les diamètres équivalents.

4.3.1.1 But de l'essai

L'analyse granulométrique par sédimentation complète celle faite par tamisage.

Elle est utilisée pour le calcul du pourcentage des particules des sols leur diamètre inférieur à 80 μ m (les sols fins).

4.3.1.2 Principe de l'essai

Ce test vise à calculer le pourcentage des différentes particules composant un échantillon. La sédimentation désigne le processus par lequel les particules d'un échantillon en suspension dans un liquide se déposent sous l'effet de la gravité ; sa vitesse dépend du diamètre des particules.

4.3.1.3 Mode opératoire

Prendre deux éprouvettes à essais de 2 litre de contenance.

Prendre l'une des deux éprouvettes et compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 2 litre.

Cette éprouvette sera appelée l'éprouvette témoin l'éprouvette B Prendre 60cm³ de déflocculant et 80g du sol tamisé 80 μ et compléter avec 440cm³ l'eau distillée pour obtenir une solution 500cm³.

Agiter avec un agitateur mécanique pendant 03 min.

Verser la suspension dans la deuxième éprouvette A.

Compléter l'éprouvette avec l'eau distillée jusqu'à 2 litre.

Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel.

Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (On les appelle).

Les temps de lecture sont 30s, 1min 2min. 5min 10min 30min, 60min, 120min, 240min. 1440min.

Après avoir effectué les mesures, retirez l'hydromètre du tube à essai A.

Ensuite, mesurez la densité de la solution dans le tube à essai B (notée Rb).

Utilisez un thermomètre pour mesurer la température de la solution dans le tube à essai B.

Pour les 5 premières mesures, plongez l'hydromètre dans la suspension environ 30 secondes avant la prise de mesure. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)



Figure 4.2 : Appareillage sédimentation. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Calculez le pourcentage de particules non sédimentées. Le pourcentage de particules dans la suspension est donné par la formule suivante :

Calculez le pourcentage de particules non sédimentées

$$P = (100 \cdot V_s / m_{Ps} / (P_s - W_P) W_P) (RT - 1).$$

Ht. Sa formule de calcul est:

$$H_t = 22,2 - 100 \cdot 3,8(RT - R_b) - HEC$$

Où :

HEC. Elle est prise (par convention) égale à 0 pour les 3 premières lectures et égale à 1.4cm pour la suite

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.1 : Les calculs d'essai sédimentation. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Le temps (min)	WP	RT	Rb	Température (c°)	Ht	D
0.5	1.51	1.3025	0.97	20	104.15	0.2136
1	1.52	1.3045	0.97	21	104.91	0.1485
2	1.047	1.306	0.99	21	97.88	0.1014
4	1.03	1.307	0.99	21	99.66	0.07237
5	0.21	1.3135	0.99	21	102.13	0.072355
10	0.0086	1.3185	0.99	20	104.03	0.047735
30	0.0017	1.3215	0.99	20	105.17	0.027708
60	$1.385 \cdot 10^{-5}$	1.323	0.99	21	102.94	0.01899
120	$1.93 \cdot 10^{-8}$	1.3245	0.99	21	106.31	0.01364
240	$9.75 \cdot 10^{-11}$	1.3255	0.99	21	106.69	0.0096672
1440	$4.876 \cdot 10^{-16}$	1.3265	0.99	20	107.07	0.0399

La courbe granulométrique :

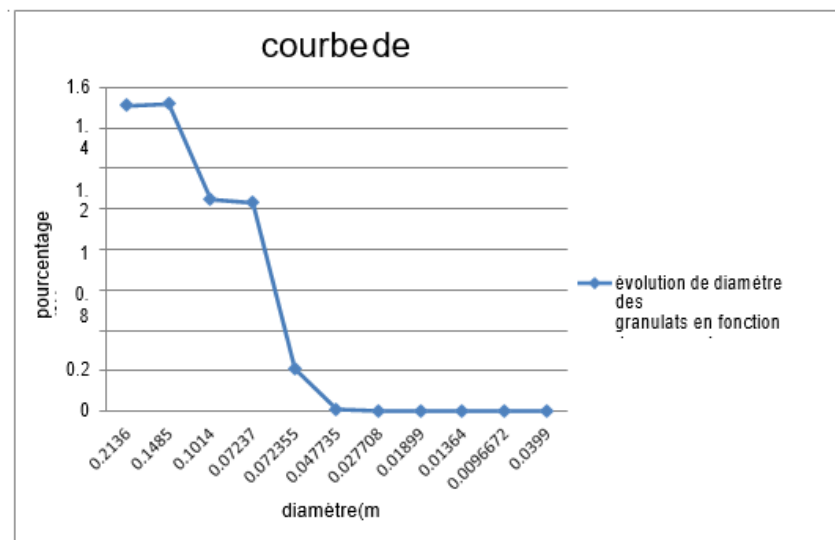


Figure 4.3 : Courbe de sédimentation.

- L'analyse granulométrique par sédimentation consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre.
- La majorité des grains est inférieure à 80µm.

- On obtient une courbe granulométrique qui contient que la particule inférieure à $80\mu\text{m}$ (la sédimentation).
- D'après la classification de LCPC le sol argileux.

4.4 Essai pycnomètre

4.4.1 But de l'essai

L'expérience vise à évaluer la masse volumique des particules solides qui caractérisent un échantillon de sol.

4.4.2 Mode opératoire

Prendre un pycnomètre vide et s'assurer qu'il est sec.

Peser le pycnomètre vide : masse m_1 .

Prendre environ 25 grammes d'un sol préalablement séché.

Verser cette quantité du sol dans le pycnomètre.

Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant l'échantillon de sol) : masse m_2

Remplir le pycnomètre à moitié avec de l'eau distillée et placer le tout sur la plaque chauffante et laisser chauffer (pour dégager les bulles d'air).

Arrêter le chauffage quand l'eau est portée à ébullition.

Laisser refroidir.

Compléter avec de l'eau distillée jusqu'à la graduation 250 cm^3 (On veillera à verser l'eau doucement sur les parois pour ne pas recharger l'eau avec de l'air).

Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant le sol et l'eau jusqu'à la graduation 250 cm^3) : masse m_3 .

Vider le pycnomètre, le nettoyer et le sécher.

Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillée jusqu'à la graduation 250 cm^3 .

Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant de l'eau jusqu'à La graduation 250 cm^3) : masse m_4 . (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)



Figure 4.4 : Appareillages spécifiques. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.4.3 Calcul

Le calcul de la densité des grains solides du sol est donné directement par la formule :

$$d = (M1 - MO) / (M3 - MO - M2 + M1)$$

MO : masse de fiole vide.

M1 : masse de sol utilisé.

M2 : masse de fiole avec sol et l'eau.

M3 : masse de fiole avec sol et l'eau après une ébullition.

On obtient le résultat suivant :

$$M1 = 83,6 \text{ g}$$

$$M2 = 25 \text{ g} + 83,6 \text{ g}$$

$$M3 = 365 \text{ g}$$

$$M4 = 348,9 \text{ g}$$

$$\text{Donc } d = \frac{108,6 - 83,6}{(348,9 - 83,6 - 365 + 108,6)} = 2,80$$

Tableau 4.2 : La classification d'argile. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Matériaux	GSM
Gravier, sable	2,70
Sable limoneux	2,69
Limon	2,72
Argile limoneuse	2,77
Argile	2,83

D'après la classification du tableau le sol est une argile. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.5 limites d'atterberg

Les limites d'atterberg (la limite de plasticité et de limite liquidité) sont des éléments géotechniques destinées à identifier un sol et à caractériser son indice de consistance.

Les deux limites d'atterberg sont des teneurs en eau définies sur la fraction des grains de sols fins (diamètre inférieurs à 0.4 mm)



Figure 4.5 : Appareil de casa grande (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Ce système montre à quel point les sels dissous dans l'eau interstitielle sont importants. Sur un plan macroscopique, ce phénomène peut être comparé à la notion des limites d'Atterberg. Ainsi, l'indice de plasticité $IP = WP - WL$ peut être compris comme la quantité.

L'eau nécessaire pour passer un sol de l'état "solide" ($w_n < WP$) au l'état "liquide"

($W_n > w_l$). Plus le sol contient de minéraux actifs qui interagissent avec l'eau, plus il sera

Il faut ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide. Cependant, une grande partie de cette eau sera retenue par les particules, donc elle ne restera pas sous forme liquide. Ainsi, le matériau ne deviendra pas complètement liquide, mais plutôt pâteux, ce qui correspond à la phase plastique. Quand la capacité d'adsorption du sol sera complètement remplie, l'eau en trop restera dans l'état libre, c'est-à-dire sous forme liquide.

La formule suivante permet de calculer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement. $WL = W (N/25)^{0.121}$.

La limite d'Attreberg indique l'état de consistance d'un sol et les constantes physiques associées. (Megag., 2018)

4.5.1 Principe

Procéder à un quartage moyennant que l'achevé sans représentatif.

Imbiber l'achevé comme un récipient.

Tamiser l'achevé comme un grille 0.04mm et glaner le tamisassent.

Sécher le concret comme un four réglé à 105°C à cause les sols non gypseux à 55°C

Pour les sols gypseux. Placer l'échantillon de sol dans la coupelle et tracer un sillon avec l'outil à rainurer, par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui

Correspond à mantelet d'un (1cm) des badigoinces de la fente après 35 chocs (Megag., 2018)



Figure 4.6 : Préparation de sols. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.5.2 Calcul la limite de liquidité

Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de Plasticité :

$$IP = WL - WP$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement Plastique.

Tableau 4. 3 : Classification d'argile selon l'indice de plasticité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

< 1%	Pulvérulent
1% < I P < 7%	Sable argileux
7% < IP < 17%	Argile sableuse
IP > 17%	Argile

Tableau 4.4 : Calculs limite de liquidité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

N coup	P total	P sec	P tare	P sol h	P sol s	P eau	W	w*100
15	28,1	20	9,5	18,6	10,5	8,1	0,7714 2857	77,14285 71
20	24,5	19,1	9,5	3,33	2,45	0,88	0,5625	56,25
34	20,1	6,7	9,5	10,6	7,2	3,4	0,4722 22	47,22222

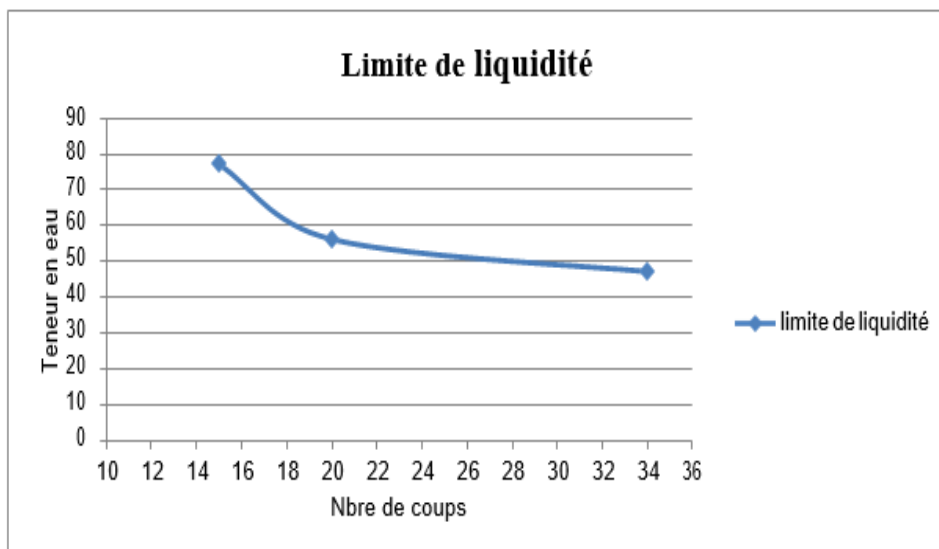


Figure 4.7 : Courbe de la limite de liquidité

4.5.3 Calcul Limite de plasticité

Tableau 4.5 : calcul de limite de plasticité. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

P total	P sec	P tare	P sol H	P sol S	P eau	W	w*100	Moyen
23,6	23,5	22,5	1,1	1	0,1	0,1	10	15
23,1	23	22,5	0,6	0,5	0,1	0,2	20	

On obtient :

$$WL = 60,205\%$$

$$WP = 15\%$$

$$IP = WL - WP = 45,205 \%$$

D'après le résultat on trouve que le sol est une argile très plastique. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.6 Essai Proctor :

4.6.1 Principe de l'essai de compactage

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. (Megag., 2018)

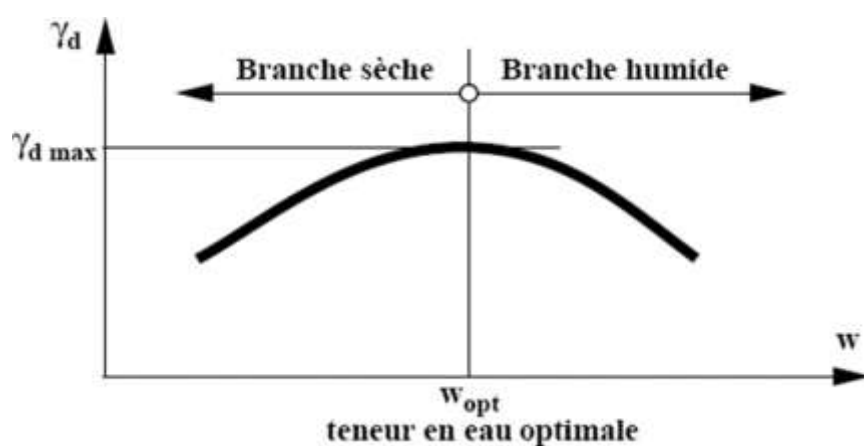


Figure 4.8 : La courbe de Proctor (Megag., 2018)

4.6.2 Appareillage spécifique

- Un socle de compactage constitué d'un bloc de béton présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm × 30 cm et une épaisseur d'au moins 30 cm.
- Le moule Proctor normal constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu.
- Une dame de compactage manuel « dame Proctor normal » constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm ± 1 mm de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm ± 2 mm. La masse de l'équipage mobile est de 2490 g ± 2,5g.
- Une règle à araser constituée par une lame en acier. (Megag., 2018)



Figure 4.9 : Les équipements utiles pour l'essai Proctor au laboratoire (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.6.3 Mode opératoire

- 1) Préparation du matériau :
 - ✓ Prendre 3 kg du matériau.
 - ✓ Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré.
 - ✓ L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.
- 2) Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.
- 3) Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).
- 4) Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.

- 5) Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.
- ✓ Araser le moule à l'aide de la règle.
 - ✓ Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
 - ✓ Peser le moule : on obtient le poids total humide.
- 6) Enlever une quantité pour calculer la teneur en eau. (Megag., 2018)



Figure 4.10 : L'essai de compactage (Proctor normale). (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

D'après l'avoir de résultat suivant : on à

Poids de moule vide = 5,724

Volume de moule = 0,00092938

Tableau 4.6 : Les résultats des paramètres de l'essai Proctor. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

w%	Pmoule	P sol	V moule	γ_h	γ_h	1 + w	w	γ_d
14	7,448	1,724	0,00092938	1855,00732	1,85500732	1,1621	16,21	1,59625447
18	7,533	1,809	0,00092938	1946,4665	1,9464665	1,1951	19,51	1,62870596
20	7,61	1,886	0,00092938	2029,31775	2,02931775	1,1998	19,983	1,69138002
23	7,604	1,88	0,00092938	2022,86181	2,02286181	1,213	21,32	1,66765195
26	7,543	1,819	0,00092938	1957,2264	1,9572264	1,2268	22,68	1,59539159

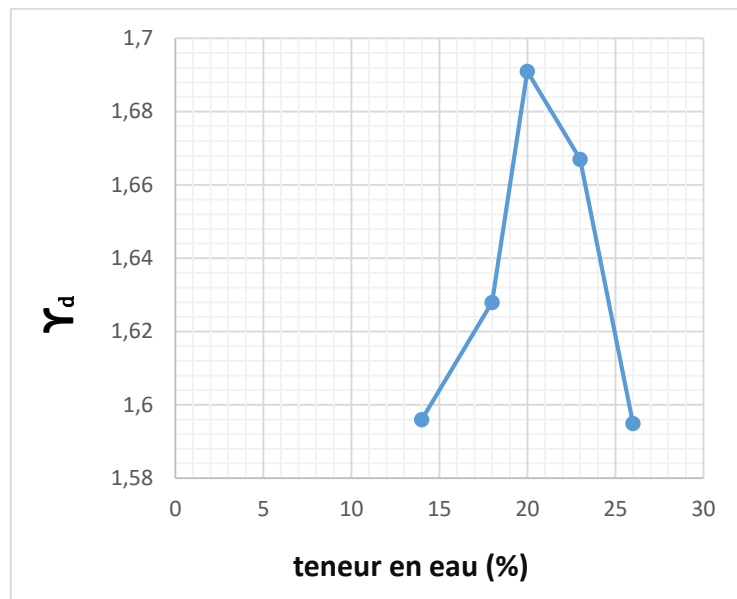


Figure 4.11 : La courbe de Proctor normal. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

$$W_{opt}=20\% \quad \gamma_{dmax} = 1,69$$

La courbe de compactage qu'on a obtenue, il est constaté que la masse volumique sèche maximale a une valeur de **1,69** et un teneur en eau optimum de **20%**. Les caractéristiques Proctor servent également de référence pour caractériser la qualité de compactage réalisé sur le chantier.

4.7 Essai de bleu de méthylène

4.7.1 But d'essai

Mesurer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer un sol. Cette dernière est directement liée à la surface spécifique qui est elle-même reliée à l'activité du sol.

4.7.2 Principe de l'essai

s'agit de mesurer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en déterminant la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir entièrement, à l'extérieur et à l'intérieur, toutes les particules argileuses contenues dans la solution, avec une seule couche de bleu de méthylène. On désigne cette quantité par le terme « valeur au bleu », notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, comme l'indique l'équation.

$$VBS = VBM/M \text{ sol Où : } VBM$$

Est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml) et M_{sol} , masse Sol sec de la prise d'essai. (Megag., 2018)

4.7.3 Matériel nécessaire

- Une balance permettant de faire toutes les pesées.
- Un chronomètre, un papier filtre, une baguette de verre. Un agitateur à ailettes.
- Un bécher de 1 ou 2 litres en matière plastique. Une étuve ventilée ou autre moyen de séchage.
- Bleu de méthylène à **10 g /l** avec doseur permettant des injections de 2, 5ml et 10ml.
- Un chronomètre. (Megag., 2018)



Figure 4.12 : Matériel de VBS (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.7.3.1 Préparation de l'échantillon

L'essai a été réalisé sur la fraction granulométrique 0/5 mm du matériau, car ce sont surtout les éléments les plus (inférieurs à 2 mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci montre la principale réaction avec le bleu de méthylène et indique ainsi de façon précise la réaction du sol à l'eau.

On prépare 30 grammes de fraction 0/5 mm sèche que l'on fait tremper dans 200 millilitres d'eau déminéralisée. Tout est maintenu en mouvement constant grâce à l'agitateur à ailettes.

Le dosage implique d'injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu'à ce que les particules d'argile soient totalement saturées. Le test de la tâche permet de détecter le moment de cette saturation.

On prend une goutte de liquide du bêcher qui contient le sol trempé en bleu, puis on la met sur le papier filtre, en veillant à ce que la tache formée ait un diamètre entre 8 et 12 mm. Deux cas sont possibles :

- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
 - la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu ; le test est positif.
- (Megag., 2018)

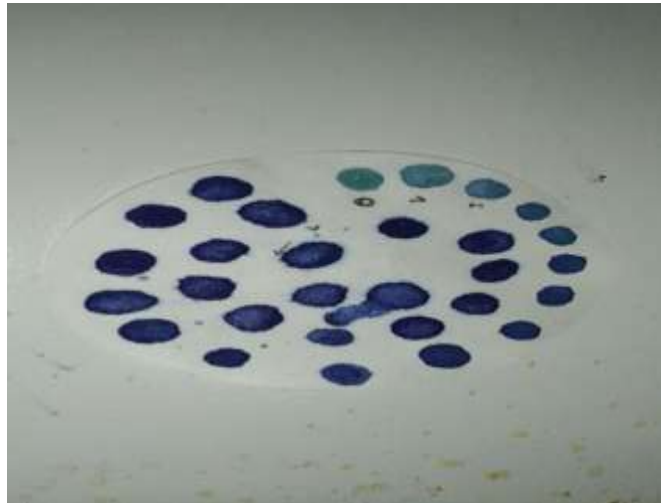


Figure 4.13 : Résultats de valeur au bleu. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.7.4 Classification des sols après essai

$V_{BS} = 0.1$: sol insensible à l'eau.

$V_{BS} = 0.2$: apparition de la sensibilité à l'eau.

$V_{BS} = 1.5$: seuil distinguant les sols sablo limoneux des sols sablo- argileux.

$V_{BS} = 2.5$: seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité Moyenne.

$V_{BS} = 6$: seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

$V_{BS} = 8$: seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux. Surface de bleu de méthylène $21 \cdot V_{BS} = \frac{V}{m} \cdot c \cdot (1+w)$. (Megag., 2018)

D'après le calcul de valeur de bleu : $V_{BS}=7,16$ $Sst=149,99$

Donc on a : un sol argileux. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.8 Essai de cisaillement direct sur les sols

4.8.1 But de l'essai

Il s'agit de mesurer les propriétés mécaniques d'un sol en effectuant un essai de cisaillement droit sur un échantillon soumis à une charge fixe. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe caractéristique du sol analysé, et de déterminer son angle de frottement interne ainsi que sa cohésion. Ces valeurs fournissent également à comprendre la charge maximale que le sol peut supporter lorsqu'il s'agit de fondations à la surface et la force qu'exerce le sol sur un mur de soutènement. (D. & M, 2018)

4.8.2 Principe de l'essai

L'essai est réalisé sur un échantillon de sol situé dans une boîte de cisaillement composée de deux moitiés séparées. La séparation des deux demi-boîtes forme un plan de glissement qui correspond au plan de cisaillement de l'expérience. Il consiste à :

- Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (**N**) maintenu dans l'éprouvette toute l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (**N**) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi- boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (**T**) correspondant.



Figure 4.14 : Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.8.3 Appareillage spécifique

- Le bâti.

- La boîte de cisaillement.
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes.
- Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps.

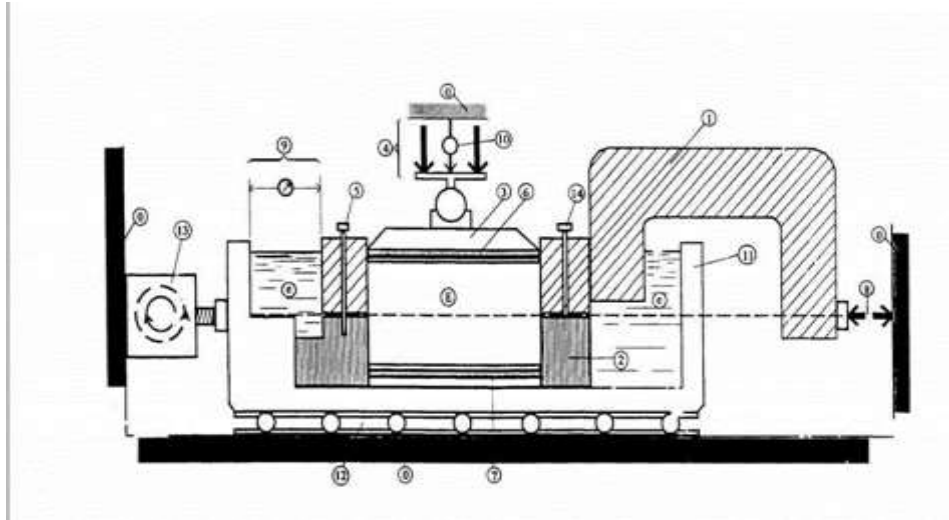


Figure 4.15 : Schéma de la boîte de cisaillement.

- 1) Bâti.
- 2) Demi- boîte supérieure.
- 3) Demi- boîte inférieure.
- 4) Piston rigide.
- 5) Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston.
- 6) Solidarisation des demi boîtes.
- 7) Plaque drainante supérieure.
- 8) Plaque drainante inférieure amovible.
- 9) Dispositif de mesure de l'effort horizontal T .
- 10) Disposition de mesure du déplacement relatif horizontal δl .
- 11) Disposition de mesure du déplacement vertical δh .
- 12) Châssis étanche.

- 13) Glissière sans frottement.
- 14) Système de déplacement à vitesse constants.
- 15) Vis de soulèvement de la demi boite.
- e) Eau déminéralisée.
- E) Eprouvette de sol.

4.8.4 La machine de cisaillement

Elle comporte essentiellement.

- Un chariot Porte- boite, entraîné horizontalement à Vitesse constante, entraînant lui-même la demi-boîte inférieure et l'éprouvette d'essai.
- Un anneau dynamométrique, retenant la demi-boîte supérieure, dont les déformations indiquent les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement.
- Un système levier-étrier, appliquant sur le piston de la boite les charges normales désirées, trois l'aide de différent poids.

4.8.5 Présentation des calculs

$$\varepsilon = \Delta l / l$$

$$A' = 1 (\Delta l - l).$$

$$\Delta l = v * t$$

$$\tau = F / A'$$

Tableau 4.7 : Préparation de l'échantillon (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Volume de moule	9,37E-4 m3
γ_d	1690 kg/m3
W opt	20%
$M_s = \gamma_d * V =$	1,583
$P_w = M_s * W_{opt}$	0,316

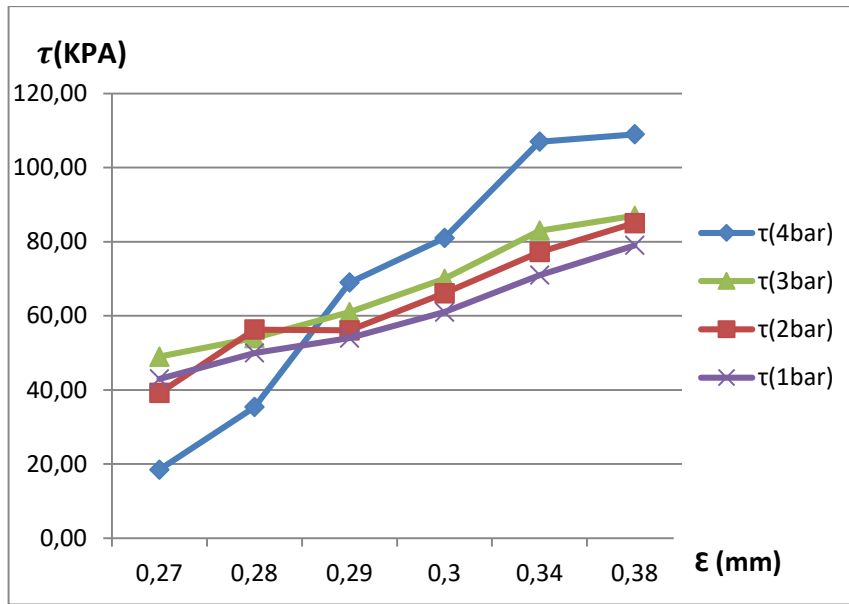


Figure 4.16 : Courbe résistance / cisaillement sur sol naturel

- Le taux max obtient par les graphes de résistances /déformations.

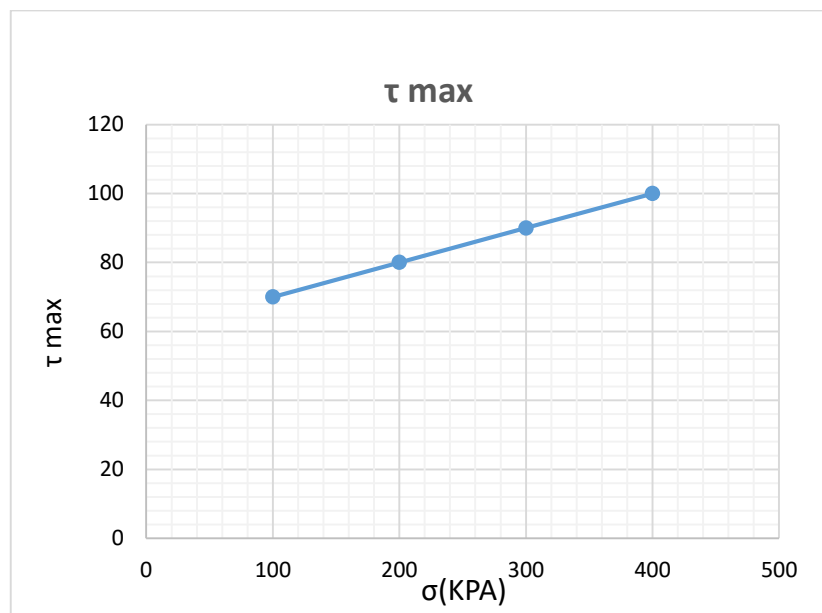


Figure 4.17 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement sur sol naturel

- d'après la courbe intrinsèque on obtient :

L'angle de frottement = 12°

Cohésion = 60 kpa Et $\tau = c + \sigma \text{Tang } \phi$

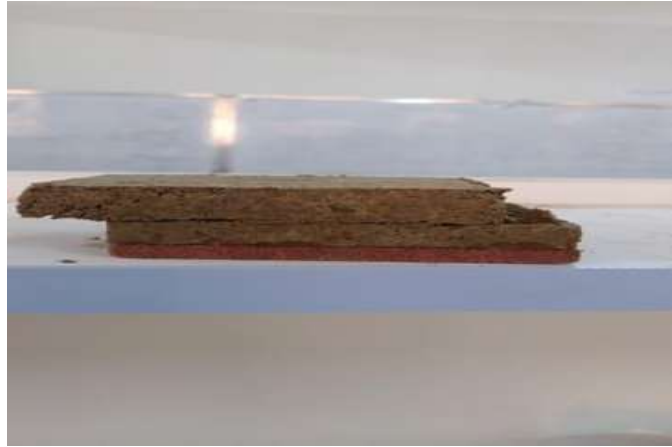


Figure 4.18 : L'échantillon après l'essai de cisaillement. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

- On peut visualiser assez bien que pendant le cisaillement de la structure argileuse, il y aura tendance à V, donc à la variation de la pression interstitielle. C'est-à-dire qu'il y'aura des tendances au gonflement ou à la compression.

4.9 Matière organique

4.9.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la perte de masse d'un échantillon préalablement séché, après calcination dans un four à une température de **450 °C**.

La teneur en matières organiques est calculée à partir des pesées effectuées.

La teneur en matières organiques de la fraction granulométrique inférieure à 2 mm est la moyenne arithmétique des n prises d'essai et est exprimée en pourcentage arrondi au nombre entier.



Figure 4.19 : Calcination d'échantillon.



Figure 4.20 : Présentation de la matière organique.

4.9.2 Calcule le pourcentage

$$C_{MOC} = 1/n \sum (m_1 - m_2) / (m_1 - m_0) \quad .$$

On a :

Tableau 4.8 : Détermination de la teneur pondérale en matières organiques pour sol. **(Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)**

Sol	Masse
Masse de tare vide	102,6g
Masse tare + sol	152,6g
Masse de tare + sol calciné	150,9g
Matière organique %	3 ,4

Donc

On a 3,4% d'une matière organique dans le sol qui utilisé

4.10 Stabilisation par la poudre de verre

4.10.1 Introduction

Dans le but d'améliorer et de stabiliser le sol étudié dans ce chapitre, nous avons analysé les résultats de l'ajout de la poudre de verre au sol utilisé. Des pourcentages différents de poudre de verre ont été incorporés au sol à travers des essais de laboratoire afin d'évaluer leur influence sur les propriétés géotechniques et le comportement du sol

L'ajout utilisé

D'autre part, nous avons écrasé le verre dans des machines spécialisées et passé dans des tamis.



Figure 4.21 : Présentation de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.10.2 Résultats des essais expérimentaux

4.10.2.1 Évolution de bleu de méthylène en fonction de la poudre de verre

Tableau 4 .9 : Calculs d'essais de bleu méthylènes pour déterminer la propreté d'argile avec des différents pourcentages de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

Pourcentage de poudre de verre	Valeur de bleu	
0%	VBS	7,16
	Sst	149,99
4%	Valeur de bleu	
	VBS	6
	Sst	125,58
8%	Valeur de bleu	
	VBS	5,08
	Sst	106,45
10%	Valeur de bleu	
	VBS	5
	Sst	104,450

D'après les résultats obtenue on remarque qu'il Ya une diminution de la valeur de bleu méthylène on fonction de l'augmentation du pourcentage de la poudre de verre à partir de 10 le sol devenue un limon avec un faible pourcentage d'argile. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.10.3 Variation des limites d'atteberg en fonction de la poudre de verre

Tableau 4.10 : Calculs des limites. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

	Limite de liquidité	Limite de plasticité	L'indice de plasticité
0%	60,20	15	45,20
4%	38,33	10,98	27,34
8%	37,86	18,33	19,57
10%	37,69	21,66	16,02

Le tableau 4.10 représente à limite de liquidité WL et la limite de plasticité WP qui sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques d'argiles avec des différents pourcentages de poudre de verre.

Ces valeurs permettent de prévoir le comportement d'argile traitées sous l'action des variations de teneur en eau). (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

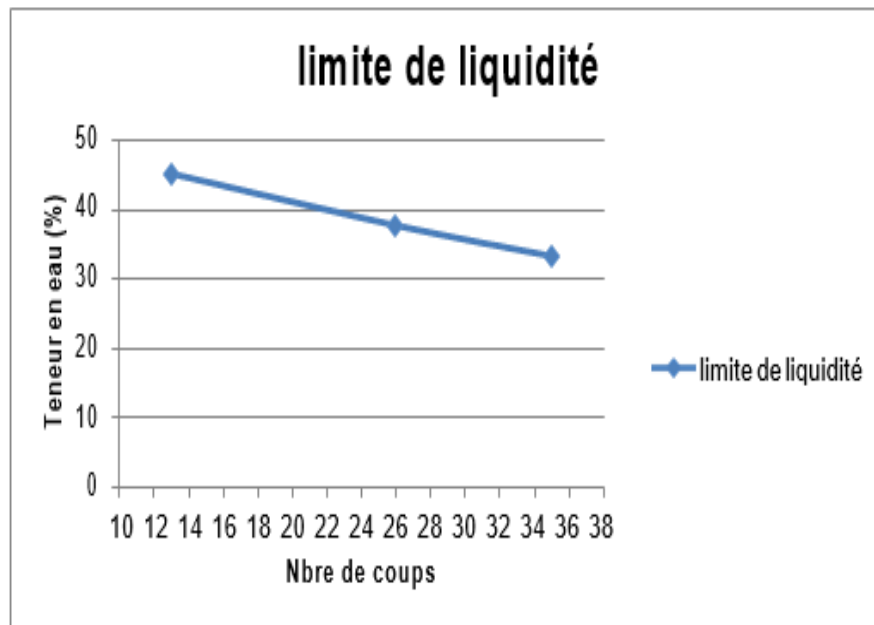


Figure 4.22 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 4% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

D'après la figure 4.22 La limite de liquidité a une valeur de **WL=38,33** et l'indice de plasticité **IP=27,34** donc il Ya une diminution de l'indice de plasticité. (**Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021**)

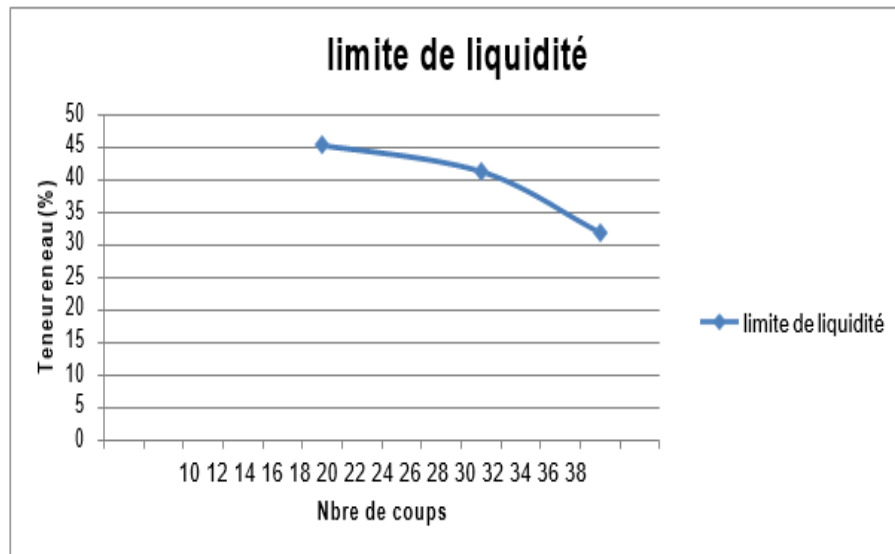


Figure 4.23 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 8% de poudre de verre. (**Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021**)

WL=37,86 IP=19,57

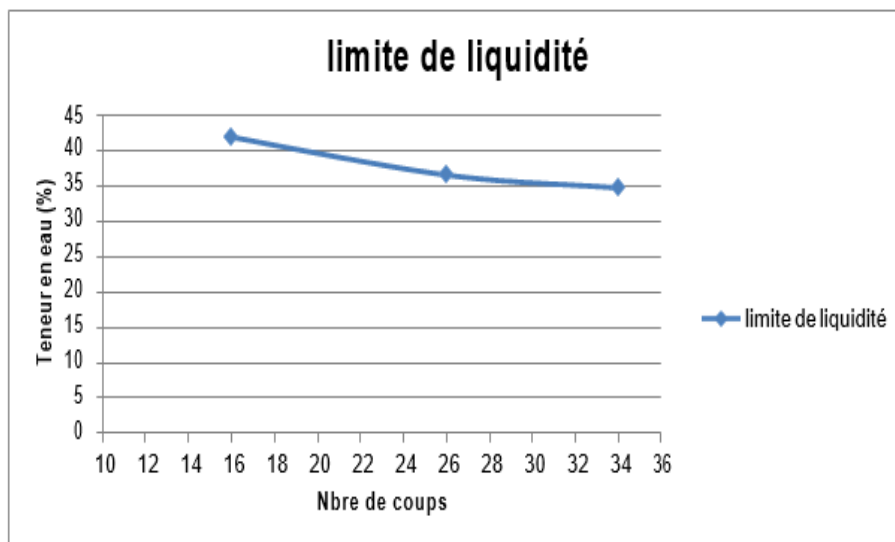


Figure 4.24 : Courbe de la limite de liquidités d'argile traitée avec 10% de poudre de verre. (**Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021**)

WL=37,69% IP=16,02%

- Les figures (4.22 ; 4.23 ; 4.24) Représentent la variation des limites en fonction d'ajout de poudre de verre. Donc après l'ajout de la poudre de verre, on constate qu'après le

traitement l'indice de plasticité diminuer à titre d'exemple à 10 l'indice de plasticité a une la classification de notre sol est une argile sableuse. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

4.10.4 Variation des paramètres de compactage en fonction d'ajout

Dans le but d'étudier l'influence de la poudre de verre sur les paramètres de compactages des essais de Proctor sont étai effectués le tableau 4.3 donne les résultats obtenues :

Tableau 4 .11 : Calculs d'essais Proctor de l'argile reconstituées aux différents pourcentages de poudre de verre. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

	La masse volumique γ_d (g/m ³)	La teneur en eau W_{opt} (%)
0%	1,69	20
4%	1,7	19,5
8%	1,716	18,5
10%	1,72	19,5

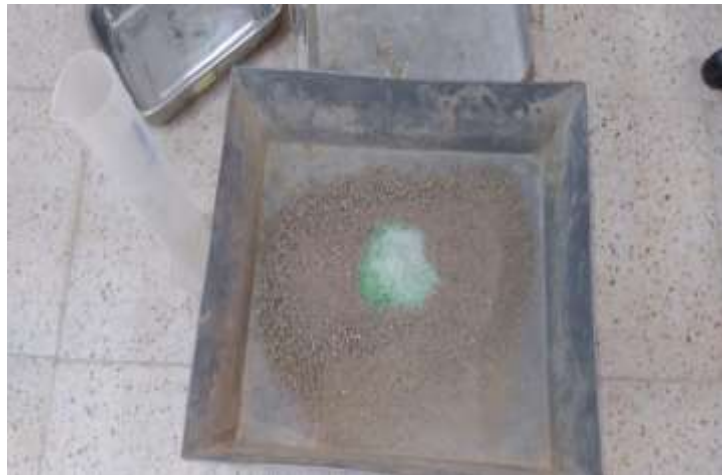


Figure 4.25 : Essai de Proctor avec la poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

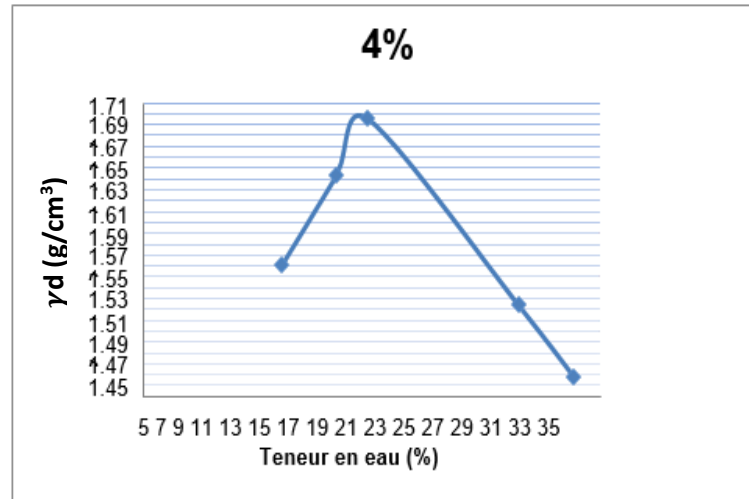


Figure 4.26 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 4% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

- La courbe de compactage donne l'évolution des masses volumiques sèches en fonction de la teneur en eau du sol traité aux différents pourcentages en poudre de verre.
($W_{opt}=19.5\%$ $\gamma_{dopt}=1,7\text{g/cm}^3$)

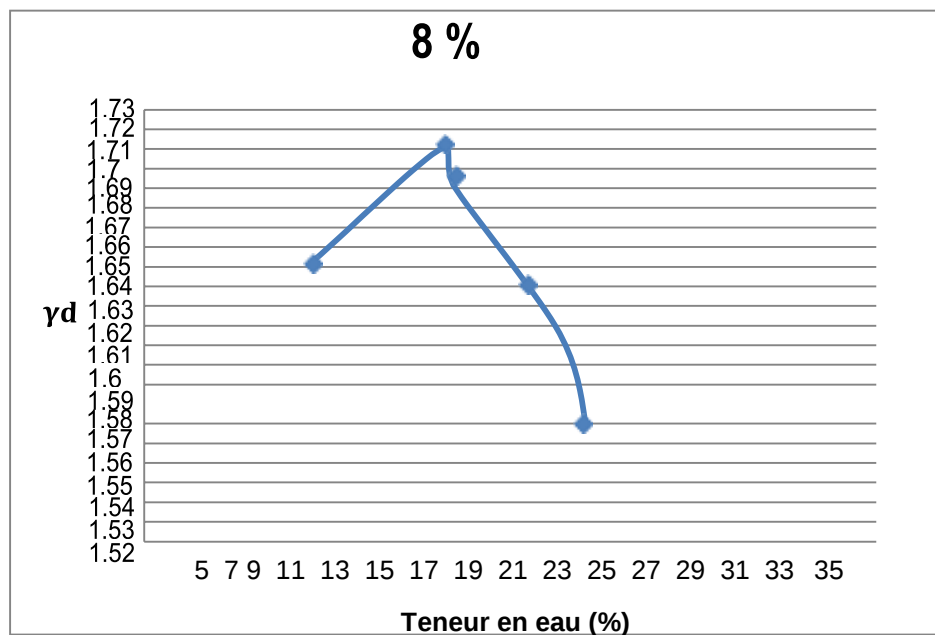


Figure 4.27 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 8% de poudre de verre.

- La courbe de compactage donne l'évolution des masses volumiques sèches en fonction de la teneur en eau du sol traité aux différents pourcentages en poudre de verre.
(Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

($W_{opt}=18,5\%$ $\gamma_{dopt} = 1,716\text{g/cm}^3$)

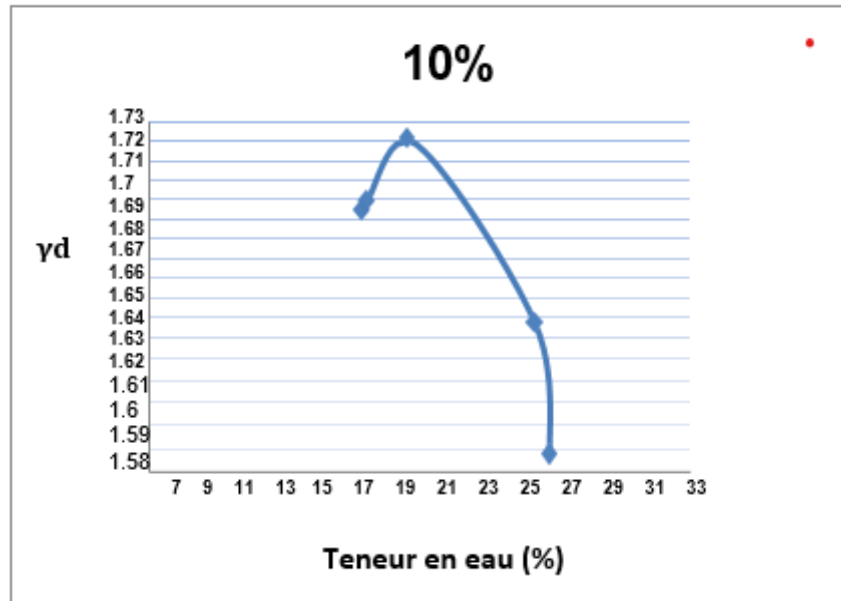


Figure 4.28 : Courbe de compactage (essai Proctor normal) pour sol avec 10% de poudre de verre (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

La Courbe de compactage donne l'évolution des masses volumiques sèches en fonction de la teneur en eau du sol traité aux différents pourcentages en poudre de verre.

($W_{opt} = 19,5\%$ $\gamma_{dopt} = 1,72 \text{ g/cm}^3$)

- On constate que la plus grande valeur de la masse volumique sèche (**1.72 g/cm³**) est obtenue à **10%** de la poudre du verre.

- D'après les résultats obtenus des trois figures on ne constate que la poudre de verre fait augmenter le poids volumique sec maximal et diminuer la teneur en eau optimale.

4.10.5 Variation des paramètres de cisaillement

Tableau 4.12 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 4%

Préparation de l'échantillon	
Volume de moule	9,37 E-4m³
γ_d	1695Kg/m³
W_{opt}	20%
$M_s = \gamma_d * V$	1,588
$P_w = M_s * W_{opt}$	0.317

La figure représente l'évolution de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la contrainte normale. On constate qu'il y a une augmentation de la résistance au cisaillement. (Dahmane Ayad. & Mekaou., 2021)

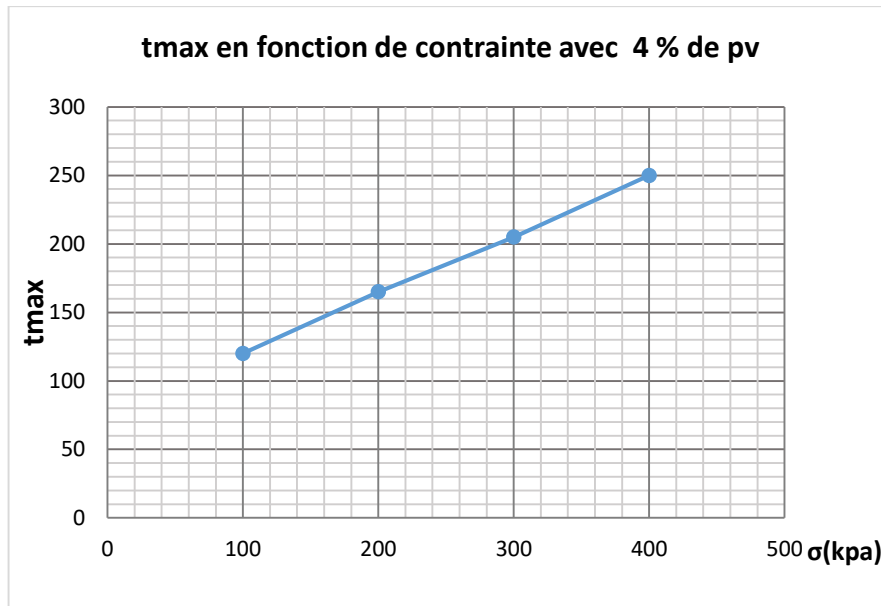


Figure 4.29 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (4% de poudre de verre)

L'angle de frottement $\phi=24^\circ$

Cohésion **C=70**

Tableau 4.13 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 8%.

Préparation de l'échantillon :	
Volume de moule	9,37 E-4 m ³
γ_d	1716 kg/m ³
W opt	19%
$M_s = \gamma_d * V$	1,608
$P_w = M_s * W_{opt}$	0,305

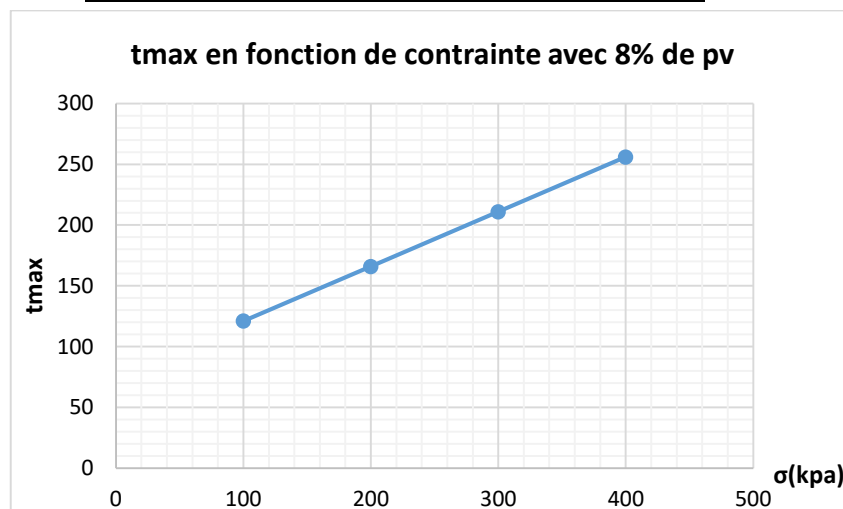


Figure 4.30 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (8% de poudre de verre).

L'angle de frottement $\phi=24^\circ$

Cohésion **C=76**

Tableau 4.14 : Variation des paramètres de cisaillement en fonction de la poudre de verre pour 10%.

Préparation de l'échantillon :	
Volume de moule	9,37 E-4 m3
γ_d	1720
W opt	19,5%
$M_s=\gamma_d*V$	1,612
$P_w= M_s*W_{opt} =$	0,314

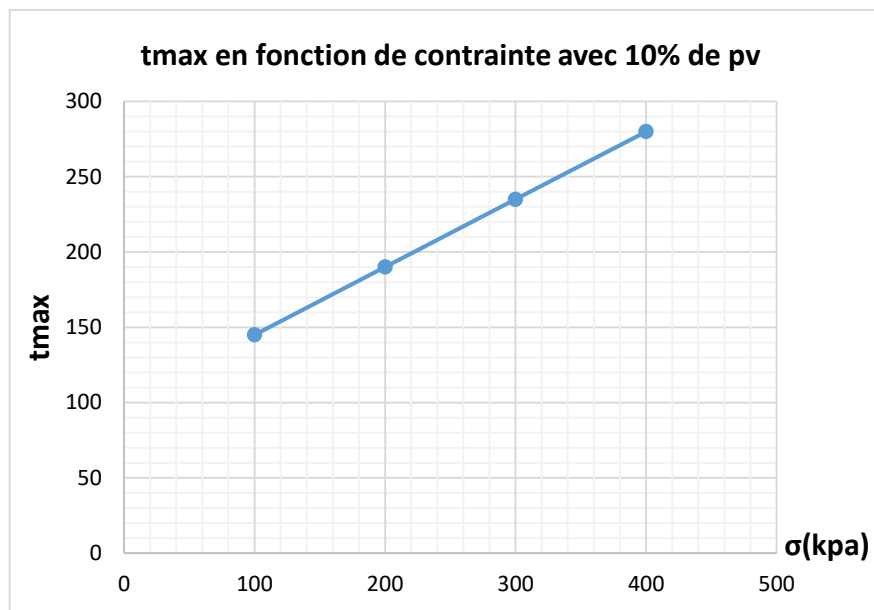


Figure 4.31 : Courbe intrinsèque d'essai de cisaillement (10% de poudre de verre).

L'angle de frottement $\phi=24^\circ$

Cohésion **C=100**

Tableau 4.15 : Comparaison de la cohésion et l'angle de frottement pression pour l'argile

	Argile Sans addition	Poudre de verre (%)		
		4%	8%	10%
La cohésion (KN /m²)	60	70	76	100
Angle de frottement(ϕ) (degré)	12	24	24	24

Les paramètres de cisaillement montrent que la cohésion généralement diminue dans les sols.

Dans ce cas la cohésion augmente pour l'argile traitée par la poudre de verre.

4.11 Conclusion

Dans ce chapitre, et en se basant sur les résultats obtenus de l'étude du sol argileux, il a été constaté que l'ajout de poudre de verre modifie les propriétés physico-chimiques du sol traité. Cette amélioration contribue à la diminution de l'indice de plasticité et de la valeur de bleu de méthylène, avec une augmentation de la densité sèche maximale en fonction du pourcentage de poudre de verre ajoutée. (Nuruzzaman. & Hossain., 2014)

Par ailleurs, les essais d'identification géotechniques classiques ont montré leur efficacité pour déterminer avec précision l'ensemble des caractéristiques intrinsèques du sol.

Enfin, les résultats obtenus ont montré une bonne concordance avec les valeurs de classification de référence, ce qui renforce leur fiabilité et confirme l'efficacité de la poudre de verre dans l'amélioration des propriétés du sol étudié.

CHAPITRE 05
ETUDE NUMERIQUE

5.1 Introduction

Les programmes numériques et les modèles aux éléments finis comptent parmi les outils les plus utilisés en géotechnique à l'échelle mondiale. Les ingénieurs géotechniciens s'appuient sur ces outils pour étudier et analyser les différentes problématiques complexes liées à la stabilité des sols et des talus. Ces logiciels permettent de simuler le comportement du sol sous différentes conditions de chargement, offrant ainsi des résultats précis qui aident à évaluer la stabilité des ouvrages géotechniques et à prendre les décisions de conception appropriées. Parmi les logiciels les plus utilisés figurent **PLAXIS**, basé sur la méthode des éléments finis, et **GeoSlope**, fondé sur les méthodes d'équilibre limite, largement employés dans l'analyse de la stabilité des talus et le calcul du facteur de sécurité.

Dans ce chapitre, les logiciels **PLAXIS** et **GeoSlope** ont été utilisés pour étudier la stabilité du talus de Bensakrane dans les cas statique et dynamique. L'étude s'est basée sur les résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur le sol naturel et le sol amélioré par différentes proportions de poudre de verre (4 %, 8 % et 10 %). Le facteur de sécurité ainsi que les déformations ont été calculés à l'aide du logiciel **PLAXIS** selon la méthode de réduction de la cohésion et de l'angle de frottement. En parallèle, le facteur de sécurité a également été déterminé avec le logiciel **GeoSlope** en utilisant la méthode simplifiée de Bishop. Enfin, une comparaison entre les résultats obtenus par les deux logiciels a été effectuée afin d'évaluer la précision et l'efficacité de l'analyse numérique de la stabilité du talus.

5.2 Description générale sur logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS est un logiciel de modélisation géotechnique utilisé pour analyser le comportement des sols et des structures soumises à des charges. Il utilise la méthode des éléments finis pour représenter de manière précise les interactions entre le sol et la structure.

Le logiciel permet aux ingénieurs de modéliser différents scénarios géotechniques, d'appliquer des charges, d'effectuer des analyses et d'obtenir des résultats détaillés. Il est largement utilisé dans l'ingénierie pour concevoir des fondations, des pentes, des remblais et d'autres ouvrages géotechniques.

5.2.1 Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, calculations, Output et curves) : (Desai Chandrakant. & Christian John.)

a- Input

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle

géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

b- Calculs

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

c- Output

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

d- Curves

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

5.2.2 Les modèles de comportement intégré dans PLAXIS

5.2.2.1 Modèle de Mohr Coulomb

Mohr Coulomb a modélisé le comportement non linéaire du sol en deux lignes bilinéaires, comme le montre la figure 5.1.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont C et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance. (Senouci S. & Monnet., 1999)

a- Module de Young

Le choix du module de déformation est un des problèmes les plus ardues en géotechnique. Le module de déformation varie donc avec la déformation et avec la contrainte moyenne. Le module est constant dans le modèle de Mohr-Coulomb. Il paraît peu réaliste d'adopter le

module tangent à l'origine (ce qui correspondait au **G_{max}** mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations) et qui nécessite des essais spécifiques. Il est en revanche conseillé de prendre exemple à un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture **figure 5.1**. (Bucur. & Perrin., 1981)

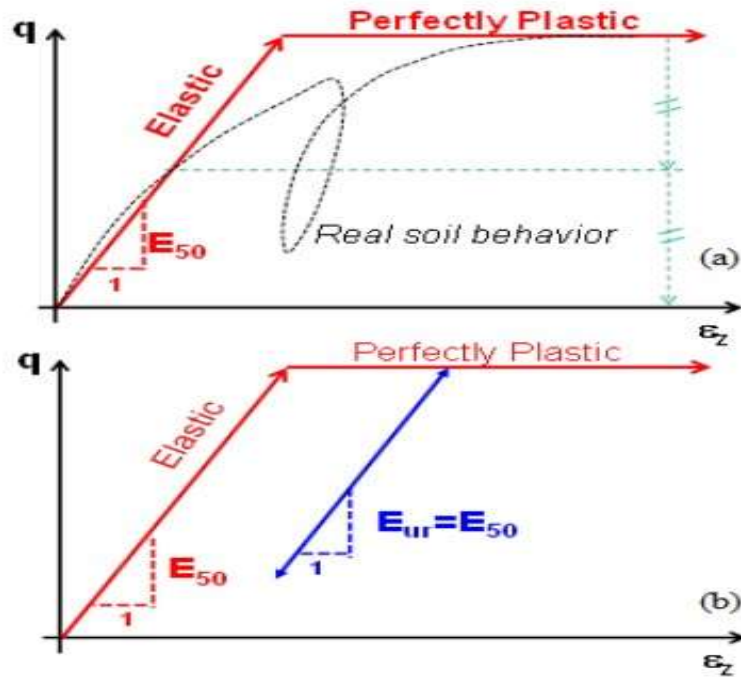


Figure 5.1 : Définition du module de Young à 50% de la rupture

b- Coefficient de Poisson

Pour la plupart des sols, les valeurs du coefficient de Poisson sont dans la fourchette de 0,2 - 0,4.

c- Angle de frottement

L'angle de frottement est constant et dépend de la nature du sol, PLAXIS ne formule pas une variation de l'angle de frottement avec la contrainte moyenne. On va donc introduire soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

d- La cohésion

On peut être amené à donner aux matériaux uniquement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des raisons numériques.

e- Angle de dilatation

Dernier paramètre l'angle de dilatation noté ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

5.2.2.2 Modèle de sol avec écrouissage (Duncan et Chang (Hardening Soil Model, HSM))

Ce type de modèle est bien adapté à la modélisation de creusement d'ouvrages souterrains où on est simultanément devant un phénomène de chargement et déchargement (ce phénomène est ainsi pris en charge par une rigidité en déchargement/rechargement réf Eur plus élevée que celle en chargement réf E_{50}).

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

➤ Les paramètres du HSM

a- Paramètres de Mohr-Coulomb

C : cohésion (effective) [kN/m²]

φ : Angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle de dilatance [°]

b- Paramètres de rigidité

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai œdométrique [kN/m^2]

m : puissance (de type Janbu (1963) environ 0,5 pour les sables, Alors que Von Soos (1990)

Introduit différentes valeurs de m : $0,5 < m < 1,0$ [-]

c- Paramètres avancés

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50ref}$) [kN/m^2]

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m^2]

k_{o}^{nc} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé (Jaky, 1944)

R_f : coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m^2]

cincrement: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut cincrement = (0) [kN/m^3])

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 5.2 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) **figure 5.3**

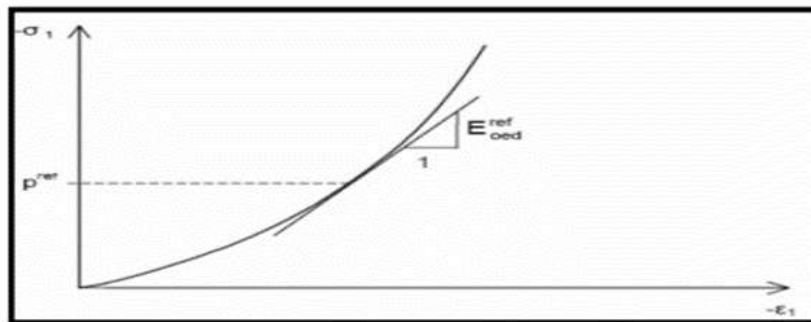


Figure 5.2 : Définition du module œdométrique tangent

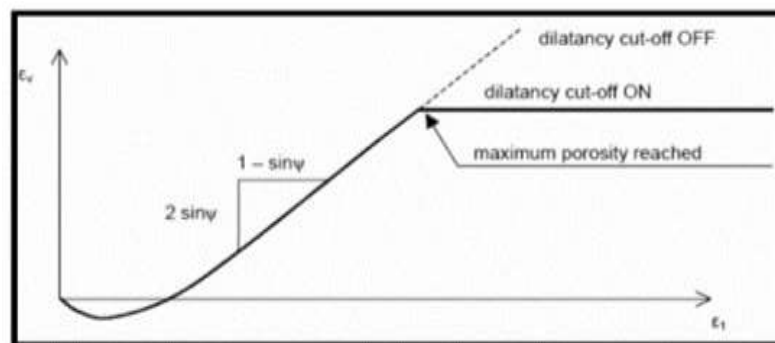


Figure 5.3 : Définition de l'angle de dilatance

5.2.3 Détermination du coefficient de sécurité FS

La série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS (Phi-c réduction)

5.3 Modélisation numérique du talus

5.3.1 Caractéristiques et géométrie du Profil

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure 5.4.

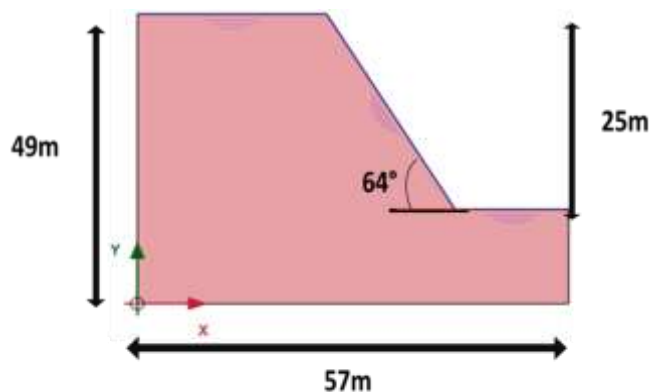


Figure 5.4 : Géométrie du talus à étudier.

5.3.2 Caractéristique des matériaux

Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques des matériaux

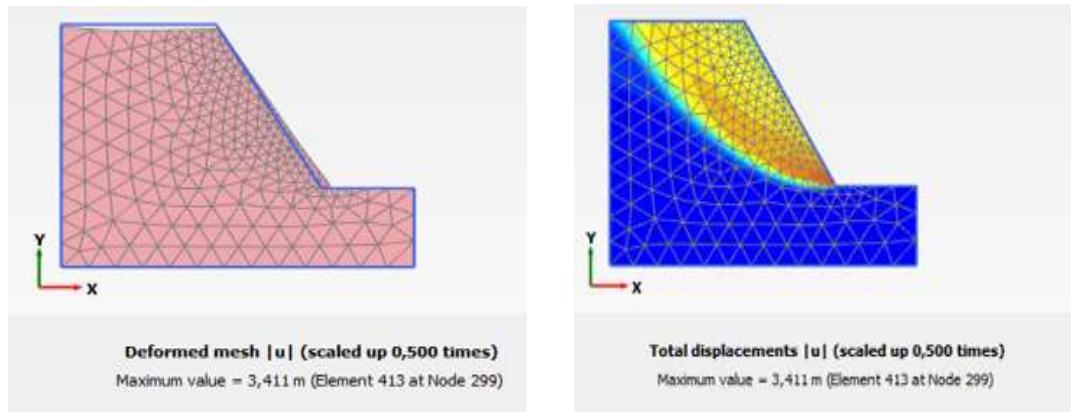
	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} ($\frac{kN}{m^3}$)	Module de Young E (kpa)	Cohésion C' (kpa)	Angle de frottement $\varphi'(^{\circ})$	Coefficient de poisson U	Angle de dilatance $\Psi(^{\circ})$
Sol argile	22	20	25000	60	12	0.3	0

5.3.3 Les résultats des calculs par PLAXIS 2D

5.3.3.1 Étude statique de la stabilité d'un talus par PLAXIS 2D

a) Résultats sur sol naturel

On note une déformation de 3.411 et un facteur de sécurité de 0.7402



(a)

(b)

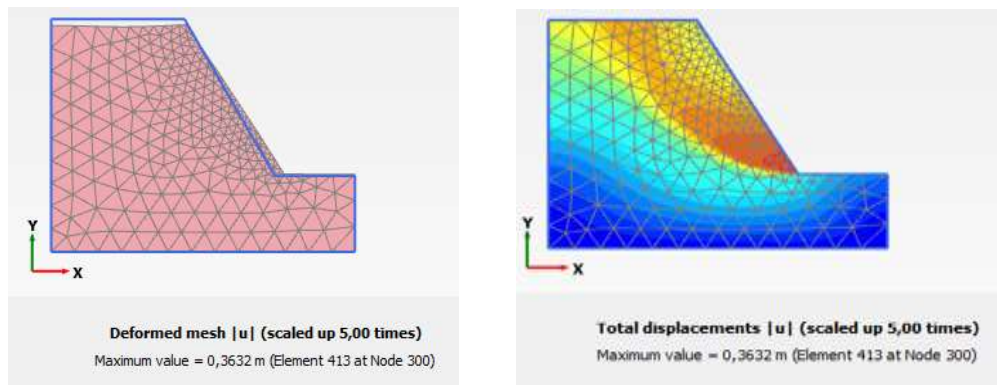
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_d	0,1073E-3	ΣM_d	0,7402
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	350,5 kN/m ²			

(c)

Figure 5.5 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol non traité (0 % de poudre de verre) :
(a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

b) Sol + 4% de poudre de verre

On note une déformation de 0.3669 et un facteur de sécurité de 1.012



(a)

(b)

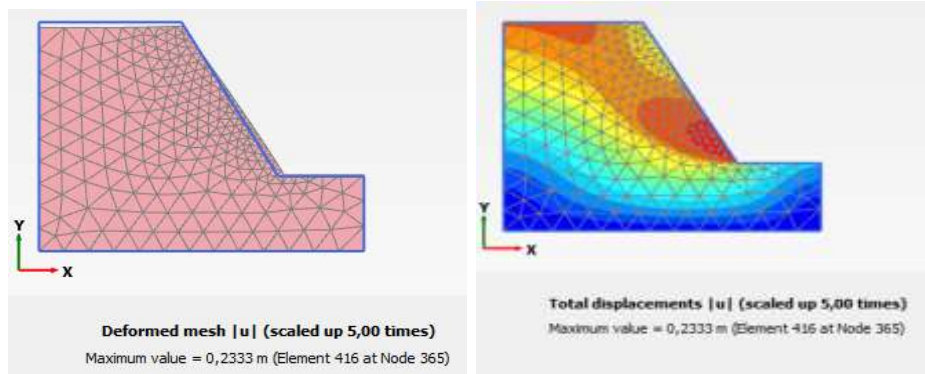
Relative stiffness	-5,146E-12		
Multipliers			
Soil weight		ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	-1,139E-6	ΣM_{sf} 1,012
Time	Increment	0,000	End time 0,000
Staged construction			
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area} 1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage} 0,000
Forces			
F_x	0,000 kN/m		
F_y	0,000 kN/m		
Consolidation			
Realised P _{consolidation}	374.7 kN/m ²		

(C)

Figure 5.6 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (4% de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

c) Sol + 8% de poudre de verre

On note une déformation de 0.233 et un facteur de sécurité de 1.068



(a)

(b)

Multipliers			
Soil weight		ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,02328E-3	ΣM_{sf} 1,068
Time	Increment	0,000	End time 0,000
Staged construction			
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area} 1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage} 0,000
Forces			
F_x	0,000 kN/m		
F_y	0,000 kN/m		
Consolidation			
Realised P _{consolidation}	387.5 kN/m ²		

(c)

Figure 5.7 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

d) Sol + 10% de poudre de verre

On note une déformation de 0.188 et un facteur de sécurité de 1.283

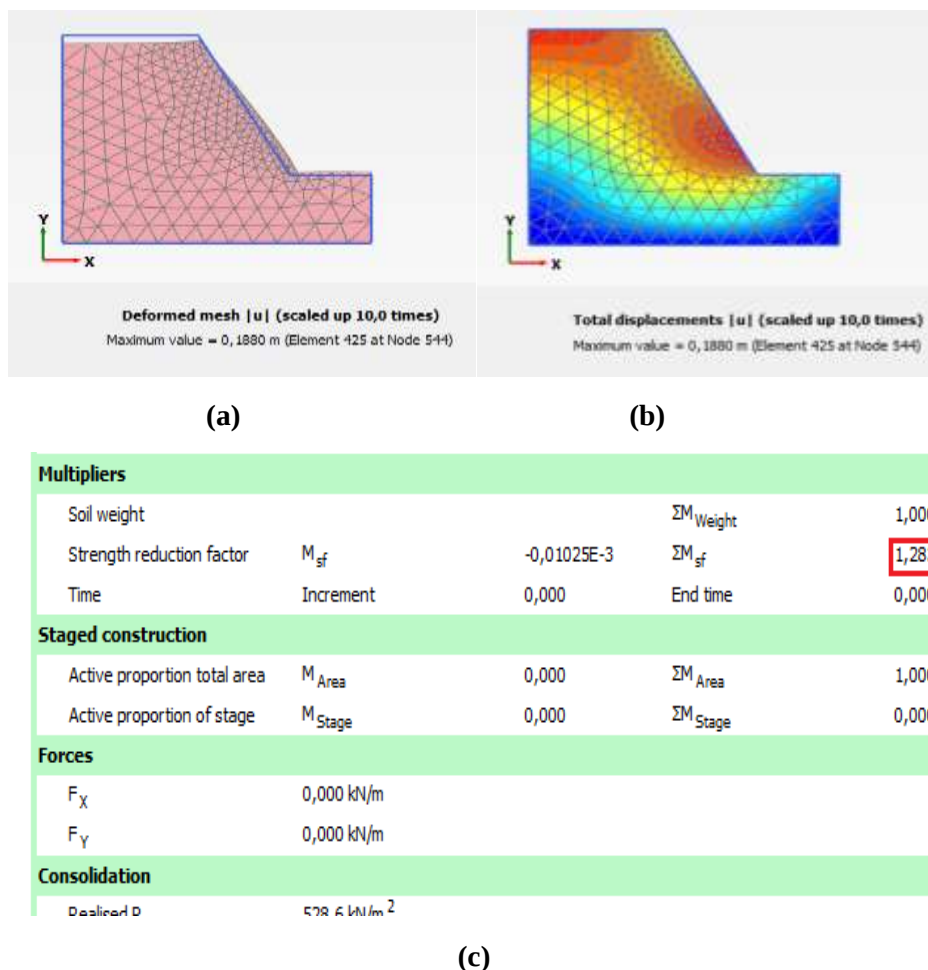


Figure 5.8 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

Tableau 5.2 : Les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.

	Sol naturel	4% (poudre verre)	8% (poudre verre)	10%(poudre verre)
C	60	70	76	100
Ø	12	24	24	24
FS	0.7402	1.012	1.068	1.283
ε	3.411	0.3669	0.233	0.188

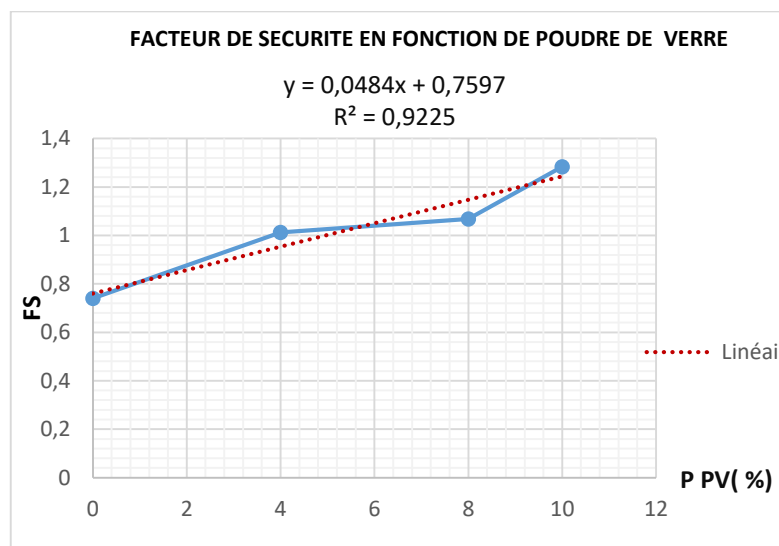


Figure 5.9 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre

Interprétation des résultats

Les résultats numériques présentés dans le tableau relatif à l'état statique montrent que le sol naturel présente une instabilité critique, avec un facteur de sécurité très faible (**FS = 0,7402**), accompagné de déformations importantes. Cela traduit une faible résistance au cisaillement et une forte susceptibilité aux glissements de terrain.

Avec l'incorporation progressive de la poudre de verre, une amélioration notable des propriétés physico-mécaniques du sol a été observée, se traduisant par une diminution de la plasticité, une réduction de la sensibilité à l'eau et une augmentation de la densité sèche, grâce à une meilleure compacité des particules. (Nuruzzaman. & Hossain., 2014)

Cette amélioration s'est directement répercutée sur la stabilité du talus, avec une augmentation progressive du facteur de sécurité dépassant le seuil de rupture pour atteindre **1,012 à 4 %**, puis une valeur optimale de **1,283 à 10 %**, accompagnée d'une réduction significative des déformations. Cette amélioration est attribuée à la réorganisation de la structure interne du sol sous l'effet des réactions pouzzolaniques entre la silice réactive contenue dans la poudre de verre et les minéraux argileux, conduisant à la formation de liaisons cimentaires renforçant la cohésion entre les particules.

Par ailleurs, la réduction de la porosité et de la sensibilité à l'eau a permis d'augmenter les contraintes effectives au sein de la masse du sol, améliorant ainsi sa résistance aux forces de glissement et assurant une meilleure stabilité globale du talus.

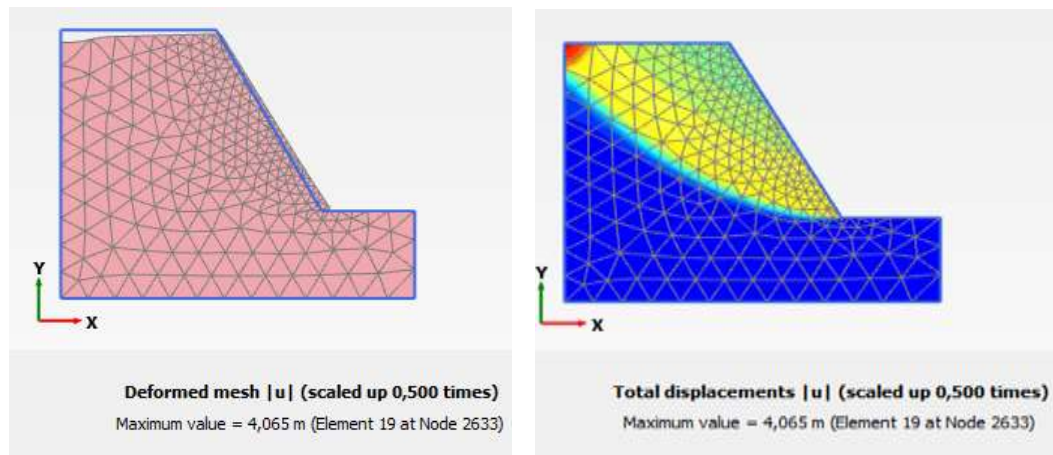
CHAPITRE 05 : ETUDE NUMERIQUE

Ces résultats confirment l'efficacité de la poudre de verre comme alternative durable et écologique pour la stabilisation des pentes, en permettant la valorisation et le recyclage d'un déchet industriel, tout en améliorant le comportement géotechnique du sol sans recourir à des additifs chimiques traditionnels à fort impact environnemental.

5.3.3.2 Etude dynamique de la stabilité d'un talus par PLAXIS 2D

a) Résultats sur sol naturel

On note une déformation de **4.065** et un facteur de sécurité de **0.66**



(a)

(b)

Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	-0,02928E-3	ΣM_{sf}	0,6627
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				

(c)

Figure 5.10 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (0 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

b) Sol +4% poudre de verre

On note une déformation de 2.479 et un facteur de sécurité de 0.9101

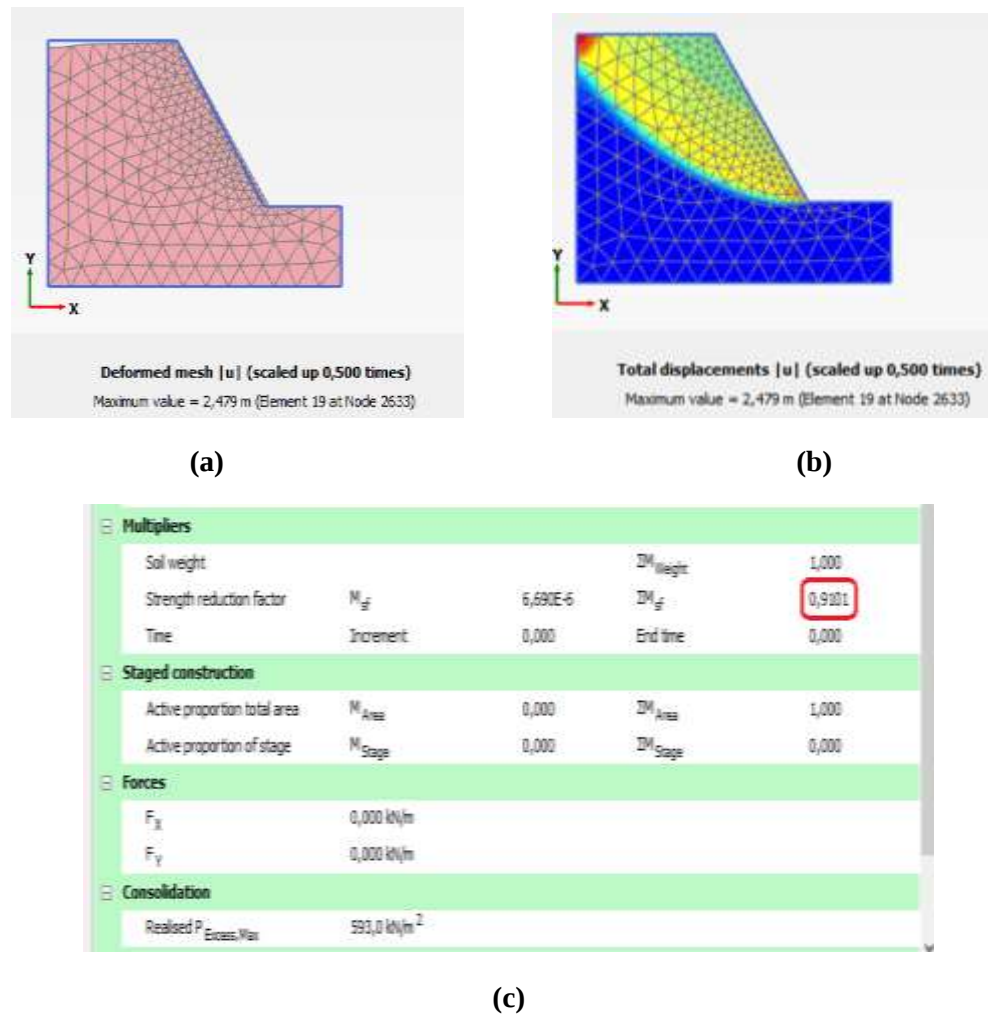
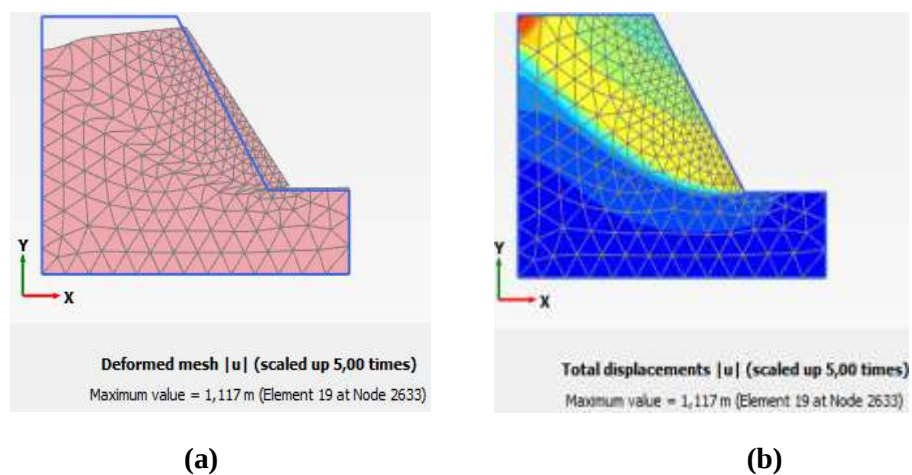


Figure 5.11 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (4 % de poudre de verre) :
(a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

c) sol + 8% poudre de verre

On note une déformation de 1.117 et un facteur de sécurité de 0.9597



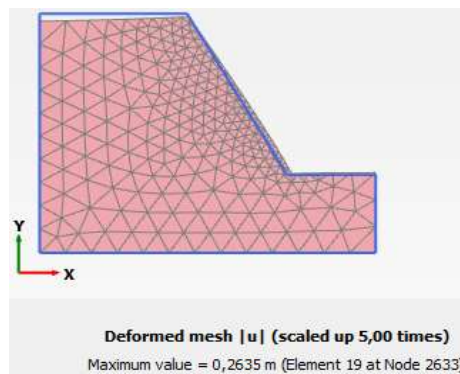
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,01274E-3	ΣM_{sf}	0,9597
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			

(c)

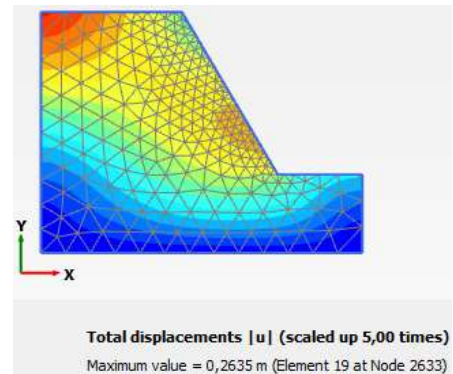
Figure 5.12 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (8 % de poudre de verre) :
 (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

d) sol+10% poudre de verre

On note une déformation de 0.2635 et un facteur de sécurité de 1.151



(a)



(b)

Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,02203E-3	ΣM_{sf}	1,151
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			

(c)

Figure 5.13 : Résultats de l'analyse de stabilité du talus pour le sol traité (10 % de poudre de verre) : (a) maillage des déformations, (b) direction du déplacement total, (c) valeur du facteur de sécurité (PLAXIS 2D).

Tableau 5.3 : Valeur de coefficient de sécurité FS en fonction de pourcentage de poudre verre

	Sol naturel	4%	8%	10%
C	60	70	76	100
Ø	12	24	24	24
FS	0.6627	0.9101	0.9597	1.151
ε	4.065	2.479	1.117	0.2635

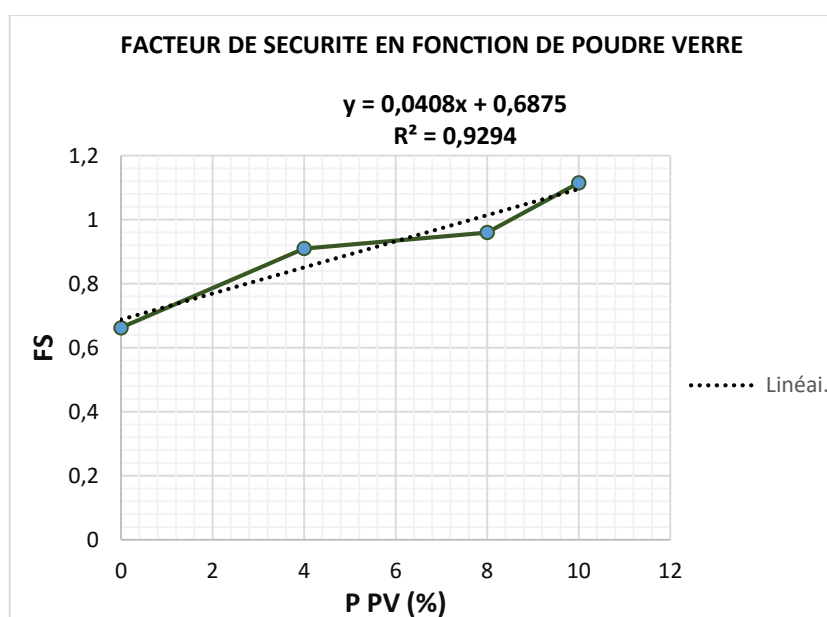


Figure 5.14 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre

Interprétation des résultats

Les résultats de l'étude sous l'effet du chargement dynamique, avec une variation de l'accélération représentée par la valeur **0.3g**, mettent en évidence des aspects importants de la réponse du talus aux forces sismiques simulées. L'analyse de la stabilité du talus en condition dynamique montre que l'effet des charges dynamiques aggrave considérablement la vulnérabilité du site, avec un facteur de sécurité initialement très critique pour le sol naturel de **FS = 0.6627**, associé à des déformations maximales élevées de **4.065**.

L'incorporation progressive de la poudre de verre permet d'améliorer significativement les propriétés mécaniques du sol, notamment en augmentant la cohésion **C** jusqu'à **100 kPa** et

l'angle de frottement interne ϕ à 24° , grâce aux liaisons cimentaires générées par la réaction pouzzolanique.

Bien que les sollicitations dynamiques maintiennent le talus dans un état instable à 4% (FS = 0.9101) et à 8% (FS = 0.9597), l'ajout de 10% de poudre de verre permet de stabiliser dynamiquement le massif en élevant le facteur de sécurité à un seuil admissible de 1.151 (comme illustré par la courbe de la Figure 5.14), tout en réduisant considérablement les déformations à seulement 0.2635.

Ces résultats démontrent la performance de ce traitement dans l'amélioration de la rigidité et de la résistance au cisaillement du sol face aux sollicitations dynamiques.

5.4 Description générale sur logiciel GEOSLOPE

5.4.1 Généralités

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc... (Mohamed & Sadam, 2017/2018)

Ce programme est composé de huit modules distincts :

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes-déformations (Par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis) et autres logiciels.

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques. Et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le logiciel **SLOPE** est un outil spécialisé dans l'analyse de la stabilité des pentes. Il repose sur le concept de l'équilibre limite, basé sur la vérification des conditions d'équilibre statique, à savoir l'équilibre des forces et des moments agissant sur la masse de sol. Cette analyse vise principalement à déterminer le facteur de sécurité, tout en présentant des résultats graphiques permettant d'identifier le volume instable ainsi que la surface de glissement potentielle.

Le programme intègre plusieurs méthodes de calcul du facteur de sécurité, notamment la méthode ordinaire de Fellenius, la méthode de Morgenstern-Price, la méthode de Janbu, la méthode de Bishop simplifiée, ainsi que la méthode de Spencer et la méthode de Janbu généralisée, entre autres approches reconnues dans l'analyse des ruptures de talus. Ces méthodes reposent sur la subdivision du modèle géométrique en tranches verticales bidimensionnelles, suivie de procédures automatiques de recherche permettant de localiser le centre de rotation le plus critique de la surface de glissement, correspondant au facteur de sécurité minimal.

Le logiciel **SIGMA/W**, quant à lui, est destiné à l'analyse du comportement des ouvrages en sol du point de vue des contraintes et des déformations. Sa formulation complète permet de traiter aussi bien des problèmes simples que des analyses complexes. Il est ainsi possible de réaliser des analyses élastiques linéaires de déformation ou des analyses avancées non linéaires élasto-plastiques basées sur les contraintes effectives du sol. Lorsqu'il est couplé avec d'autres modules de la suite Géo-Studio, il permet également de modéliser la génération et la dissipation des pressions interstitielles dans le sol sous l'effet des charges externes, en utilisant des formulations couplées ou non couplées.

Le logiciel **SIGMA/W** trouve de nombreuses applications dans l'analyse et la conception des projets de génie géotechnique, civil et minier.

En résumé, il permet d'étudier la relation contraintes-déformations en utilisant la méthode des éléments finis. (Boulon., Flavigny ., Malcot., & al, Novembre 2004)

5.4.2 Le fonctionnement du logiciel

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul : (Brinkgreve. J. R., 2003)

❖ **Fichier** : Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

❖ **Edition** : permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.

❖ **Définir** :

- La délimitation de la surface du travail.
- La définition de l'échelle.
- La définition des réseaux.
- La détermination du zoom.
- La fixation d'axes.

❖ **Entrer** :

- La spécification des méthodes d'analyses.
- La spécification des options d'analyse.
- La définition des propriétés du sol.

❖ **Dessin** :

- Le dessin des points.
- Le dessin des lignes.
- La détermination de ligne piézométrique.
- Le dessin du rayon de la surface de rupture.
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture.

❖ **Croquis** :

- La réalisation de l'esquisse du problème.
- Étiquetage du sol.
- Rajout d'un titre d'identification du problème.
- Eclaircir les ténèbres d'identification.

❖ **Modifier** : cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

❖ **Fenêtre** : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.

❖ **Enregistrement** : dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier.

1) **Solve** : C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité **FS**.

- 2) **Contour** : C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique ; et afficher ces résultats.

Nombreuses option complémentaires sont proposées par le programme, on citera trois d'entre elles :

a. Grille et rayons (Grid and Radius)

Cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une grille qui inclut le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement où le rayon est compris entre l'un des points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius (le programme teste tous les cercles possibles). (Brinkgreve. J. R., 2003)

b. Entrée et sortie (Entry and Exit)

Cette méthode est plus simple que la précédente, car il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'art du cercle et une partie où se trouve le dernier point de d'art du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente). (Brinkgreve. J. R., 2003)

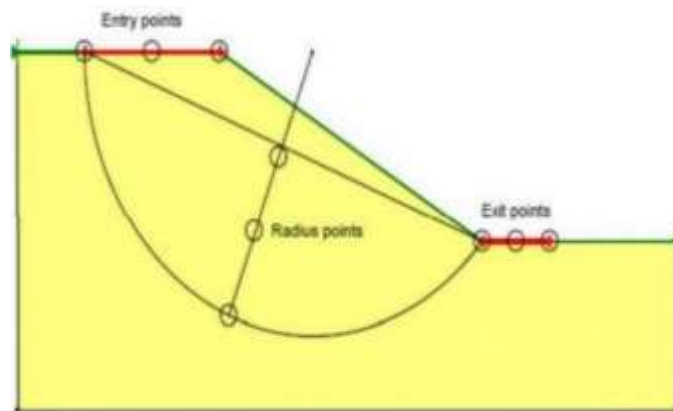


Figure 5.15 : Exemple des points d'entrée et sortie de la surface de glissement. (Brinkgreve. J. R., 2003)

5.4.3 Les résultats des calculs par GEO-SLOPE

5.4.3.1 Étude statique de la stabilité d'un talus par géo-Slope

a) Résultats sur sol naturel

- La méthode de bishop

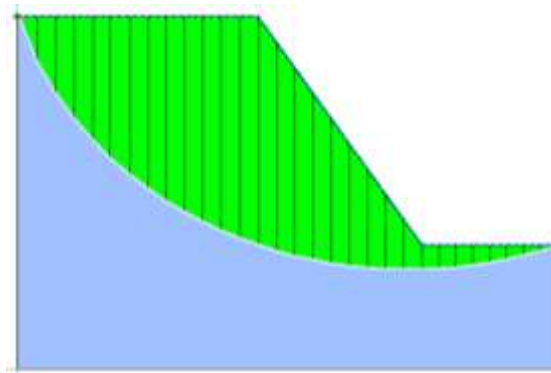


Figure 5.16 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.096

Slip Surfaces						
All slip surfaces						
Select Slip Surface						
 4 ☐ Auto select critical						
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details	
5	1,166	35,922	44,621	35,785		
4	1,096	40,599	53,946	41,881	Critical (analysis)	
3	1,129	48,611	69,92	55,415		
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface	
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface	

Figure 5.17 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

b) Sol + 4% de poudre de verre

- La méthode de bishop

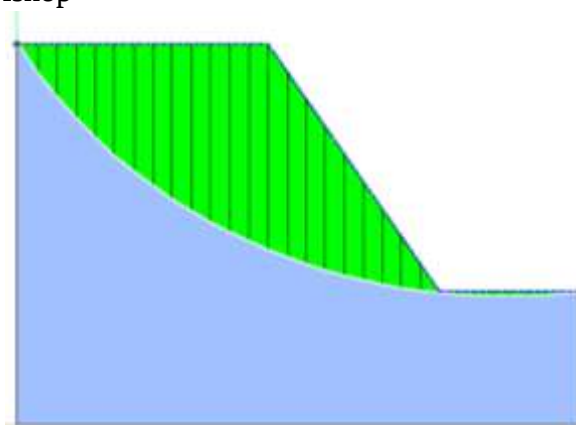


Figure 5.18 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.685

Slip Surfaces					
All slip surfaces					
Select Slip Surface					
 3 ☐ Auto select critical					
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	1,886	35,922	44,621	35,785	
4	1,709	40,599	53,946	41,881	
3	1,685	48,611	69,92	55,415	Critical (analysis)
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.19 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.

c) Sol + 8% de poudre de verre

- La méthode de bishop

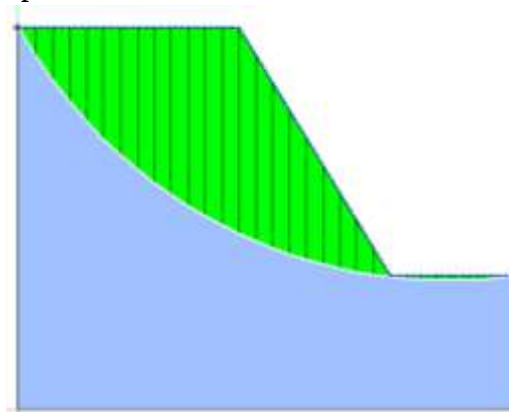


Figure 5.20 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.759

Slip Surfaces					
All slip surfaces					
Select Slip Surface					
 3 ☐ Auto select critical					
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	1,946	35,922	44,621	35,785	
4	1,772	40,599	53,946	41,881	
3	1,759	48,611	69,92	55,415	Critical (analysis)
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.21 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

d) Sol + 10% de poudre de verre

- La méthode de bishop



Figure 5.22 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =2.024

Slip Surfaces						
All slip surfaces						
Select Slip Surface						
Select 4 ☐ Auto select critical						
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details	
5	2,185	35,922	44,621	35,785		
4	2,024	40,599	53,946	41,881	Critical (analysis)	
3	2,052	48,611	69,92	55,415		
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface	
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface	

Figure 5.23 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

Tableau 5.4 : Les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.

	Sol naturel	4% (poudre verre)	8% (poudre verre)	10%(poudre verre)
C	60	70	76	100
Ø	12	24	24	24
FS Méthode bishop	1.096	1.685	1.759	2.024

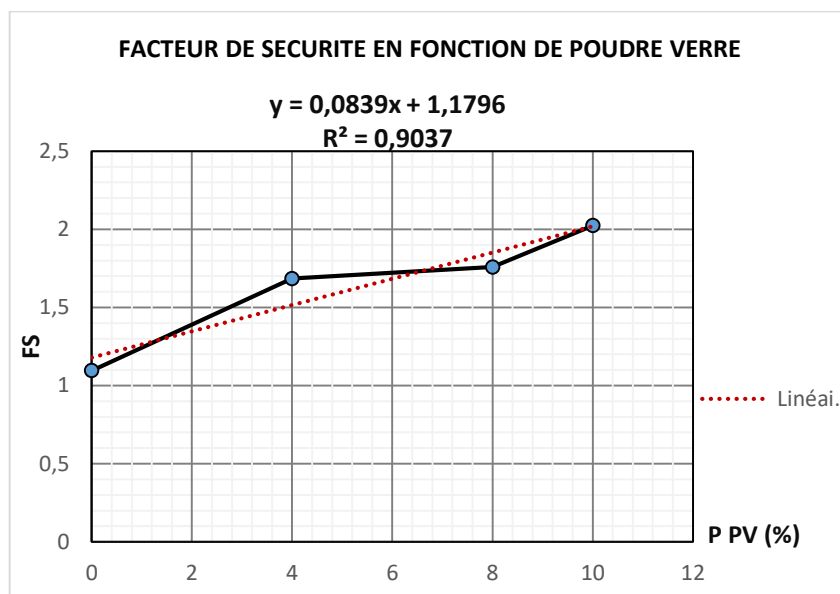


Figure 5.24 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre

Interprétation des résultats

Les résultats numériques présentés dans le tableau relatif à l'état statique, obtenus à l'aide du logiciel Geo-Slope selon la méthode de Bishop, mettent en évidence l'effet de l'ajout de poudre de verre sur la stabilité du talus. Les résultats montrent une augmentation notable du facteur de sécurité, passant de 1,096 pour le sol naturel à 2,024 avec l'ajout de 10 % de poudre de verre, ce qui reflète une amélioration significative de la stabilité du talus.

Cette amélioration s'explique par l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne, ainsi que par les modifications des propriétés physico-chimiques du sol traité. Cette hausse du facteur de sécurité est attribuée à l'amélioration progressive de la structure interne du sol suite à l'incorporation de la poudre de verre, où les réactions pouzzolaniques entre la silice réactive contenue dans la poudre de verre et les minéraux argileux conduisent à la formation de liaisons cimentaires renforçant la cohésion entre les particules. De plus, ce processus contribue à la réduction des vides poreux au sein de la masse du sol, entraînant une augmentation de la densité sèche et une amélioration du degré de compacité.

Par ailleurs, la poudre de verre permet de réduire l'indice de plasticité et la capacité d'adsorption du sol, limitant ainsi l'influence de l'eau dans le matériau et améliorant sa stabilité hydraulique, tout en diminuant sa sensibilité à la saturation. Cette stabilisation des propriétés physico-chimiques se traduit directement par une augmentation de la résistance au cisaillement, et par conséquent par une hausse progressive du facteur de sécurité avec l'augmentation du pourcentage de poudre de verre.

5.4.3.2 Etude dynamique de la stabilité d'un talus par logiciel Geo-Slope

a) Résultats sur sol naturel

- La méthode de bishop

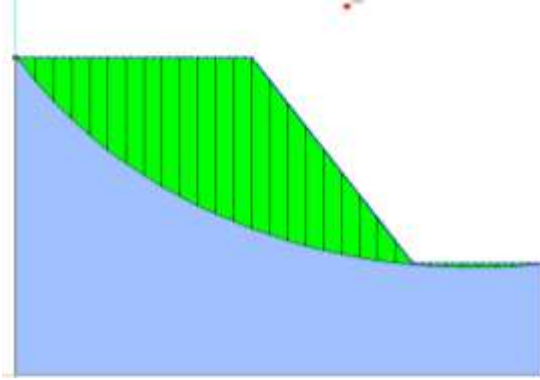


Figure 5.25 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =0.691

Slip Surfaces					
All slip surfaces					
Select Slip Surface					
☒ 3 ☐ Auto select critical					
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	0,755	35,922	44,621	35,785	
4	0,691	40,599	53,946	41,881	Critical (analysis)
3	0,691	48,611	69,92	55,415	
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.26 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

b) Sol + 4% de poudre de verre

- La méthode de bishop

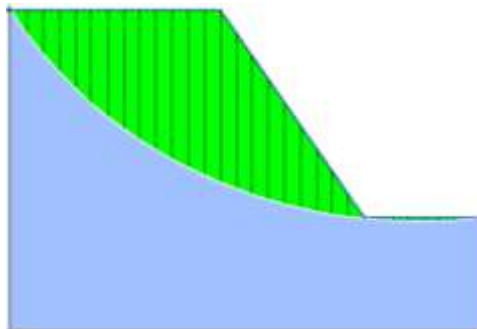
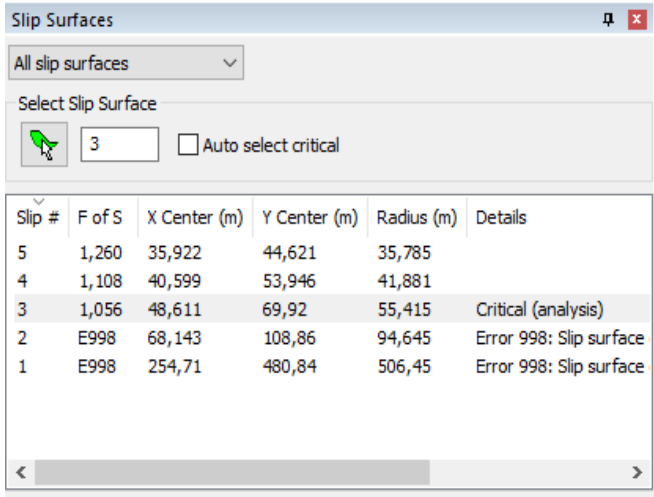


Figure 5.27 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.056



Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	1,260	35,922	44,621	35,785	
4	1,108	40,599	53,946	41,881	
3	1,056	48,611	69,92	55,415	Critical (analysis)
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.28 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

c) Sol + 8% de poudre de verre

- La méthode de bishop

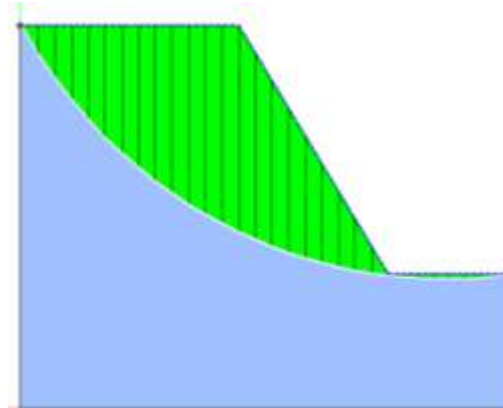
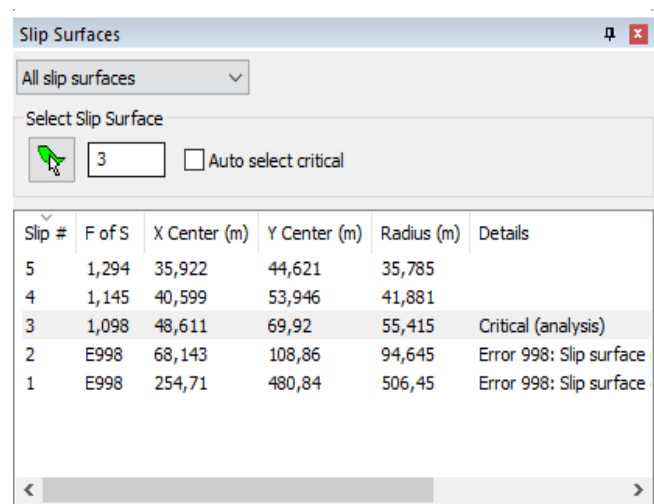


Figure 5.29 : la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.098



Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	1,294	35,922	44,621	35,785	
4	1,145	40,599	53,946	41,881	
3	1,098	48,611	69,92	55,415	Critical (analysis)
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.30 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

d) Sol + 10% de poudre de verre

- La méthode de bishop



Figure 5.31 : La position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =1.267

Slip Surfaces					
All slip surfaces					
Select Slip Surface					
☒ 3 ☐ Auto select critical					
Slip #	F of S	X Center (m)	Y Center (m)	Radius (m)	Details
5	1,433	35,922	44,621	35,785	
4	1,291	40,599	53,946	41,881	
3	1,267	48,611	69,92	55,415	Critical (analysis)
2	E998	68,143	108,86	94,645	Error 998: Slip surface
1	E998	254,71	480,84	506,45	Error 998: Slip surface

Figure 5.32 : Les coefficients de sécurité des surfaces de glissements

Tableau 5.5 : les valeurs des facteurs de sécurité FS et les déformations des talus après le traitement.

	Sol naturel	4% (poudre verre)	8% (poudre verre)	10%(poudre verre)
C	60	70	76	100
∅	12	24	24	24
FS Méthode bishop	0.691	1.056	1.098	1.267

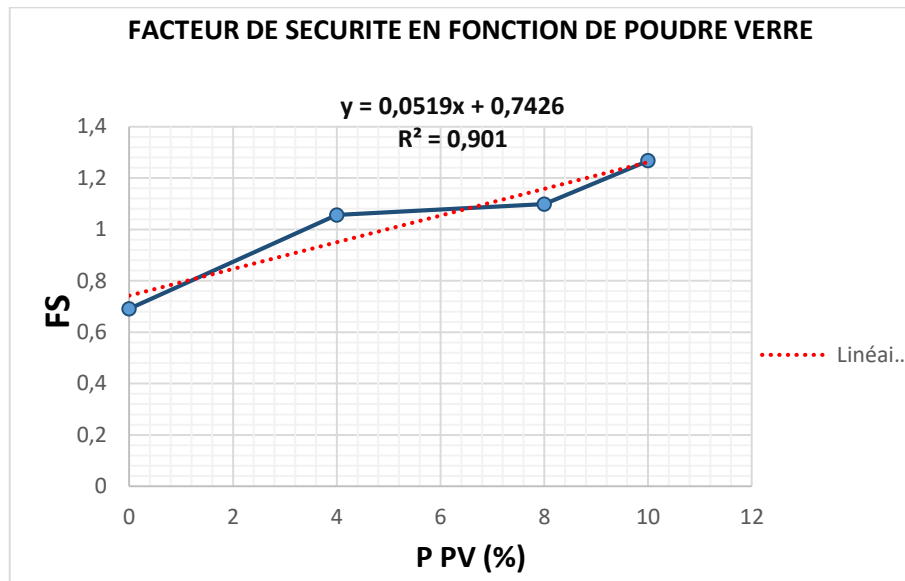


Figure 5.33 : Variation du facteur de sécurité en fonction de poudre de verre

Interprétation des résultats

L'analyse de la stabilité du talus en condition dynamique, réalisée à l'aide de la méthode de Bishop via le logiciel Géo-Slope, montre que les charges dynamiques appliquées à une accélération de **0.3g** entraînent une diminution importante de la stabilité du sol naturel, avec un facteur de sécurité de $FS = 0.6691$, indiquant un état clairement instable par rapport à la condition statique.

Cependant, l'incorporation progressive de la poudre de verre améliore les propriétés de résistance au cisaillement du sol en augmentant la cohésion à $C = 100$ kPa et l'angle de frottement interne à $\phi = 24^\circ$, ce qui permet une amélioration progressive de la stabilité. Le talus devient quasi stable à 4% ($FS = 1.056$) et 8% ($FS = 1.098$), puis atteint un niveau de stabilité acceptable à 10% ($FS = 1.267$).

Ces résultats confirment l'efficacité de la poudre de verre dans l'amélioration de la stabilité dynamique du talus et la réduction de l'impact des sollicitations sismiques.

5.5 Comparaison du facteur de sécurité FS obtenu par PLAXIS 2D et GEO-SLOPE

La comparaison entre les résultats du calcul du facteur de sécurité obtenus à l'aide des logiciels **PLAXIS 2D** et Géo-Slope, aussi bien en condition statique qu'en condition

dynamique, met en évidence l'existence de différences quantitatives tout en montrant une cohérence claire dans le comportement général de la stabilité du talus.

- Cas statique

Tableau 5.6 : Résultats du facteur de sécurité obtenus à partir des analyses PLAXIS2D et géo-slope

	Sol naturel	4% (poudre verre)	8% (poudre verre)	10%(poudre verre)
FS Géo-slope	1.096	1.685	1.759	2.024
FS PLAXIS	0.7402	1.012	1.068	1.283
Différence de FS %	48%	66.5%	69.1%	57.75%

En condition statique, le logiciel **Géo-Slope**, basé sur la méthode d'équilibre limite, fournit des valeurs du facteur de sécurité plus élevées que celles obtenues par **PLAXIS 2D** reposant sur la méthode des éléments finis. En effet, le facteur de sécurité du sol naturel atteint **1.096** avec **Géo-Slope** contre seulement **0.7402** avec **PLAXIS 2D**. Cette différence s'explique par le fait que la méthode d'équilibre limite suppose l'existence préalable d'une surface de rupture et vérifie uniquement l'équilibre des forces et des moments, sans tenir compte de l'évolution des déformations ni de la redistribution des contraintes à l'intérieur du massif de sol, ce qui conduit généralement à une estimation plus optimiste de la stabilité. En revanche, **PLAXIS 2D** utilise la technique de réduction des paramètres de résistance au cisaillement (**réduction $c-\phi$**), permettant de simuler le comportement élasto-plastique du sol et de reproduire progressivement le mécanisme réel de rupture, ce qui conduit à des facteurs de sécurité plus faibles mais plus représentatifs de la réalité physique.

- Cas dynamique

Tableau 5.7 : Résultats du facteur de sécurité obtenus à partir des analyses PLAXIS2D et géo-slope

	Sol naturel	4% (poudre verre)	8% (poudre verre)	10%(poudre verre)
FS Géo-slope	0.691	1.056	1.098	1.267
FS PLAXIS	0.6627	0.9101	0.9597	1.151
Différence de FS %	4.27%	16.03 %	14.41%	10%

En condition dynamique, une diminution du facteur de sécurité a été observée dans les deux logiciels sous l'effet de l'accélération sismique (**0.3g**) , laquelle engendre une augmentation des contraintes de cisaillement et une réduction de la résistance effective du sol. Ainsi, le facteur de sécurité du sol naturel diminue à **0.6627** dans **PLAXIS 2D** et à **0.691** dans **Géo-Slope**. Il apparaît également que l'écart entre les deux méthodes devient plus réduit par rapport au cas statique, puisque l'introduction du chargement sismique pseudo-statique dans **Géo-Slope** rapproche l'analyse du comportement physique simulé par la méthode des éléments finis. Malgré les différences numériques observées entre les deux approches, les résultats présentent la même tendance générale caractérisée par une amélioration progressive de la stabilité du talus avec l'augmentation du pourcentage de poudre de verre, ce qui confirme la validité des paramètres géotechniques adoptés ainsi que la fiabilité du modèle numérique utilisé. Par conséquent, **Géo-Slope** peut être considéré comme un outil efficace pour une évaluation préliminaire rapide de la stabilité des pentes, tandis que **PLAXIS 2D** offre une analyse plus précise et une représentation plus réaliste du comportement du sol, en particulier sous sollicitations dynamiques.

5.6 Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser la stabilité du talus étudié à l'aide des logiciels **PLAXIS 2D** et **Géo-Slope** en conditions statique et dynamique. Les résultats obtenus ont montré que l'ajout de poudre de verre améliore les caractéristiques mécaniques du sol, ce qui contribue à une amélioration notable de la stabilité du talus, traduite par une augmentation du facteur de sécurité et une réduction des déformations avec l'augmentation du pourcentage de poudre de verre.

L'analyse dynamique a également mis en évidence une diminution du facteur de sécurité sous l'effet du chargement sismique, confirmant l'influence défavorable des sollicitations dynamiques sur la stabilité des pentes, tout en montrant que l'effet du traitement par stabilisation reste efficace pour améliorer le niveau global de stabilité.

La comparaison entre les deux logiciels a révélé une cohérence générale des résultats, bien que **Géo-Slope** fournisse des valeurs légèrement plus élevées du facteur de sécurité que **PLAXIS 2D**, en raison des différences méthodologiques entre la méthode d'équilibre limite et la méthode des éléments finis.

CONCLUSION

GENERAL

CONCLUSION GENERALE

Cette étude traite de la problématique de la stabilité du talus situé sur la route nationale n°2 reliant les communes de Ben sekrane et Amieur, considérée comme l'un des défis majeurs en ingénierie géotechnique, notamment dans les sols argileux présentant de faibles propriétés mécaniques. L'objectif de ce travail est d'évaluer l'efficacité de l'utilisation de la poudre de verre comme ajout alternatif et durable afin d'améliorer le comportement du sol et d'augmenter le coefficient de sécurité du talus sous l'effet des sollicitations statiques et dynamiques.

L'étude a adopté une méthodologie intégrée combinant l'analyse théorique des mouvements de versants et des différentes techniques de stabilisation, ainsi que les méthodes de calcul du facteur de sécurité, en complément d'une étude expérimentale et d'une modélisation numérique. Le travail s'est appuyé sur les données géotechniques et les résultats expérimentaux issus des travaux de **Dahmane Aïd et Mekaou (2021)**, qui ont montré, à travers des essais mécaniques, notamment l'essai de cisaillement direct réalisé à l'aide de la boîte de Casagrande, que le sol étudié est une argile à forte plasticité et à faible résistance. Les résultats ont également mis en évidence une amélioration des propriétés physiques et mécaniques du sol après l'ajout de poudre de verre, ainsi que la détermination du dosage optimal.

Dans ce contexte, la poudre de verre contribue à la modification des propriétés physico-chimiques du sol traité en réduisant sa capacité d'adsorption et de rétention d'eau, ce qui entraîne une diminution de l'indice de plasticité et une amélioration du comportement ainsi que de l'ouvrabilité du sol. Une augmentation de la densité sèche maximale a également été observée avec l'augmentation du pourcentage de poudre de verre, traduisant une meilleure compacité et un renforcement de la structure mécanique du sol. (Nuruzzaman. & Hossain., 2014)

Les résultats de la modélisation numérique réalisée à l'aide des logiciels **PLAXIS 2D** et **Géo-Slope** ont confirmé l'efficacité du traitement proposé. Le coefficient de sécurité est passé d'une valeur critique $FS = 0,7402$ à l'état naturel à des valeurs sûres d'environ $FS = 1,283$ avec **PLAXIS** et $FS = 2.024$ avec **Géo-Slope**, ce qui met en évidence une amélioration significative de la stabilité du talus.

En conclusion, la poudre de verre est considérée comme un matériau économique par rapport aux matériaux traditionnels de stabilisation des sols. Elle permet en effet de réduire de manière significative les coûts de traitement tout en maintenant de bonnes performances

géotechniques. Par conséquent, cette solution constitue une alternative prometteuse pour les projets futurs de stabilisation des sols, notamment dans une perspective de développement durable et de valorisation des déchets industriels.

Les références bibliographiques

1. Abramson Lee., W., & Lee Thomas., S. (2018). *Slope stability and stabilization methods*. New York: éditions Wiley.
2. Agma., M., Hashim., M., Murad., M., & Zabidi., H. (2016). *Slope Sensitivity Analysis using Spencer's Method in Comparison with General Limit Equilibrium Method*.
3. Aissa Mamoune., S. (2013). *Les glissements des terrains*. Algérie: université d'Ain-Temouchent BEL HADJ BOUCHAIB.
4. Alfonsi., P. (1997). Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains. *revue francaise de géotechnique*(79), 3-12.
5. Alp'Géoriques. (2004, septembre). Les mouvements de terrain. (5). France: Ministère de l'écologie et du développement durable.
6. B, H., & D, A. (2017/2018). *Mémoire de master, Etude de la stabilisation des talus par pieux*. Djelfa: Université Ziane Achour.
7. Bendadouche., H., & Lazizi., S. (2013). Glissement de terrain et confortement. El Omaria(MEDEA): Pages bleues Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n°64/PK 47+200.
8. Bimane., R., Selwa., T., & M., S. (2016). *Mouvements et stabilisation des sols, Mémoire master*. Guelma: Université 08 Mai 1945.
9. Bouafia., A. (2010). *Conception et calcul des ouvrages géotechnique*. Algérie: Edition Pages Bleues International.
10. Bouhchicha., D., & Doudou., L. (pfe 2022.). *Etude et traitement du glissement de terrain sur le cw 137 au pk 41+000*. Université mohhamed seddik benyahia jijel.
11. Boulon., M., Flavigny ., E., Malcot., Y., & al, e. (Novembre 2004). *Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique, document 1*. Laboratoire 3S et Terrasol.
12. Brinkgreve., J. R. (2003). *Manuel de référence- version 8*. Delft, Pays-Bas: Delft University of Technology.
13. Brinkgreve., R., & Broere., W. *PLAXIS 2D Version 8.2 Manuals*. Delft UNIVERSITY OF TECHNOLOGY ET PLAXIS B.V THE NETHERLANDS.
14. Bucur., V., & Perrin., A. (1981). Détermination du module d'Young du bois par une méthodes dynamique sur carottes de sondage. *Annales des Sciences Forestières*, 38(2), 283-298.
15. Chafi., S. (2012). *CONTRIBUTION A L'ETUDE DU RENFORCEMENT DES TALUS INSTABLES PAR LES GEOSYNTHETIQUES*. Université Abou Bakr Belkaid.

16. Chekroun., L. e. (2024). Analyse de la réponse non linéaire des pieux de stabilisation sous chargement sismique en tenant compte de l'interaction avec le sol . Tlemcen: Université Aboubakr Belkaid.
17. Chelghoum., N. (2006). *Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols*. (P. d. d'Annaba, Éd.) Annaba.
18. Chen, W., Bipul, H., Naveel, I., & Kenichi, S. (2019). Implementation of a large deformation finite element modelling technique for seismic slope stability analyses .
19. Chihab., M., & Griou ., S. (2018). *Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique- application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire ISAAD Hassani(beni messous-alger)*. Khemis Miliana.
20. D., H., & M, H. (2018). *Amélioration des sols* . Guelma : Université 08 Mai 1945.
21. Dahmane Ayad., Z., & Mekaou., S. (2021). *COMPORETEMENT D'UNE ARGILE TRAITEE PAR LA POUDRE DE VERRE*. Ain temouchent: Mémoire de master, Université Belhadj Bouchaib.
22. Dan., T. rapport de modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation a long terme d'un massif granitique,Thèse doctorat. Paris: L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées en Géologie de l'ingénieur.
23. Desai Chandrakant., S., & Christian John., T. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. NEW YORK: McGraw-Hill.
24. Didier., D., & Lebrazidec., M. (1998). précis: structures de génie civil, projets dimensionnement, normalisations . Edition Nathan .
25. Durville., J., & Save, G. (1991). Stabilité des pentes :Glissements en terrain meuble,. C254. Paris: Techniques de l'Ingénieur.
26. Durville., J., & Séve., G. (1996). Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble. Techniques de l'Ingénieur,traité construction.
27. (2004). *Etude d'un glissement de terrain avec Géostation*. Mémoire de fin d'étude.
28. Flageollet, J. (1989). Les mouvements de terrains et leurs prévention. 224p. Paris: Série géographique.
29. FLEUREAU JM, K.-S. S. (2004). Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification. *Ecole centrale de paris* . france.
30. GEODERIS. (2025). *L'après-mine:mouvements de terrain* . Consulté le mai 15, 2025, sur Geoderis.fr: <https://geoderis.fr/lapres-mine/thematiques/mouvements-de-terrain>
31. Goual., W. (2018/2019). *analyse de l'influence de la choronologie des travaux et des terrassements sur la stabilité des rive de barrages en terre*. Tlemcen: Université Abou Bakr Belkaid.
32. Grenoble, I. (2007). Récupéré sur www.irmagrenoble.com/pdf/risques_majeurs2007/07

33. Guerfi., H. (2008). *Stabilisation des talus renforcés par pieux*. Magistère en génie civil option Mécanique des sols, Université de Batna.
34. Habib., P., & Al. (1996). *Recommandations tirants d'ancrage*. Paris: Eyrolles, 1996. 2-212-01813-4.
35. Hungr ., O., Leroueil ., S., & Picarelli., L. (2014). The varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167-194.
36. Huybens., N. (2014). *Tassement*.
37. Jean-pierrs., M. (2007/2008). *Stabilité des pentes et saturation partielle: Etude expérimentale et modélisation numérique*. Thèse de doctorat en sciences de l'Ingénieur, Université de Liège.
38. Jian ., J., Weijie., Z., Fei ., Z., Yufeng ., G., & ., Q. L. (2019). Reliability analysis on permanent displacement of earth slopes using the simplified bishop method.
39. Jian., j., & ., W. Reliability analysis on permanent displacement of earth slopes using the simplified bishop method.
40. Koudery, A. (2005). *Stabilité des pentes*. Alep: Cours réalisé avec le soutien de l'agence Université d'Alep.
41. Kriket., M., & Bourezak., T. (2022). *Pfe, Etude des cas de glissement de terrain et leurs confortement situés au sud de la ville de Texanna du pk 33+150 au pk 33+880 (pénétrante autoroutière Jijel- el eulma)*. Jijel: Université Mohamed Seddik Benyahia .
42. Lefriki., S. (2015). *EFFET DE LA VARIATION DE LA COHESION SUR LE COMPORTEMENT DES PENTES*. Mémoire de master 2^{ème} année. Université Mohamed Khider, Biskra.
43. Manuel d'utilisation de TALREN 5.
44. Marcel, R. (1975). *Drainage. Rabattement. technique de l'ingénieur; traité construction*, C256.
45. Megag., H. (2018). *Traitement d'un sol affaissable par un ajout mixte de fibre de verre et de ciment*. M'sila: Université Mohamed Boudiaf.
46. Melle Fadhel., S. (2014). *stabilité et renforcement des sols_ Etude de cas*. Biskra: Université Mohamed Khider.
47. Mohamed, C., & Sadam, G. (2017/2018). *Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire ISAAD Hassani Beni Messous-Alger*. Khemis Maliana, Algérie: Université Djillali Bounaama .
48. Nabil., K., & Mohahed Said ., M. (2015/2016). *Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN24 au PK 220+000*. Bijaia: Université Abderrahmane Mira.

49. Nuruzzaman., D., & Hossain., M. (2014). Effect of soda Limite Glass Dust on the Properties of Clayey Soil. *Global Journal of Researches in Engineering*, 14(5), 210-219.
50. reiffsteck., P. *Mécanique des sols Avancée - Stabilité des pentes*. LPC Division MSRGI sec: France.
51. Roubila., C. (2015). *Stabilité des talus*. Guelma: Université 08 Mai 1945.
52. SCHLOSSER., F. .., & UNTERREINER., P. (1991). Renforcement des sols par inclusions. *Techniques de l'ingénieur*, c 245. Paris: Techniques de l'ingénieur.
53. Sellami., S., & Belamri., S. (2013/2014). *Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait idriss Bejaia*. Béjaia: Université Abderrahmane Mira de Béjaia.
54. Senouci S., M. .., & Monnet., J. (1999). Modélisation numérique du Géomécamètrique. *Revue française de géotechnique*(88), 21-35.
55. *Soutènement et renforcement des sols: Comment apporter une stabilité à un massif, devenu instable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables? (pdf)*.
56. Tijani., F. (2017). *Memoire de master, Stabilisation d'un glissement de terrain par pieux: cas du talus du PK31+7000 de la pénétrante autoroutière Jijel_El Eulma*. Biskra: Université Mohamed Khider.
57. U . S . Army Corps of eNGINEERS . (2003). *Slope stability, Engineering Manuel EM 1110-2-1902*. Washington, DC: Department of The Army U.S. Army Corps of Engineers.
58. Varnes., J., Leroueil., S., & Faure., R. (1994). Slope mouvements : a geotechnical perspective. 1637-1646. Lisbonne: 7th IAEG Congress.
59. www.terrasol.fr.
60. Yanour., K., & Larbi., M. (2013). *Etude de stabilité du glissement de terrain de targua ouzemour(bejaia)*. Bejaia: Université abderrahmane mira.
61. Youcef tani., s., & ramdani., c. a. (2021). *Analyse de la stabilité du talus: cas d'un glissement de terrain sise dans la pénétrante autoroutière Ghazaouet-Tlemcen*. Tlemcen: Université A. Belkaid.
62. Zhang Tianwen., a., Cai Qingxiang., a., Han Liu., a., Shu Jisen., a., & Zhou Wei., a.. 3D stability analysis method of concave slope on the on the bishop method.