

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil
Option : Géotechnique

Présentée par :
M^{elle} REMIDI Malisa

Thème

**Étude de la stabilité et du confortement d'un
glissement de terrain au niveau de la déviation Est de la
ville de Draa El Mizan (wilaya de Tizi-Ouzou)**

Soutenue publiquement le : 04 / 07 / 2024

Devant le jury composé de :

Mr. DEHMOUS H.	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Président
Mme. BELHASSANI O.	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Examinatrice
Mme. DEGHOUL L.	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Promotrice

Année universitaire 2023 / 2024

Dédicaces

Je souhaite dédier ce mémoire

À mes chers parents, ma sœur Lina et mon frère Idir pour leurs encouragements ;

À mes enseignants et encadrants, pour leurs guidance, expertise, précieux conseils et leurs inspirations continues ;

À mes amis et à toute la promotion ;

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce mémoire. Votre collaboration, vos conseils et votre motivation ont été des éléments déterminants pour la réalisation de ce projet.

Remerciements

Ce mémoire de fin d'études représente l'aboutissement de plusieurs années de travail, de défis et d'apprentissages. Il n'aurait pas été possible sans le soutien et l'aide précieuse de nombreuses personnes auxquelles je souhaite exprimer ma gratitude.

*Tout d'abord, je tiens à remercier chaleureusement les **Membres du jury**, d'avoir accepté d'évaluer mon travail. Leurs commentaires et suggestions seront pour moi une source d'amélioration continue et un précieux retour d'expérience.*

*Un grand merci, pour ma promotrice Madame **DEGHOUL**, pour son encadrement attentif et ses conseils avisés, sa disponibilité et son soutien constant ont été d'une importance capitale pour la réalisation de ce travail.*

*Je souhaite également exprimer ma reconnaissance aux responsables de la **Direction des Travaux Publics** de Tizi-Ouzou et de la Subdivision de la Direction des Travaux Publics de Draa El Mizan pour leurs accueils chaleureux, leurs collaborations et leurs aides précieuses. Les informations et les ressources qu'ils m'ont fournies ont été essentielles pour mener à bien cette étude.*

*Je n'oublie pas **Ma famille**, dont le soutien indéfectible m'a accompagné tout au long de mes études. Leur amour, leur patience et leurs encouragements ont été une source de motivation et de réconfort inestimable.*

*Je tiens également à remercier **Mes amis**, pour leur présence constante, leur écoute et leurs encouragements, les moments de partage et de soutien mutuel ont été précieux et ont grandement contribué à surmonter les défis rencontrés durant cette période.*

Et à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire, je vous adresse mes plus sincères remerciements.

Résumé

Ce travail se concentre sur l'étude de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain de la déviation Est de Draa El Mizan de la wilaya de Tizi-Ouzou. Dans un premier temps, des généralités sur les mouvements de terrain ont été abordées, en explorant les différents types de mouvements, leurs causes et leurs impacts sur les infrastructures et la sécurité humaine ; avec un accent particulier sur les glissements de terrain de la région de Tizi-Ouzou. Ensuite, les méthodes de calcul de la stabilité des pentes (analytiques et numériques) ainsi que les différentes méthodes de confortement des pentes ont été exposées, en analysant leurs avantages et limitations. Puis, une présentation du site du glissement étudié, cité plus haut, ainsi que les causes de déclenchement de ce glissement ont été détaillées, suivi de deux modélisations numériques avec le logiciel en éléments finis Plaxis 2D. La première représente l'état initial du sol et les causes du glissement. Par contre la seconde, montre l'effet de la solution de confortement proposée (mur en gabion) sur la stabilisation de ce glissement. Pour finir, une comparaison entre les deux modélisations numériques a été faite et des conclusions ont été tirées.

Mots clés : Glissement de terrain, stabilité, confortement, Plaxis 2D, modélisation numérique, coefficient de sécurité.

Abstract

This work is focused on the study of the stability and reinforcement of a landslide on the Draa El Mizan eastern deviation in the wilaya of Tizi-Ouzou. First, a general overview of landslides was presented, exploring the different types of movement, their causes and impacts on infrastructure and human safety, with a particular focus on landslides in the Tizi-Ouzou region. Next, the methods for determining slope stability (analytical and numerical) and the various slope reinforcement methods were presented, with an analysis of their advantages and limitations. This was followed by a presentation of the landslide site and its causes, and complemented by two numerical modelling using Plaxis 2D finite element software. The first represents the initial state of the soil and the causes of the landslide. However, the second one, shows the effect of the proposed reinforcement solution (gabion wall) on the stabilization of the landslide. Finally, the two numerical modelling were compared and conclusions were deducted.

Keywords : Landslide, stability, reinforcement, Plaxis 2D, numerical modeling, factors of Safety

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux	xii
Liste des figures	xiii
Liste des symboles et des abréviations.....	xvi
Introduction générale.....	1
Chapitre 1. Généralités sur les mouvements de terrain	3
1.1. Introduction	3
1.2. Classifications des mouvements de terrain.....	3
1.2.1.1. Mouvements lents et continus	3
1.2.1.2. Retrait-gonflement.....	3
1.2.1.3. Tassement	4
1.2.1.4. Affaissement.....	4
1.2.1.5. Fluage	4
1.2.1.6. Solifluxion	4
1.2.1.7. Glissement	5
1.2.1.8. Fauchage.....	5
1.2.1.9. Reptation.....	5
1.2.2. Mouvements rapides et discontinu	6
1.2.2.1. Écroulements (ou éboulement) et chutes de blocs	6

1.2.2.2. Effondrements	6
1.2.2.3. Coulées boueuses.....	7
1.3. Caractéristiques des différentes familles de mouvements.....	8
1.4. Processus de glissement	8
1.4.1. Définition du glissement.....	8
1.4.2. Types de glissement de terrain	9
1.4.2.1. Glissement plan	9
1.4.2.2. Glissement rotationnel (circulaire) simple	9
1.4.2.3. Glissement rotationnel complexe	10
1.4.3. Principaux éléments morphologiques d'un glissement de terrain.....	10
1.4.4. Classification des glissements	11
1.4.4.1. Vitesse moyenne du mouvement.....	12
1.4.4.2. Profondeur de glissement	12
1.5. Facteurs influencent la stabilité des pentes	12
1.5.1. Facteurs géologiques	13
1.5.2. Facteurs topographiques	13
1.5.3. Facteurs hydrologiques.....	13
1.5.4. Facteurs anthropiques	13
1.5.5. Facteurs climatiques	14
1.5.6. Facteurs sismiques.....	14
1.6. Conséquences du glissement.....	14
1.7. Exemples de glissement de terrain dans la wilaya de Tizi-Ouzou.....	14
1.8. Conclusion.....	16
Chapitre 2. Méthodes de calcul de la stabilité des pentes.....	17
2.1. Introduction	18
2.2. Définition du coefficient de sécurité	18

2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité	19
2.4. Stabilité des pentes en rupture plane	20
2.4.1. Calcul de coefficient de sécurité en rupture plane infinie	20
2.4.2. Calcul de coefficient de sécurité en rupture plane finies (Cullman 1886)	21
2.5. Stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque	22
2.6. Présentations des différentes méthodes	22
2.6.1. Méthodes des tranches	23
2.6.1.1. Méthode de Fellenius (1927)	24
2.6.1.2. Méthode de Bishop généralisée	25
2.6.1.3. Méthode de Bishop simplifiée (1955)	27
2.6.1.4. Méthode de Janbu (1956)	27
2.6.1.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965)	28
2.7. Méthodes numériques	28
2.7.1. Méthode des éléments finis	28
2.7.2. Méthode des différences finies	29
2.8. Conclusion	29
Chapitre 3. Méthodes de confortement	30
3.1. Introduction	30
3.2. Méthodes de confortement des mouvements de terrains	30
3.2.1. Terrassements	30
3.2.1.1. Remblai de pieds	30
3.2.1.2. Allègement en tête	31
3.2.1.3. Reprofilage	32
3.2.1.4. Purge	32
3.2.1.5. Substitutions totales ou partielles	32
3.2.2. Drainage	33
3.2.2.1. Massifs drainant	33

3.2.2.2.	Drains et puits verticaux	34
3.2.2.3.	Drains subhorizontaux	34
3.2.2.4.	Tranchées drainantes et infiltration	34
3.2.2.5.	Collecte et canalisation des eaux de surface.....	35
3.2.2.6.	Galerie drainante	35
3.2.3.	Éléments résistants.	36
3.2.3.1.	Ouvrages de soutènements	37
3.2.3.2.	Murs poids	39
3.2.3.3.	Mur en béton armée ou mur cantilever.....	41
3.2.3.4.	Mur en terre armée	41
3.2.3.5.	Parois moulées	41
3.2.3.6.	Parois berlinoise	42
3.2.3.7.	Rideaux de palplanches	42
3.2.3.8.	Tirants d’ancrage	43
3.2.3.9.	Renforcement par inclusion.....	44
3.3.	Choix de la méthode de confortement.....	47
3.3.1.	Caractérisation du site	47
3.3.2.	Adaptation de la technique	47
3.3.3.	Contraintes économiques.....	49
3.4.	Conclusion.....	49
Chapitre 4.	Présentation du site de glissement	51
4.1.	Introduction	55
4.2.	Historique du glissement de la déviation Est de Draa El Mizan	55
4.3.	Présentation de la région et du site de glissement [22]	56
4.3.1.	Géologie de la région de Draa El Mizan	56
4.3.2.	Description des sols du site de glissement.....	56
4.4.	Reconnaissance géotechniques du site [22]	59

4.4.1. Essais au laboratoire	59
4.4.2. Sondages pressio-métriques [22].....	61
4.5. Levé topographique	62
4.6. Images satellites du site de glissement (Google Earth)	62
4.7. Conclusion.....	64
Chapitre 5. Modélisation numérique du glissement de terrain étudié	65
5.1. Introduction	65
5.2. Géométrie du modèle étudié.....	65
5.2.1. Création du modèle.....	65
5.2.2. Description de la géométrie du modèle	65
5.3. Caractéristiques des couches du sol et des interfaces.....	66
5.4. Chargements et conditions initiales.....	67
5.4.1. Chargements	67
5.4.2. Conditions aux limite	67
5.5. Génération du maillage.....	67
5.6. Conditions initiales	68
5.6.1. Conditions hydrauliques	68
5.6.1.1. Poids volumique de l'eau	68
5.6.1.2. Niveau de la nappe phréatique	68
5.6.1.3. Génération des pressions hydrauliques	68
5.6.2. Génération des contraintes initiales du sol	69
5.7. Procédure de calcul avant les travaux de confortement	69
5.7.1. État initial	69
5.7.1.1. Géométrie du modèle	69
5.7.1.2. Déplacement totaux du sol	69
5.7.1.3. Contraintes totales du sol.....	71
5.7.1.4. Contraintes effectives	72

5.7.1.5.	Coefficient de sécurité.....	73
5.7.2.	En présence de la surcharge.....	73
5.7.2.1.	Géométrie du modèle	73
5.7.2.2.	Déplacement total du sol	74
5.7.2.3.	Contrainte totale du sol.....	75
5.7.2.4.	Contraintes effectives en présence de la surcharge	76
5.7.2.5.	Coefficient de sécurité.....	77
5.7.3.	En présence de la fuite d'eau	77
5.7.3.1.	Géométrie du modèle	77
5.7.3.2.	Déplacement total du sol	78
5.7.3.3.	Contraintes totales du sol.....	79
5.7.3.4.	Contraintes effectives en présence des fuites	80
5.7.3.5.	Coefficient de sécurité.....	81
5.7.4.	En présence de la surcharge et de la fuite d'eau.....	81
5.7.4.1.	Géométrie du modèle	82
5.7.4.2.	Déplacement total du sol	82
5.7.4.3.	Contrainte totale du sol.....	83
5.7.4.4.	Contraintes effectives en présence des fuites et la surcharges	84
5.7.4.5.	Coefficient de sécurité.....	85
5.7.5.	Comparaison et interprétation des résultats.....	85
5.8.	Procédure de calcul lors du confortement	87
5.8.1.	Renforcement par un mur en gabion	87
5.8.1.1.	Procédure de calculs	88
5.8.1.2.	Géométrie du modèle	89
5.8.1.3.	Déplacement total du sol	89
5.8.1.4.	Contraintes totales du sol.....	91
5.8.1.5.	Contraintes effectives après le renforcement par gabions	91

5.8.1.6. Coefficients de sécurité	92
5.8.2. Comparaison et interprétation des résultats	93
5.9. Conclusion	94
Conclusion générale	95
Références bibliographiques	98
Annexes	98
Annexe 1. Carte géologique	99
Annexe 2. Présentation du logiciel PLAXIS	102

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements [1].....	8
Tableau 1.2. Classification typologique des glissements de terrain (adaptée de Varnes, 1978) [11]	11
Tableau 1.3. Classification en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.....	12
Tableau 1.4. Classification des glissements selon la profondeur de la surface de glissement [12].	12
Tableau 2.1. F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage.	20
Tableau 3.1. Avantages et inconvénients des tranchées drainantes.	34
Tableau 3.2. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise des poussées [17].	38
Tableau 3.3. Présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain. .	48
Tableau 4.1. Sondages N° 1 [22].	56
Tableau 4.2. Sondage N° 2 [22].	57
Tableau 4.3. Sondages N °3 [22].	57
Tableau 4.4. Sondage N° 4 [22].	57
Tableau 4.5. Sondage N° 5 [22].	58
Tableau 5.1. Caractéristiques des différentes couches de sol.	66
Tableau 5.2. Résultats de la modélisation avant confortement.	85
Tableau 5.3 Caractéristiques des gabions [23].	88
Tableau 5.4 Caractéristique de la couche du remblai [24].	88
Tableau 5.5. Résultats de la modélisation après confortement.	93

Liste des figures

Figure 1.1. Phénomène de fluage [1].	4
Figure 1.2 .Glissement de terrain [1].	5
Figure 1.3. Phénomène d'éboulement [1]	6
Figure 1.4. Coulées boueuses [6].	7
Figure 1.5. Schéma d'une couche d'argile en glissement plan [8].	9
Figure 1.6. Rupture rotationnel simple [9].	10
Figure 1.7. Glissements successifs emboîtés [9].	10
Figure 1.8 Éléments des glissements de terrain :a) Schéma d'un glissement rotationnel b) Schéma d'un glissement simple [10].	11
Figure 1.9. Conséquences de glissement d'Ain El Hammam [13].	15
Figure 1.10.Glissement de Azazga [14].	15
Figure 1.11. Glissement de Tizirt [15].	15
Figure 2.1. Efforts appliqués sur une tranche de sol [9]	20
Figure 2.2. Schéma type d'une rupture circulaire à l'aide de la méthode des tranches. [11]	22
Figure. 2.3. Découpage d'un talus en tranche [12]	23
Figure 2.4. Méthodes de Fellenius [9].	24
Figure 3.1. Remblai de pieds [1].	31
Figure 3.2. Allègement en tête [1].	31
Figure. 3.3. Reprofilage.	32
Figure. 3.4. Moyenne de la substitution partielle [1].	33
Figure 3.5. Gabions métalliques [9].	39
Figure 3.6. Mur-caisson [9].	40
Figure 3.7. Parois moulées [9].	42
Figure 3.8. Rideau de palplanches [9].	43
Figure 4.1. Sol argileux [22].	56
Figure 4.3. Levé topographique et tracé en plane du site [22].	62
Figure 4.4. Glissement en Aout 2009.	62

Figure 4.5. Glissement en Novembre 2018.....	63
Figure 4.6. Glissement en Février 2019.....	63
Figure 4.7. Glissement en Mars 2020.....	63
Figure 4.8. Glissement en mars juste avant les travaux.....	64
Figure 5.1. Profil modélisé avec Plaxis.....	65
Figure 5.2. Génération de maillage du modèle.....	67
Figure 5.3 Information générale sur le maillage.....	68
Figure 5.4. Condition hydraulique : a) Position de la nappe phréatique, b) Générations des pressions interstitielle.....	68
Figure 5.5. Modélisation numérique du profil (état initial).....	69
Figure 5.6. Déplacement total du sol à l'état initial.....	70
Figure 5.7. Déplacement horizontal du sol à l'état initial.....	70
Figure 5.8. Déplacement vertical du sol à l'état initial.....	71
Figure 5.9. Paramètres de la phase Gravity loading.....	71
Figure 5.10. Contraintes totales à l'état initial.....	72
Figure 5.11. Contraintes effectives à l'état initial.....	72
Figure 5.12. Procédure de calcul du coefficient de sécurité.....	73
Figure 5.13. Coefficient de sécurité à l'état initial.....	73
Figure 5.14. Modélisation numérique en présence de la surcharge.....	74
Figure 5.15. Déplacement totaux du sol en présence de la surcharge.....	74
Figure 5.16. Déplacement horizontal en présence de la surcharge.....	75
Figure 5.17. Déplacement vertical en présence de la surcharge.....	75
Figure 5.18. Contraintes totales du sol en présence de la surcharge.....	76
Figure 5.19. Contraintes effectives en présence de la surcharge.....	76
Figure 5.20. Coefficient de sécurité en présence de la surcharge.....	77
Figure 5.21. Modélisation numérique en présence des fuites.....	78
Figure 5.22. Déplacement totaux en présence de la fuite d'eau.....	78
Figure 5.23. Déplacement horizontal en présence des fuites.....	79
Figure 5.24. Déplacement vertical en présence des fuites.....	79
Figure 5.25. Contrainte totale en présence des fuites d'eau.....	80
Figure 5.26. Contraintes effectives en présence des fuites.....	81
Figure 5.27. Coefficient de sécurité en présence des fuites.....	81
Figure 5.28 Modélisation numérique en présence de la surcharge et les fuites.....	82

Figure 5.29. Déplacement totaux en présence de la surcharge et les fuites	82
Figure 5.30. Déplacement horizontal en présence de la surcharge et les fuites	83
Figure 5.31. Déplacement vertical en présence de la surcharge et les fuites	83
Figure 5.32. Contrainte totale en présence de la surcharge et les fuites d'eau.....	84
Figure 1.33 Contraintes effectives en présence des fuites et de la surcharge	84
Figure. 5.34. Coefficient de sécurité en présence de la surcharge et les fuites d'eau	85
Figure 5.35. Courbe de coefficient de sécurité des différentes phases	86
Figure 5.36. Modélisation numérique après renforcement par les gabions	89
Figure 5.37. Déplacements totaux après le confortement par les gabions	90
Figure 5.38. Déplacement horizontal après le confortement par les gabions	90
Figure 5.39. Déplacement vertical après le confortement par les gabions.....	91
Figure 5.40. Contraintes totales apres le renforcement par les gabions	91
Figure 5.41. Contraintes effectives après renforcement par gabions	92
Figure 5.42. Coefficient de sécurité après confortement avec gabion	92
Figure 5.43. Courbe de coefficient de sécurité après renforcement par les gabions.....	93

Liste des symboles et des abréviations

Lettres latines

AB	Distance entre les deux extrémités du bloc.
b	Largeur des tranches.
c	Cohésion.
H	Hauteur de la pente.
H_{n-1}, H_{n+1}	Réactions inter-tranchent (horizontales).
Kx	Perméabilité horizontale.
Ky	Perméabilité verticale.
N	Force normale.
q	Surcharge routière.
R	Résistance au cisaillement du sol.
T	Force de cisaillement.
U	Déplacement total.
Ux	Déplacement horizontal.
Uy	Déplacement vertical.
V_{n-1}, V_{n+1}	Réactions inter-tranchent (verticales).
W	Poids du bloc.
Z	Profondeur de la surface de glissement.

Lettres grecques

φ	Angle de frottement.
ψ	Angle de dilatance.
σ	Contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.
ν	Coefficient de poisson.
ψ	Angle de dilatance.
β	Inclinaison de la pente.

α	Angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
γ	Poids volumique du sol.
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé.

Abréviations

DTP	Direction des Travaux Publics.
Fs	Coefficient de sécurité.
MDF	Méthode de différence finis.
MEF	Méthode des éléments finis.
Sp	Sondage carottés.

Introduction générale

Les mouvements de terrain désignent tous les déplacements et les déformations naturels ou induits qui se produisent dans le sol. Ces mouvements, qu'ils soient lents ou rapides, présentent des formes et des mécanismes variés, qui ont des implications majeures pour la sécurité des populations, la stabilité des infrastructures et la préservation de l'environnement.

L'étude des mouvements de terrain est essentielle pour diverses disciplines scientifiques et pratiques, notamment, l'ingénierie géotechnique et l'aménagement du territoire.

Les chercheurs s'efforcent de comprendre les mécanismes de ces mouvements afin de mieux prédire leur occurrence et de développer des méthodes de prévention, ainsi que des méthodes d'analyse de leur stabilité et de leur confortement.

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain survenu à la déviation Est de Draa El Mizan de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Pour mener à terme ce travail, on l'a réparti en cinq chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous présentons des généralités sur les mouvements de terrain, les types et les causes de l'instabilité des pentes, avec quelques exemples de glissements dans la wilaya de Tizi-Ouzou.
- Dans le deuxième chapitre, nous mettons en vue les différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes.
- Dans le troisième chapitre, nous exposons les méthodes de confortement des glissements de terrains et la procédure pour choisir une solution de confortement plus appropriée.
- Dans le quatrième chapitre, nous présentons le site du glissement étudié.

- Dans le dernier chapitre, nous présentons les deux modélisations numériques effectuées avec logiciel en éléments finis PLAXIS 2D. La première modélisation représente l'état initial du sol et les causes du glissement. Par contre la seconde, montre l'effet du confortement réalisé (mur en gabion) sur la stabilisation de ce glissement.

À la fin, nous terminons cette étude par une conclusion générale qui regroupe les différents résultats obtenus et permet de dresser des perspectives à considérer dans des travaux futurs.

***Chapitre 1. Généralités sur les mouvements
de terrain***

1.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des déplacements du sol ou du sous-sol, ou le changement de position des matériaux de la surface terrestre, d'origine naturelle ou anthropique (occasionnés par l'homme). Ces mouvements de terrain peuvent se produire dans de nombreuses régions du monde à cause de divers facteurs géologiques, topographiques, climatiques, hydrologiques, sismiques et d'autres liés aux activités humaines.

Les mouvements de terrains peuvent être classés selon divers critères, tels que le mécanisme de déplacement, la vitesse, la nature des matériaux impliqués et les conditions environnementales.

Dans notre chapitre, on s'intéresse beaucoup plus au phénomène de glissement des terrains qui est le plus répandu dans la région de la Kabylie.

1.2. Classifications des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont des déplacements, plus ou moins rapides, de masses de terre, de roches ou de débris le long des pentes terrestres, selon la vitesse de déplacement, on distingue deux types de mouvements :

1.2.1.1. Mouvements lents et continus

Ce sont des processus géologiques dans lesquelles les matériaux de la surface terrestre se déplacent ou se déforment progressivement sur des périodes de temps prolongées, ces mouvements peuvent se produire sur des échelles de temps allant de plusieurs mois à plusieurs années. Les mouvements de terrain sont souvent caractérisés par une vitesse de déplacement relativement faible et parfois avec des épaisseurs importantes (dizaine de mètres). Dans les mouvements lents et continus, on trouve :

1.2.1.2. Retrait-gonflement

C'est un phénomène géotechnique qui est connu sous le nom de gonflement des argiles. Il est observé dans les sols argileux qui subissent des variations de volumes d'eau. Les argiles ont la capacité d'absorber l'eau et de se dilater entraînant un gonflement du sol, puis lors de la période de sécheresse, lorsque le sol perd de l'eau et les minéraux d'argiles s'entraînant un retrait du sol.

1.2.1.3. Tassement

C'est lorsque le sol se déplace ou se comprime verticalement sous l'effet de l'application d'une charge appliquée. En d'autres termes, c'est la diminution de la hauteur d'une masse de sol ou de roche due à la compression des particules, ce qui réduit l'espace poreux entre elles et entraîne le tassement du sol.

1.2.1.4. Affaissement

Les affaissements et les effondrements dus à la présence de cavités souterraines (naturelles ou artificielles : sapes de guerre, champignonnières, extraction de sel ou de pierre...).

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent des terrains de surface ; l'effondrement est une rupture brutale des piliers ou de la partie supérieure d'une cavité qui crée littéralement un « trou » (fontis) à la surface du sol.

1.2.1.5. Fluage

C'est la déformation lente et progressive dans le temps que subissent les matériaux solides sous l'effet des contraintes. Il se produit généralement lors dans des températures élevées sous des contraintes faibles dans des pentes naturelles argileuses (Figure 1.1).

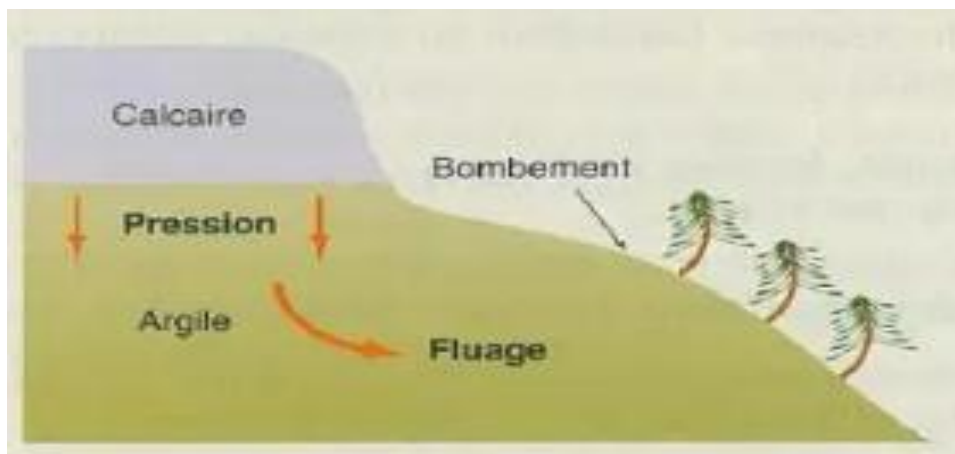


Figure 1.1. Phénomène de fluage [1].

1.2.1.6. Solifluxion

C'est le déplacement lent et continu des sols saturés en eau sur des pentes. Ce mouvement se produit lorsque la couche supérieure se dégelée tandis que les couches

inférieures restent gelées créant une zone de saturation qui permet au sol de se glisser progressivement

1.2.1.7. *Glissement*

Le glissement de terrain se produit lorsqu'une masse de terre se déplace le long d'une pente, généralement le long d'un plan de glissement. Ce phénomène peut être provoqué naturellement par (les fortes pluies, l'érosion....) ou par les actions de l'homme (travaux de terrassement....) ou bien par les séismes (Figure 1.2).

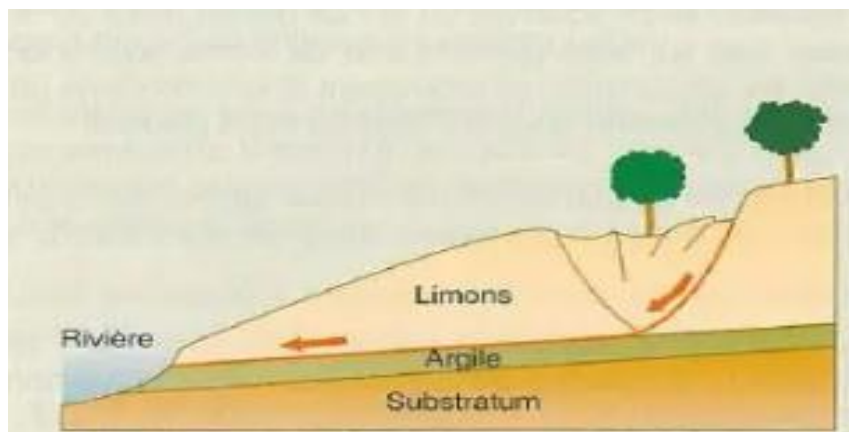


Figure 1.2 .Glissement de terrain [1].

1.2.1.8. *Fauchage*

Le phénomène de fauchage désigne un type de glissement de terrain où une masse de sol ou de roche se déplace le long d'une surface inclinée, il s'agit d'un basculement des couches vers l'aval qui s'amortit en profondeur. Il peut être déclenché par plusieurs facteurs tels que le changement de saturation du sol ou de l'activité humaine. Ce phénomène présente un risque pour la stabilité des pentes.

1.2.1.9. *Reptation*

Il s'agit d'un déplacement progressif superficiel du sol et des roches altérées, suivant la pente. La **reptation** se fait surtout sentir en période humide. Les petits mouvements verticaux que le sol subit à la suite de la succession d'humidification et de dessiccation des minéraux d'argiles, ou du gel et dégel de l'eau présente, en sont la cause principale. Après gonflement sous l'action de l'humidification, le fragment d'argile, lorsqu'il sèche retombe à la verticale [2].

1.2.2. Mouvements rapides et discontinu

Ce sont des mouvements qui se produisent d'une manière rapide et soudaine, qui implique le déplacement ou l'effondrement des matériaux à la surface de la terre sur des échelles de temps relativement court généralement quelques secondes au quelques jours, qui peuvent causer des graves dommages aux biens et aux Personnes. Dans les mouvements rapides et discontinus, on distingue :

1.2.2.1. *Écroulements (ou éboulement) et chutes de blocs*

L'éboulement: c'est un phénomène géologique qui se produit lorsqu'une masse de roche se détache d'une paroi rocheuse, d'une falaise, d'une montagne ou d'un versant, et chute ou glisse vers le bas sous l'effet de la gravité. C'est un type spécifique de mouvement de terrain, qui se distingue des glissements de terrain, des affaissements, des tassements, des coulées de boue, des effondrements de cavités souterraines et des avalanches. L'éboulement peut être soudain et rapide, et peut impliquer un volume de roche considérable [3]. (

Figure 1.3).

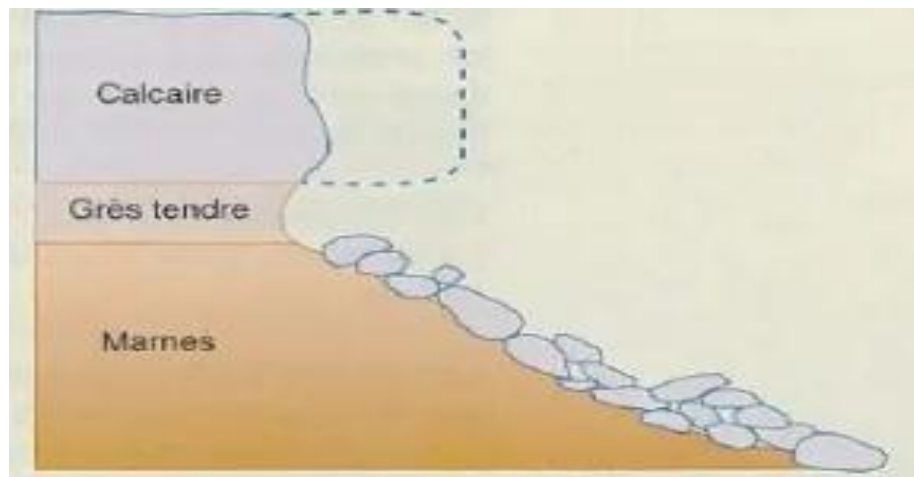


Figure 1.3. Phénomène d'éboulement [1]

Les chutes de blocs : il s'agit d'éboulements où des blocs de roche se détachent d'une paroi rocheuse et chutent verticalement vers le bas. Elles peuvent être causées par l'érosion, l'infiltration d'eau, les séismes, ou d'autres facteurs.

1.2.2.2. *Effondrements*

C'est la rupture brutale des appuis ou de la partie supérieure d'une cavité souterraine. On trouve :

a. Effondrement généralisé

C'est l'abaissement brutal de la surface pouvant affecter une zone de plusieurs dizaines de mètres de large présentant une rupture franche des terrains.

b. Effondrement localisé

Qui est à la différence de l'effondrement généralisé, se manifeste en surface par un cratère de quelques mètres de diamètre ; il correspond aux phénomènes de fontis ou d'effondrement de tête de puits ou de galerie [4].

1.2.2.3. Coulées boueuses

Ce sont des phénomènes naturels extrêmement rapides et meurtriers qui se manifestent principalement dans les régions montagneuses.

Les coulées de débris, aussi appelées avalanches de débris, et les laves torrentielles, ou débris-flows, se distinguent par la morphologie de leurs dépôts, la taille des particules, les caractéristiques mécaniques, et les vitesses d'écoulement. Les mouvements sont lents et se déplacent sur de courtes distances pour les glissements qui se transforment en coulées, tandis qu'ils sont rapides et couvrent de longues distances pour les coulées de débris et les laves torrentielles. Ces phénomènes se produisent après une phase de fragmentation et la perte de cohésion pour les marnes.

Les laves torrentielles sont des écoulements rapides d'un mélange de matériaux grossiers, comprenant des blocs rocheux dont certains peuvent dépasser une dizaine de mètres de grand axe, transportés

Les coulées boueuses sont des déplacements de matériaux qui sont soit dépourvus de cohésion, soit ont perdu leur cohésion dès le début du mouvement. Elles se forment généralement lorsque le sol devient saturé d'eau en raison de fortes pluies ou d'une émergence temporaire (Figure 1.4) [5].



Figure 1.4. Coulées boueuses [6].

1.3. Caractéristiques des différentes familles de mouvements

D'après Gilles Sève et Pierre Pouget 1998 les mouvements de terrain sont caractérisés par la vitesse moyenne, le volume et les facteurs déclenchant le Tableau 1.1. Résume les éléments caractérisant les différentes familles de mouvements.

Tableau 1.2. Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements [1].

Terrains		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Chargement évolution du matériau
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m ³ à plus de dix mille m ³	Eau, gel- dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux très rapide lâches	Très rapide	De dix a à plusieurs centaines de m ³	Très fortes pluies, ruptures de digues

1.4. Processus de glissement

1.4.1. Définition du glissement

Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaires de masses de sol dont le volume peut varier de quelques dizaines de mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. L'épaisseur de ce glissement peut aller de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, et leur surface peut atteindre plusieurs kilomètres carré km². Cette variabilité est extrême, allant de petits glissements pouvant entraîner la fermeture d'une route à de grands glissements modifiant entièrement la topographie du site [4].

Les glissements sont des catastrophes naturelles très répandues, affectant toutes les régions du monde et causant chaque année d'importantes pertes en vies humaines et en biens. Ils affectent aussi les pentes naturelles et artificielles (telles que les remblais et les barrages). Dans la plupart du temps, la cause principale de ces glissements est l'eau par les actions : des pressions interstitielles, des pressions dues aux gonflements des argiles et des écoulements des eaux souterraines.

1.4.2. Types de glissement de terrain

On trouve trois types de glissement de terrain qui peuvent être classés selon la forme et la taille de la masse du sol en mouvement et la vitesse de mouvement.

1.4.2.1. Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque le massif en pente est constitué de sols meubles reposant sur un substratum, ou lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de ces glissements peut varier considérablement, allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés. Les formations les plus sujettes à ce type de glissement sont les zones de flysch, les schistes marno-calcaires et les schistes métamorphiques (Figure 1.5) [7].

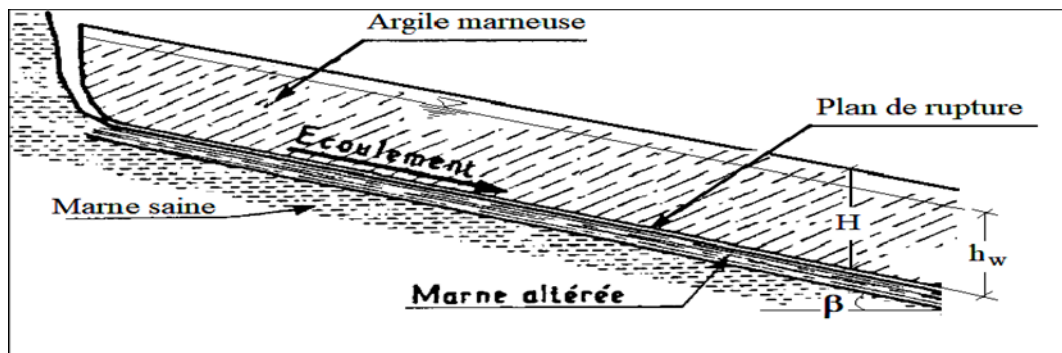


Figure 1.5. Schéma d'une couche d'argile en glissement plan [8].

1.4.2.2. Glissement rotationnel (circulaire) simple

C'est un mouvement de terrain qui survient lorsqu'une masse de sol ou de roche se déplace le long d'une surface de rupture incurvée ou courbée, effectuant une rotation autour d'un axe ou d'un point central.

Ce phénomène survient sur des pentes inclinées, et il peut être provoqué par différents éléments tels que la géologie, la saturation en eau et la topographie.

Les glissements rotationnels peuvent avoir des dimensions variées, allant de petits mouvements insignifiants à des événements majeurs qui entraînent des dommages considérables aux biens et aux infrastructures, ainsi que des risques pour la sécurité des populations environnantes (Figure 1.6).

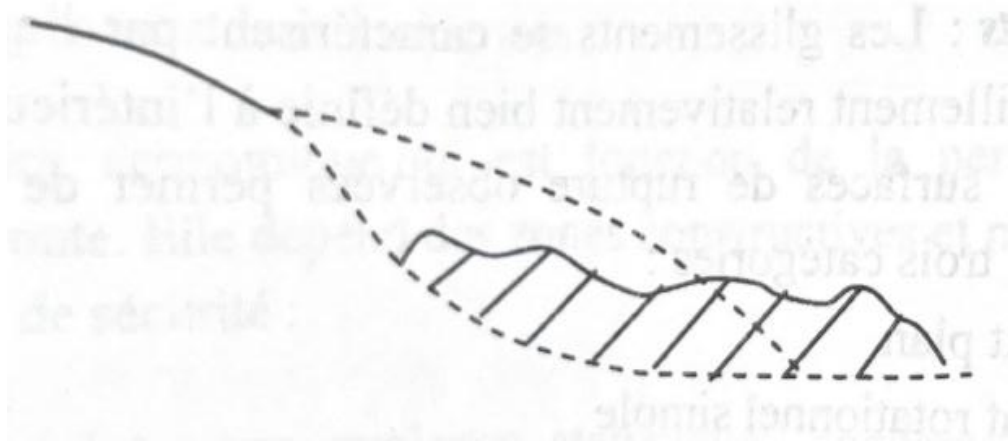


Figure 1.6. Rupture rotationnel simple [9].

1.4.2.3. Glissement rotationnel complexe

C'est un ensemble de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres en raison de la suppression de la butée causée par un précédent glissement, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont (Figure 1.7).

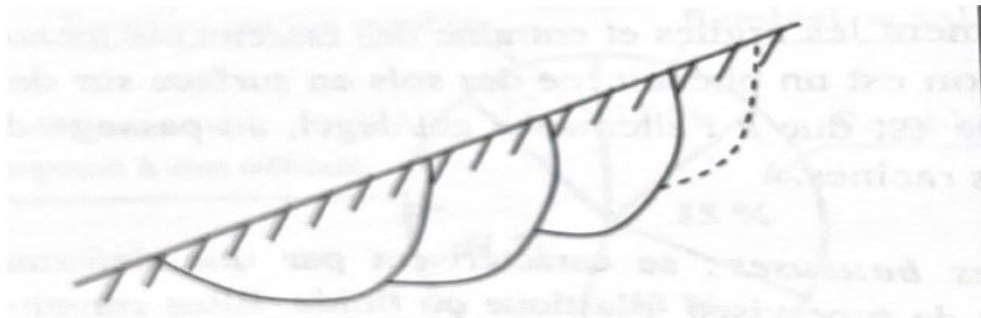


Figure 1.7. Glissements successifs emboîtés [9].

1.4.3. Principaux éléments morphologiques d'un glissement de terrain

Figure 1.8. Présente les principaux éléments morphologiques d'un glissement de terrain qui se compose de :

- Niche d'arrachement.
- Corps de glissement.
- Surface de glissement.
- Fissures transversales.
- Fissures radiales.
- Substratum stable.
- Lobe ou bourrelet d'accumulation.

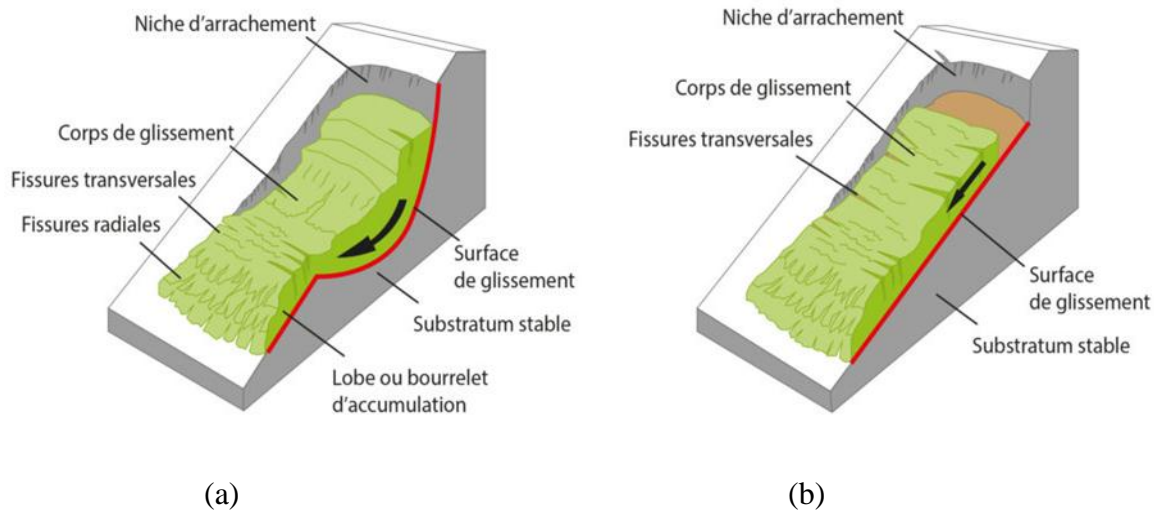


Figure 1.8 Éléments des glissements de terrain :a) Schéma d'un glissement rotationnel
b) Schéma d'un glissement simple [10].

1.4.4. Classification des glissements

Les glissements de terrain dans les sols et les roches meubles se manifestent sous plusieurs formes (glissement plan ou circulaire, d'emplacement latéral, coulée boueuse, coulée de débris, reptation), intéressent des surfaces variables (quelques m^2 à plusieurs km^2 ; et peuvent présenter des cinématiques très différentes (de quelques mm à cm/an pour la reptation, à plusieurs m/s pour les coulées boueuses).

Tableau 1.3. Classification typologique des glissements de terrain (adaptée de Varnes, 1978) [11]

Type de glissement		Type de sol ou de roche meuble	
		Grossier	Fin
Glissement	Rotationnel	Glissement de débris	Glissement boueux
	Transrotationnel		
Déplacement latéral		Déplacement de débris	Déplacement boueux
Coulée		Coulée de débris	Coulée boueuse
		Reptation	
Complexe		Combinaison d'au moins deux mécanismes	

Les glissements peuvent être classés selon la vitesse moyenne du mouvement et selon la profondeur de la surface de glissement.

1.4.4.1. Vitesse moyenne du mouvement

Pour un mouvement stabilisé, très lent, ça vitesse moyenne et de quelques millimètres par an et de quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un mouvement actif. D'une façon exceptionnelle, des mouvements très rapides peuvent se produire de plusieurs décimètres par jour.

Tableau 1.4. Classification en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
stabilise, très lent	0 – 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapid	>10 cm/an

1.4.4.2. Profondeur de glissement

Le tableau 1.4 présente la classification des glissements de terrain selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau 1.5. Classification des glissements selon la profondeur de la surface de glissement [12].

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2 m ²
Semi profond	2 – 10 m ²
Profond	> 10 m ²

1.5. Facteurs influencent la stabilité des pentes

La compréhension des facteurs influencent la stabilité des pentes est essentielles pour prévenir les glissements de terrain et assurer la sécurité des infrastructures et des populations, les pentes naturelles et anthropique peuvent devenir instables sous l'influence de plusieurs facteurs qui interagissant souvent d'une manière complexe et imprévisible. Parmi ces facteurs on distingue :

1.5.1. Facteurs géologiques

-La structure géologique peut entraîner la formation de zones de faiblesse dans lesquelles des glissements de terrain peuvent survenir en raison de la présence de couches de roche inclinées, de failles ou de joints.

-Le risque de glissement peut être accru en fonction de la composition géologique du sous-sol, comme la présence de roches friables ou de formations géologiques instables.

1.5.2. Facteurs topographiques

- En raison de la gravité qui exerce une force plus importante sur le sol, les pentes abruptes sont intrinsèquement moins stables que les pentes douces. La raideur de la pente augmente le risque de glissement.
- La pente est plus susceptible de subir des glissements de terrain lorsque celle-ci est orientée vers des directions où l'eau de ruissellement est concentrée, comme le cas des vallées fluviales.

1.5.3. Facteurs hydrologiques

-Les fortes précipitations ont la capacité de remplir le sol en eau. Par conséquent, cela provoque une diminution de sa cohésion et une augmentation de la pression interstitielle, ce qui entraîne une réduction de la résistance au cisaillement du sol et peut provoquer des glissements de terrain.

-Le niveau de la nappe phréatique peut entraîner une saturation du sol et une diminution de sa résistance, ce qui accroît le risque de glissement.

-Le manque de drainage ou le blocage des drains peut causer une accumulation d'eau dans le sol, ce qui entraîne une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la stabilité des pentes.

1.5.4. Facteurs anthropiques

-La déforestation et les incendies consistent à éliminer la couverture végétale, ce qui rend le sol moins capable d'absorber l'eau et de maintenir sa stabilité, ce qui accroît le risque de glissements de terrain.

-Les changements dans les régimes de drainage, dus à l'urbanisation ou à d'autres aménagements, peuvent augmenter l'infiltration de l'eau dans le sol l'augmentation des pressions interstitielles ainsi que la diminution de la résistance mécanique des matériaux.

-Les activités minières et de carrières et l'utilisation des équipements industriels, équipements de construction, et l'opération d'excavation à l'explosif peuvent déstabiliser les pentes.

1.5.5. Facteurs climatiques

Les variations climatiques : la fonte des neiges ainsi que l'alternance gel/dégel et les changements de températures peuvent avoir un impact sur la fréquence et l'intensité des précipitations, ainsi que sur la répartition de l'eau dans les sols, ces variations influencent la stabilité des pentes et peuvent considérablement accroître le risque de glissements.

1.5.6. Facteurs sismiques

Les tremblements de terre ont la capacité de perturber les pentes en altérant la structure géologique, en accroissant la pression interstitielle dans les sols ou en entraînant des mouvements de masse.

1.6. Conséquences du glissement

Les glissements de terrain peuvent engendrer des conséquences désastreuses, telles que des décès, des blessures, des dommages matériels considérables, la destruction d'infrastructures telles que les routes, les maisons, les barrages et les réseaux de distribution d'eau et d'électricité, ainsi que des conséquences environnementales comme la perturbation des écosystèmes, la pollution des sols et des cours d'eau, et l'accroissement du risque d'inondation.

1.7. Exemples de glissement de terrain dans la wilaya de Tizi-Ouzou

Au cours des dernières années, diverses régions de la wilaya de Tizi-Ouzou (nord de l'Algérie) ont été affectées par des mouvements de terrain d'une ampleur variable. Les glissements de d'**Ain El Hammam** (Figure 1.9) d'**Azazga** (Figure 1.10) et de **Tigzirt** (Figure 1.11), ont attiré une grande attention en raison de la gravité des perturbations qu'ils ont causées. Ces mouvements de terrain se sont produits principalement en raison de la structure géologique, des conditions hydro-climatiques et de la topographie de leurs régions.



a)



b)

Figure 1.9. Conséquences de glissement d'Ain El Hammam [13].



Figure 1.10. Glissement de Azazga [14].



a

Figure 1.11. Glissement de Tizirt [15].

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons d'abord présenté les différents mouvements de terrain qui existent et leurs caractéristiques. Nous avons ensuite exposé le processus de glissement, sa classification, les différents facteurs qui influent sur la stabilité des pentes et les conséquences de ces glissements. Nous avons terminé par présenter quelques exemples de glissement dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

Dans le chapitre qui suit on présentera les différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

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

2.1. Introduction

Dans de nombreux domaines tels que la géotechnique, l'ingénierie civile et la gestion des risques naturels, il est crucial d'analyser la stabilité des pentes. Cette dernière peut être définie comme étant la capacité d'une pente ou d'une surface inclinée à maintenir son équilibre face aux forces qui tentent de provoquer un glissement ou un effondrement. Cette définition souligne l'importance de préserver l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roche pouvant être mises en mouvement, ainsi que les caractéristiques internes de la pente comme la cohésion et les matériaux qui la composent.

Différentes méthodes de calcul sont développées pour calculer le coefficient de sécurité et d'évaluer la stabilité des pentes, chacune est adaptée à des situations et à des conditions géologiques spécifiques.

2.2. Définition du coefficient de sécurité

La mission de l'ingénieur chargé de l'analyse de la stabilité d'une pente consiste à déterminer le coefficient de sécurité. Pour cela, il compare la somme des forces induisant le glissement d'une partie de la pente à celle des forces résistant à la rupture. Le coefficient de sécurité est le rapport entre ces deux sommes. Il peut également être défini comme le rapport des moments résistants aux moments moteurs l'équation 2.1 [9].

$$F = \frac{\Sigma[\text{forces résistante}]}{\Sigma[\text{forces motrices}]} \quad 2.2$$

On peut également définir F comme étant « le facteur pour lequel le sol devrait être à peine stable dans un état d'équilibre ». Selon Lowe (1976), le coefficient de sécurité est logiquement défini comme le facteur qui influence la résistance au cisaillement, car c'est généralement la quantité qui présente le plus grand degré d'incertitude. En règle générale, on peut le décrire comme suit : [14]

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad 2.3$$

Avec : F= coefficient de sécurité ;

τ_f = résistance au cisaillement moyenne du sol ;

τ_d = contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface de rupture potentielle.

La résistance au cisaillement moyenne du sol est définie comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad 2.4$$

Avec : c = cohésion ;

φ = angle de frottement ;

σ = contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.

De la même façon on peut aussi écrire :

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \varphi_d \quad 2.5$$

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \varphi_d$$

Où c_d et φ_d sont, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement développés le long de la surface de rupture potentielle.

En remplaçant les équations (2.4) et (2.5) dans l'équation (2.3) on aura :

$$F = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c_d + \sigma \tan \varphi_d} \quad 2.6$$

Nous pouvons introduire un autre aspect au coefficient de sécurité, le coefficient de sécurité respectant la cohésion F_c et celui respectant l'angle de frottement F_φ définis comme suit :

$$F_s = \frac{c}{c_d} \quad 2.7$$

$$F = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d} \quad 2.8$$

Quand les équations (2.6), (2.7) et (2.8) sont comparées, il est évident que quand F_s devient égale à F_φ , cela donne le coefficient de sécurité qui respecte la résistance.

$$F = F_c = F_\varphi \quad 2.9$$

2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité

Il faut mentionner que le coefficient de sécurité est lié à :

-l'état des contraintes dans le milieu.

-l'hypothèse de la forme de la surface de rupture [11].

Tableau 2.1. F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Facteur de sécurité	État de l'ouvrage
$F_S < 1$	Danger
$1 \leq F_S \leq 1,25$	Sécurité contestable
$1,25 \leq F_S \leq 1,40$	-Sécurité satisfaite pour les ouvrages peu importants -Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
$F_S \geq 1,4$	Sécurité satisfaite pour les barrages.

2.4. Stabilité des pentes en rupture plane

Il existe des mouvements de pentes naturelles qui se produisent le long de zones plane, et des méthodes simples sont fréquemment utilisées pour étudier ce type de problèmes.

2.4.1. Calcul de coefficient de sécurité en rupture plane infinie

En général, la méthode de l'équilibre limite est utilisée pour évaluer la stabilité d'une pente avec un plan de glissement. Les forces motrices (qui ont tendance à entraîner le glissement) sont comparées aux forces résistantes (qui s'opposent au glissement) (Figure 2.1)

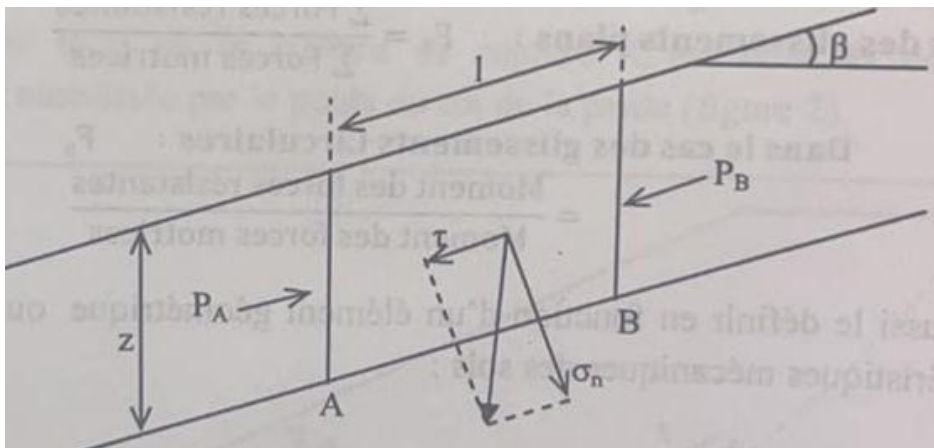


Figure 2.1. Efforts appliqués sur une tranche de sol [9]

Il faut déterminer les paramètres du sol suivants :

Cohésion(c)

Angle de frottement (φ).

Poids volumique (γ).

Inclinaison de la pente (β)

Profondeur de la surface de glissement (z).

Distance entre les deux extrémités du bloc (AB).

Équilibre des forces au plan

$$\text{Le poids du bloc} \quad W = \gamma \cdot z \cdot AB \cdot \cos \beta \quad (2.10)$$

$$\text{La force de cisaillement} \quad T = W \cdot \sin \beta \quad (2.11)$$

$$\text{La force normale} \quad N = W \cdot \cos \beta \quad (2.12)$$

En substituant l'équation (2.9) dans les deux équations (2.10) et (2.11) on obtient respectivement les équations

$$T_w = \gamma \cdot z \cdot AB \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \quad (2.13)$$

$$N_w = \gamma \cdot z \cdot AB \cdot \cos^2 \beta \quad (2.14)$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan sont obtenues en divisant (2.12) et (2.13) par la distance entre les extrémités du bloc (AB) (respectivement équations (2.15) et (2.16)).

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \quad (2.17)$$

$$\sigma_n = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (2.18)$$

La résistance au cisaillement du sol (R) est exprimée par

$$R = C' \cdot AB + \sigma_n \cdot \tan \varphi \cdot AB \quad (2.19)$$

Le coefficient de sécurité est ainsi représenté par les équations

$$F_s = \frac{C' + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (2.20)$$

$$F_s = \frac{C'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (2.21)$$

Avec : $\frac{C'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta}$ est le terme de cohésion, et $\frac{\tan \varphi}{\tan \beta}$ est le terme de frottement.

2.4.2. Calcul de coefficient de sécurité en rupture plane finies (Cullman 1886)

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants

$$F = \frac{4C}{\gamma H} \left[\frac{\sin \beta - \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (2.22)$$

$$H_{cr} = \frac{4C}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta - \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (2.23)$$

2.5. Stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque

Les méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque, peut en général être divisée en deux classes principales :

Méthodes globales : Dans cette situation, on utilise la totalité de la masse de sol sujette au glissement pour étudier l'équilibre, et la répartition des contraintes envisagées par cette méthode reste schématique et ne convient que pour des profils de talus simples en sol homogène et isotrope (Taylor, Caquot et Biarez, Caquot Kérisel....)

Méthodes des tranches : Dans cette méthode, on subdivise la masse de sol qui est susceptible de glissement en un nombre de tranches verticales. On calcule la stabilité de chaque tranche de manière distincte. Il s'agit d'une méthode flexible qui prend en compte l'hétérogénéité des sols et la pression interstitielle. (Figure 2.2) [12].

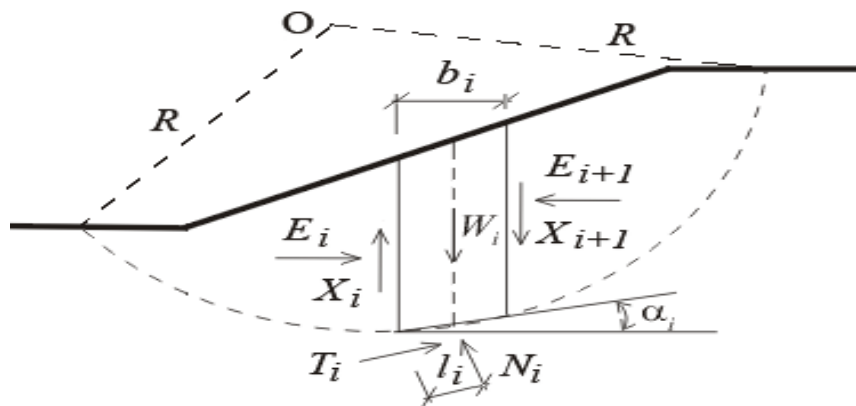


Figure 2.2. Schéma type d'une rupture circulaire à l'aide de la méthode des tranches. [11]

2.6. Présentations des différentes méthodes

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la stabilité des pentes parmi ces méthodes on peut citer :

Méthodes des tranches.

Méthode de Fellenius 1927.

Méthode de Bishop 1954.

Méthode de Janbu (1956).

Méthode de Morgenstern et Price (1965).

Méthode de perturbation.

Méthodes numériques.

2.6.1. Méthodes des tranches

Cette méthode consiste tout d'abord à découper le volume de sol intéressé en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux [9], puis de déterminer les forces agissant sur la tranche n qui sont :

La force de pesanteur (poids) : W

Les réactions inter-tranche : H_{n-1} , V_{n-1} , H_{n+1} , V_{n+1}

Les réactions du milieu extérieur : T, U, N'.

En définissant le coefficient de sécurité par l'équation :

$$F = \frac{\sum[\text{forces résistante}]}{\sum[\text{forces motrices}]} \quad (2.24)$$

En projetant les différentes forces agissant sur la tranche n, on arrive à un système d'équations où il y a plus d'inconnues que d'équations.

Deux méthodes sont couramment utilisées et qui diffèrent par les hypothèses concernant la réaction inter-tranche.

En 1927 FELLENIUS a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs à savoir que la seule force agissant sur (AB) était le poids "W", il décompose "W" en : N et T [8].

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [(c_i \cdot b_i + (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.25)$$

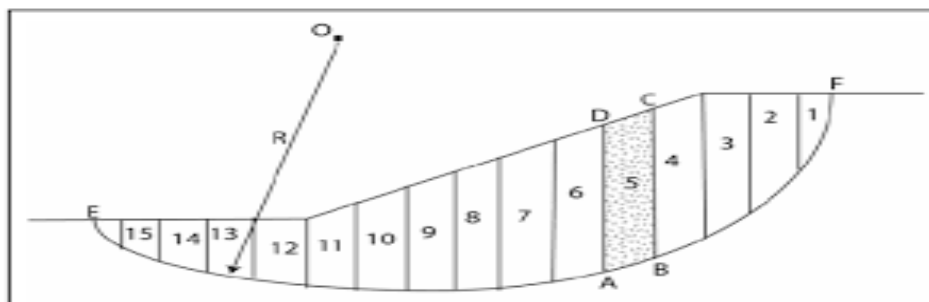


Figure. 2.3. Découpage d'un talus en tranche [12]

2.6.1.1. Méthode de Fellenius (1927)

Appelée également la méthode suédoise. Elle suppose la encore que la ligne de glissement est circulaire, mais elle néglige totalement les efforts inter-tranches.

Comme pour les autres méthodes, la répartition des N_i sera entachée d'erreurs, mais à un degré supérieur, puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (2.26)$$

On écrit également l'équilibre global des moments, ce qui permet de trouver directement l'expression de F

$$F = \frac{1}{W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_i^n W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (2.27)$$

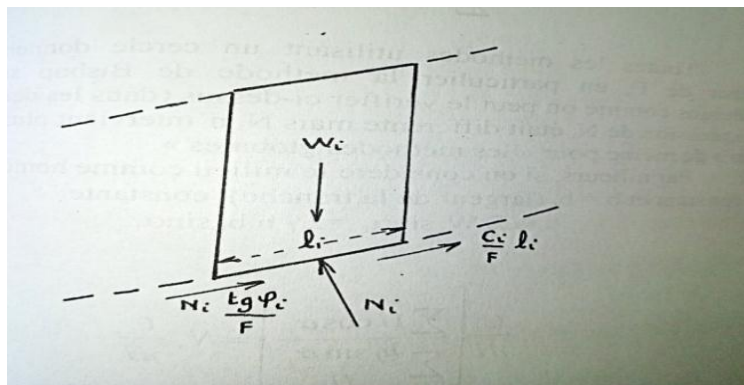


Figure 2.4. Méthodes de Fellenius [9].

L'équation qui permet de définir F_s est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire, mais les efforts normaux N_i ont une expression différente des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base à l'itération nécessaire pour trouver la valeur de F_s par la méthode de Bishop.

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi = 0$) :

Dans ce cas, les efforts ($R_i = N_i$) passent tous par le centre du cercle de glissement. Les méthodes utilisant ce type de ligne de glissement donnent :

$$F = \frac{1}{\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right]} \quad (2.28)$$

2.6.1.2. Méthode de Bishop généralisée

La méthode de Bishop généralisée a été développée par Nonveiller en 1965, dans le cas où la ligne de glissement est circulaire l'équilibre vertical s'écrit : [7]

$$W_{i+} + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (2.29)$$

$$W_{i+} + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + \frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \alpha_i}{F} \sin \alpha_i \quad (2.30)$$

D'où la valeur de N_i

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \alpha_i}{F}} \quad (2.31)$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$m_a = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F} \right) \quad (2.32)$$

Donc l'équation devient

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{m_a} \quad (2.33)$$

L'équilibre global des moments ne fait intervenir que les forces extérieures, il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement.

$$\rho \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \alpha_i}{F} \right) = \rho \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \quad (2.34)$$

Cette dernière équation permet de calculer F , qui est indépendant de ρ pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \alpha_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.35)$$

L'équilibre horizontal de la tranche « i » s'écrit

$$(H_i - H_{i+1}) + N_i \left(\frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0 \quad (2.36)$$

D'où la valeur de N_i

$$N_i = \frac{\frac{C_i b_i}{F} + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \quad (2.37)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontal et vertical (2.8) et (2.14), donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter tranches :

$$(H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \quad (2.38)$$

$$= \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \tan \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \quad (2.39)$$

2.6.1.3. Méthode de Bishop simplifiée (1955)

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout i ($V_i - V_{i+1}) = 0$, ce qui équivaut à considérer les efforts inter-tranches uniquement horizontaux. Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant dans la formule suivante : [7]

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \varphi_i \left[\frac{W_i - C_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{m a} \right] \right] \right] \quad (2.40)$$

On souligne, qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- L'équation du moment global.

Les inconnus sont les efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F .

Cette méthode ne vérifie pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.

Cette méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

φ et C sont des caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est située la base de la tranche " i "

2.6.1.4. Méthode de Janbu (1956)

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- Elle suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire).
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments Il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante : [12]

$$\frac{\sum (c' L + (N - UL) \tan \varphi') / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha_i} \quad (2.41)$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol.

Pour $c, \varphi > 0$; $f_0 = 1 + 0.5 (D/l - 1.4 (D/l)^2)$

Pour $c=0$; $f_0 = 1 + 0.3 (D/l - 1.4 (D/l)^2)$

Pour $\varphi=0$; $f_0 = 1 + 0.6 (D/l - 1.4 (D/l)^2)$

$$F'S = f_0 \cdot FS \quad (2.42)$$

2.6.1.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence. Méthode de perturbation

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985). Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaire que non circulaire.

La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

2.7. Méthodes numériques

On peut distinguer deux principales méthodes :

2.7.1. Méthode des éléments finis

Les éléments finis permettent de discrétiser la géométrie complexe de la pente en une série d'éléments finis. Les équations d'équilibre et les critères de stabilité sont résolus numériquement pour évaluer la stabilité de la pente. Les éléments finis permettent de calculer les facteurs de sécurité associés à différentes surfaces de glissement potentielles, ce qui permet d'identifier les zones critiques.

2.7.2. Méthode des différences finies

La méthode des différences finies (MDF) est une autre approche numérique utilisée pour analyser la stabilité des pentes. Elle permet d'identifier les surfaces de glissement potentielles en analysant les champs de contraintes et les déformations à travers la pente. Les résultats obtenus à partir de l'analyse par différences finies permettent d'évaluer les facteurs de sécurité. La méthode des différences finies offre une approche alternative pour analyser la stabilité des pentes. Elle est souvent utilisée en complément avec la méthode des éléments finis pour fournir une validation croisée des résultats et une évaluation plus complète de la stabilité des pentes.

2.8. Conclusion

L'analyse de la stabilité des pentes est un domaine crucial en ingénierie géotechnique, où la sécurité des infrastructures et la protection contre le risque d'un mouvement de terrain sont des préoccupations majeures. Par conséquent, les chercheurs ont développé plusieurs méthodes (Bishop, Fellenius, Janbu, éléments finis, etc.), qui permettent d'étudier les conditions de la pente, les chargements, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites et d'assurer la sécurité de la structure. Ces méthodes, d'une manière générale, contribuent à identifier les zones critiques et à évaluer les facteurs de sécurité associés à différentes surfaces de glissement potentielles. Cependant, il est important de reconnaître les limites et les incertitudes associées à ces analyses, du fait d'avoir des données géotechniques limitées et des variations naturelles des conditions du site (caractéristiques du sol, etc.).

Lorsque la stabilité d'un talus n'est pas vérifiée il faut toujours penser aux méthodes de confortements de ces pentes c'est que on va découvrir dans le chapitre suivant.

Chapitre 3. Méthodes de confortement

3.1. Introduction

Les pentes représentent des défis complexes en termes de stabilité géotechnique, surtout dans des zones sujettes aux glissements de terrain et aux érosions. Lorsque le glissement se produit, il existe deux types de solutions pour faire face à ce problème.

-Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement dans un secteur considéré comme stable.

-Concevoir l'ouvrage de manière à ce qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement du terrain (solution pour les petits glissements) ; soit en modifiant le mode de construction afin de séparer les fondations du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas adapté, il est essentiel de mettre en œuvre des méthodes de confortement pour renforcer la stabilité de ces pentes, qui dépendent de plusieurs facteurs tels que le (type d'instabilité, les causes du déclenchement du mouvement...). Ces méthodes visent à prévenir les défaillances du sol et à réduire les risques d'instabilité.

3.2. Méthodes de confortement des mouvements de terrains

3.2.1. Terrassements

La pente du terrain et la présence de mauvaises caractéristiques dans certains sols sont des facteurs qui influencent les conditions de stabilité. Ces deux dernières sont les principales raisons qui déclenchent un mouvement de terrain. Le terrassement est toujours considéré comme le moyen le plus naturel de résoudre ces mouvements (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Trois catégories de méthodes de stabilisation par terrassement peuvent être identifiées :

- Les mesures visant à maintenir l'équilibre des masses : réduction de la charge en tête, remblai des pieds.
- Les mesures visant à améliorer la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les modifications partielles ou complètes de la masse instable [1].

3.2.1.1. Remblai de pieds

La technique du chargement au pied d'un glissement est fréquemment employée et généralement efficace. L'ouvrage, aussi connu sous le nom de banquette, berme ou butée, fonctionne en contre- balançant des forces motrices. Afin de garantir son efficacité, il est

nécessaire de s'ancrer dans les formations sous-jacentes existantes. Comme pour un ouvrage de soutènement.

Il est essentiel que le dimensionnement ait en compte la stabilité lors du renversement, la stabilité lors du glissement sur la base et la stabilité lors des grands glissements.

La stabilité au grand glissement suppose que :

- La construction réduit les risques de reprise du glissement en amont.
- La construction ne provoque pas d'autres glissements, comme à l'ava [1].

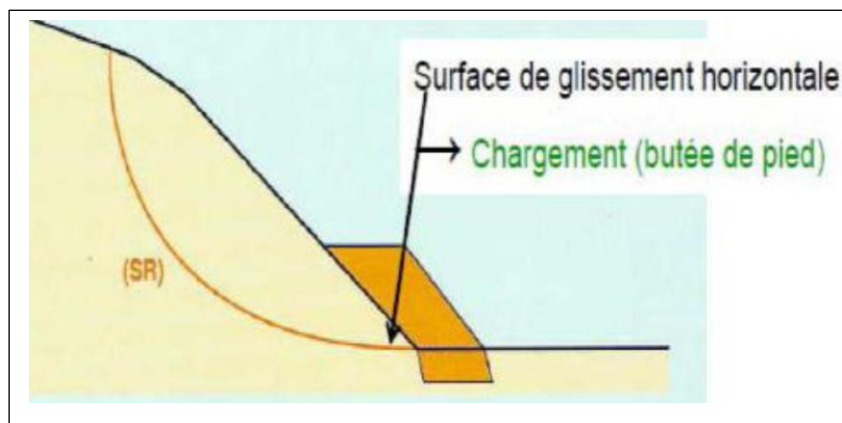


Figure 3.1. Remblai de pieds [1].

3.2.1.2. Allègement en tête

C'est la réalisation d'un terrassement dans la partie supérieure du glissement qui permet de diminuer le poids moteur et donc d'augmenter le coefficient de sécurité. On effectue le calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en considération la modification de la géométrie entête. Il est également possible de remplacer le matériau terrassé par un matériau léger. (Polystyrène, matériau à structure alluvionnaire, etc....) [1].

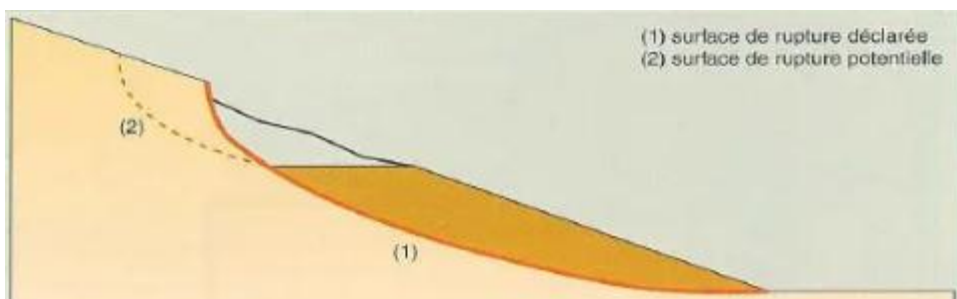


Figure 3.2. Allègement en tête [1].

3.2.1.3. *Reprofilage*

Il s'agit d'une diminution de la pente moyenne, cela ressemble à un déchargement en tête. Ce genre de traitement est fréquemment utilisé, il est adapté particulièrement aux talus de déblais. La mise en place de risbermes présente l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des emplacements pour l'entretien ou des travaux supplémentaires. En général, l'adoucissement de la pente est inapproprié pour les versants naturels instables, car il implique des volumes de sol très élevés [1].

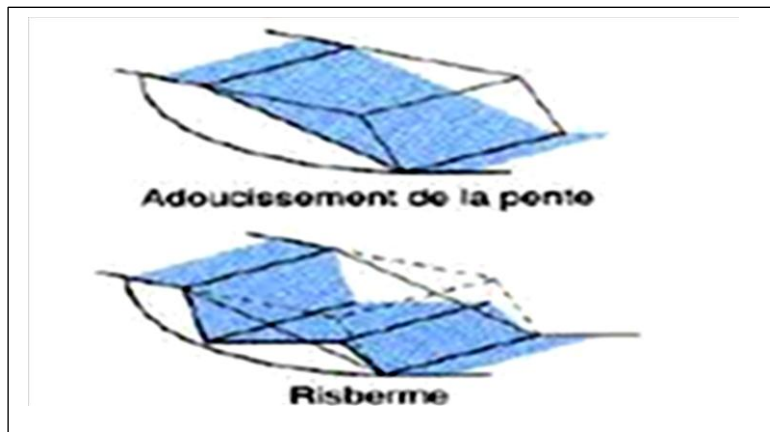


Figure. 3.3. Reprofilage.

3.2.1.4. *Purge*

Les "purgés" en tant que méthodes de terrassement est une technique utilisée pour éliminer les matériaux instables, non conformes ou de mauvaise qualité afin de préparer une base stable et sécurisée pour la construction des ouvrages [1].

3.2.1.5. *Substitutions totales ou partielles*

La substitution totale consiste à remplacer entièrement le matériau du sol existant par un matériau alternatif, souvent pour des raisons de qualité ou de stabilité. Il est possible que cela soit requis lorsque le sol naturel présente des caractéristiques inadaptées à la construction prévue. Cependant, il est crucial de vérifier la stabilité pendant les différentes étapes des travaux, ainsi que celle du talus final, en prenant en considération les caractéristiques du matériau remplacé et l'hétérogénéité du site.

La substitution partielle consiste à remplacer seulement une partie des matériaux tout en conservant les zones où le sol existant présente des caractéristiques mécaniques suffisantes pour le talus. Ces remplacements sont fréquemment utilisés sous la forme de bèches, de contreforts, de masques ou d'éperons temporaires (Figure. 3.4) [1].

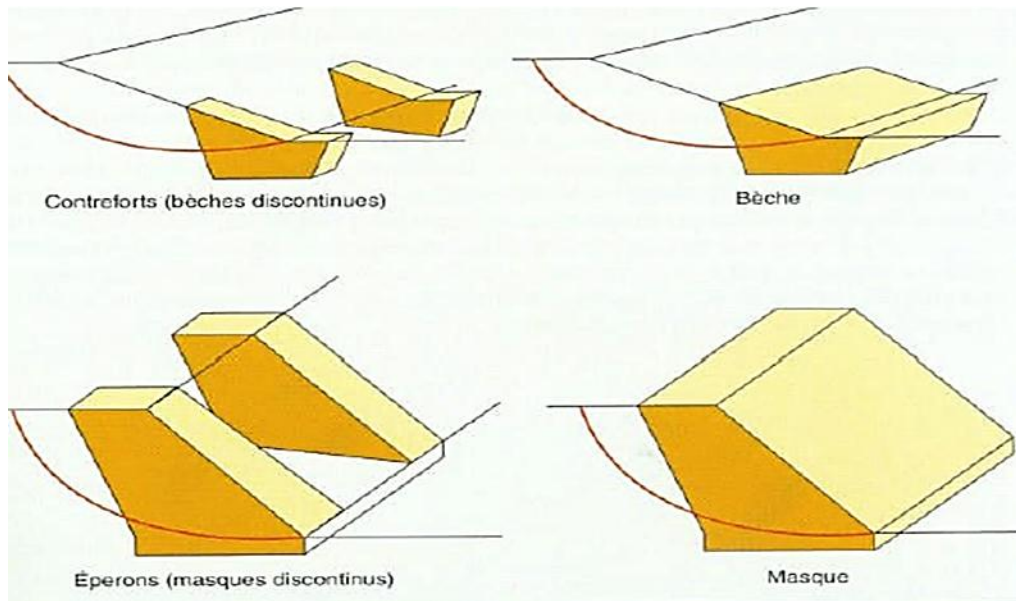


Figure. 3.4. Moyenne de la substitution partielle [1].

3.2.2. Drainage

Dans la plupart des glissements de terrain, le facteur principal pour son déclenchement est l'eau. C'est pour cela que les géotechniciens ont optés pour des solutions souvent moins coûteuses comme le drainage. Le drainage peut être défini comme un ensemble de techniques visant à contrôler et à gérer les eaux souterraines et superficielles dans les sols. Il permet l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la diminution des pressions interstitielles. Le drainage est souvent une méthode qui est utilisée soit seule ou conjointement avec d'autres méthodes. Il existe différents types de drainage.

3.2.2.1. *Massifs drainant*

La construction d'un massif drainant est destinée à faciliter le drainage des eaux dans les sols. Il est constitué de matériaux poreux et perméables, comme des graviers, des pierres concassées ou des agrégats, disposés de façon à créer une couche ou un système à travers lequel l'eau peut circuler librement. Un massif drainant a pour but principal de recueillir et de transporter l'eau de manière efficace loin des zones où elle pourrait engendrer des problèmes tels que l'érosion interne.

3.2.2.2. *Drains et puits verticaux*

En raison des problèmes d'évacuation des eaux drainées gravitaires en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage, la technique des drains et puits verticaux est rarement employée pour stabiliser les glissements de terrain.

Les opérations de transfert d'eau en profondeur sont dangereuses et doivent être effectuées uniquement lorsque l'écoulement de surface est connu ou l'acquièrè profond est drainant car ils peuvent y'avoir une instabilité [1].

3.2.2.3. *Drains subhorizontaux*

L'eau est collectée dans le massif par des forages, généralement légèrement inclinés vers l'aval, Équipés d'un drain qui l'évacue par gravité vers un exutoire aménagé. Les drains subhorizontaux ont pour but de réduire l'impact hydraulique à l'intérieur d'un massif. Ils sont disposés de manière à atteindre les zones d'alimentation en eau des nappes localisées, éventuellement en charge, ou simplement dans le voisinage de la surface de rupture.

La méthode ne fonctionne généralement pas dans des formations argileuses (perméabilité trop faible, circulation trop dispersée).

3.2.2.4. *Tranchées drainantes et infiltration*

Les tranchées drainantes, également appelées tranchées d'infiltration, sont des structures linéaires de faible profondeur remplies de matériaux lavés et roulés. La circulation de l'eau se fait soit par des conduites, soit par ruissellement direct. Les tranchées d'infiltration sont utilisées pour stocker temporairement les eaux pluviales avant d'être infiltrées, puis de les renvoyer à un débit limité vers un exutoire spécifique (tranchées drainantes).

Le tableau ci-dessous résume les avantages et les inconvénients des tranchées drainante.

Tableau 3.1. Avantages et inconvénients des tranchées drainantes.

Avantages	inconvénients
Très facile à réaliser.	Compliqué de les mettre en place lorsque la pente du projet est élevée..
La réalisation et l'exploitation sont peu coûteuses	Effectif souterrain assez considérable.

3.2.2.5. Collecte et canalisation des eaux de surface

En collectant les eaux de ruissellement, l'assainissement et le drainage dits « de surface » permettent de réduire les infiltrations et d'éviter la saturation des terrains. Ils agissent également en réduisant l'apport en eau des nappes. Ils préviennent aussi les érosions de surface qui à long terme peuvent entraîner des perturbations et des instabilités. Les systèmes d'évacuation de la zone de glissement actif (élimination des points de saturation de l'eau) et des surfaces situées en amont. Il est nécessaire d'évacuer les eaux collectées vers des zones non sensibles.

3.2.2.6. Galerie drainante

Les canalisations drainantes sont des structures profondes excavées dans le sol jusqu'aux nappes afin de recueillir les eaux souterraines et de réduire les pressions interstitielles. On évacue ces eaux en dehors de la zone sensible. Il arrive parfois que des drains rayonnants, c'est-à-dire disposés dans différentes directions radiales, soient associés aux galeries pour étendre la zone d'action de l'ouvrage. Les galeries sans drains rayonnants sont généralement construites sur des terrains très perméables. La collecte d'eau peut être évacuée de manière gravitaire, par pompes ou par siphonage.

Remarques

a. Effet de drainage sur l'environnement

Le drainage, lorsqu'il est utilisé de manière contrôlée et appropriée, peut présenter certains avantages, notamment en agriculture et en gestion des ressources hydriques, tels que :

- Contribuer à améliorer la productivité agricole en éliminant l'excès d'eau des sols, ce qui améliore leur structure et leur perméabilité, favorisant ainsi la croissance des cultures et des plantes.
- Diminuer les risques d'inondations et protéger les biens et les infrastructures contre les dégâts causés par les crues.

Le drainage présente aussi des effets négatifs et peut provoquer des risques pour l'environnement, tels :

- Entraîner la diminution des terres humides.
- Perturber les écosystèmes naturels qui sont basés sur des niveaux d'eau spécifiques, ce qui peut entraîner une diminution de la biodiversité.

b. Domaine d'utilisation

- Drains subhorizontaux

Ils sont principalement utilisés dans le confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement et, dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les drains subhorizontaux sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.

➤ Éperons drainant

Ils sont utilisés dans le confortement des pentes en mouvement qui nécessitent, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain, d'associer à l'action drainante une action résistante par rapport aux poussées des terres en mouvement. Un système auto consolidant peut ainsi être réalisé sans faire appel à d'autres ouvrages de soutènement.

➤ Galeries drainantes

Elles sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux puits. Elles sont utilisées dans le confortement, la stabilisation des pentes en mouvement et dans le cas de conditions hydrologiques particulières afin de garantir la stabilité des ouvrages importants. Ces situations requièrent un abaissement du niveau de la nappe.

➤ Tranchées drainantes

Elles sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltrations et de la nappe.

L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et des glissements peu profonds [16].

3.2.3. Éléments résistants.

Les techniques de renforcement par éléments résistants ne s'attaquent pas à la cause des mouvements, mais cherchent à lutter contre les conséquences. Son objectif est de diminuer ou de mettre fin aux déformations. Elles sont pertinentes lorsque les solutions de terrassement et de drainage ne peuvent pas être mises en place de manière technique ou économique.

On peut également introduire l'élément résistant à titre préventif, de façon à éviter les déplacements qui pourraient avoir pour conséquence la diminution de la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements des sols et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. Les renforcements par des éléments résistants sont classés en trois grandes catégories :

- Ouvrages de soutènement (rigides et souples).
- Tirants d'ancrage.
- Renforcements par inclusion.

3.2.3.1. Ouvrages de soutènements

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages verticaux ou proches de la verticale. Ils sont construits afin de stabiliser et de maintenir des terrains en pente ou des remblais. Dans le domaine du génie civil, ces ouvrages sont employés afin de prévenir l'érosion, de protéger les infrastructures contre les mouvements de terrain, de créer des plateformes sur des terrains inclinés, ou encore d'aménager des zones urbaines ou paysagères.

On peut classer les ouvrages de soutènement selon leurs rigidités en deux catégories :

A. Ouvrages rigides

Pour ces ouvrages, la surface en contact avec le terrain est indéformable et les contraintes sont dictées par les déplacements. La poussée est reprise par le poids propre de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé dont le poids des terres participe également à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle).

Le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il reste fixe [1].

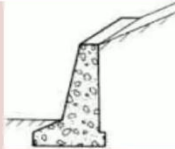
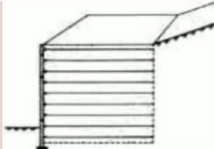
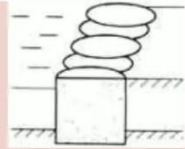

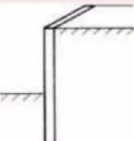

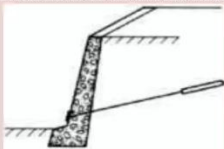
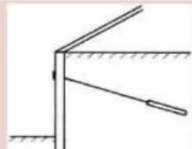
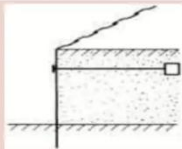
B. Ouvrage souples

Ils sont caractérisés par une surface de contact qui est déformable et les contraintes dépendent des déplacements de l'écran de soutènement et de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type qui représente cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit par ancrage.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières (Tableau 3.2. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise des poussées)

- La poussée est reprise par le poids propre de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages.

Tableau 3.2. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise des poussées [17].

Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
42			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

3.2.3.2. Murs poids

C'est le type de soutènement le plus traditionnel, le plus ancien et le plus fréquemment utilisé. Il résiste à la pression des terres principalement grâce à son poids considérable.

Ce sont généralement des structures rigides ou semi-rigides, souvent équipées d'un système de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à retenir l'eau contenue dans les terres à soutenir. Elles sont couramment utilisées pour soutenir des matériaux en excavation. En outre, avec leurs facilités de la mise en œuvre ils s'intègrent parfaitement au site où ils sont construits.

Les matériaux qui peuvent être utilisés pour leur réalisation sont :

- Maçonnerie de pierre jointoyée, béton non armé ou en béton cyclopéen coulé en place (blocs de pierres ou moellons noyés dans le béton).
- Maçonnerie de pierres sèches ou pierres non jointoyées et/ou gabion.
- Éléments préfabriqués en béton armé ou non (caissons remplis de terre, blocs, poutres, cellules fleuries, etc.) [18].

a. Murs gabions

Les murs en gabion sont des structures de soutènement ou de délimitation constituées de cages métalliques remplies de pierres, de graviers ou de tout autre matériau similaire. Les gabions sont généralement fabriqués à partir de treillis métalliques résistants, souvent en acier de forme rectangulaire ou cubique. Ils sont assemblés pour former des murs solides qui s'adaptent aux différents types de terrains.

Les murs en gabion sont aussi des structures perméables qui offrent également un bon drainage et une résistance à l'érosion pour le terrain, ce qui les rend populaires dans les projets de stabilisation des sols (Figure 3.5).

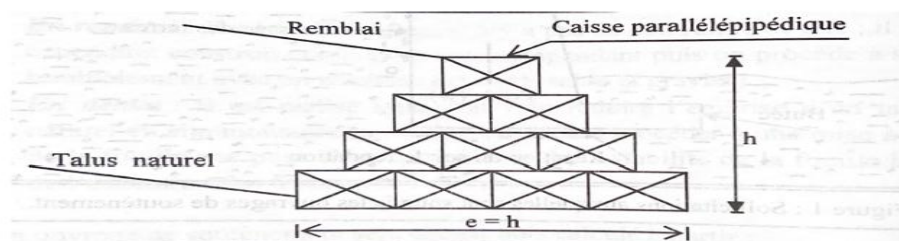


Figure 3.5. Gabions métalliques [9].

b. Murs en caissons

Ce type de mur est très ancien. Il a été utilisé pendant des siècles dans les Alpes autrichiennes avec des éléments en bois (troncs d'arbre). Les murs en caisson sont constitués par un assemblage d'éléments structuraux, préfabriqués en béton armé ou en acier appelés caissons et formant ainsi une série de cellules, remplies d'un sol frottant, généralement du sable. La forme des cellules est variée.

Les murs en caisson sont faciles et rapides à exécuter par contre. Ils sont limités en hauteur à cause de leur élancement et peuvent présenter des déplacements latéraux importants.

Ils sont également utilisés pour la réalisation de structures définitives en site aquatique, telles que des murs de quai par exemple (Figure 3.6).

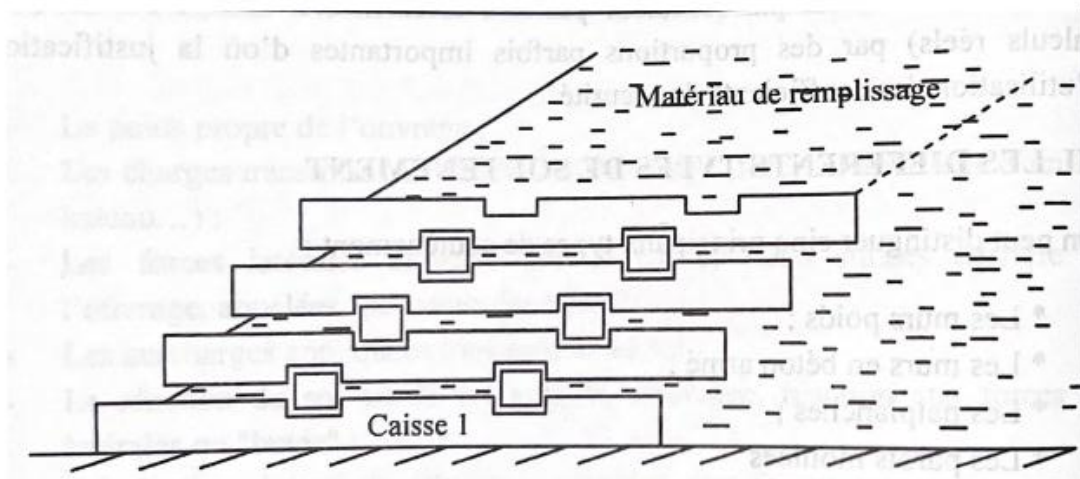


Figure 3.6. Mur-caisson [9].

c. Murs en maçonnerie

L'ouvrage de soutènement en maçonnerie est une technique de construction la plus répandue et la plus ancienne et elle ne nécessite pas trop de matériaux. Généralement, il est composé de blocs en béton, de pierres, etc., qui sont liés entre eux avec le ciment ou bien le mortier.

Le mur en maçonnerie est dit mur porteur quand il permet de transmettre les charges verticales venant du bâtiment vers les fondations. La poussée est reprise par le poids propre de l'ouvrage.

3.2.3.3. Mur en béton armée ou mur cantilever.

Ils sont très couramment employés. Ils sont caractérisés par une base élargie qui est encastrée dans la partie supérieure du sol de fondation afin de faire participer le remblai à soutenir dans sa stabilité.

Un voile en béton armé est encastré dans la semelle de fondation en béton armé. Cette dernière peut être équipée d'une bêche afin de garantir la stabilité du mur au glissement dans le cas où la résistance du sol et/ou l'emprise imposent que la largeur de la semelle soit faible

Pour ces murs en béton armé, on peut trouver divers variantes de conception, avec : bêche, contreforts, console, tirants, fondation sur pieux.

3.2.3.4. Mur en terre armée

Les structures de soutènement en terre armée sont constituées de couches en terre compactée, renforcées par des matériaux de renfort comme des barres d'acier ou des géotextiles. Ces murs ont pour principale fonction de stabiliser des talus ou des terrains en pente, tout en étant résistants aux pressions du sol. Cette méthode de construction est fréquemment utilisées dans des domaines tels que la stabilisation des barrages et des ouvrages hydrauliques, le renforcement des talus le long des autoroutes et la construction de bâtiments.

La méthode de renforcement par la terre arme présente de nombreux bénéfices.

Présente une grande résistance aux efforts statiques et dynamiques.

La facilite de La mise en œuvre.

Leur construction n'exige pas un équipement technique pour résoudre les problèmes.

3.2.3.5. Parois moulées

Une paroi moulée est un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulu. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues benthonique ou à base de boues polymères. Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur.

Cette technique est principalement utilisée dans les projets de construction souterraine pour stabiliser des terrains en pente, retenir des sols ou fournir un soutien structurel dans des conditions souterraines, elle est Particulièrement adapté à tout projet d'excavation profonde

sous nappe, créer des barrières pour bloquer l'écoulement des eaux souterraines, et fournir des éléments porteurs (Figure 3.7) [19].

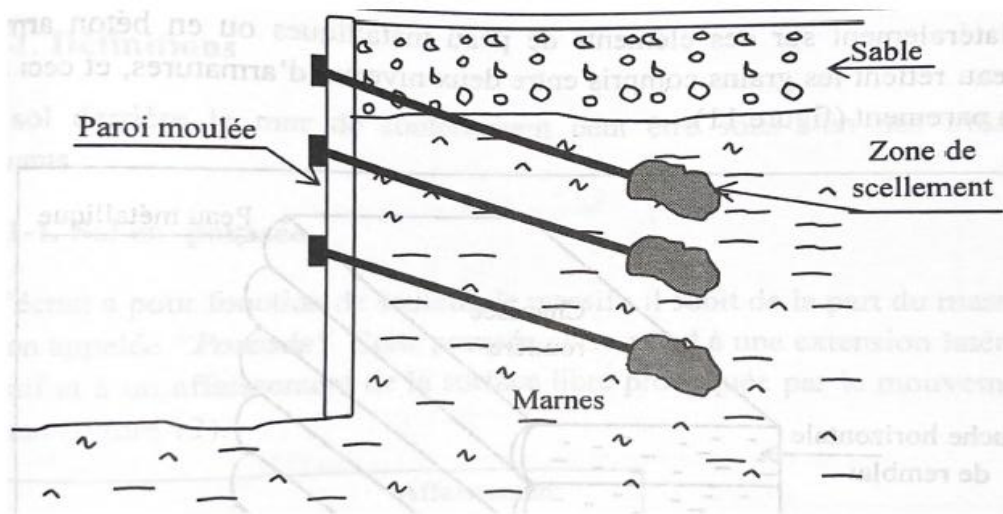


Figure 3.7. Parois moulées [9].

3.2.3.6. *Parois berlinoise*

Les parois berlinoises ou micro-berlinoises, permettent la réalisation de soutènement pour la création de fouilles au droit de bâtiments existants, en bord de talus, ou pour stabiliser des glissements de terrains, etc. Leur exécution ne perturbe pratiquement pas le terrain en place. Elles sont provisoires ou définitives selon leur destination.

Elles sont composées de profilés métalliques (verticaux) et des éléments de blindage (plaques, poutres, béton projeté, etc.) mis entre les profilés au fur et à mesure de l'excavation. Le parement peut-être en béton projeté, en bois ou métallique. Il peut être renforcé par des ancrages pour éviter des mouvements au droit des ouvrages existants. Ces ancrages peuvent être demandés pour les parois ayant plus de 3 mètres de profondeur [20].

3.2.3.7. *Rideaux de palplanches*

Les palplanches sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Elles sont flexibles de par leur faible épaisseur et leur longueur est en pratique limitée à 30 m.

Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications pouvant être temporaires ou permanentes, par exemples :

- Construction de batardeau (enceinte fermée dans laquelle on construit une pile de pont).
- Réalisation de fondations.
- Renforcement de berges (quais, protection contre l'érosion ou les crues).
- Stabilisation de pentes.
- Creusement de tranchées.

-Soutènement provisoire (fouilles).

Ils existent plusieurs profilés, mais les plus couramment employés sont ceux en U et en Z, car ils présentent une grande inertie. Ils sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont des profilés à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans le cas où le mur serait soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, l'utilisation des profilés de plus forte inertie est préférable. Les palplanches sont mises en place : soit par battage, vibro-fonçage, ou par presse hydraulique Figure 3.8. Rideau de palplanches [9].

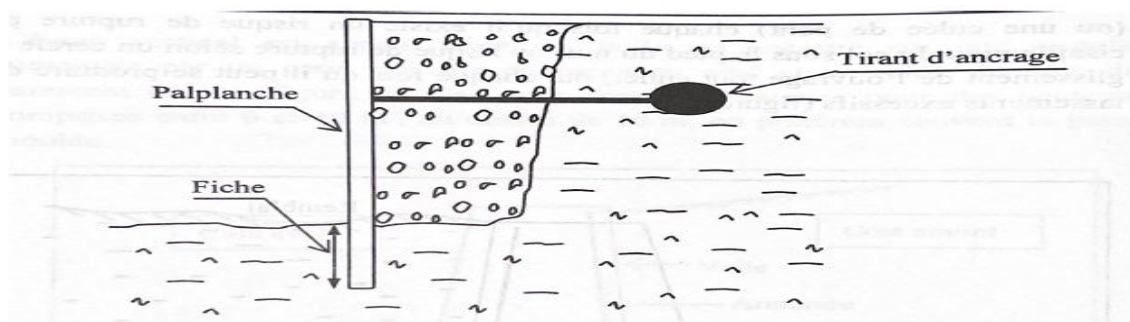


Figure 3.8. Rideau de palplanches [9].

3.2.3.8. Tirants d'ancrage

Le principe des tirants d'ancrage consiste à faire réduire les forces actives du glissement de terrain et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, et cela, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain à l'aide d'une plaque ou de petits massifs en béton armé (ou même sous forme de parois moulées ou parois berlinoises).

Ces tirants sont ancrés dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture.

Dans ce nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. Les ancrages associés à des rideaux (palplanches, parois moulées) sont généralement mal adaptés à la configuration de glissements des versants naturels, du fait notamment des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques.

Il est, en effet, judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer la stabilité de pentes en limite de stabilité, ou pour compenser le déchargement du a une excavation en pied de versant. En revanche, l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est

beaucoup moins fréquente, car comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique, cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Que l'on détermine la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de largeur du glissement.
- Que l'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

3.2.3.9. Renforcement par inclusion

Dans le domaine de la construction civile et des travaux de géotechnique, cette méthode est couramment employée afin de renforcer les fondations, les talus et autres structures soumises à des contraintes extérieures. Par inclusion, on renforce les sols en introduisant des éléments structurels afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et géotechniques. Il peut s'agir de matériaux géo-synthétiques, de pieux, de colonnes ballastées ou d'autres méthodes.

L'objectif de cette méthode est d'améliorer la résistance, la stabilité et la capacité portante du sol, en particulier dans des situations où le sol naturel présente de faibles caractéristiques pour supporter des charges importantes ou résister à des contraintes extérieures.

a. Clouage

Le clouage est une technique de renforcement des sols in situ. Cette technique consiste à installer dans le sol des inclusions (appelées aussi clous ou armatures) rigides et passives, des éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol.

Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être mis en place soit par fonçage ou battage, soit dans des forages puis scellés par un coulis. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Par contre, lorsque cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement. Il est mis en place (par frottement) dans la zone résistante. La surface qui sépare la partie stable et celle instable est la surface de rupture potentielle. La ligne des points de traction maximale en T_{max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones :

Zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.

Zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.

En Algérie, la méthode de renforcement des sols par clouage est restée très peu pratiquée dans le domaine des travaux publics et la géotechnique, car c'est une technique qui nécessite des techniques développées.

La méthode de renforcement par clouage peut être utilisée :

- Cas de la stabilisation des pentes naturelles : clouage des pentes consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions pour améliorer la stabilité des pentes. Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par « cisaillement généralisé ».
- Cas de soutènement des excavations (pentes artificielles) : La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille. Les éléments linéaires (barres, cornières, tubes, etc.) sont mis en place horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et ils sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'en cisaillement.

Le soutènement des excavations se fait par phases successives, du haut vers le bas comme suit :

Excavation : Le premier terrassement est réalisé en général sur 1 à 2 m de hauteur. Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres.

Mise en place des clous.

Couche de béton : mise en place rapide par projection contre la paroi [21].

b. Pieux et barrettes

Le principe de stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes est similaire à celui des clous, mais en raison de leur grande inertie, les pieux sont principalement utilisés pour la flexion et le cisaillement. Dans le tiers central de la pente instable, deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) sont généralement disposées.

Les Il existe plusieurs risques de rupture d'un confortement par pieux ou par barrettes se localisent :

- Dans le pieu : en raison de la flexion et/ou du cisaillement.
- Au contact du sol avec le pieu : le fût du pieu sollicite le sol (plastification du sol).
- Dans le sol : le long de la zone de rupture, en raison de l'insuffisance des efforts fournis par les pieux et également s'il se produit un glissement en profondeur sous l'ouvrage (si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou si le clouage est placé trop en aval sur le versant ; dans ces cas, il faut faire attention à la fiche des pieux).

On prend un coefficient de sécurité 1,5 sur la résistance interne des pieux en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion-cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction.

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

c. Pneusol

Le Pneusol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot « pneus » désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot « sol » englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.

Le Pneusol a les avantages suivants :

- Il est économique et compétitif par rapport aux matériaux traditionnels.
- Il est facile à mettre en œuvre et ne demande pas une technicité particulière.
- C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usagés.

Son domaine d'application est large et varié. Il peut, en effet, être utilisé comme ouvrage de soutènement, pour le raidissement des pentes et comme remblais légers pour réparer les glissements de terrain.

d. Texsol

Le texsol est un mélange de sable concassé, intimement lié par des fibres synthétiques, Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes. Les applications du texsol en soutènement sont de deux types :

- Forer un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai.

-Stabilisation de talus raidis.

Un massif de texsol a de meilleures propriétés comparées au mur poids classique en béton. Il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement et sans coffrage.

3.3. Choix de la méthode de confortement

Le choix d'une méthode de confortement résulte de la prise en compte de :

L'analyse des paramètres techniques du site.

La connaissance des techniques de stabilisation.

Les impératifs technico-économiques [1].

3.3.1. Caractérisation du site

L'analyse de stabilité, généralement basée sur un calcul d'équilibre limite, conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie (équilibre des masses), l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants) par ordre d'efficacité.

Il convient d'orienter son choix, dès le départ, sur la base de ce classement. Évoquer trop tôt les problèmes de faisabilité, de coût, d'urgence, etc., peut en effet conduire à éliminer une solution qui aurait pu être optimale.

Des actions de stabilisations acceptables au seul vu des calculs de stabilité peuvent être éliminées du fait de certaines particularités du glissement.

- La stabilisation des glissements très étendus ne peut généralement pas être assurée par une structure ponctuelle (mur, rangée de pieux, etc.).
- Les glissements très actifs s'accommodent mal aux techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains subhorizontaux, tirants, etc.)
- Dans le cas des glissements de terrains à très faible module, la structure telle que les pieux ne peuvent généralement pas empêcher la masse en mouvement de s'écouler [1].

3.3.2. Adaptation de la technique

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi, doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres, le fait de demander si le confortement est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues.

- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur (drainage).

-La progressivité d'application des moyens : Il faut accorder la priorité au drainage et au terrassement. Il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonctions des observations faites pendant le chantier pour éviter des travaux complémentaires.

-La maîtrise des risques liés à certains types de travaux (une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements) [1].

Tableau 3.3. Présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain.

	Principe de la stabilisation	Moyens techniques	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pieds	Rééquilibrer des masses	Remblai	1.20 à 1.30	-accès et emprises nécessaires. - assurer la stabilité à l'aval.
Allègement en tête	Rééquilibrer des masses	Déblai	1.20	-accès et emprises nécessaires. - assurer la stabilité en amont.
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	1.50	-s'applique à de petits volumes. -protection de la surface mis en nu. -assurer la stabilité en amont.
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	1.20	-accès et emprises nécessaires. -terrassement important.
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	1.50	-terrassement important. -ancrer sous la surface de rupture. -travaux par plots.
Substitution partielle : bêche, contrefort, éperons, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	1.20	-ancrer sous la surface de rupture. -travaux par plots. -gérer le drainage.
Substitutions en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	1.20	-terrassements réduits. -protection du matériau allégé. -gérer les circulations d'eau.
Collecte et canalisation des eaux de surfaces	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	1.30	-implique une surface supérieure à celle du glissement. -entretien indispensable.
Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, haveuse, pelle	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. -entretien indispensable.
Drainage profond	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits, galeries	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. -entretien indispensable.
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains, plastiques, moyens de	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. -entretien indispensable.

		forage.		-vérification du rabattement.
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes, ouvrages souples	1.50	-ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture. -gérer la circulation d'eau derrière l'ouvrage.
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	1.20	-problèmes de déplacement de sol (phase en chantier et en service). -associer un bon drainage.
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	1.20 à 1.30	-technicité importante. -estimation correcte des interactions sol / inclusions. -associer un bon drainage.
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux en bétons, profilés H, palplanches	1.10 à 1.20	-technicité importante. -estimation correcte des interactions sol / inclusions. -associer un bon drainage.

3.3.3. Contraintes économiques

Considérations économiques : cout d'entretien, maintenance du site après travaux, conditions locale aux matériaux disponible et la qualification d'entreprise.

Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgences de travaux, rapidité dans les effets recherches.

D'autres considérations techniques : conditions métrologiques prévisibles pendant le chantier [1].

Remarque

Le choix de la méthode de stabilisation passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien.

3.4. Conclusion

Les méthodes de confortements des glissements des terrains sont très nombreuses. Elles jouent un rôle très important pour la gestion des risques liées aux glissements de terrains et à l'érosion des pentes.

Il est essentiel de choisir la méthode de confortement appropriée en fonction des caractéristiques spécifiques du site, des causes et le types de glissement.....

Dans ce chapitre, on 'a présentée plusieurs méthodes de confortement des glissements comme : les terrassements, le drainage, les ouvrages de soutènement, les tirants d'ancrage, des inclusions et même des solutions plus innovantes comme les géotextiles.

Chaque approche présente des avantages et des limites d'utilisation. Une combinaison de différentes méthodes peut souvent offrir la meilleure protection des talus à long terme et le bon confortement des différents glissements.

Chapitre 4. Présentation du site de glissement

4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des données et des informations que nous avons recueillies auprès de la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Tizi-Ouzou concernant le site où s'est produit le glissement de terrain, situé au niveau de la déviation Est de Draa El Mizan, dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

4.2. Historique du glissement de la déviation Est de Draa El Mizan

Les axes de « ZHUN » dans la commune de Draa El Mizan ont été construits durant la période allant de 1988 à 1989. La Direction des Travaux Publics de la wilaya de Tizi-Ouzou a ensuite intégré l'un de ces axes dans son projet de la déviation Est de la ville de Draa El Mizan.

- Depuis 2009 des glissements ou des affaissements de talus ont été observés en plusieurs endroits ; tous situés du côté aval de l'axe.
- Des stocks (ou dépôts) de matériaux destinés à l'aménagement de la dite déviation ont été disposés au niveau des accotements.

Suite à notre rencontre avec les responsables du suivi et du contrôle des travaux à la subdivision de la DTP de Draa El Mizan, nous avons recueillies les informations suivantes.

- La voie existante, relevant du tracé de la déviation vers la RN 30, abrite une conduite en acier d'un diamètre $\varnothing = 300\text{mm}$. Son état était vétuste : elle causait des fuites récurrentes expliquant ses réparations multiples.
- Avant le début de la réalisation de la déviation, cette dite route a bénéficié d'une opération de confortement de la rive droite en gabion suite à l'éclatement de la conduite d'alimentation en eau potable (AEP), qui a engendré le charriage des matériaux du corps de chaussée ainsi que ceux du remblai de la route.
- La conduite a encore éclaté au même endroit causant l'affaissement de l'endroit d'où elle a été réparée durant la réalisation du projet de la déviation.
- En ce qui concerne le réseau d'assainissement, il est implanté sur l'axe de la route. [22].

4.3. Présentation de la région et du site de glissement [22]

4.3.1. Géologie de la région de Draa El Mizan

D'après la carte géologique de la région de Draa El Mizan (DEM), le sol de cette région est composé d'une argile feuilletée grisâtre à versicolore (Figure 4.1). Cette argile est datée du numidien appelé argile numidienne. Elle est issue des flyschs comblant toutes les dépressions de cette région. Ces derniers sont observés au Nord et à l'Est de la ville de Draa El Mizan.

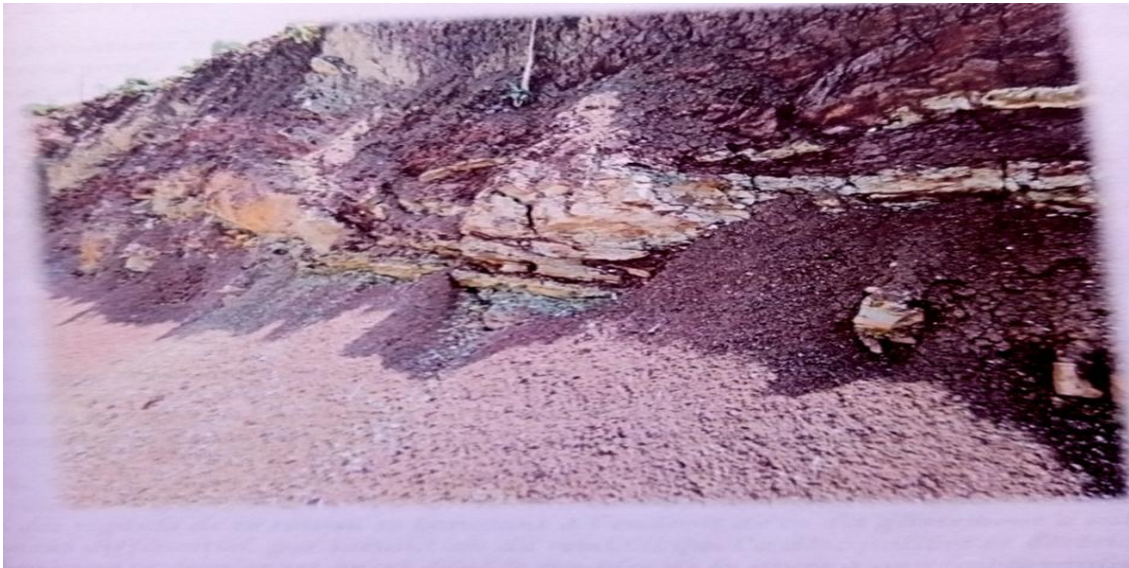


Figure 4.1. Sol argileux [22].

4.3.2. Description des sols du site de glissement

La géologie du site a été mise en évidence par la réalisation de cinq sondages carottés : le premier a été figé à 20 m de profondeur (Tableau 4.1) et les quatre autres sondages ont été arrêtés à 10 m de profondeur (Tableau 4.2 jusqu'à Tableau 4.5), vu l'existence d'une dénivelée de 5 à 10 m entre le premier et les quatre sondages.

Tableau 4.1. Sondages N° 1 [22].

Profondeur	Description du sol
De 0,00 à 2,00 m	Terre végétale caillouteuse
De 2,00 à 3,60 m	Argile feuilletée, peu carbonatée, de couleur marron à grisâtre.
De 3,60 à 4,00 m	Argile feuilletée de couleur grisâtre.

De 4,00 à 4,80 m	Calcaire marneux feuilleté, fragmenté, de couleur blanchâtre à beige à marron très claire.
De 4,80 à 5,50 m	Argile feuilletée grisâtre à versicolore.
De 5,50 à 5,70 m	Passage de cailloux graveleux sableux avec peu de fines.
De 5,70 à 6,70 m	Argile feuilletée grisâtre, non carbonatée.
De 6,70 à 20,00 m	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée.

Tableau 4.2. Sondage N° 2 [22].

Profondeur	Description du sol
De 0,00 à 1,00 m	Couche végétale caillouteuse graveleuse de couleur brunâtre.
De 1,00 à 1,70 m	Argile feuilletée de couleur brunâtre.
De 1,70 à 5,75 m	Calcaire marneux peu compact, de couleur blanchâtre à jaunâtre.
De 5,75 à 10 m	Argile feuilletée de couleur grisâtre peu indurée à friable.

Tableau 4.3. Sondages N°3 [22].

Profondeur	Description du sol
De 0,00 à 1,10 m	Argile remaniée, carbonatée, de couleur noirâtre.
De 1,10 à 6,40 m	Argile feuilletée non carbonatée de couleur marron à brunâtre.
De 6,40 à 10,00 m	Argile feuilletée, non carbonate, de couleur grisâtre.

Tableau 4.4. Sondage N° 4 [22].

Profondeur	Description du sol
De 0,00 à 1,70 m	Argile indurée, carbonatée, de couleur blanchâtre.
De 1,70 à 2,00 m	Argile feuilletée, non carbonatée, de couleur rouge brique.
De 2,00 à 2,70 m	Argile feuilletée, non carbonatée, de couleur grisâtre.
De 2,70 à 10,00 m	Argile non carbonatée, de couleur rouge brique à grenat.

Tableau 4.5. Sondage N° 5 [22].

Profondeur	Description du sol
De 0,00 à 2,50 m	Argile peu feuilletée, carbonatée, de couleur brunâtre renfermant des éléments calcaires de couleur blanchâtre.
De 2,50 à 4,50 m	Argile feuilletée, non carbonatée, de couleur versicolore.
De 4,50 à 5,30 m	Argile carbonatée saturée, de couleur marron grisâtre.
De 5,30 à 10,00 m	Argile feuilletée, carbonatée marron à grisâtre.

4.4. Reconnaissance géotechniques du site [22]

4.4.1. Essais au laboratoire

Essais physiques et mécaniques	Nature Géologique	Teneur en eau	Poids volumique	Limites d'Atterberg			Essais de cisaillement rectiligne		Essai œdométrique		
		W (%)	(t/m ³)	LP	LL	IP	C (MPa)	φ (°)	E (bar)	Cc	Cg
De 2,10 à 2,40 Sc 1	Argile feuilletée, peu carbonatée, de couleur marron à grisâtre	20,19	2,11	22,69	46,04	23,35	0,97	7,10	140,80	7,31	0,44
De 2,70 à 3,00	Argile feuilletée, peu carbonatée, de couleur marron à grisâtre	18,99	2,06	24,24	49,58	25,34	0,62	31,90	140,60	10,30	0,50
De 3,60 à 3,90	Argile feuilletée de couleur grisâtre	16,78	2,14	21,64	53,47	31,83	0,87	15,50	240,13	16,28	3,10
De 4,70 à 5,00	Argile feuilletée grisâtre à versicolore	14,65	2,18	23,54	46,16	22,62	1,17	22	240,13	11,96	3,32
De 5,70 à 5,95	Argile feuilletée grisâtre, non carbonatée	16,18	2,12	22,22	41,43	19,21	0,97	13,30	354,42	11,29	2,88
De 6,00 à 6,30	Argile feuilletée grisâtre,	14,51	2,24	18,46	39,16	20,70	0,79	27,80	354,42	14,28	3,32
De 8,40 à 8,65	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	17,15	2,17	22,34	42,06	19,72	0,79	27,80	-	-	-
De 9,00 à 9,30	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	13,89	2,22	41	19,78	21,22	0,94	9,20	-	-	-

Chapitre 4. Présentation du site de glissement

De 9,60 à 10	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	9,36	2,27	19,14	39,04	19,90	0,69	39,20	-	-	-
De 12 à 12,30	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	12,53	2,17	20,34	9434	19,60	0,10	24,10	-	-	-
De 14 à 14,40	Compacte, peu carbonatée argile feuilletée grisâtre	16,51	2,02	22,73	43,16	20,43	0,119	13,00	-	-	-
De 16,20 à 16,50	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	1,51	2,19	20,05	40,21	20,16	0,030	18,10	-	-	-
De 18 à 18,30	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	2,14	2,14	20,83	40	19,17	0,78	17	-	-	-
De 19 à 19,40	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	2,24	2,24	22,56	41,36	18,80	0,117	6,4	-	-	-
De 1,00 à 1,30	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	17,33	1,98	20,40	64,43	40,03	0,10	23,30	-	-	-
De 3,45 à 3,80	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	2,23	1,92	27,91	34,17	26,26	0,067	27,50	-	-	-
De 7,20 à 7,50	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée	20,83	2,09	28,57	52,05	23,48	0,059	12,90	-	-	-
Remblai de la route (fouille)	Arène gneissique	1,18	2,47	23,21	32,34	9,30	0,34	23,50	-	-	-

4.4.2. Sondages pressio-métriques [22]

Le laboratoire consolida a fait cinq sondages crottes mais on va prendre le sondage 1 qui est le plus proche au glissement.

Sondages Résultats	Sondage N° 1				Coupe géologie
	E (bar)	PL (bar)	E/PL	PF (bar)	
2,00	70,40	4,61	15,27	2,61	Argile feuilletée non carbonatée de couleur marron a brunâtre de (de 0,00 à 2,50 m).
4,00	240,13	8,65	27,75	4,86	Passage de cailloux graveleux sableux, avec fines de couleur grisâtre de (4,00 à 4,50).
6,00	354,42	13,64	40,99	8,46	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée.
8,00	428,13	18,94	21,47	9,51	Argile, feuilletée, peu friable de couleur grisâtre.
10,00	53,97	6,90	7,82	8,29	Argile feuilletée grisâtre peu compacte non carbonatée.
12,00	389,30	15,71	24,58	9,24	Argile feuilletée grisâtre peu compacte, non carbonatée
14,00	569,85	21,70	26,26	12,46	
16,00	667,98	25,74	25,95	13,61	
18,00	606,76	26,69	22,73	16,99	
20,00	1715,02	47,39	36,19	28,62	

4.5. Levé topographique

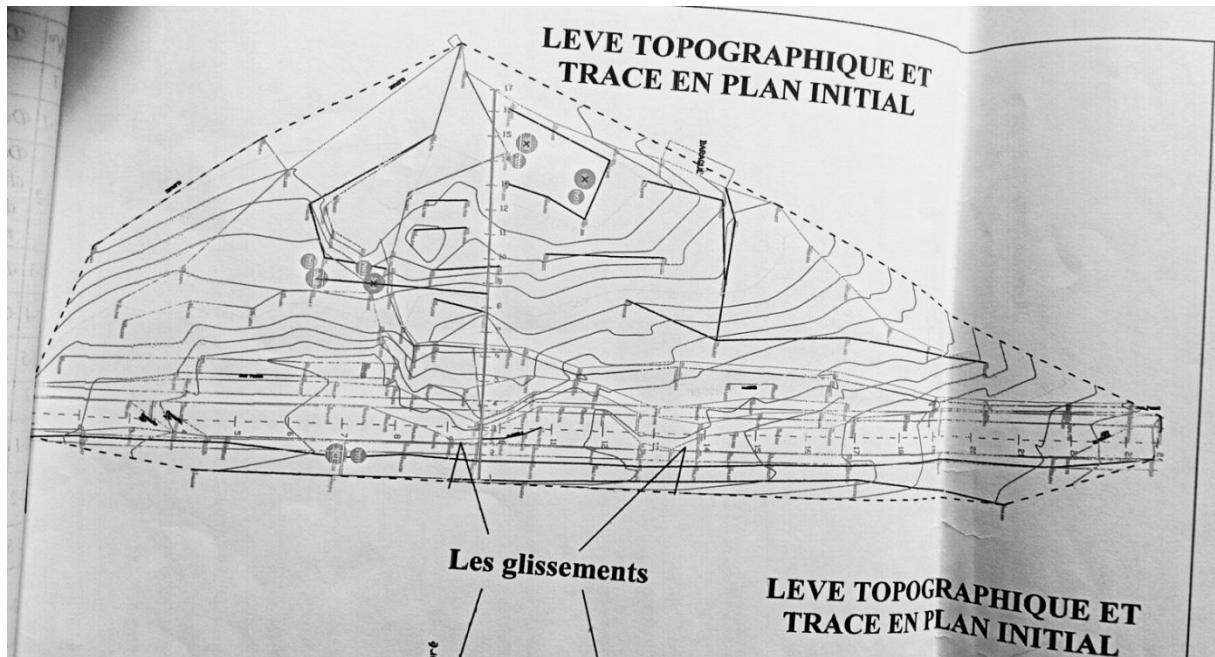


Figure 4.2. Levé topographique et tracée en plane du site [22].

4.6. Images satellites du site de glissement (Google Earth)

Les figures ci-dessous prises par Google Earth (Figure 4.3 jusqu'à la Figure 4.7) montrent l'évolution du glissement de la déviation Est de la ville de Draa El Mizan à travers les années. On remarque que c'est un ancien glissement qui a déjà commencé en 2009 et qui s'aggrave de plus en plus [22].



Figure 4.3. Glissement en Aout 2009.



Figure 4.4. Glissement en Novembre 2018.



Figure 4.5. Glissement en Février 2019.



Figure 4.6. Glissement en Mars 2020.



Figure 4.7. Glissement en mars juste avant les travaux.

4.7. Conclusion

La coupe géologique obtenue des cinq sondages carottés, nous montre qu'il s'agit d'un matériau argileux très plastique, de couleur versicolore, d'origine numidienne. Il est issu des flysch. Ces dernières sont bariolées, vu qu'elles présentent des passées de calcaire marneux de couleur blanchâtre. Ce faciès accuse une hétérogénéité horizontale et verticale du point de vue épaisseur et portance sur les dix premiers mètres sondés.

Les résultats des essais mécaniques réalisés sur plusieurs échantillons de ce substratum, montrent que l'angle de frottement est très variable. Il passe de $6,40^\circ$ à $39,20^\circ$. Par contre la cohésion, elle varie de 0,030 à 1,97 MPa.

Tous les résultats des essais au laboratoire et sur site, réalisés sur ce substratum argileux d'origine numidienne sont très dispersés. Ceci est dû à la présence d'un taux irrégulier des carbonates de calcium dans cette dite argile.

Sur la base des résultats obtenus des travaux de la reconnaissance géotechnique, effectués sur site et au laboratoire, nous concluons que le sol support est consolidé à sur consolidé au-delà de 2 m de profondeur. Néanmoins, nous avons relevé des hétérogénéités du point de vue portance. En effet, il s'agit aussi des passages d'argile moins consistante et de plasticité importante.

***Chapitre 5. Modélisation numérique du
glissement de terrain étudié***

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter la modélisation numérique du glissement de terrain survenu au niveau de la déviation Est de Draa El Mizan, en utilisant le logiciel PLAXIS 2D version 8.2. On va simuler les causes qui ont provoqué ce glissement et voir l'évolution du coefficient de sécurité, des déformations et des contraintes dans le sol durant les différentes phases de nos calculs et on va présenter également une solution de confortement.

5.2. Géométrie du modèle étudié

5.2.1. Création du modèle

On effectuera l'analyse en déformations planes, avec des éléments triangulaires à 15 nœuds, avec une erreur tolérée de 0,03 (réglage standard acceptable dans la plupart des calculs).

Pour générer notre modèle à éléments finis, on doit créer un modèle géométrique à deux dimensions, composé de points, de lignes et d'autres composants, qui comportera la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

5.2.2. Description de la géométrie du modèle

Notre projet est modélisé par un modèle géométrique plan à deux dimensions (2D), d'une longueur de 80 m et d'une largeur de 42,67 m (Figure 5.1). Le profil est constitué de quatre couches : arène gneissique, terre végétale, argile feuilleté grisâtre et argile peu compacte.

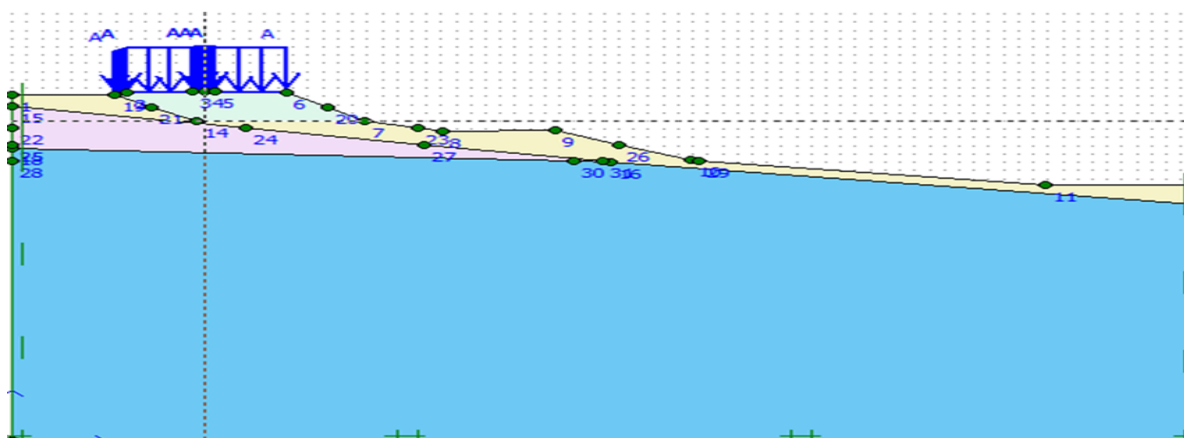
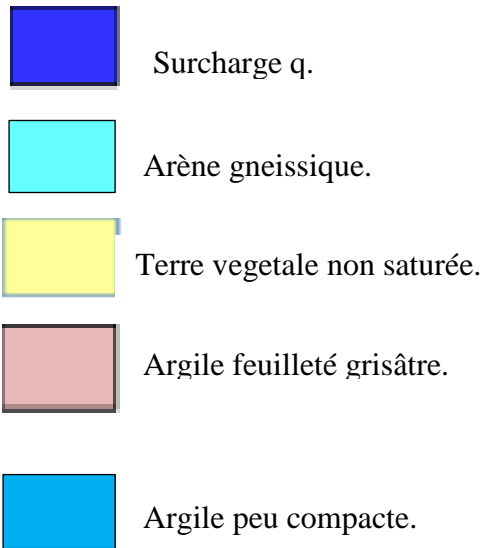


Figure 5.1. Profil modélisé avec Plaxis.



5.3. Caractéristiques des couches du sol et des interfaces

Les propriétés des différentes couches sont présentées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1. Caractéristiques des différentes couches de sol.

Paramètres	Désignation	Arène gneissique	Terre végétale non saturée	Argile feuilleté grisâtre	Argile peu compacte
Modèle type	Model	MC	MC	MC	MC
Type de comportement	Type	Drained	Drained	Undrained	Undrained
Poids volumique non saturé	γ_{unsat} (kN/m ³)	22,7	17	19,4	19,2
Poids volumique saturé	γ_{sat} (kN/m ³)	24,7	17	21,4	21,2
Perméabilité horizontale	K_x (m/s)	10^{-5}	10^{-3}	10^{-9}	10^{-9}
Perméabilité verticale	K_y (m/s)	10^{-5}	10^{-3}	10^{-9}	10^{-9}
Module de Young	E (kN/m ²)	10^4	10^3	22168	66714
Coefficient de poisson	ν (-)	0,2	0,2	0,2	0,2
Cohésion	C (kN/m ²)	3,4	25	9,2	4,4
Angle de frottement	φ (°)	23,5	20	18	19,35
Angle de dilatance	ψ (°)	0	0	0	0
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	1	1	1	1

5.4. Chargements et conditions initiales

5.4.1. Chargements

Pour représenter l'effet du dépôt des matériaux de construction qui a causé l'éclatement de la conduite d'eau, nous avons mis un chargement uniformément reparti d'une valeur de 10 kN/m^2 . Ce chargement est représenté en bleu sur la (Figure 5.1).

5.4.2. Conditions aux limite

On applique aux limites du modèle des déplacements imposés nuls, on utilisant le blocage standard du programme Plaxis.

5.5. Génération du maillage

Après avoir effectué toute la procédure décrite ci-dessus, on lance la génération du maillage avec un maillage fin (Figure 5.2). Le modèle est composé de 513 éléments, 4235 nœuds et 6156 point de contrainte (Figure 5.3).

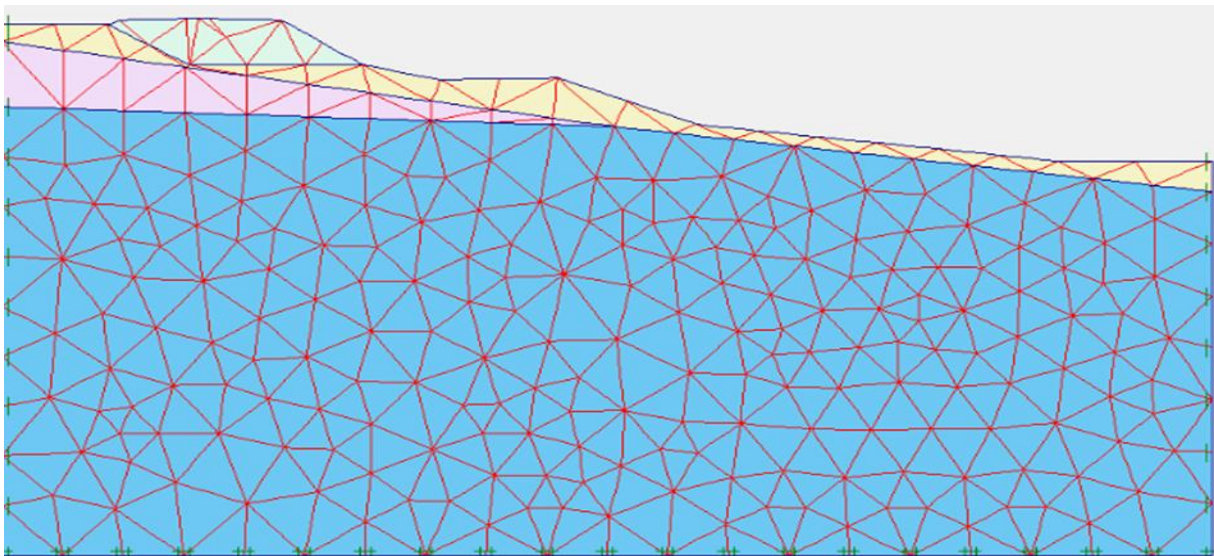


Figure 5.2. Génération de maillage du modèle.



Figure 5.3 Information générale sur le maillage.

5.6. Conditions initiales

5.6.1. Conditions hydrauliques

5.6.1.1. Poids volumique de l'eau

On valide le poids volumique de l'eau : $\gamma = 10,00 \text{ kN/m}^3$.

5.6.1.2. Niveau de la nappe phréatique

On a placé la nappe phréatique à la base de la géométrie du modèle (Figure 5.4.a)

5.6.1.3. Génération des pressions hydrauliques

Figure 5.4b montre les pressions interstitielles générées. Elles sont nulles du moment qu'on a positionnée la nappe phréatique à la base du modèle.

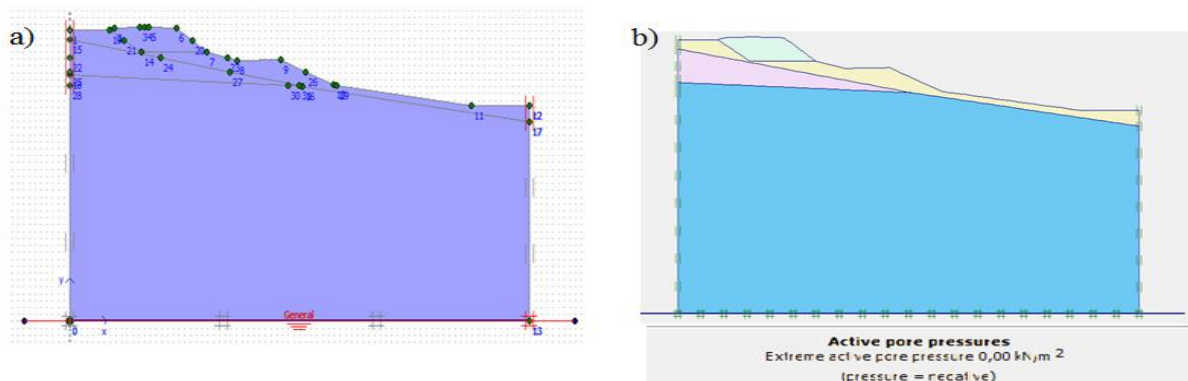


Figure 5.4. Condition hydraulique : a) Position de la nappe phréatique, b) Générations des pressions interstitielles.

5.6.2. Génération des contraintes initiales du sol

On ne va pas prendre les valeurs par défaut de K_0 (formule de Jaky), parce que les couches de sol ne sont pas horizontales. Donc, on génère les contraintes initiales en utilisant le chargement gravitaire (Gravity loading) dans la première phase du calcul.

5.7. Procédure de calcul avant les travaux de confortement

5.7.1. État initial

5.7.1.1. Géométrie du modèle

La Figure 5.5. Représente la géométrie de l'état initial du sol avant la présence de la surcharge.

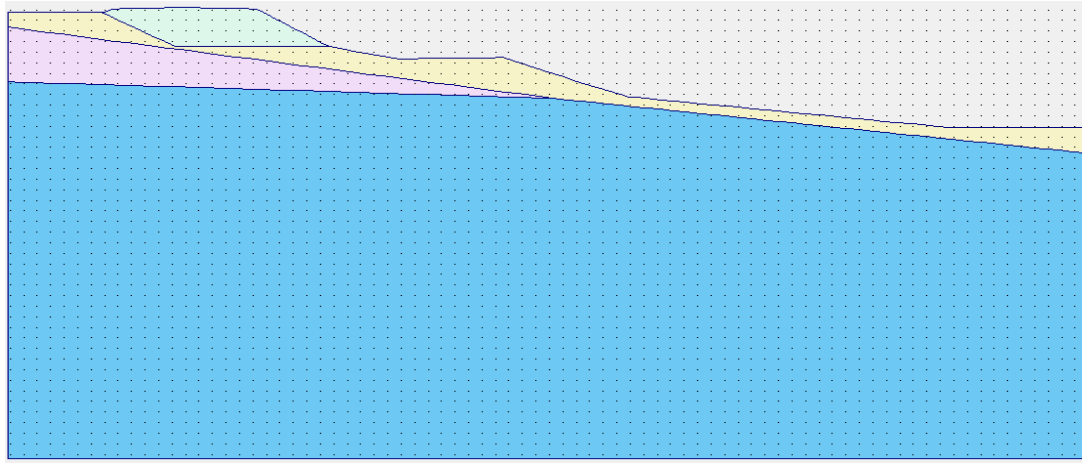


Figure 5.5. Modélisation numérique du profil (état initial).

5.7.1.2. Déplacement totaux du sol

Les déplacements totaux du sol à l'état initial est de 0.445 m (Figure 5.6).

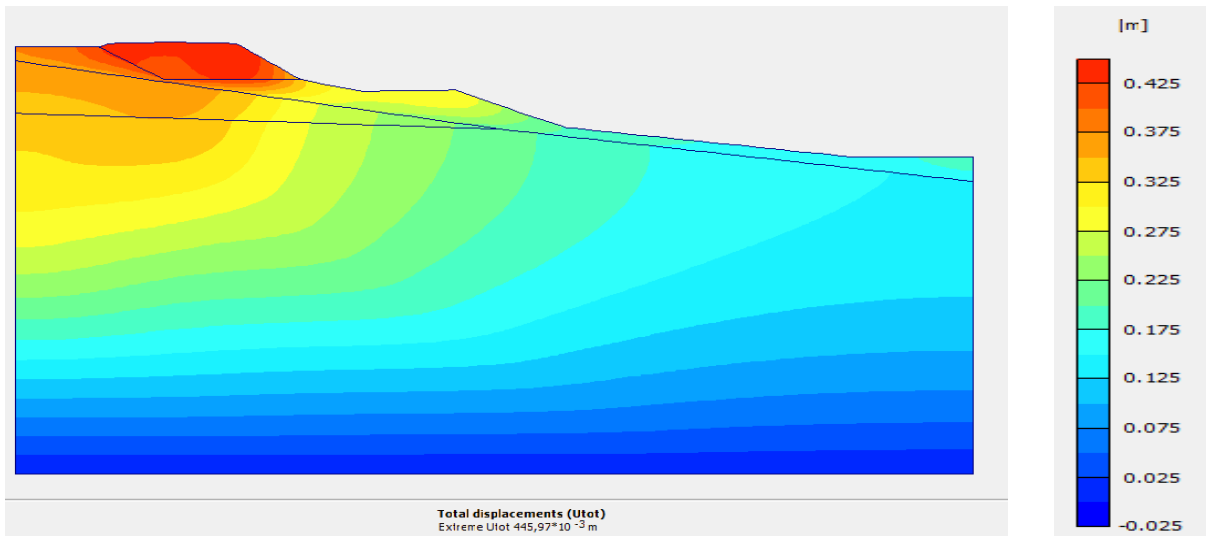


Figure 5.6. Déplacement total du sol à l'état initial.

a. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal du sol à l'état initial est de 0,053 m (Figure 5.7).

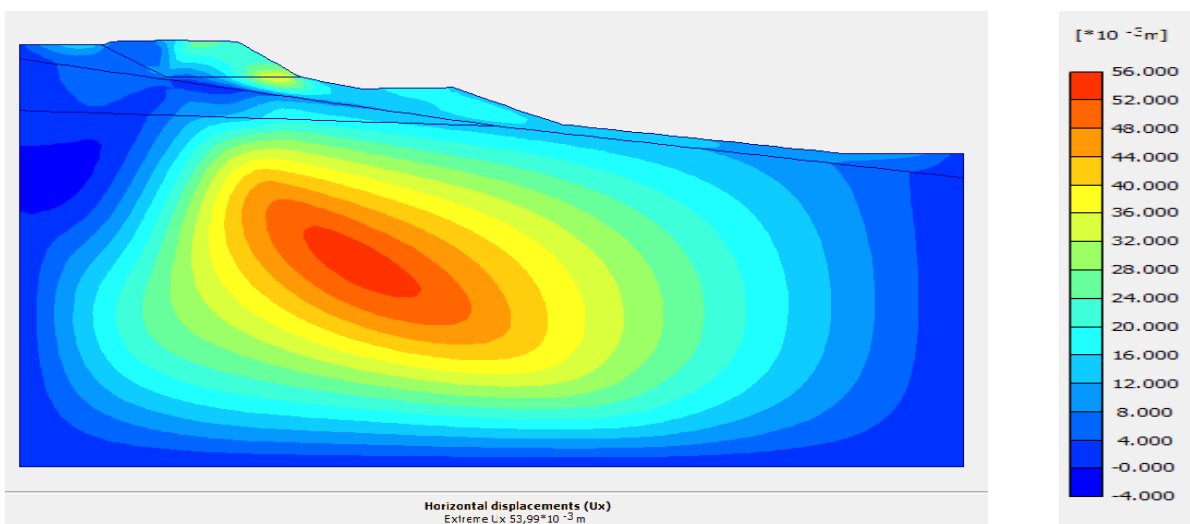


Figure 5.7. Déplacement horizontal du sol à l'état initial.

b. Déplacement vertical

Le déplacement vertical du sol à l'état initial est de 0,445 m (Figure 5.8).

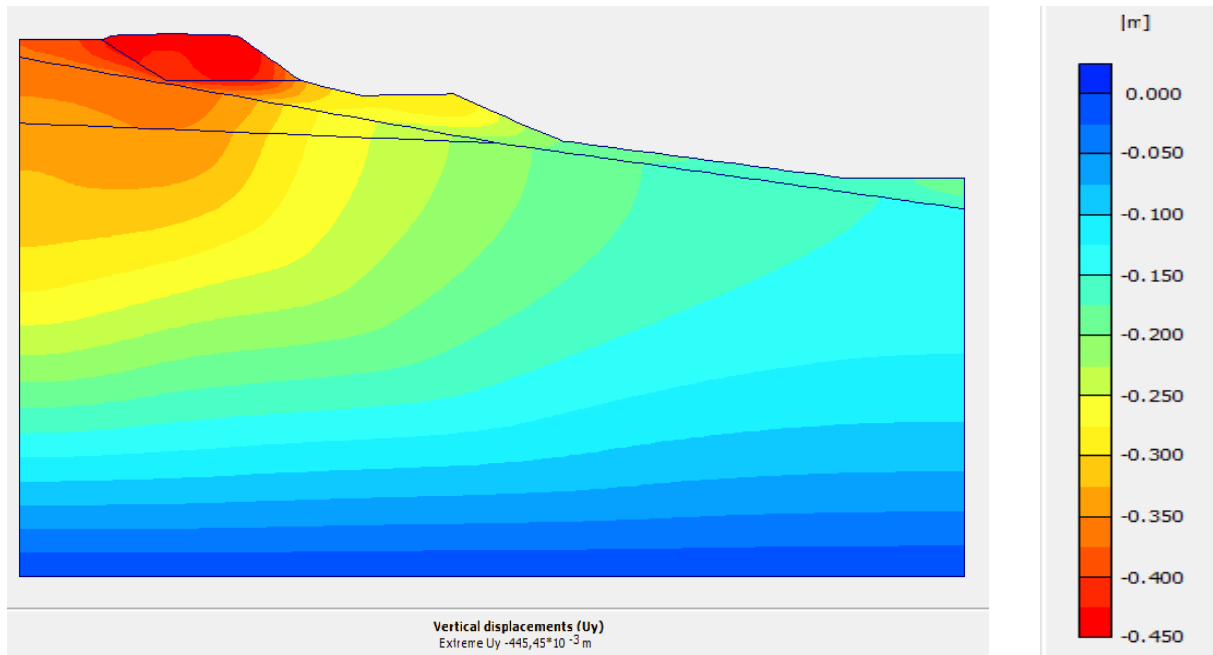


Figure 5.8. Déplacement vertical du sol à l'état initial.

5.7.1.3. Contraintes totales du sol

La première phase de calcul consiste à générer les contraintes initiales par le chargement gravitaire (Figure 5.9). La contrainte effective maximale est de $-767,49 \text{ kN/m}^2$ (Figure 5.10).

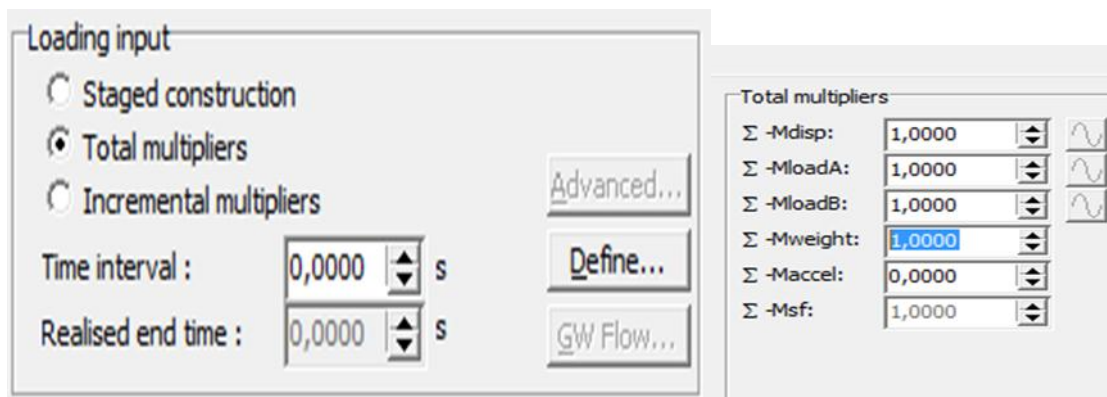


Figure 5.9. Paramètres de la phase Gravity loading.

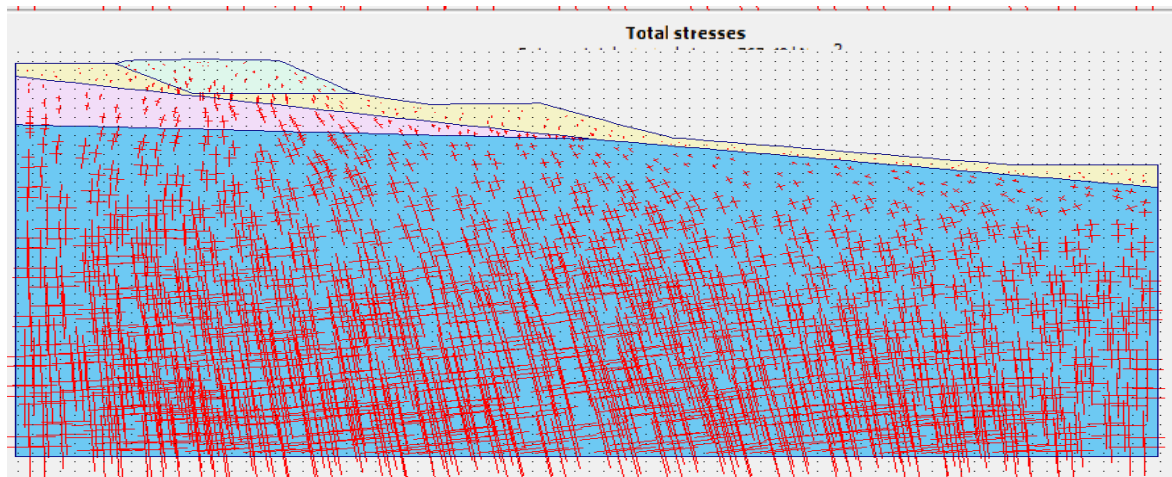


Figure 5.10. Contraintes totales à l'état initial.

5.7.1.4. Contraintes effectives

Les contraintes effectives à l'état initial σ'_{xx} , σ'_{yy} et σ'_{xy} sont représentées dans le (Figure 5.11).

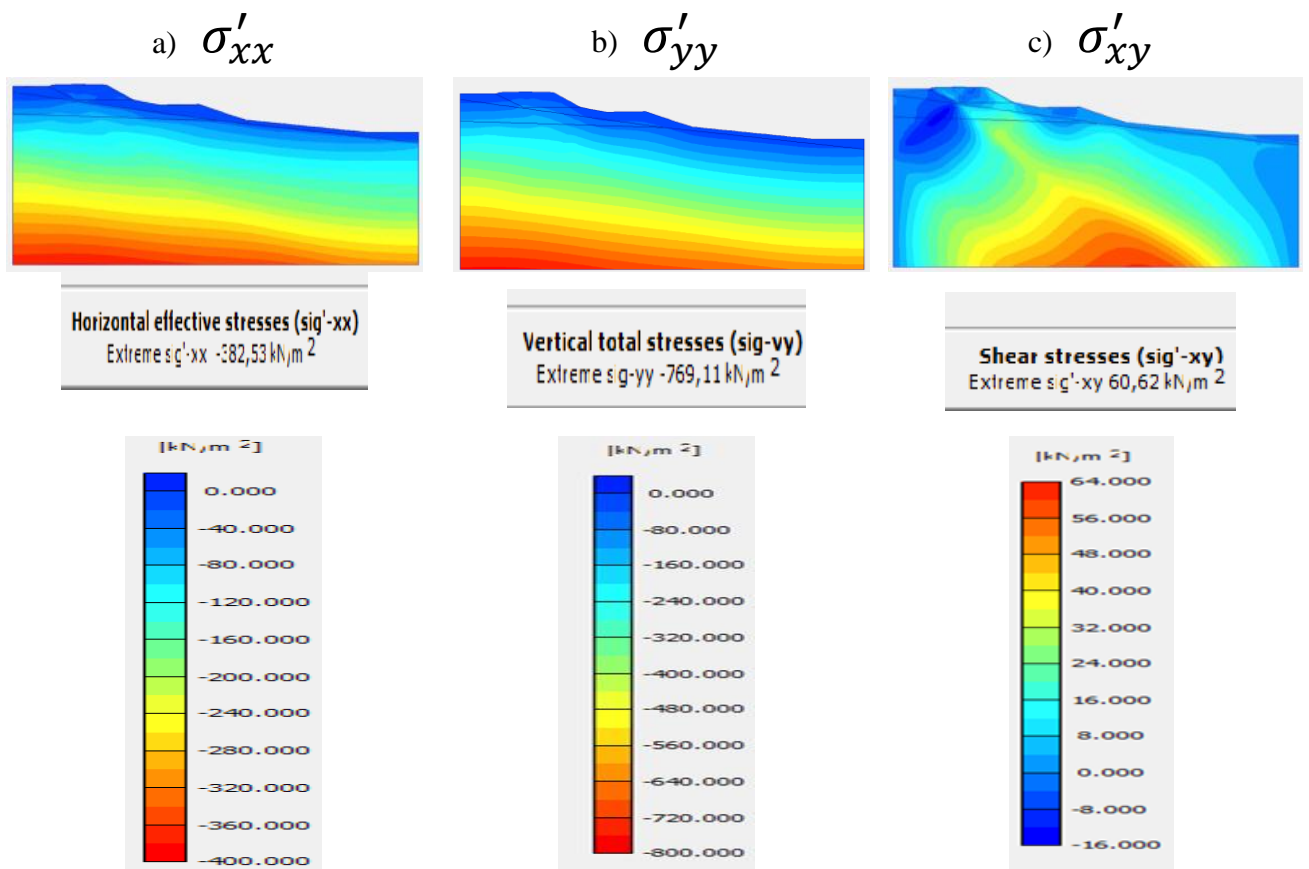


Figure 5.11. Contraintes effectives à l'état initial

5.7.1.5. Coefficient de sécurité

La phase 2 consiste au calcul du coefficient de sécurité en adoptant le calcul phi/c réduction (Figure 5.12)

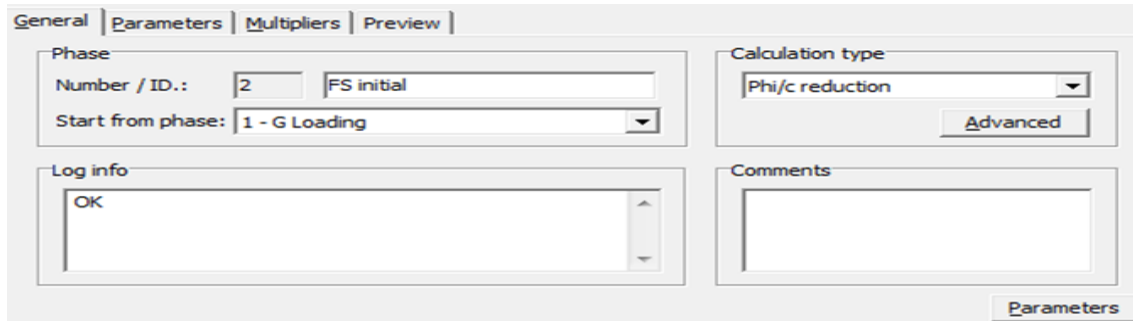


Figure 5.12. Procédure de calcul du coefficient de sécurité.

La fenêtre ci-dessous nous renseigne sur la valeur du coefficient de sécurité à l'état initial (Figure 5.13) qui vaut 1,248. On remarque que ce sol a une faible stabilité qui est inférieure à 1,5.

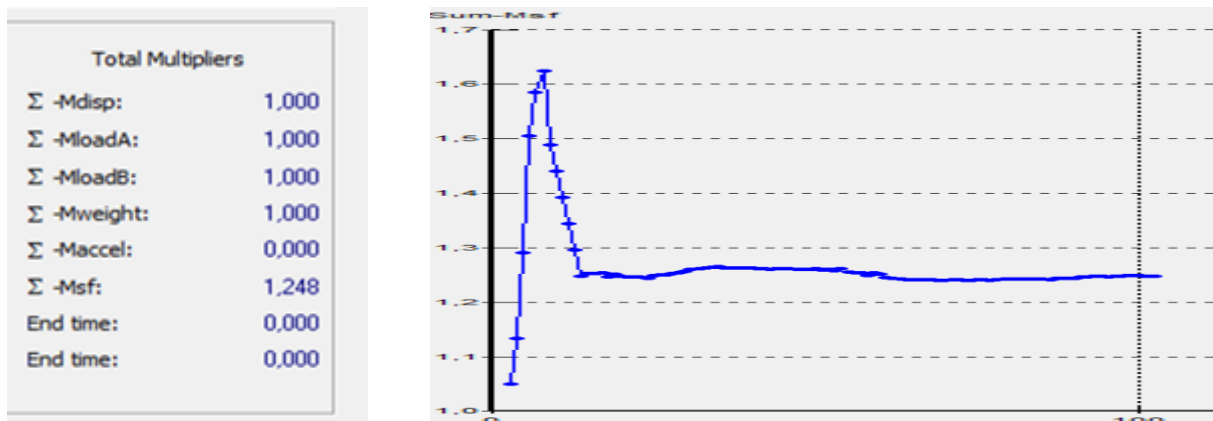


Figure 5.13. Coefficient de sécurité à l'état initial.

5.7.2. En présence de la surcharge

Dans cette phase, on veut voir l'effet de la surcharge sur la stabilité du talus (sans la présence de la conduite d'eau).

5.7.2.1. Géométrie du modèle

On active la surcharge de 10 kN/m^2 (Figure 5.14).

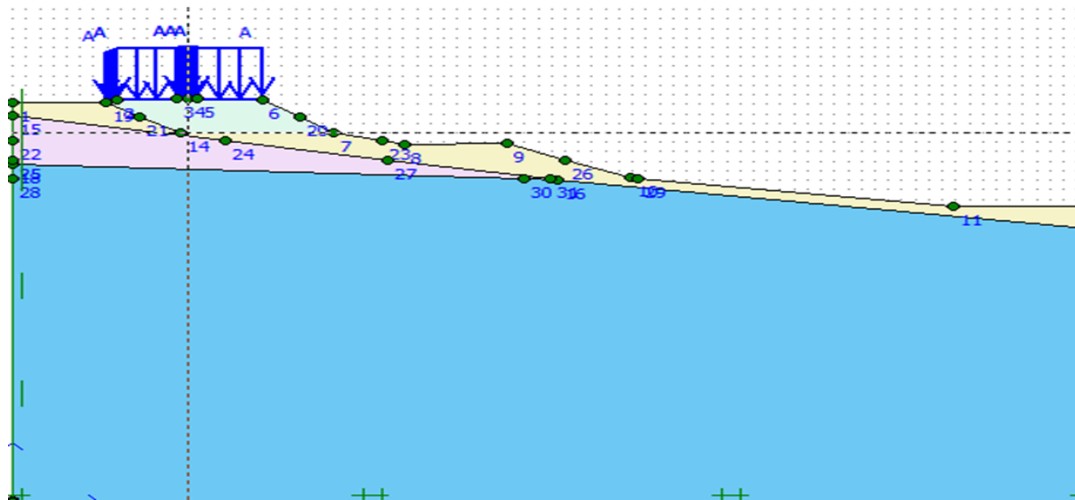


Figure 5.14. Modélisation numérique en présence de la surcharge.

5.7.2.2. Déplacement total du sol

Les déplacements totaux sont importants en dessous de la surcharge qui est mise sur la couche d'arène gneissique. Le déplacement total maximal du sol en présence de la surcharge est de 0,020 m (Figure 5.15).

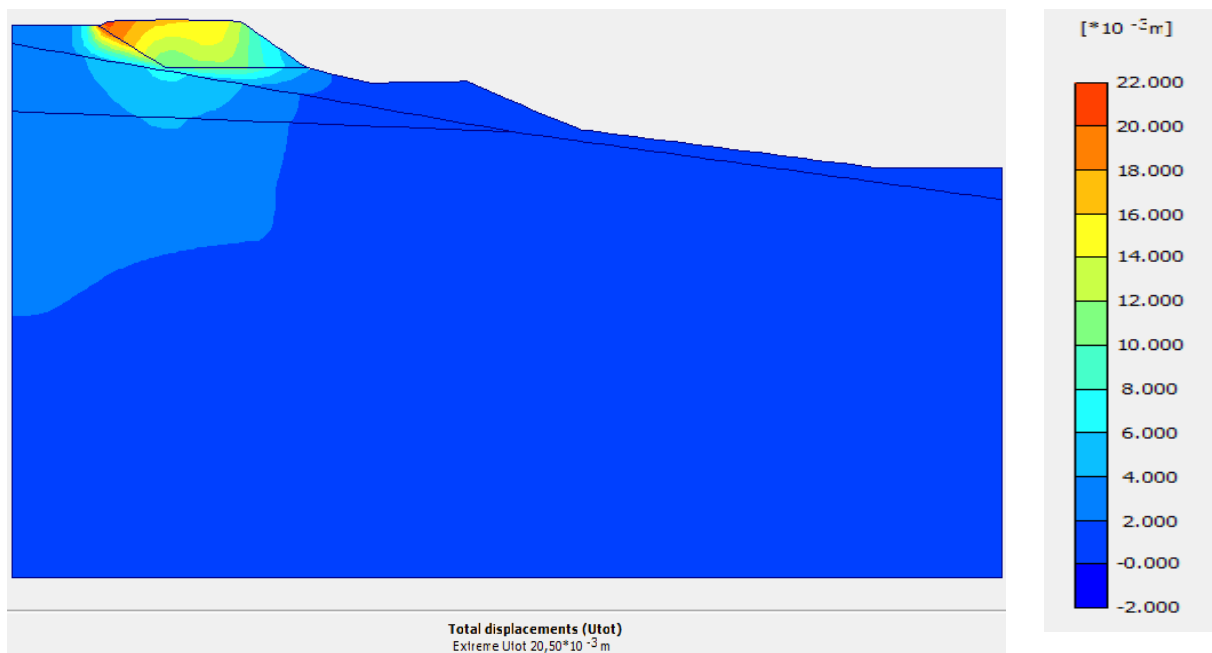


Figure 5.15. Déplacement totaux du sol en présence de la surcharge.

a. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal en présence de la surcharge est de 0,005 m (Figure 5.16).

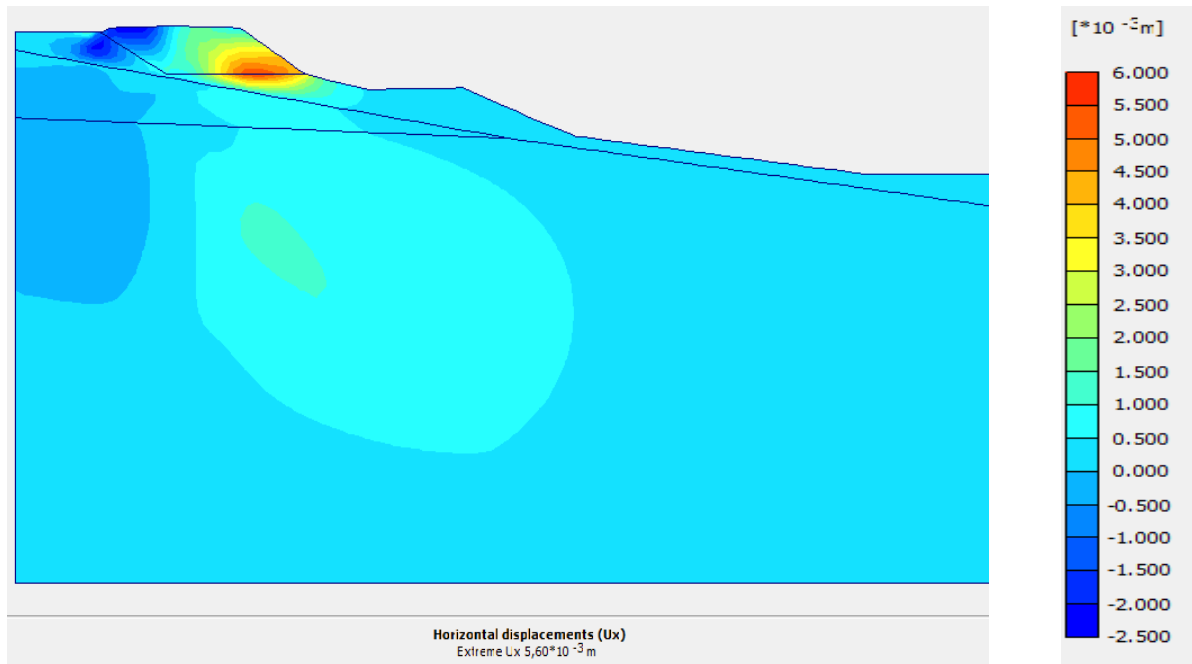


Figure 5.16. Déplacement horizontal en présence de la surcharge.

b. Déplacement vertical

Le déplacement vertical en présence de la surcharge est de 0,02 m (Figure 5.17).

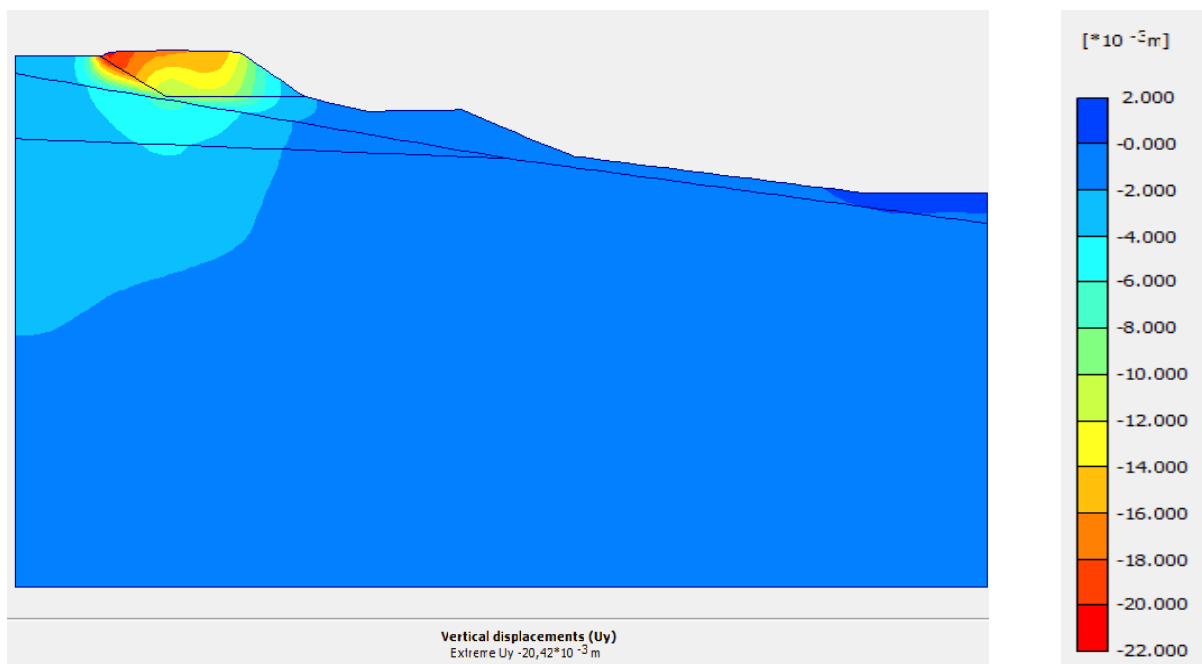


Figure 5.17. Déplacement vertical en présence de la surcharge.

5.7.2.3. Contrainte totale du sol

La contrainte totale du sol en présence de la surcharge est de -770,31 kN/m² (Figure 5.18).

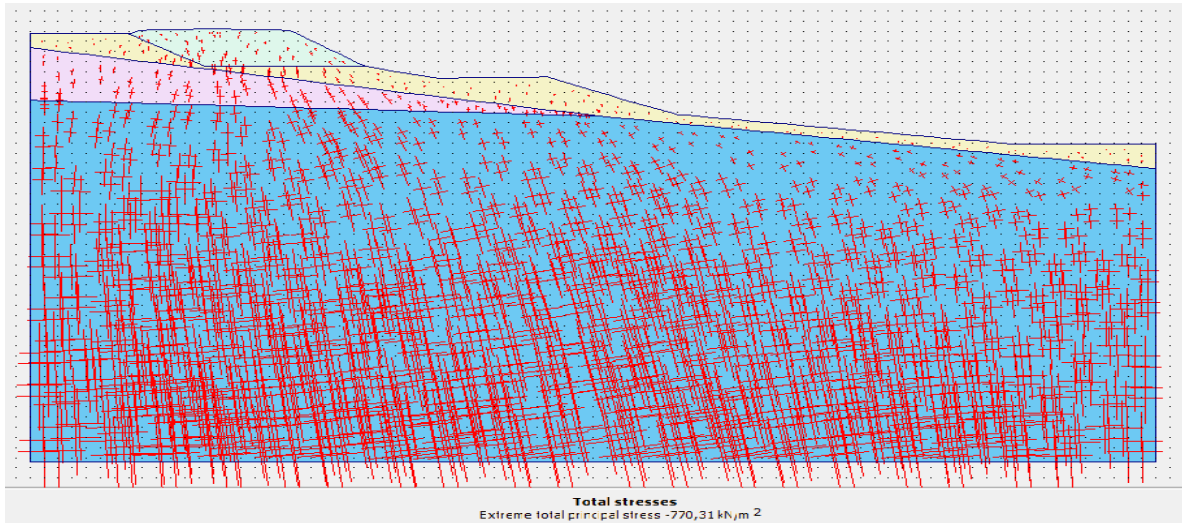


Figure 5.18. Contraintes totales du sol en présence de la surcharge.

5.7.2.4. Contraintes effectives en présence de la surcharge

Les contraintes effectives σ'_{xx} , σ'_{yy} et σ'_{xy} en présence de la surcharge sont présentées dans la (Figure 5.19).

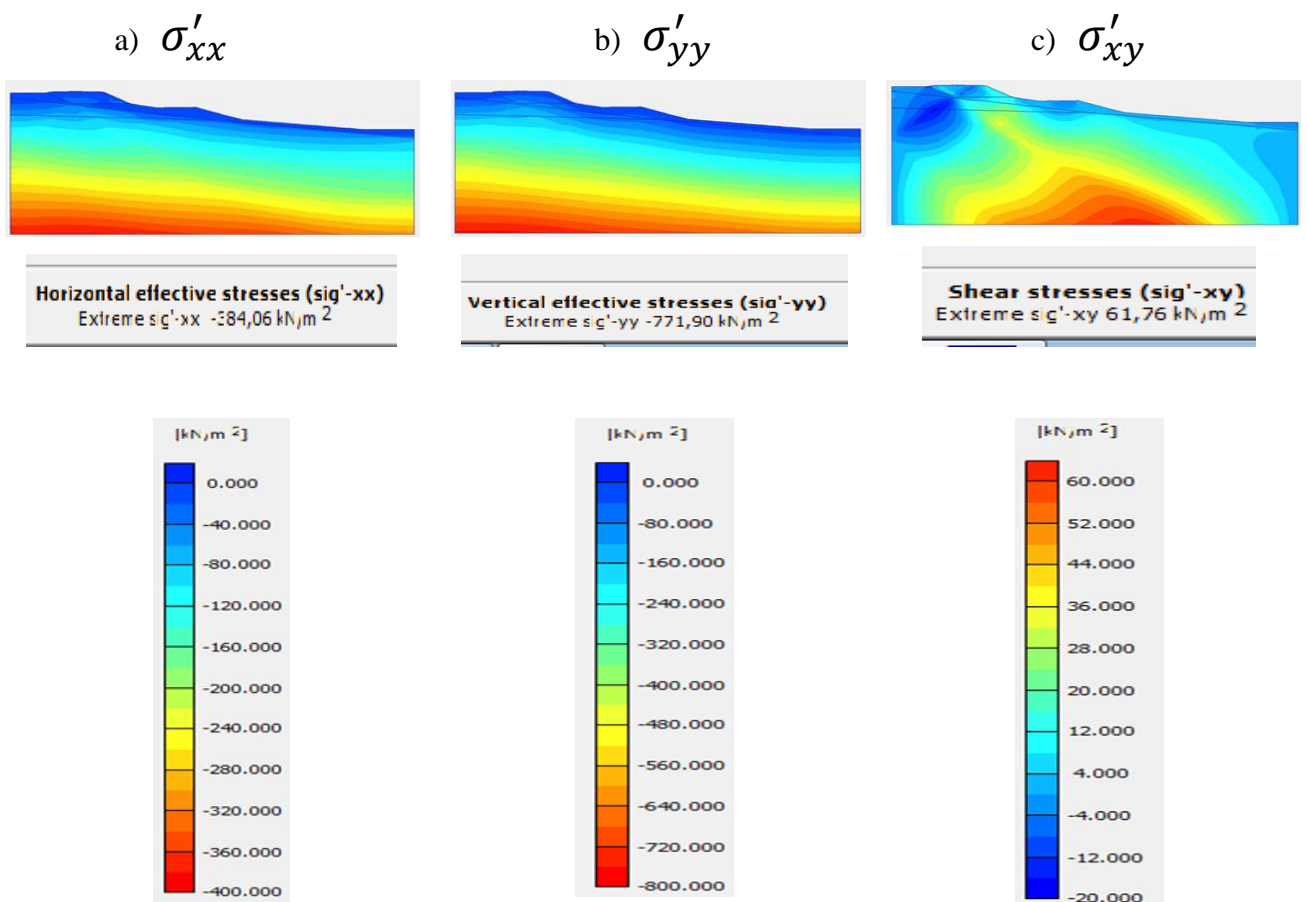


Figure 5.19. Contraintes effectives en présence de la surcharge.

5.7.2.5. Coefficient de sécurité

La fenêtre ci-dessous nous renseigne sur la valeur du coefficient de sécurité en présence de la surcharge (Figure 5.20) qui vaut 1,201. On remarque que le coefficient à diminuer par rapport à l'état initial et ça est dû à la surcharge.

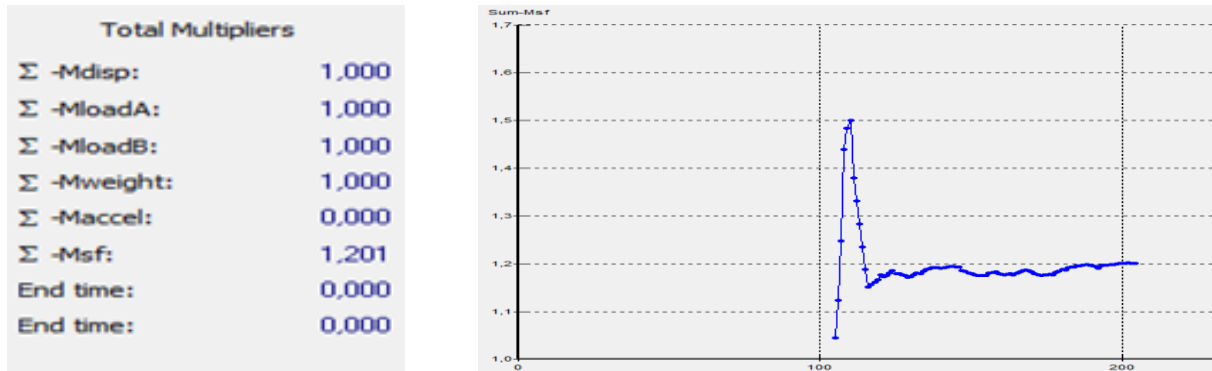


Figure 5.20. Coefficient de sécurité en présence de la surcharge.

5.7.3. En présence de la fuite d'eau

Dans cette phase, on veut voir l'effet de la fuite d'eau sur l'instabilité du talus (sans présence de la surcharge qui a causé la fuite).

La conduite est enfouie dans la terre végétale. Suite à la fuite d'eau, cette couche perd ses caractéristiques mécaniques. Lors de nos calculs, en réduisant φ et c respectivement aux valeurs 5° et 5 kN/m^2 le sol s'est rompu et le calcul s'est arrêté. Par conséquent, on a repris le calcul avec cette fois-ci avec $c = 10 \text{ kN/m}^2$ et l'angle de frottement $\varphi = 12,5 \text{ kN/m}^2$, c'est-à-dire la moitié des valeurs initiales de c et φ .

Concernant le poids volumique de cette couche de sol, pour différencier son état saturé de l'état non saturé, on a pris les valeurs suivantes :

- Couche végétale non saturée $\gamma = \gamma_{unsat} = 17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$.
- Couche végétale saturée $\gamma = \gamma_{sat} = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)}$.



Terre végétale saturée

5.7.3.1. Géométrie du modèle

On active la couche végétale saturée (Figure 5.21)

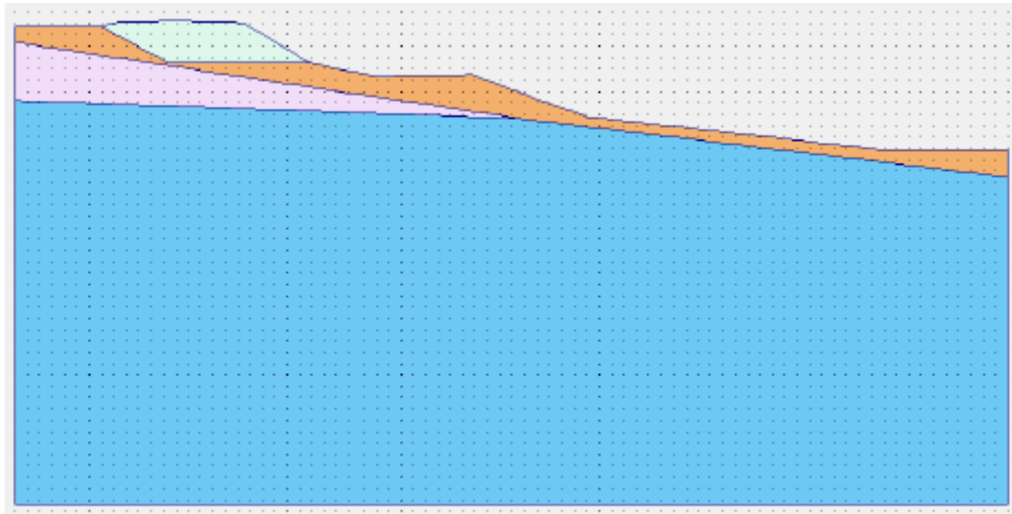


Figure 5.21. Modélisation numérique en présence des fuites.

5.7.3.2. Déplacement total du sol

Les déplacements totaux sont importants dans la couche végétale saturée. Le déplacement total maximal du sol en présence de la fuite d'eau est de 0,050 m (Figure 5.22).

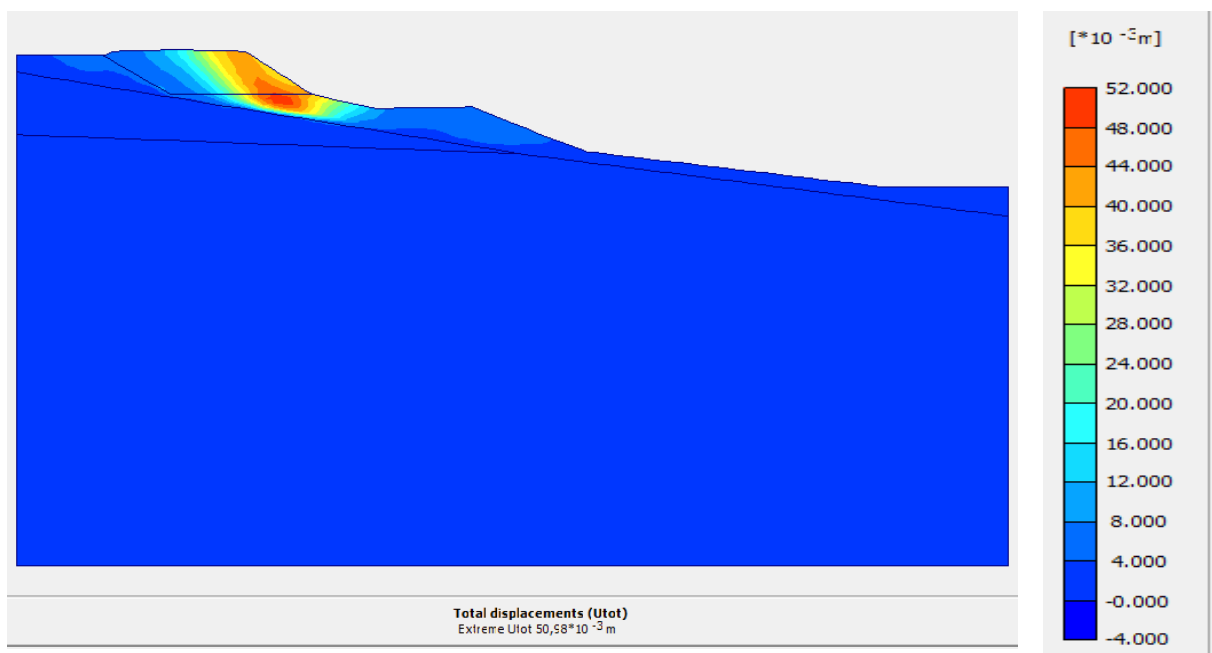


Figure 5.22. Déplacement totaux en présence de la fuite d'eau.

a. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal en présence des fuites d'eau est de 0,049 m (Figure 5,23)

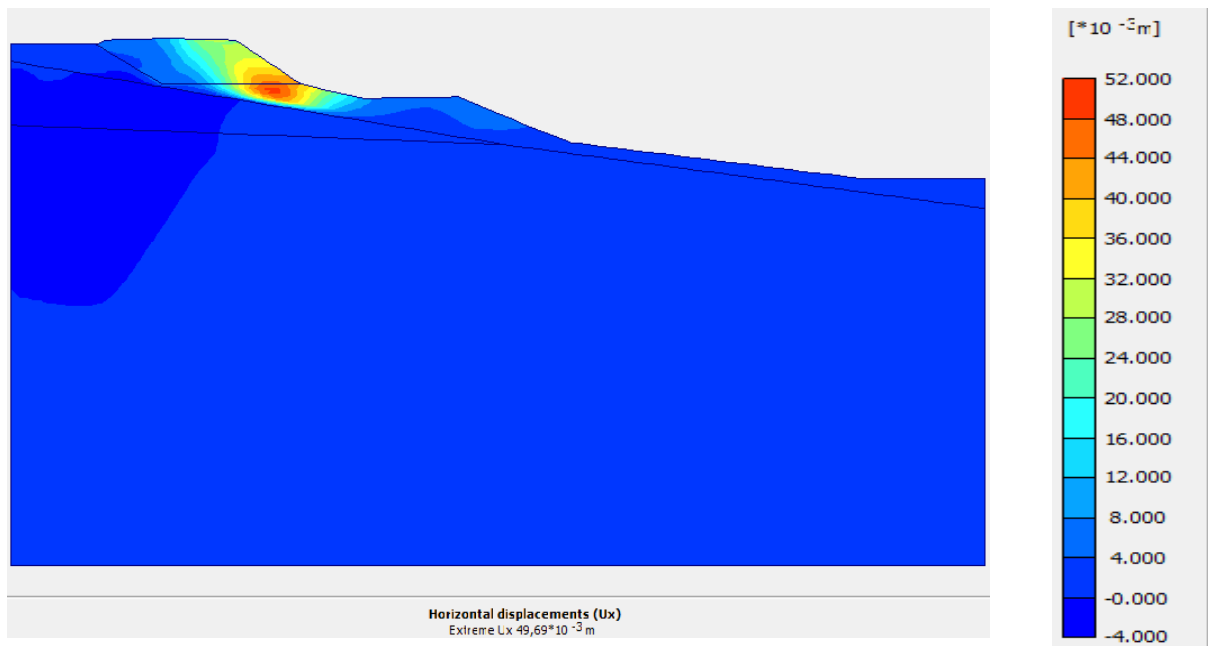


Figure 5.23. Déplacement horizontal en présence des fuites.

b. Déplacement vertical

Le déplacement vertical en présence des fuites d'eau est de 0,030 m (Figure 5.24)

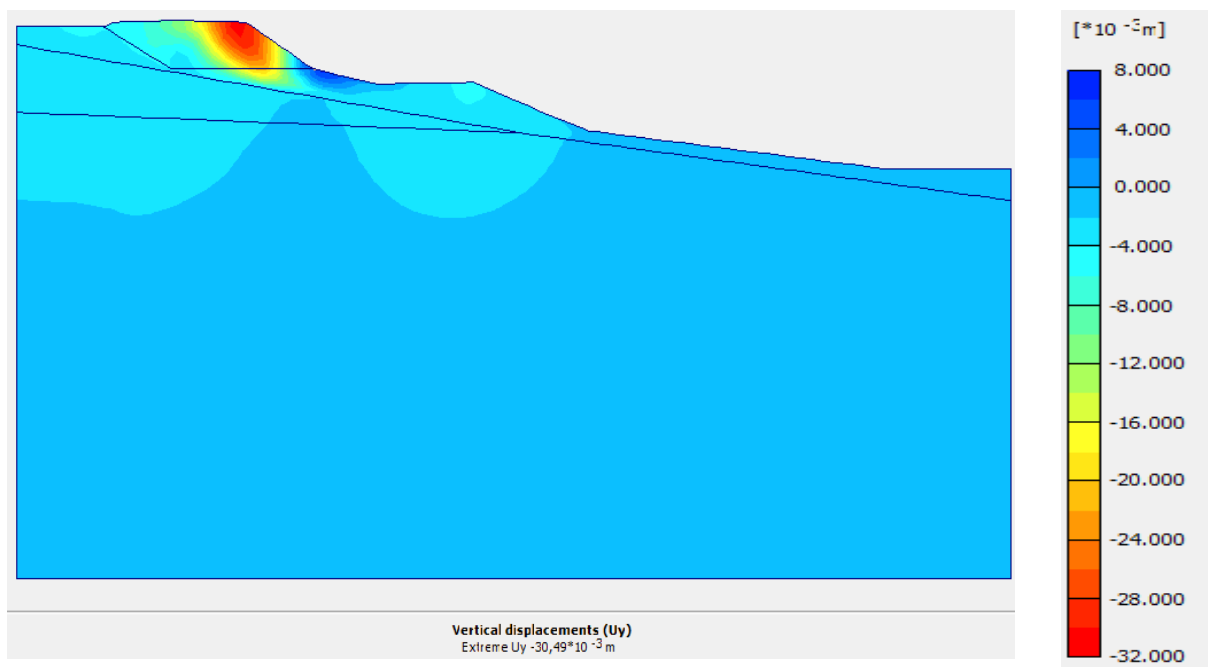


Figure 5.24. Déplacement vertical en présence des fuites.

5.7.3.3. Contraintes totales du sol

La contrainte totale en présence d'eau est de $-770,17 \text{ kN/m}^2$ (Figure 5.25).

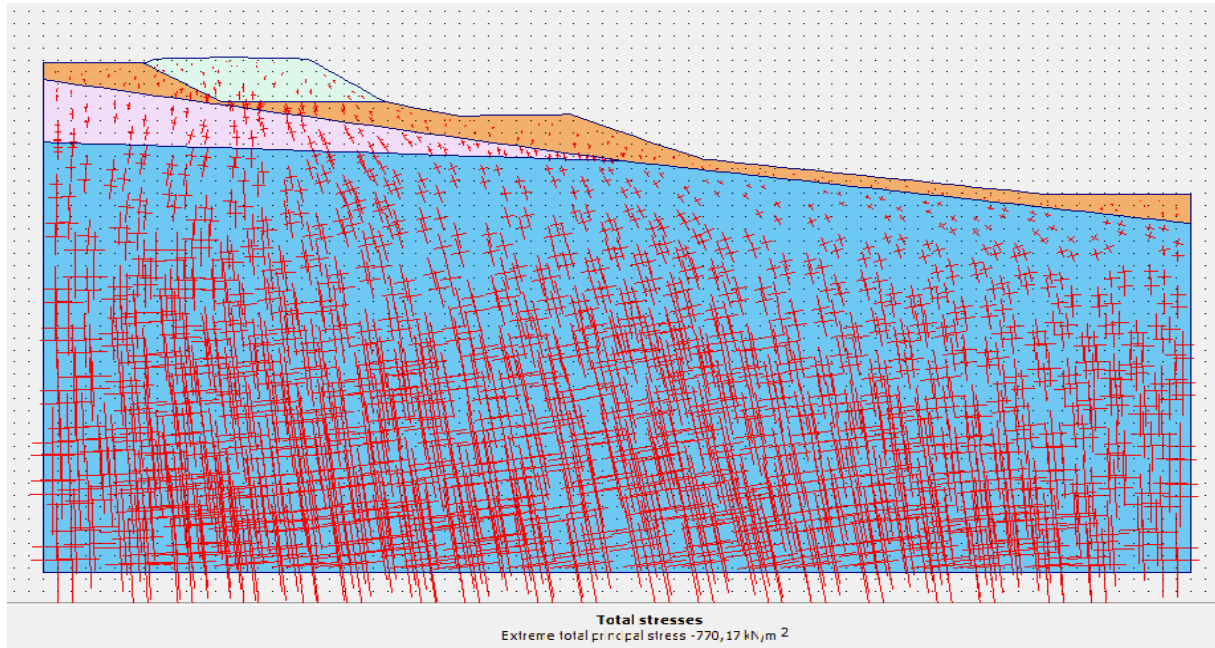


Figure 5.25. Contrainte totale en présence des fuites d'eau.

5.7.3.4. Contraintes effectives en présence des fuites

Les contraintes effectives σ'_{xx} , σ'_{yy} et σ'_{xy} en présence des fuites sont représentées dans la (Figure. 5.26)

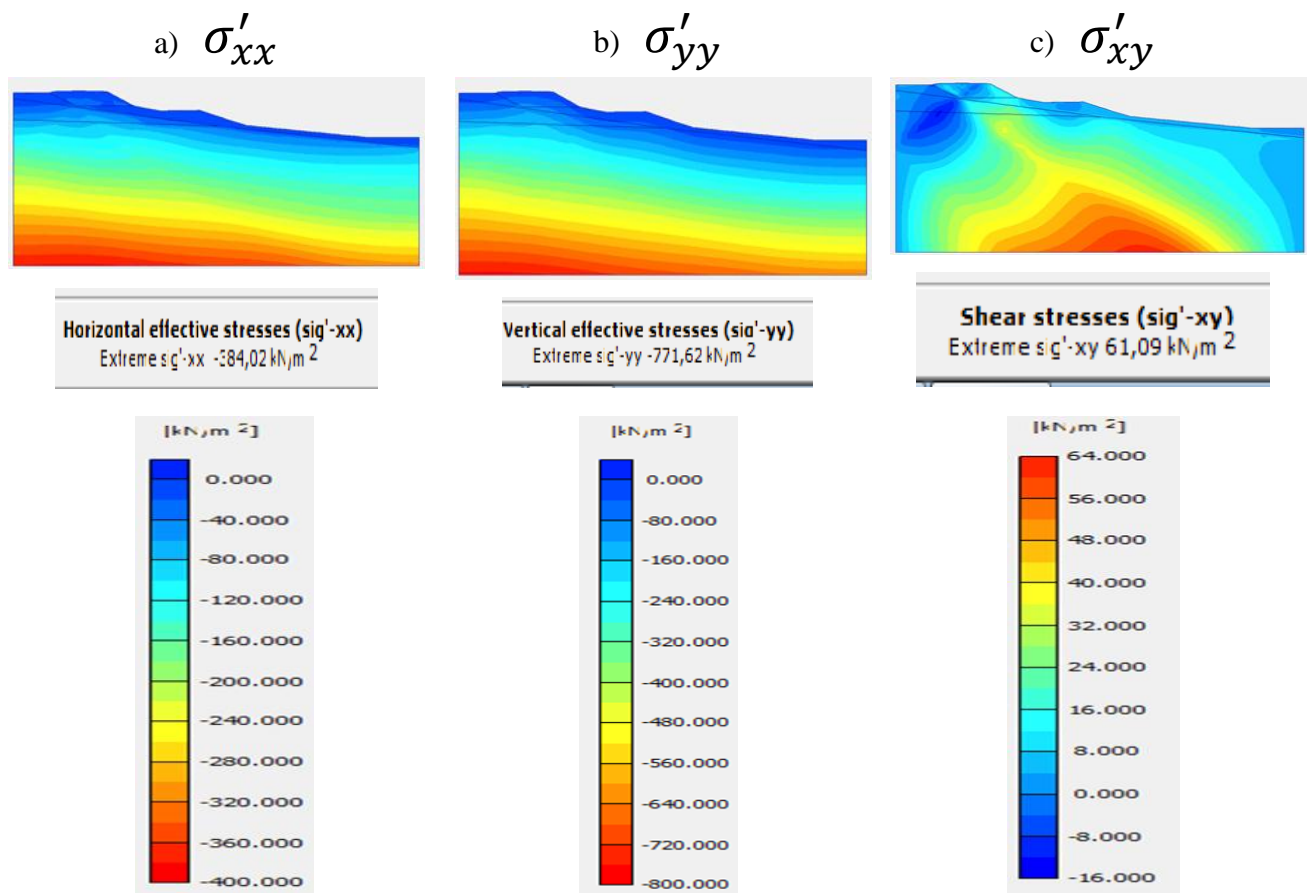


Figure. 5.26. Contraintes effectives en présence des fuites

5.7.3.5. Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité en présence des fuites d'eau est de 1,165 (Figure 5.27).

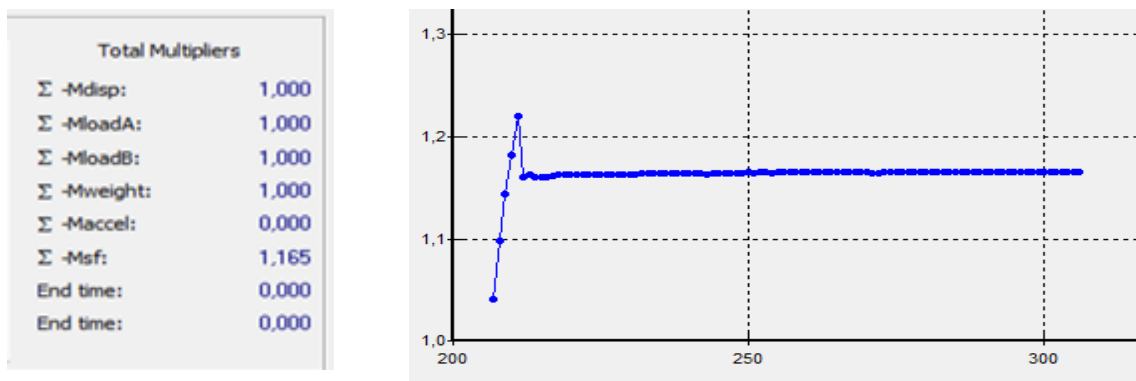


Figure 5.27 .Coefficient de sécurité en présence des fuites.

5.7.4. En présence de la surcharge et de la fuite d'eau

Dans cette phase, on va simuler la présence de la surcharge et la fuite d'eau simultanément (Figure 5.28).

5.7.4.1. Géométrie du modèle

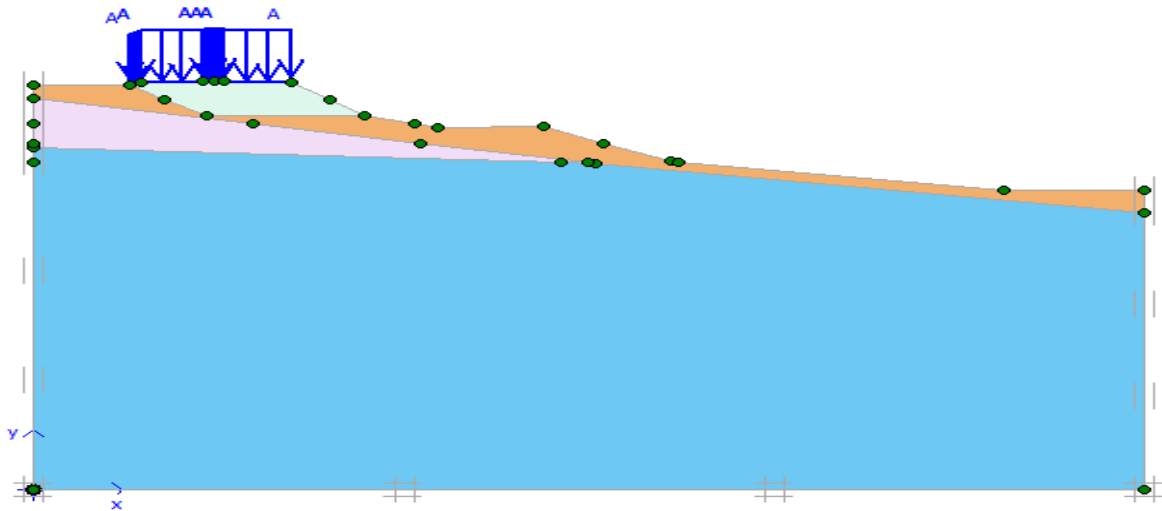


Figure 5.28 Modélisation numérique en présence de la surcharge et les fuites.

5.7.4.2. Déplacement total du sol

Les déplacements totaux en présence de la surcharge et les fuites sont de 0.099 m (Figure 5.29).

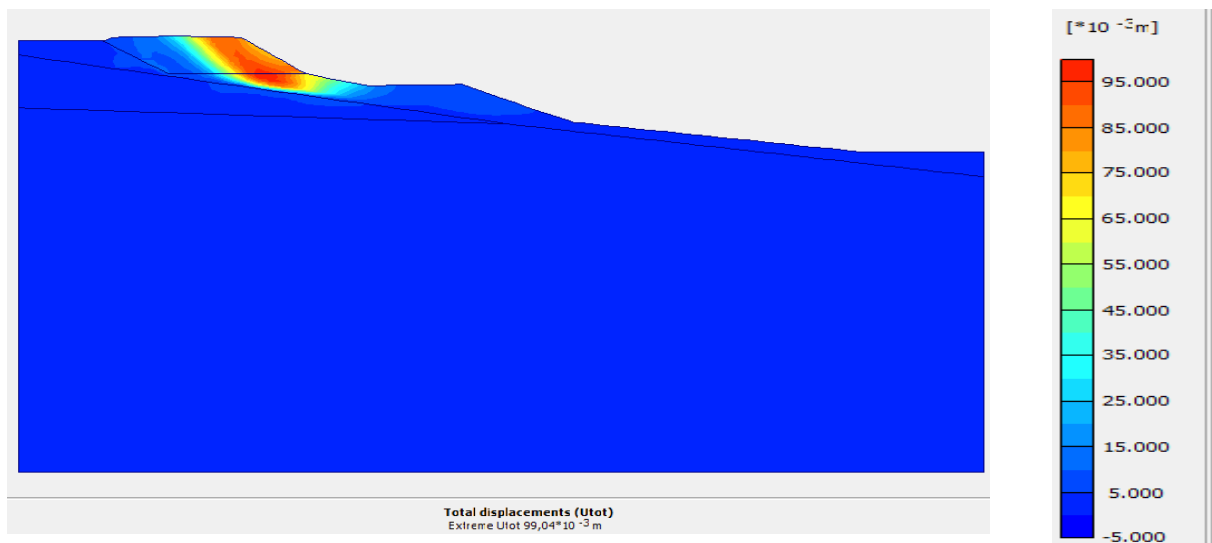


Figure 5.29. Déplacement totaux en présence de la surcharge et les fuites.

a. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal est de 0,095 m (Figure 5.30).

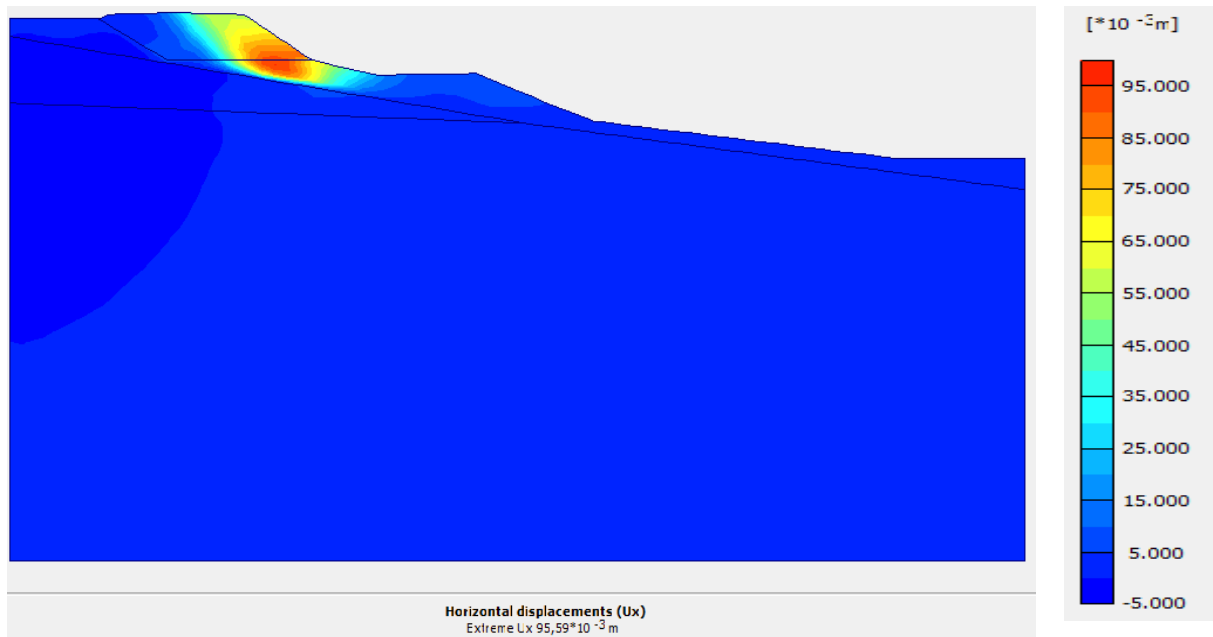


Figure 5.30. Déplacement horizontal en présence de la surcharge et les fuites.

b. Déplacement vertical

Le déplacement vertical est de 0,067 m (Figure 5.31).

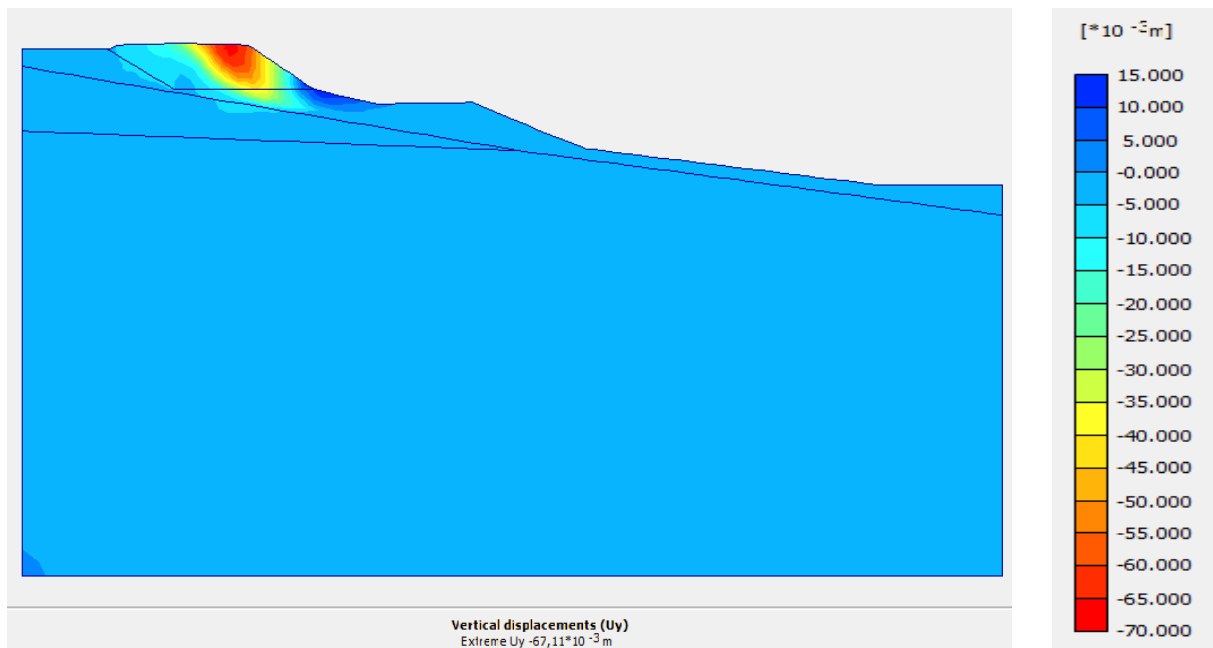


Figure 5.31. Déplacement vertical en présence de la surcharge et les fuites.

5.7.4.3. Contrainte totale du sol

Les contraintes totale en présence de la surcharge et les fuites d'eau et de $-772,86 \text{ kN/m}^2$ (Figure 5.32).

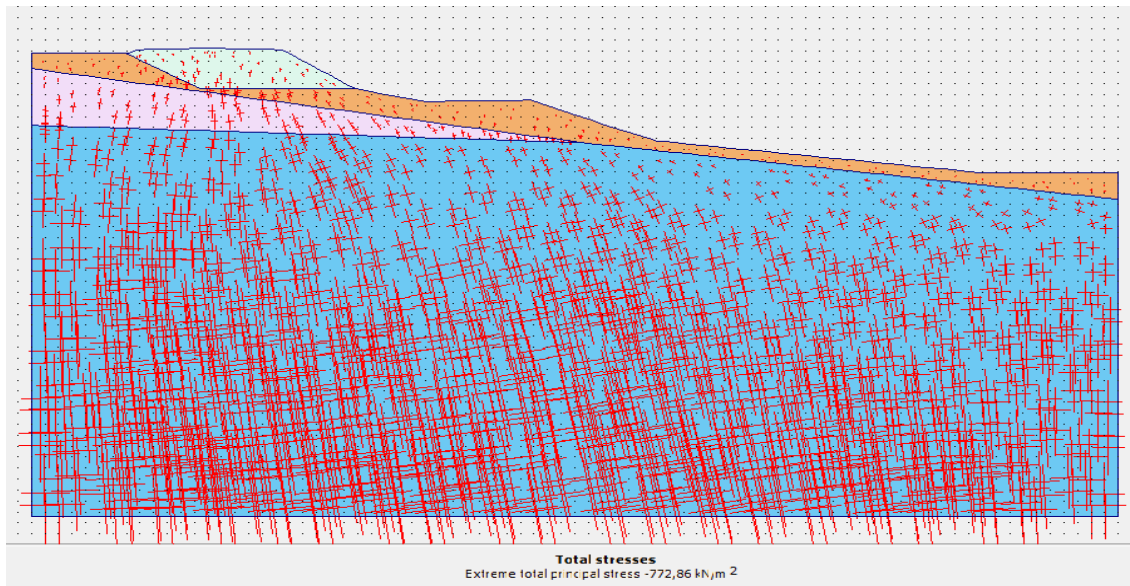


Figure 5.32. Contrainte totale en présence de la surcharge et les fuites d'eau.

5.7.4.4. *Contraintes effectives en présence des fuites et la surcharges*

Les contraintes effectives σ'_{xx} , σ'_{yy} et σ'_{xy} en présence des fuites et la surcharge sont représentées dans la (Figure. 5.33).

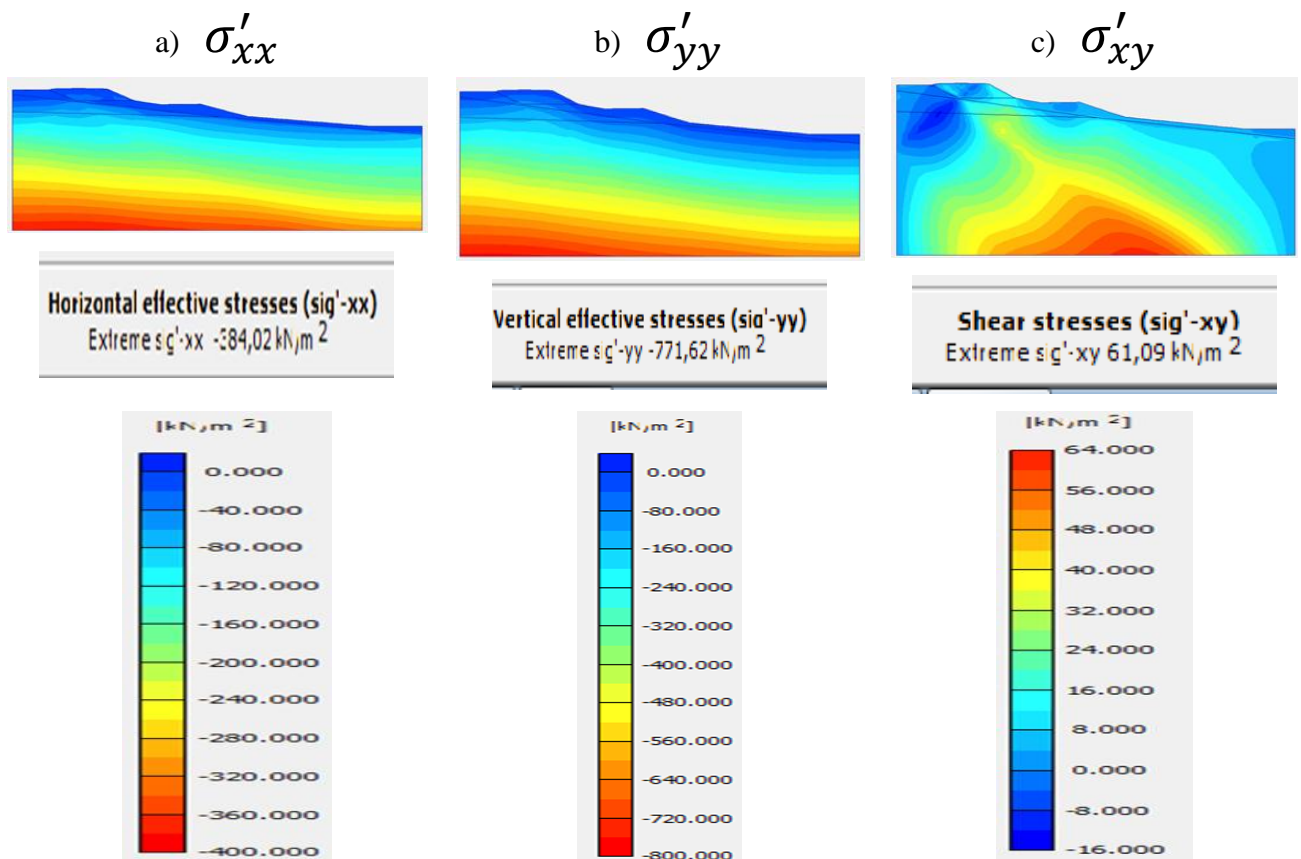


Figure 5.33 Contraintes effectives en présence des fuites et de la surcharge

5.7.4.5. Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité de la surcharge et la fuite d'eau est de 1,084 (Figure 5.34).

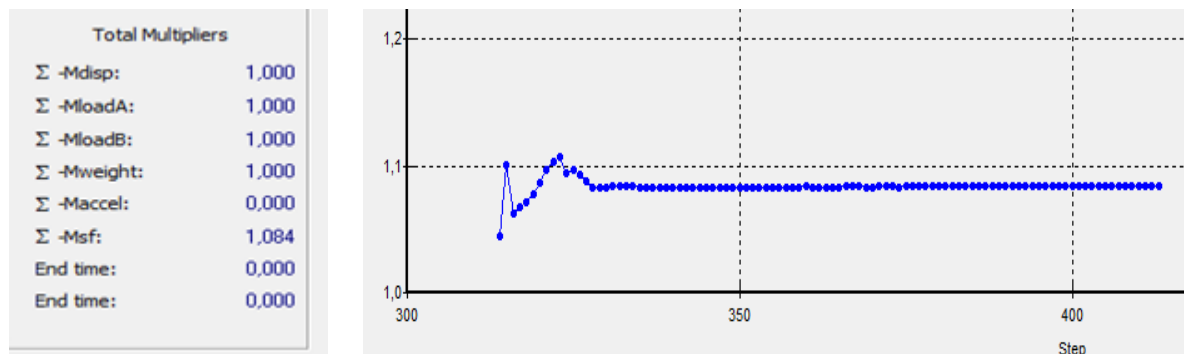


Figure. 5.34. Coefficient de sécurité en présence de la surcharge et les fuites d'eau.

5.7.5. Comparaison et interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel PLAXIS (Tableau 5.2), On constate que notre talus a une faible stabilité à l'état initial. Il a un coefficient de sécurité de 1,248 (sans présence des fuites ni de la surcharge) Tableau 5.2. Résultats de la modélisation avant confortement.

La présence de la surcharge au sommet du talus a fait augmenter les contraintes dans le sol et a diminué le coefficient de sécurité vers la valeur de 1,021 ; c'est-à-dire une diminution de 0,38% par rapport au F_s de l'état initial du sol. C'est une baisse pas très significative, mais le talus est toujours considéré avec une faible stabilité.

Tableau 5.2. Résultats de la modélisation avant confortement.

	Déplacements Totaux (m)	Déplacement horizontal Ux (m)	Déplacement Vertical Uy (m)	Contrainte total (kN/m ²)	Coefficient de sécurité (Fs)
État initial	0,445	0,053	0,445	-767,49	1,249
Présence de la surcharge	0,02	0,005	0,02	-770,31	1,201
Présence des fuites d'eaux	0,05	0,049	0,03	-770,17	1,165
Présence de la surcharge et des fuites	0,09	0,095	0,067	-772,86	1,084

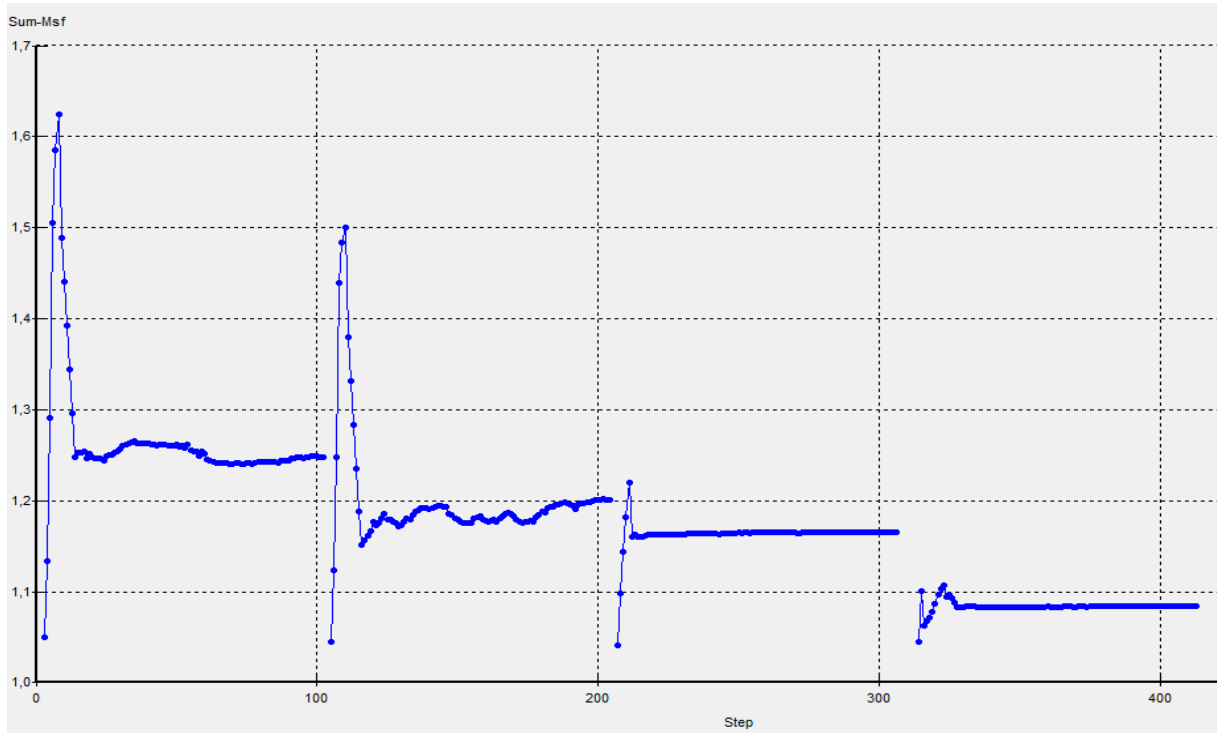


Figure 5.35. Courbe de coefficient de sécurité des différentes phases.

La présence de la fuite d'eau au niveau de la couche de la terre végétale a également fait augmenter les contraintes dans le sol et elle a réduit la résistance au cisaillement de cette couche, ce qui induit la diminution du coefficient de sécurité ($F_s = 1,165$).

En présence de la surcharge et de la fuite d'eau simultanément, les contraintes dans le sol ont augmenté par rapport à l'état initial (de $-767,49 \text{ kN/m}^2$ vers $-772,86 \text{ kN/m}^2$) et elles sont également supérieures aux deux autres cas précédents : présence de la surcharge et de la fuite d'eau séparément (respectivement $-770,31 \text{ kN/m}^2$ et $-770,17 \text{ kN/m}^2$). Cette situation menace dangereusement la stabilité du talus ($F_s = 1,084$).

Le déplacement total maximal est grand dans le cas de présence de la surcharge et de la fuite d'eau simultanément, il avoisine $0,10 \text{ m}$. Il est supérieur au cas de présence de la surcharge seule ($U_{\max} = 0,02 \text{ m}$) et même au cas de la présence de la fuite seule ($U_{\max} = 0,05 \text{ m}$). On remarque que les déplacements horizontaux maximaux sont plus grands par rapport aux déplacements verticaux maximaux, et cela dans toutes les situations étudiées due aux efforts de poussées engendrées par la surcharge et/ou par la couche végétale saturée en pente.

Les résultats obtenus par le laboratoire d'études Consolidia [22] à l'aide du logiciel Geoslope sont comme suit :

-Pour l'état initial : $F_s = 1,43$.

-Pour la présence des fuites : $F_s = 1,13$.

On remarque que le laboratoire d'études a trouvé des coefficients de sécurité qui sont inférieurs à 1,5. Donc, on peut dire que le talus n'a pas une grande stabilité. En présence de la fuite d'eau, le coefficient de sécurité a baissé. Les résultats obtenus par le laboratoire avec Geoslope se rapprochent des résultats qu'on a obtenus avec le Plaxis.

5.8. Procédure de calcul lors du confortement

Les résultats obtenus précédemment montrent que notre talus est instable en présence de la surcharge et de la fuite d'eau. Par conséquent, il faut procéder à une solution de confortement pour stabiliser ce mouvement de terrain. Il existe diverses techniques de confortement, vues dans le chapitre 2, chacune d'elles est adaptée à des situations et à des conditions spécifiques. Pour notre site d'étude, on a opté à une stabilisation du talus par un mur en gabion.

5.8.1. Renforcement par un mur en gabion

Un mur en gabion est une structure de soutènement stabilisante, composée de cages métalliques remplies de pierres, de gravier ou d'autres matériaux similaires. Les murs en gabion présentent plusieurs avantages :

- En utilisant des gabions, l'eau peut pénétrer dans les interstices des pierres, ce qui permet de diminuer la pression hydrostatique derrière les structures de soutènement.
- Les gabions sont souvent plus économiques en matériaux et en main-d'œuvre par rapport à d'autres méthodes de renforcement.
- Les gabions sont facilement installables et ne requièrent pas de compétences spécialisées ou d'équipements lourds, et ils sont très résistants et durables face aux conditions climatiques extrêmes.

Pour le pré-dimensionnement du mur en gabion, on a l'équation (5.1).

$$B = \frac{H+1}{2} \quad (5.2)$$

Avec B et H sont respectivement la base et la hauteur du mur en gabion.

Dans notre cas, on a $H=6$ m alors $B = (6+1) / 2 = 3,5$ m.

A partir de la base, la section de chaque nouveau niveau de gabion est diminuée de 0,5m, de manière à avoir des gradins. La hauteur de chaque niveau est de 1m.

Pour notre mur, il possède 6 niveaux, chacun est de 1 m de hauteur et décalé de 0,5m.

Les caractéristiques des gabions et du remblai sont données respectivement au .

Tableau 5.3 et au Tableau 5.4 .

Tableau 5.3 Caractéristiques des gabions [23].

Poids volumique (γ_{ussat})	20kN/m ³
Poids volumique saturée (γ_{sat})	22 kN/m ³
Angle de fortement (ϕ)	40°
Cohésion (C)	100kN/m ²
Élasticité (E)	8000kN/m ²
Coefficient de poisson ν	0,2
Angle de dilatance ψ	10
Perméabilités $K_x = K_y$	1×10^{-5} m/s

Tableau 5.4 Caractéristique de la couche du remblai [24].

Poids volumique (γ_{unsat})	16 kN/ m ³
Poids volumique saturée (γ_{sat})	20 kN/m ³
Angle de fortement (ϕ)	30°
Cohésion (C)	1 kN/m ²
Élasticité (E)	8000kN/m ²
Coefficient de poisson ν	0,3
Angle de dilatance ψ	0°
Perméabilités $K_x = K_y$	1×10^{-2} m/s

5.8.1.1. Procédure de calculs

Pour le calcul de coefficient de sécurité après confortement par gabion, on va refaire la même procédure que le coefficient de sécurité en présence de la surcharge et les fuites d'eaux mais on va créer d'autres phases.

- **Déblai** : cette phase consiste à réparer la fuite d'eau présente dans la couche végétale, en enlevant la surcharge, la couche de l'arène gneissique et une partie de la couche végétale saturée.
- **Mise en place des gabions** : dans cette phase, on va activer toutes les couches de gabion et la couche végétale saturée devient non saturée, car après la répartition de la fuite d'eau s'est évacuée.
- **Remblai** : on termine la procédure par la couche du remblai puis on calcule le coefficient de sécurité.

5.8.1.2. Géométrie du modèle

La géométrie après la mise en place du mur en gabion (Figure 5.36).

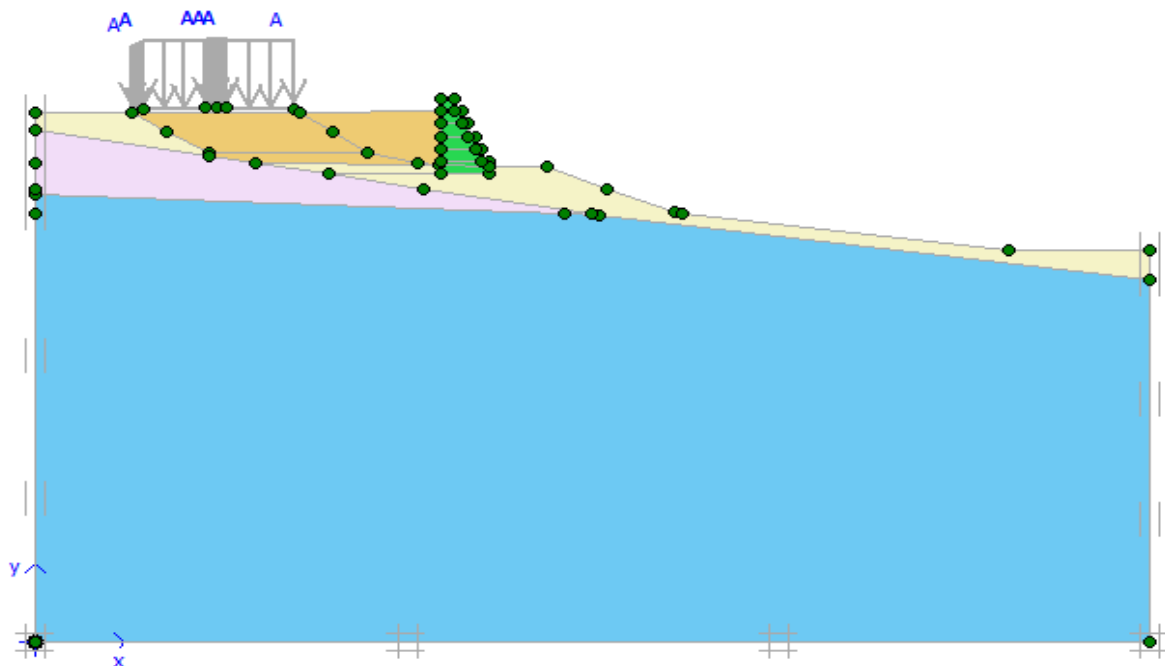


Figure 5.36. Modélisation numérique après renforcement par les gabions.

5.8.1.3. Déplacement total du sol

Les déplacements totaux suite à la mise en place du mur en gabion et du remblai sont de 0.129 m (Figure 5.37).

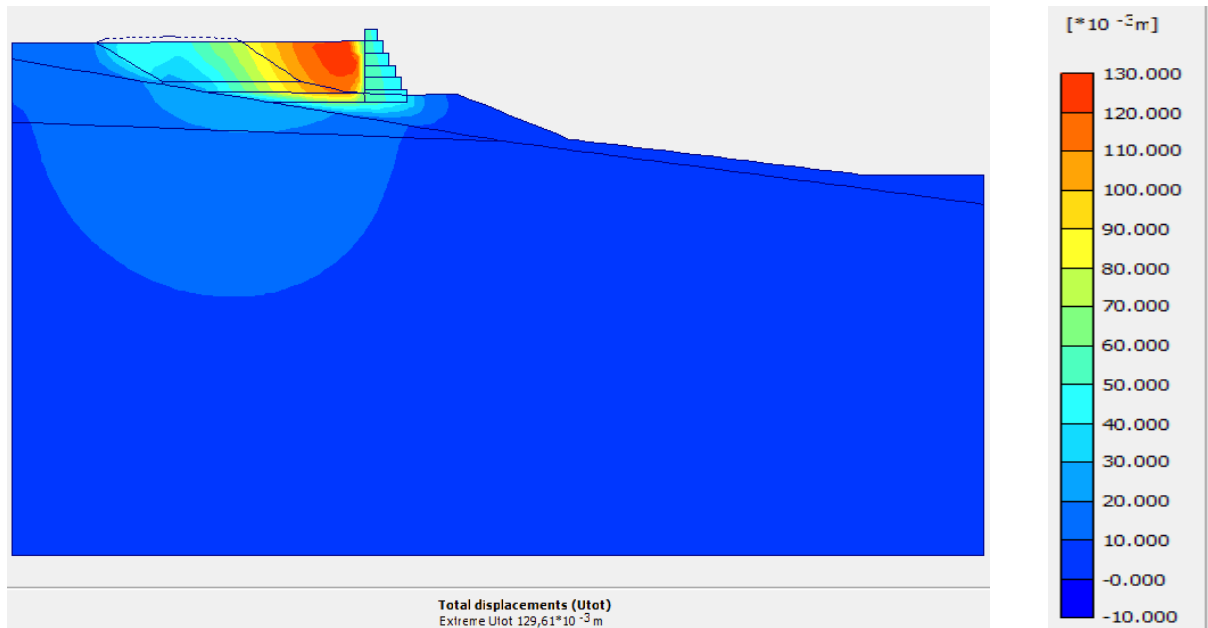


Figure 5.37. Déplacements totaux après le confortement par les gabions.

a. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal maximal est de 0,035 m (Figure 5.38)

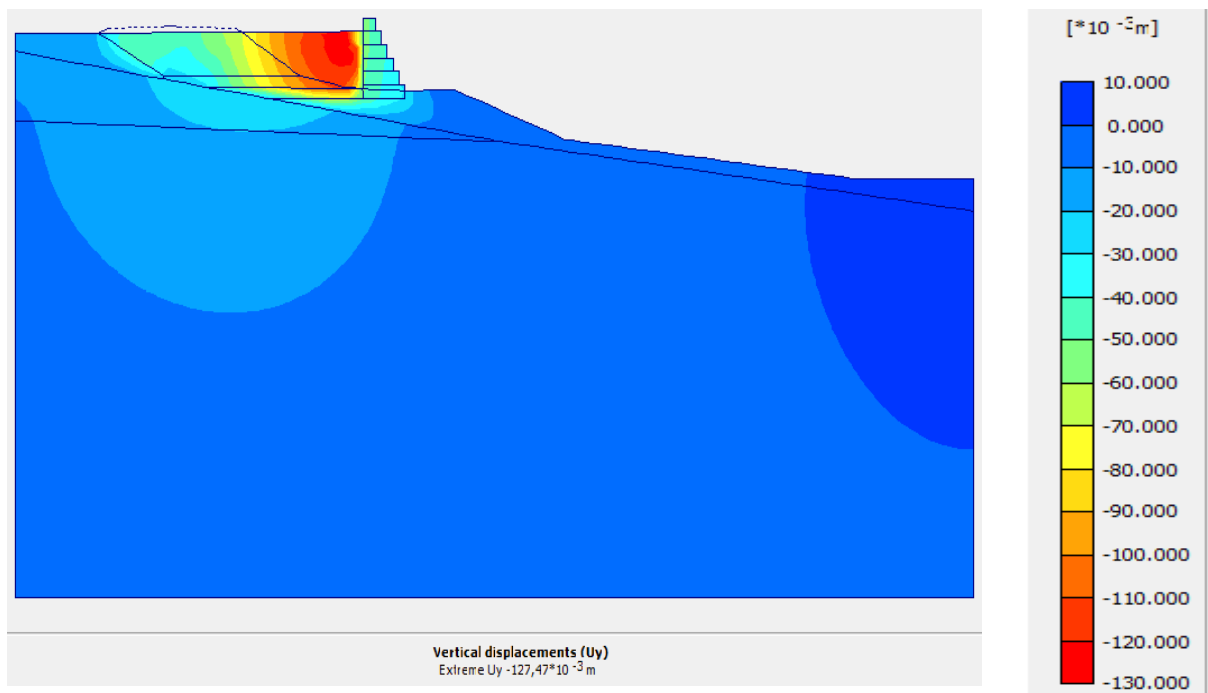


Figure 5.38. Déplacement horizontal après le confortement par les gabions.

b. Déplacement vertical

Le déplacement vertical maximal après confortement est de 0,127 m (Figure 5.39).

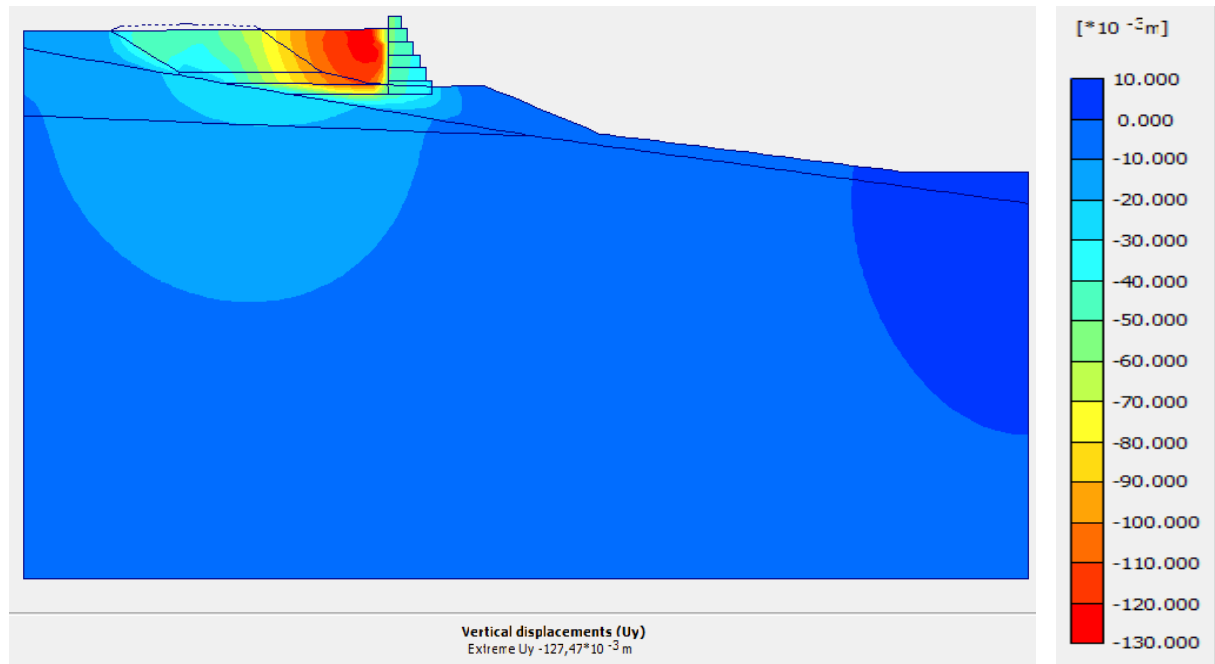


Figure 5.39. Déplacement vertical après le confortement par les gabions.

5.8.1.4. Contraintes totales du sol

Les contraintes totales après le confortement par gabion est de $-775,58 \text{ Kn/m}^2$ (Figure 5.40).

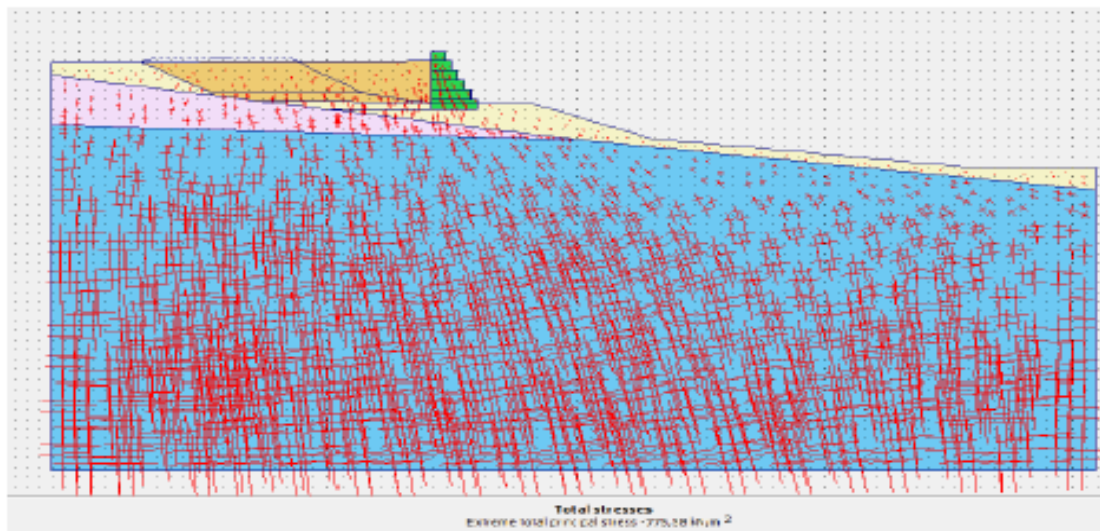


Figure 5.40. Contraintes totales après le renforcement par les gabions

5.8.1.5. Contraintes effectives après le renforcement par gabions

Les contraintes effectives σ'_{xx} , σ'_{yy} et σ'_{xy} après confortement sont présentées dans le (Figure 5.41).

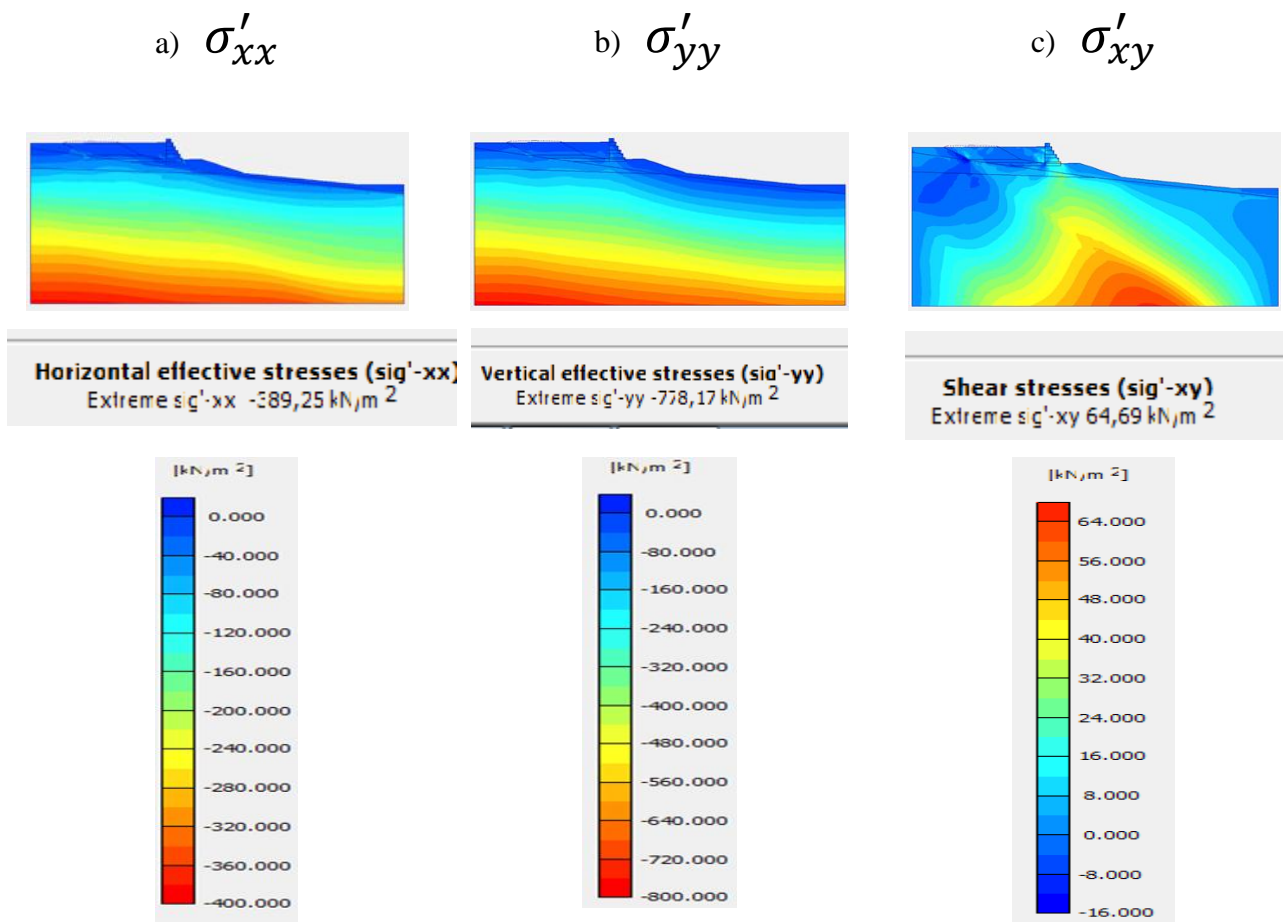


Figure 5.41. Contraintes effectives après renforcement par gabions.

5.8.1.6. Coefficients de sécurité

La (Figure 5.42) montre le coefficient de sécurité après la mise en place des gabions qui est de 1,602.

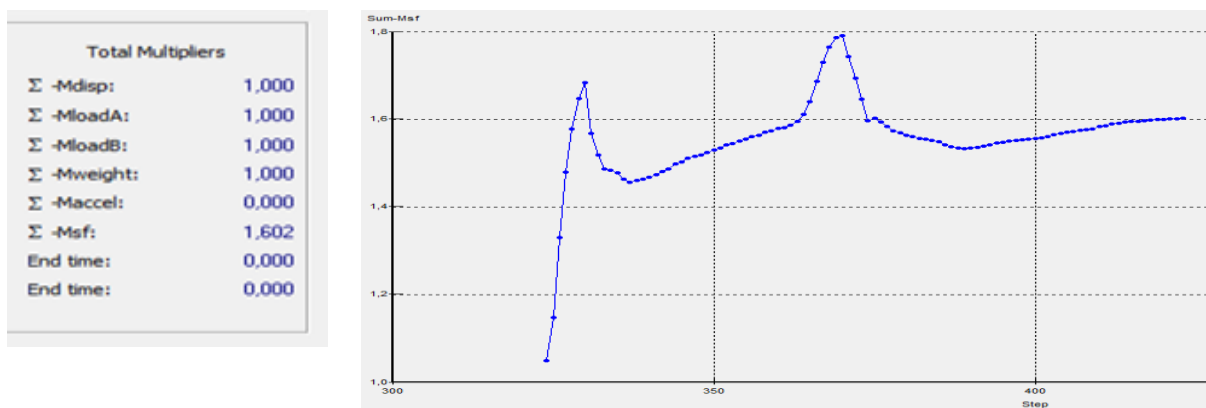


Figure 5.42. Coefficient de sécurité après confortement avec gabion.

5.8.2. Comparaison et interprétation des résultats

Après confortement, on a obtenu un coefficient de sécurité de 1,605. Il est largement supérieur au coefficient de sécurité obtenu en présence de la surcharge et de la fuite d'eau simultanément ($F_s=1,084$) et même, il est supérieur à celui de l'état initial ($F_s=1.249$), comme indiqué sur le. Tableau 5.2.

Tableau 5.5. Résultats de la modélisation après confortement.

	Déplacements Totaux (m)	Déplacement horizontal U_x (m)	Déplacement Vertical U_y (m)	Contrainte total (kN/m^2)	Coefficient de sécurité (F_s)
État initial	0,445	0,053	0,445	-767,49	1,249
Présence de la surcharge et des fuites	0,09	0,095	0,067	-772,86	1,084
Confortement par gabion	0,129	0,035	0,127	-775,58	1,602

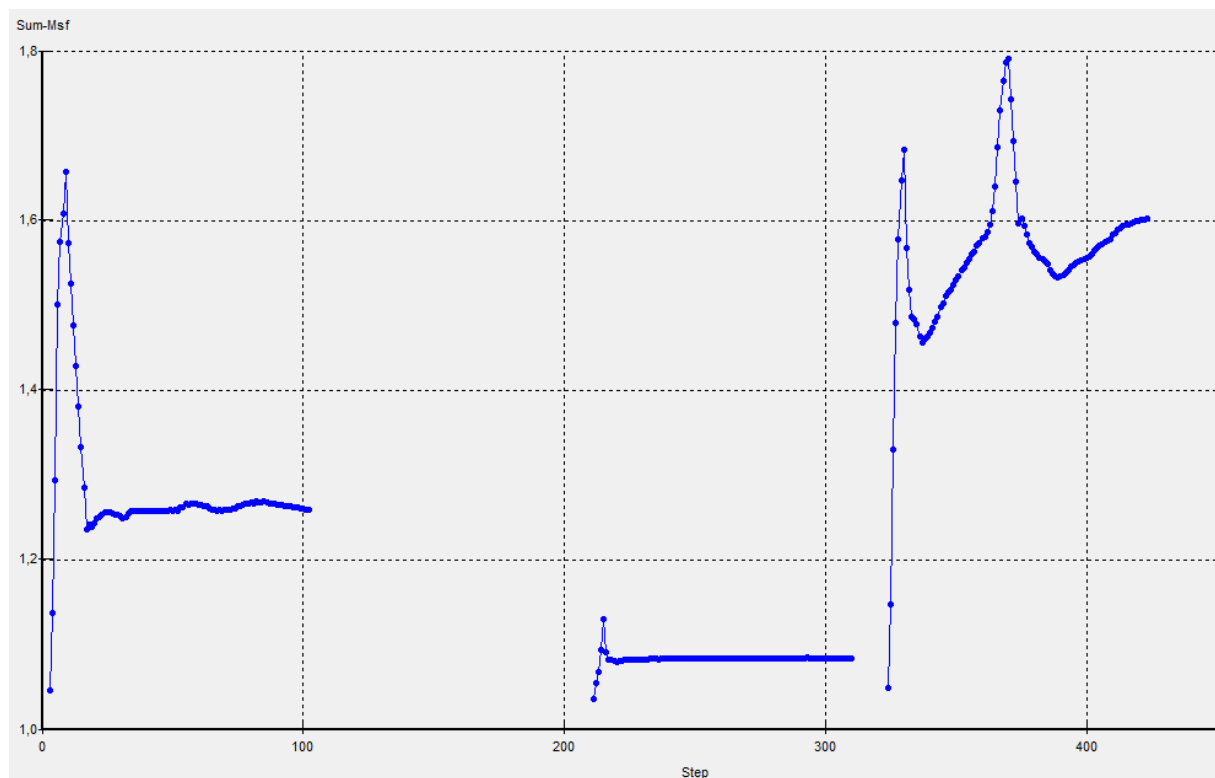


Figure 5.43. Courbe de coefficient de sécurité après renforcement par les gabions.

On a donc le coefficient de sécurité après confortement qui est supérieur à 1,5. Par conséquent, notre talus est devenu stable. Cela signifie également que cette solution de confortement par gabion est adaptée pour résister aux charges appliquées.

Durant les calculs de ce confortement, exécutés par le Plaxis, les contraintes dans le sol ainsi que le déplacement total maximal ont augmenté. On remarque aussi que les déplacements verticaux sont plus grands que les déplacements horizontaux. Cela est dû au poids propre de l'ouvrage en gabion et du remblai retenu derrière lui.

5.9. Conclusion

La solution de confortement du talus instable, par un mur en gabion a permis d'atteindre un coefficient de sécurité de 1,602 qui est nettement supérieur au coefficient de sécurité du sol à l'état initial ($F_s=1,249$) et à celui enregistré lors de la présence de la surcharge et la fuite d'eau ($F_s=1,084$).

Les résultats obtenus démontrent l'efficacité du confortement par gabions. Le coefficient de sécurité calculé, qui est supérieur à 1,5 indique que le talus est stable et sécurisé. Cette valeur garantit une marge de sécurité adéquate pour supporter les charges prévues ainsi que les diverses conditions environnementales. En d'autres termes, le talus renforcé par les gabions est capable de résister aux forces externes sans risque de défaillance. La mise en place de gabions a donc prouvé sa capacité à améliorer la stabilité du talus.

Conclusion générale

L'instabilité des pentes est un problème très complexe, rencontré dans tous les pays du monde. La négliger peut engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de dinars.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité et le confortement d'un glissement de terrain survenu à la déviation Est de Draâ El Mizan de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Nous avons commencé par présenter des généralités sur les glissements de terrain et les méthodes d'étude de la stabilité des pentes ainsi que les diverses méthodes de confortement.

Nous avons également présenté le site du glissement et les différentes données et informations recueillis au niveau de la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Tizi-Ouzou. En effet, ce glissement existait déjà depuis 2009, et suite à un dépôt de matériaux que la conduite d'alimentation en eau potable s'est rompu, causant ainsi le glissement de terrain et la détérioration de la chaussée et du réseau d'assainissement.

Pour analyser ce glissement et proposer une solution de confortement, nous avons entrepris deux modélisations numériques en utilisant le logiciel de calcul PLAXIS 2D (version 8.2).

Dans la première modélisation, nous avons représenté l'état initial du sol. Il possède déjà une faible stabilité : un coefficient de sécurité de 1,248. En simulant l'effet de la surcharge qui a provoqué la fuite d'eau, le versant est devenu encore plus instable avec un coefficient de sécurité de 1,084.

Diverses méthodes de confortement pour ce glissement peuvent être appliquées (mur en béton armé, mur en gabion, pieux, palplanches, etc.). Nous avons opté pour la réalisation d'un mur en gabion du fait de la présence des moyens de la mise en œuvre, du coût raisonnable de la construction, la réalisation par des moyens nationaux, délais de réalisation court, etc.

Dans la deuxième modélisation, nous avons vérifié la stabilité du glissement suite à la solution de confortement proposée. On a abouti à un coefficient de sécurité de 1,602.

On constate que la stabilité d'un talus dépend directement des paramètres géotechniques du sol et de sa géométrie.

Malgré les progrès faits en matière de connaissance sur le phénomène du glissement des sols, et sur les méthodes de calcul de la stabilité et des techniques de confortement, la construction ou la réalisation de travaux sur des versants en limite de stabilité reste un problème d'actualité dont la solution est rarement évidente. Néanmoins, il faut :

- Respecter les profondeurs minimales d'enfouissement des conduites enterrées.
- Maîtriser les rejets d'eau (eaux usées, eaux pluviales et eaux de drainage).
- Suivre les normes de réalisation des réseaux d'assainissement et procéder à leur entretien.
- Remplacement des conduites vétustes en particulier dans les zones urbaines.
- Réaliser des études par des professionnels du domaine avant réalisation des travaux.
- Bien choisir les espaces pour le dépôt des matériaux de construction.

La surveillance et la cartographie des zones sujettes aux mouvements de terrain sont des pratiques importantes pour la prévention et la gestion des risques. L'utilisation de techniques telles que l'imagerie satellitaire, les systèmes d'information géographique (SIG) permet de détecter et de suivre ces phénomènes avec une précision accrue.

Cette étude n'est qu'un petit pas dans le vaste domaine de la géotechnique en général, et dans la modélisation numérique en particulier. Comme perspectives à tenir compte dans des travaux futurs, nous proposons d' :

- Utiliser d'autres codes de calcul et comparer les résultats obtenus, comme par exemple : le logiciel GeoStudio qui possède différentes méthodes d'analyse de la stabilité des talus (Fellenius, Bishop, etc.), ou le logiciel FLAC qui travaille avec les différences finies.
- Étudier l'effet de la variation de la position de la nappe phréatique sur la stabilité du talus.
- Effectuer des modélisations numériques des différentes méthodes de stabilisation applicables à ce glissement (exemple des pieux) et faire une étude comparative.

- Utiliser d'autres modèles de comportements de sol que le modèle Mohr-Coulomb dans le but de se rapprocher le plus du comportement réel du sol (Cam Clay pour les argiles, modèles avancés, etc.).
- Effectuer une modélisation numérique en trois dimensions et un calcul dynamique.

Références bibliographiques

- [1] Gilles Sève Pierre Pouget, « Guide Stabilisation Des Glissements de Terrain LCPC PDF | PDF | Glissement de terrain | Tremblements de terre », Scribd. Consulté le: 10 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://fr.scribd.com/document/447467048/GUIDE-STABILISATION-DES-GLISSEMENTS-DE-TERRAIN-LCPC-pdf>
- [2] robertsix, « Géologie structurale (2) », robertsix. Consulté le: 29 mai 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://robertsix.wordpress.com/2012/08/01/geologie-structurale-2/>
- [3] la rédaction, « Définition | Éboulement - Écroulement - Effondrement | Futura Planète », future. science. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.futura-sciences.com/planete/definitions/geologie-eboulement-6515/>
- [4] F. Etienne, « Les glissements de terrain », Encyclopédie de l'environnement. Consulté le: 22 mars 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissements-de-terrain/>
- [5] J.-N. Salomon et F. Hoffmann, « Note sur les laves torrentielles (Debris Flow) et les coulées boueuses (Mud Flow). », *Trav. Lab. Géographie Phys. Appliquée*, vol. 26, n° 1, p. 87-90, 2008, doi: 10.3406/tlgpa.2008.1050.
- [6] Bachir Melbouci, « Figure 9. La coulée boueuse d'Illilten 2012/2013 », ResearchGate. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/figure/La-coulee-boueuse-dIllilten-2012-2013_fig6_310766610
- [7] Mohammed Hamza AISSA, « Memoire Online - Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger) - Mohammed Hamza AISSA », Memoire Online. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.memoireonline.com/02/13/6911/Analyse-et-modelisation-d-un-glissement-de-terrain-Cas-de-Sidi-Youcef-Beni-Messous-Alger-.html>
- [8] Ali Bouafia, « Figure 16.16. Schéma d'une couche d'argile en glissement plan... », ResearchGate. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/figure/Schema-dune-couche-dargile-en-glissement-plan_fig5_329947833
- [9] B. Melbouci, *Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement*. 2009.
- [10] groupe Ginger, « Le risque gravitaire : un mal invisible mais bien présent », Overview. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.overview.fr/2020/07/le-risque-gravitaire-un-mal-invisible-mais-bien-present/>
- [11] « Surface de glissement circulaire | Stabilité des pentes | Aide contextuelle | GEO5 ». Consulté le: 12 avril 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.finesoftware.fr/aide-contextuelle/geo5/fr/surface-de-glissement-circulaire-01/>
- [12] I. Diab Djefal, « Stabilité des pentes et méthodes de confortement », Université Mouloud Mammeri TiziOuzou, 2011. Consulté le: 24 mars 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://dspace.ummo.dz/handle/ummo/2445>
- [13] L. Samia Naït Iqbal, « Aïn El Hammam (Tizi-Ouzou) : la démolition a commencé », Le Matin d'Algérie. Consulté le: 26 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://lematindalgerie.com/ain-el-hammam-tizi-ouzou-la-demolition-a-commence/>

- [14] H. Mostafa et R. Tayeb, « Spécialité : Génie Civil Option : OAI ANALYSE DES PENTES ET TALUS PAR LE LOGICIEL PHASE », p. 64, 2017 2016.
- [15] Melbouci Bachir, « Figure 6. Les instabilités du glissement de Tizirt », ResearchGate. Consulté le: 27 mars 2024. [En ligne]. Disponible sur: https://www.researchgate.net/figure/Les-instabilites-du-glissement-de-Tizirt_fig3_310766610
- [16] L. Sebki, « Les pathologies des drainages et entretien », Université Mouloud Mammeri TiziOuzou, 2011. Consulté le: 28 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://dspace.ummo.dz/handle/ummo/2929>
- [17] Nehoua Adel, « Les Ouvrages de soutènement », SlideShare. Consulté le: 28 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://fr.slideshare.net/slideshow/les-murs-de-soutnement-v2/44346737>
- [18] Bruno, Yvan, « Les différents types de mur de soutènement - ABC-MACONNERIE ». Consulté le: 27 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.abc-maconnerie.com/guide-des-murs-de-soutnement/part-1-generalite/typologie.html>
- [19] keller algerie, « Parois moulées et barrettes », Keller Algérie. Consulté le: 28 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.keller-algerie.com/expertise/techniques/parois-moulees-et-barrettes>
- [20] Carrupt Mathias / Etudiant ETC 3 / 1700 Fribourg, « Travaux spéciaux / parois berlinoise ». Consulté le: 28 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: http://www.techni.ch/technifin/haupt/travaux/sujet_0020/0020.html
- [21] François SCHLOSSER, Philippe UNTERREINER, « Renforcement des sols en place par clouage », Techniques de l'Ingénieur. Consulté le: 28 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-mecanique-des-sols-et-geotechnique-tiach/archive-1/renforcement-des-sols-par-inclusions-c245/renforcement-des-sols-en-place-par-clouage-c245niv10006.html>
- [22] Laboratoire Consolida, « Etude Geotechnique ,ETUDE DE CONFORTEMENT DE LA DEVIATION EST DE DRAA EL MIZAN », sept. 2021.
- [23] A. Ayyub, B. Alshameri, S. Jamil, et M. N. Nawaz, *Analysis of Gabion Retaining Wall Using Analytical and Numerical modelling with Plaxis 2D*. 2021.
- [24] S. Zamoum, « Modélisation du comportement d'un quai sur pieux. Application à un quai du port de Djen-Djen (Jijel) », Université Mouloud Mammeri TiziOuzou, 2015. Consulté le: 29 juin 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://dspace.ummo.dz/handle/ummo/2707>

Annexes

Annexe 1. Carte géologique

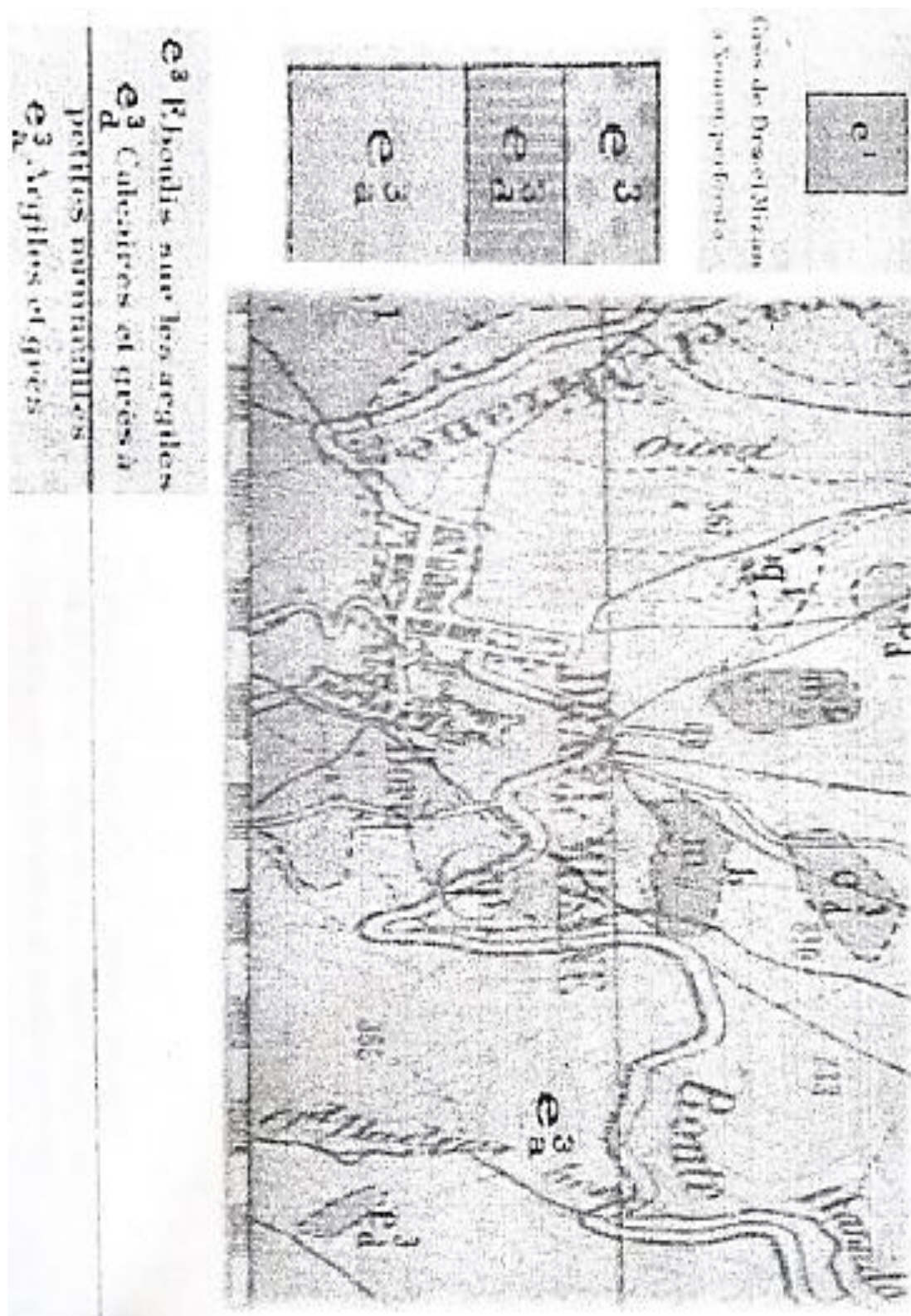


Figure 1.1. Carte géologique de la région.

Annexe 2. Présentation du logiciel PLAXIS

2.1. Introduction

Avec l'évolution de la technologie, les logiciels de la stabilité des pentes sont devenus des outils indispensables pour les ingénieurs, car l'utilisation de ces logiciels permet de modéliser et de simuler différentes conditions géologiques, hydrologiques et mécaniques, et de prévoir le comportement des pentes sous diverses contraintes.

Parmi les logiciels les plus couramment utilisés, on trouve PLAXIS, FLAC, et GEOSLOPE chaque logiciel offre une gamme de fonctionnalités spécifiques, telles que la modélisation 2D et 3D, l'analyse des déformations bien qu'ils diffèrent par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisations mais leur but est unique, c'est de déterminer les facteurs de sécurité et de prévoir les risques potentiels.

Concernant l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel qui est basé sur les méthodes des éléments finis appelé **PLAXIS**.

2.2. Aperçu sur l'historique de PLAXIS

Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'université technique de Delft à l'initiative du département néerlandais des travaux publics et la gestion de l'eau. L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis 2D facile à utiliser pour l'analyse des rivières. Au cours des années suivantes, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison d'activités en croissance constante, une société nommée PLAXIS b.v. a été créée en 1993.

En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est sortie, entre temps les calculs en 3D étaient en cours de développement. Après plusieurs années de développement le programme PLAXIS 3D Tunnel est sorti en 2001.

2.3. Présentation du logiciel "PLAXIS 2D VERSION 8"

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme 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. Les utilisateurs sont supposés être capables

de travailler dans un environnement Windows. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input*, Calculations, Output et Curves).

2.3.1. Menu d'entrée des données (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. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

2.3.2. Réglages généraux

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu *File*. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension) (Figure 2.1) L'onglet *Project* contient le nom du projet, une description de type de projet et les données d'accélération. L'onglet *Dimensions* contient les unités fondamentales de longueur de force et de temps et les dimensions de la table à dessin

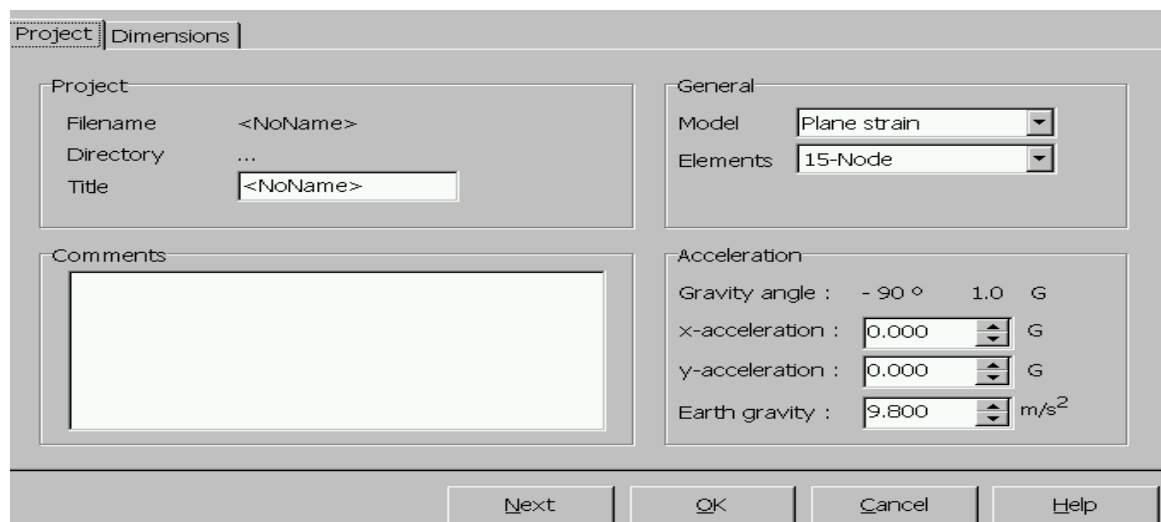


Figure 2 1. Fenêtre de réglages généraux (onglet *Project*)

2.3.1.1. Type de modèle (Model)

PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*).

Les modèles en déformations planes (*Plane strain*) : sont utilisés pour de structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (*Axisymmetric*) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. À noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de *Plane strain* ou de *Axisymmetry* a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

2.3.1.2. Eléments

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements, et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les

deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

2.3.1.3. Unités et conventions de signes

Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D. Dans une analyse en déformations planes σ correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} la contrainte circonférentielle. Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et les efforts de traction sont comptés positivement.

Les unités de longueur, force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. Ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet *Dimensions* de la fenêtre de réglages généraux (*General settings*). Les unités par défaut proposées par le programme sont le mètre (m) pour les longueurs, le kilo-Newton (kN) pour les forces et le jour (day) pour les temps (Figure 2.2).

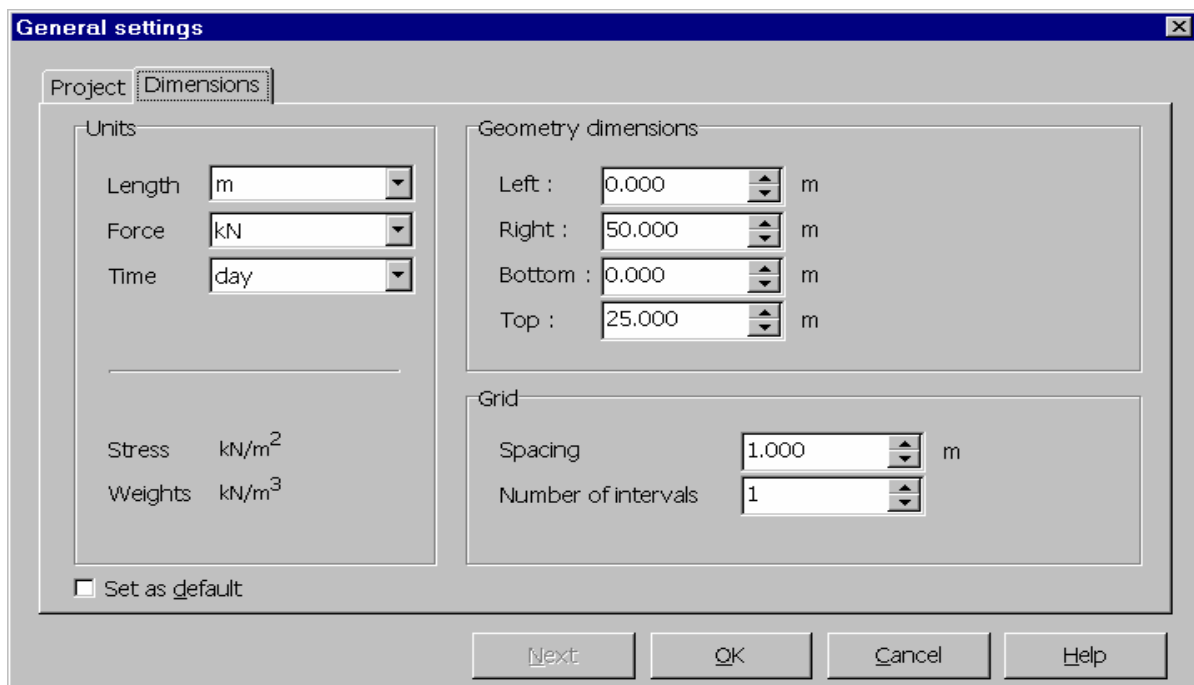


Figure 2.2. Fenêtre de réglages généraux (onglet *Dimensions*).

2.3.3. Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les chargements.

2.3.4. Propriétés des éléments géométriques

a. Points et lignes

L'élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (*Geometry line*). Cet élément peut être sélectionné à partir du menu (*Geometry*) ou à partir de la seconde barre d'outils.

b. Plaques

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z.

Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA . À partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir : (équation 2.1)

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (2.1)$$

c. Rotules et raideurs en rotation

Une articulation est une liaison entre éléments de plaque autorisant la rotation au point de jonction. Par défaut, en un point de raccord entre des éléments de plaque la rotation est continue et le point ne possède qu'un seul degré de liberté en rotation (Figure 2.3. Exemple de point de jonction dans la fenêtre *Hinges and rotation springs*).

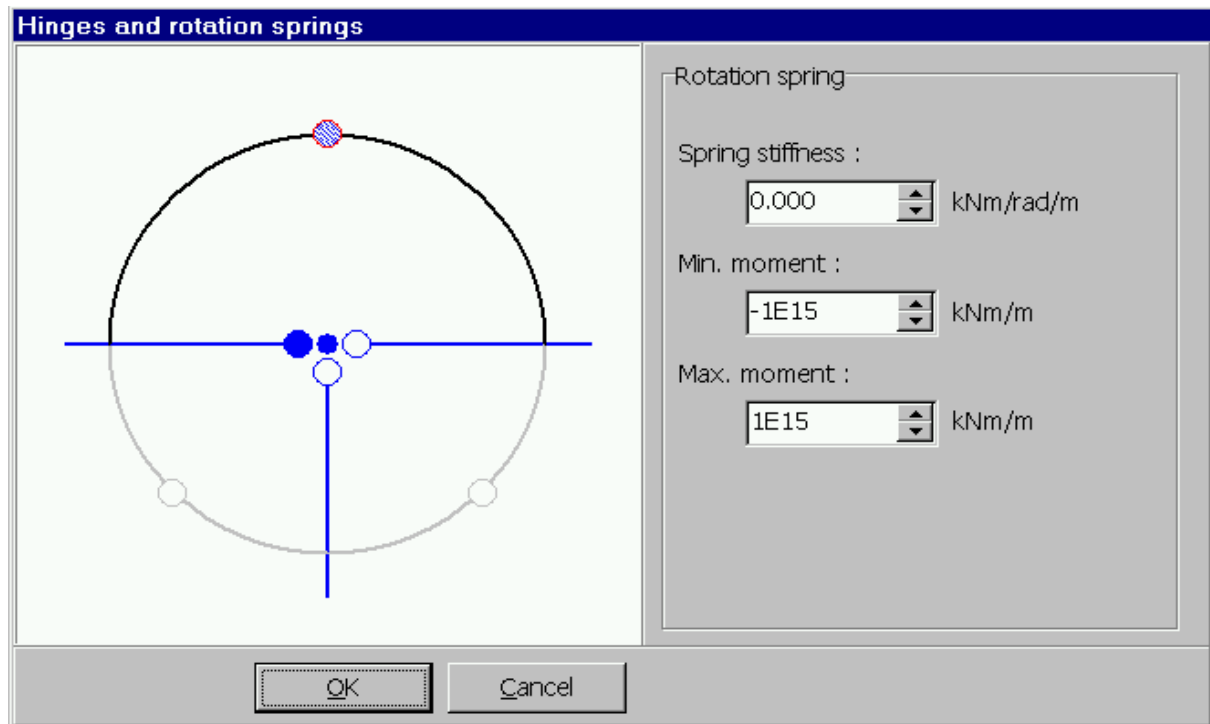


Figure 2.3. Exemple de point de jonction dans la fenêtre *Hinges and rotation springs*.

d. Geogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géotextiles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

Les géogrilles peuvent aussi être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrille est utilisée pour modéliser le scellement et l'élément nœud à nœud représente la partie libre du tirant.

e. Interfaces

Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface. La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface (R_{inter}). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion).

f. Ancrages à tête fixe

Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point.

g. Éléments nœud à nœud

Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points.

h. Tunnels

L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface.

2.3.5. Chargements et conditions limites

Le menu chargement (*Loads*) contient les options permettant d'introduire les surcharges, charges linéiques ou charges ponctuelles, ainsi que les déplacements imposés. Les chargements et les déplacements imposés peuvent être appliqués aux limites du modèle aussi bien qu'à l'intérieur de celui-ci

PLAXIS propose divers conditions limites :

- Des déplacements imposés (Prescribed displacements),
- Blocages : Ce sont des déplacements imposés nuls (Total fixity),
- Blocage en rotation (Rotation fixity),
- Blocages standards : Des blocages en déplacements et en rotation (Standard fixities),
- Des drains (Drains) et des puits (Well) peuvent être imposés au sol.

2.4. Modélisation du comportement d'un sol

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

2.4.1. Données des sols et des interfaces

Les propriétés et les paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. PLAXIS sélectionne une couleur par défaut unique pour chaque jeu de données, mais cette couleur peut être modifiée par l'utilisateur.

2.4.1.1. Modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Ces modèles sont :

a. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E), et le coefficient de Poisson (ν). Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

b. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (C), l'angle de frottement (ϕ), et l'angle de dilatance (ψ).

c. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

d. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

e. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

f. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

g. Modèle défini par l'utilisateur

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

2.4.1.2. Types de comportement du matériau « sol » (Material type)

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol.

a. Comportement drainé (Drained behaviour)

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

b. Comportement non drainé (Undrained behaviour)

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E' , ν' , C' , ϕ' et non pas E_u , ν_u , C_u , ϕ_u . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute

automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

c. Le comportement non poreux (*Non-porous behaviour*)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (*Non-porous*) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (*Linear elastic*). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (*Non-porous*) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme *Non porous*.

2.4.1.3. Autres paramètres à définir

Il existe d'autres paramètres à déterminer :

a. Poids volumique saturé et non saturé (γ_{sat} et γ_{unsat})

Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé γ_{unsat} s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé γ_{sat} à tous les matériaux situés sous la nappe. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Remarquons que dans la pratique, les sols ne sont jamais complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour γ_{unsat} .

b. Perméabilité K_x , K_y

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement. Dans ce cas, il faut spécifier les perméabilités de chaque couche, même pour les couches supposées imperméables. PLAXIS distingue une perméabilité horizontale K_x , et une perméabilité verticale K_y , puisque dans certains types de sols (par exemple les tourbes), il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités.

c. Module de Young (E)

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo-matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

d. Coefficient de poisson ν

Dans la plupart des cas, les valeurs de ν sont comprises entre 0,3 et 0,4. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

e. Angle de frottement φ

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

f. Angle de dilatance ψ , ν

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

g. Augmentation de la rigidité ($E_{\text{increment}}$)

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contrainte, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, la rigidité

a une valeur constante. Pour prendre en compte l'accroissement de la rigidité avec la profondeur, la valeur $E_{increment}$ peut être utilisée ; $E_{increment}$ est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur (exprimé en unité de contrainte par unité de profondeur).

h. Résistance d'interface (R_{inter})

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire

i. Rigide (Rigid)

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant et ne réduit pas ces caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à $R_{inter} = 1.0$).

j. Manuel (Manual)

Si la résistance d' interface est régie par l'option *Manual*, la valeur de R_{inter} peut être Saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

2.4.2. Données pour les matériaux des plaques

2.4.2.1. Rigidité

Le comportement élastique nécessite deux propriétés :

- Une rigidité normale EA : Donnée en unité de force par unité de largeur.
- Une rigidité de flexion EI : Exprimée en force fois la longueur au carré par unité de largeur.

2.4.2.2. Coefficient de Poisson (ν)

Pour les structures relativement flexibles dans la direction perpendiculaire à la figure (comme les palplanches et d'autres types de structures métalliques), le coefficient de Poisson est généralement nul. Pour des structures plus massives, comme des murs en béton, il est plus réaliste d'entrer une vraie valeur pour le coefficient de Poisson de l'ordre de 0.15.

2.4.2.3. Poids (w)

Dans les propriétés des matériaux des plaques, un poids volumique peut être spécifié ; il est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives, cette force est obtenue, en principe en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur. Le poids des plaques est activé en même temps que le poids de sol grâce au paramètre $\Sigma Mweight$.

2.4.2.4. Paramètres de résistance (plasticité)

Il est possible de tenir compte de la plasticité en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p . L'unité du moment maximum est une force fois longueur par mètre linéaire (perpendiculairement au plan de la coupe). En plus de la limite constituée par le moment fléchissant maximum, l'effort axial est limité à N_p . Cette valeur est donnée en force par mètre linéaire. Lorsqu'il y a une combinaison de moment fléchissant et d'effort normal dans une plaque, les valeurs pour lesquelles la plasticité apparaît sont plus faibles que M_p et N_p respectivement.

2.5. Génération du Maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. Le générateur de maillage est une version spéciale du générateur de maillage Triangle développé par Sepra. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La donnée nécessaire au générateur de maillage est le modèle géométrique composé de points, de lignes et de couches (surface délimitée par des lignes) ; ces dernières sont générées automatiquement pendant la création du modèle géométrique. Les lignes et les points de la géométrie peuvent permettre d'influencer la position et la distribution des éléments.

La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option *Generate* depuis le menu *Mesh*. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage dans le menu *Mesh*

Après la génération du maillage, le programme de résultats (*Output*) est lancé et une représentation du maillage est affichée. Bien que les éléments d'interface aient une épaisseur nulle, les interfaces sont dessinées avec une certaine épaisseur dans le maillage, afin de permettre de voir les jonctions entre les éléments du sol et les interfaces.

2.6. Condition initial

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "bascule" dans la barre d'outils. Les conditions initiales permettent un retour au mode géométrique, mais cette opération est à déconseiller puisque des informations relatives aux conditions initiales seront perdues.

2.6.1. Conditions hydrauliques

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles *pactive* et les contraintes effectives σ' . Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes *psteady* et les surpressions et les surpressions interstitielles P_{excess} .

$$P_{\text{active}} = P_{\text{steady}} + P_{\text{excess}} \quad (2.2)$$

Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (Undrained). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés.

Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps.

Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre. Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent

constantes au cours d'une longue période (nappes phréatique, génération des pressions hydrauliques, (nappe phréatique propre à une couche de sol, poids volumique de l'eau, génération des pressions hydrauliques).

2.6.2. Configuration de la géométrie initiale

Pour passer du mode de conditions hydrauliques (Water conditions mode) au mode de configuration géométrique (Geometry configuration mode), il faut cliquer sur le 'bouton de basculement' droit de la barre d'outils.

Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K0 (K0-procedure).

2.7. Début de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation) (Figure 2.4). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser :

- Un calcul plastique (*Plastic calculation*),
- Une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*),
- Un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*)
- Ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (*PLAXIS Dynamic module*), qui est une extension de la Version 8.

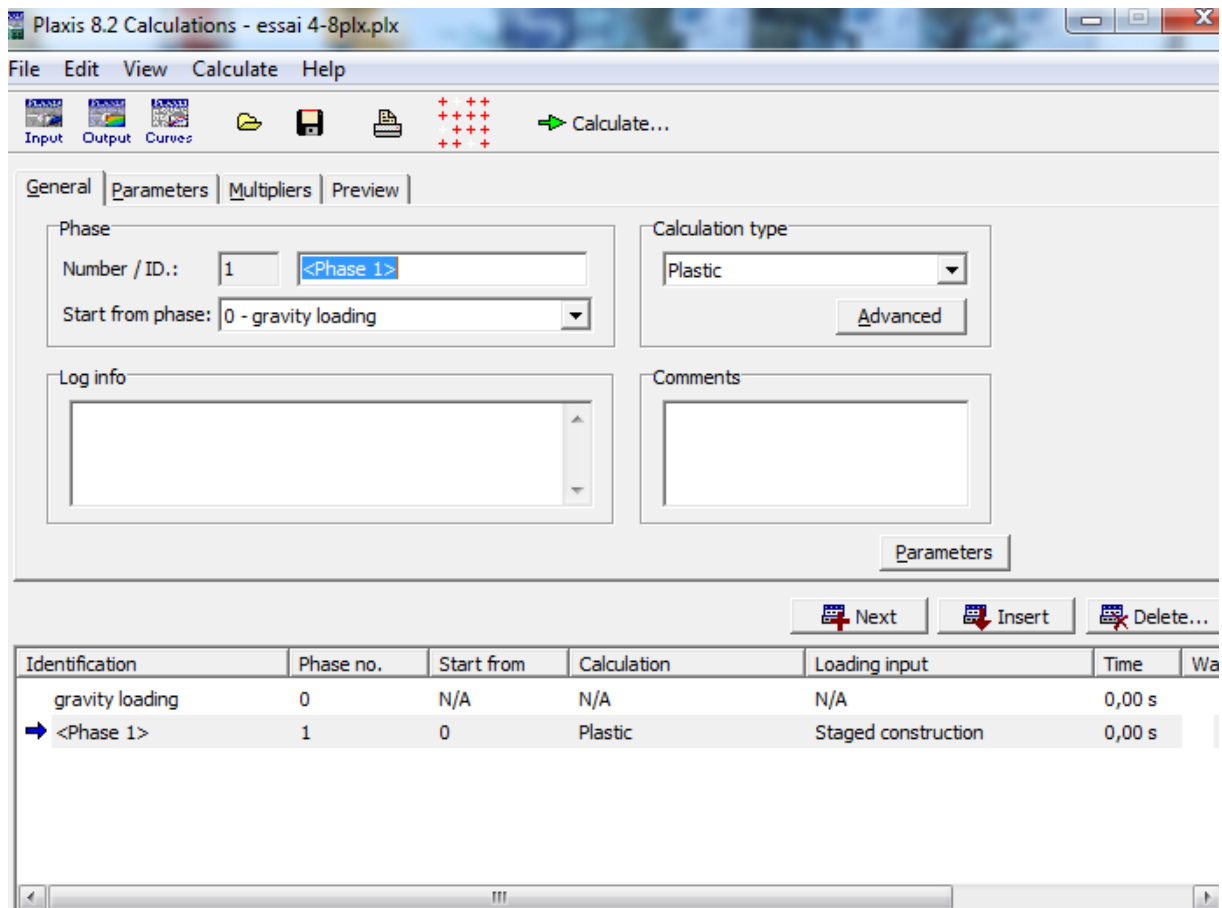


Figure 2.4. Fenêtre principale du programme de calcul.

2.6.3. Construction par étapes

La construction par étapes (*Staged construction*) est le type de chargement (*Loading input*) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de PLAXIS, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie.

2.6.4. Coefficients multiplicateurs de chargement

Pendant une analyse en déformation, il est nécessaire de contrôler les valeurs de tous les types de charges. En général, les chargements sont activés dans le cadre d'une construction par étapes en définissant une valeur appropriée.

2.6.5. Sélection de points témoins pour les courbes

Avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner des points pour tracer des courbes efforts-déplacement et des chemins de contrainte. Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes permet de générer des courbes efforts –déplacement et des chemins de contraintes.

2.6.6. Exécution de la procédure de calcul

Lorsque les phases de calcul ; ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée, en appuyant sur le bouton Calculate de la barre d'outils. Ce bouton n'est visible que si le curseur est placé sur une phase de calcul "à calculer".

2.6.7. Interruption d'un calcul

Si, pour une raison quelconque, l'utilisateur décide d'interrompre une phase de calcul, ceci est possible en appuyant sur le bouton Cancel dans la fenêtre qui affiche les informations concernant le processus itératif de la phase de calcul en cours.

2.6.8. Résultats affichés pendant les calculs

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations a propos du processus itératif et le pas de calcul sont présentées dans une fenêtre séparée. Pendant une phase de calcul une courbe charge déplacement réduite est affichés et permet d'analyser la situation de la géométrie entre élasticité et rupture.

2.6.8.1. Tolérance

Le paramètre *Tolerance* est l'erreur maximale sur l'équilibre global qui est tolérée. La valeur de la tolérance correspond à la valeur du paramètre *Tolerated error* des réglages de la procédure itérative. Le processus itératif continuera jusqu'à ce que l'erreur globale soit inférieure à la tolérance.

2.6.8.2. Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires ou un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparait. Un algorithme de résolution doit assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par PLAXIS sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée

2.8. Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux noeuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis. (Figure 2.5).

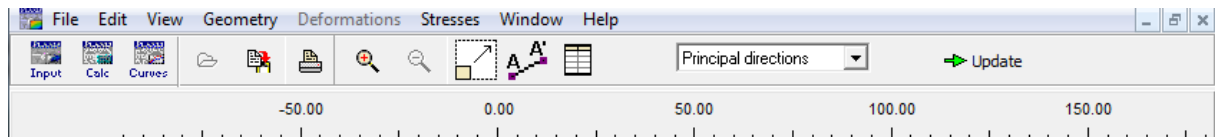


Figure 2.5. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

2.8.1. Déformations

Le menu Déformations contient diverses options qui permettent de visualiser les déplacements et les déformations dans le modèle aux éléments finis. On y trouve :

- Maillage déforme.
- Déplacements totaux horizontaux et verticaux.
- Incréments de déplacements et incréments de déformation.
- Déformations totales et déformations cartésiennes.

2.8.2. Contraintes

Le menu stresses contient diverses options qui permettent de visualiser l'état de contrainte dans un modèle aux éléments finis. Parmi les résultats de contrainte que propose PLAXIS on'a :

- Les contraintes effectives et les contraintes totales.
- Les contraintes cartésiennes effectives et les contraintes cartésiennes totales.
- Le rapport de sur consolidation.
- Les points plastiques.
- Les pressions interstitielles actives et les surpressions interstitielles.
- Le potentiel hydraulique, le réseau de lignes d'écoulement et le degré de saturation.

2.8.3. Structure et interface

Par défaut, les éléments de structure (plaques, géogrilles, ancrages) et les interfaces sont représentés dans la géométrie. Ces éléments peuvent être cachés ou affichés en sélectionnant l'option *Structures* depuis le menu *Geometry*. Les résultats concernant ces types d'éléments peuvent être obtenus en double-cliquant sur l'élément souhaité dans la géométrie. Une nouvelle représentation est ouverte dans laquelle l'objet sélectionné apparaît. Dans le même temps, les menus changent afin de proposer les types de résultats adaptés au type d'élément sélectionné.

2.8.3.1. Plaques

Les résultats concernant les plaques comprennent les déplacements et les forces. À partir du menu *Déformations*, l'utilisateur peut sélectionner:

Les déplacements absolus cumulés $|u|$, à la fin du pas de calcul, ou les composantes individuelles de déplacements cumulés U_x et U_y .

À partir du menu *Forces*, les options *Axial forces*, *Bending moments* sont disponibles. Pour les modèles axisymétriques, le menu *Force* inclut aussi les forces dans le plan perpendiculaire au modèle. Ces forces représentent les efforts réels à la fin du pas de calcul.

2.8.3.2. Géo-grilles

Les résultats pour une géo-grille comprennent les déplacements et les efforts.

2.8.3.3. Interface

Les résultats concernant les interfaces comprennent les efforts et les déplacements.

2.8.3.4. Ancrages

Une petite fenêtre affiche l'effort dans l'ancrage ainsi que l'effort maximal et la rigidité de l'ancrage. Si la valeur absolue de l'effort d'ancrage est égale à la force maximale, l'ancrage est plastifié. Les efforts des tractions sont positifs.

2.9. Courbe charge- déplacements et chemins de contrainte

Le programme courbe peut être utilisé pour dessiner :

- Des courbes charge –déplacements, courbes déplacements en fonction du temps.
- Des courbes contraintes déformations.

- Des chemins de contraintes ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie.

Ces courbes représentent les évolutions des différentes phases de calcul et cela donne le comportement global et local du sol.

2.9.1. Générations des courbes

Une nouvelle courbe peut être générée en lançant le programme Curves ou en sélectionnant l'option New depuis le menu file (Figure 2.6).

PLAXIS permet la génération au maximum, dix courbes sur le même graphique. Afin de voir les données numériques présentées dans les courbes, il est possible de les afficher sous forme d'un tableau en cliquant sur le bouton Table située dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option correspondante depuis le menu View.

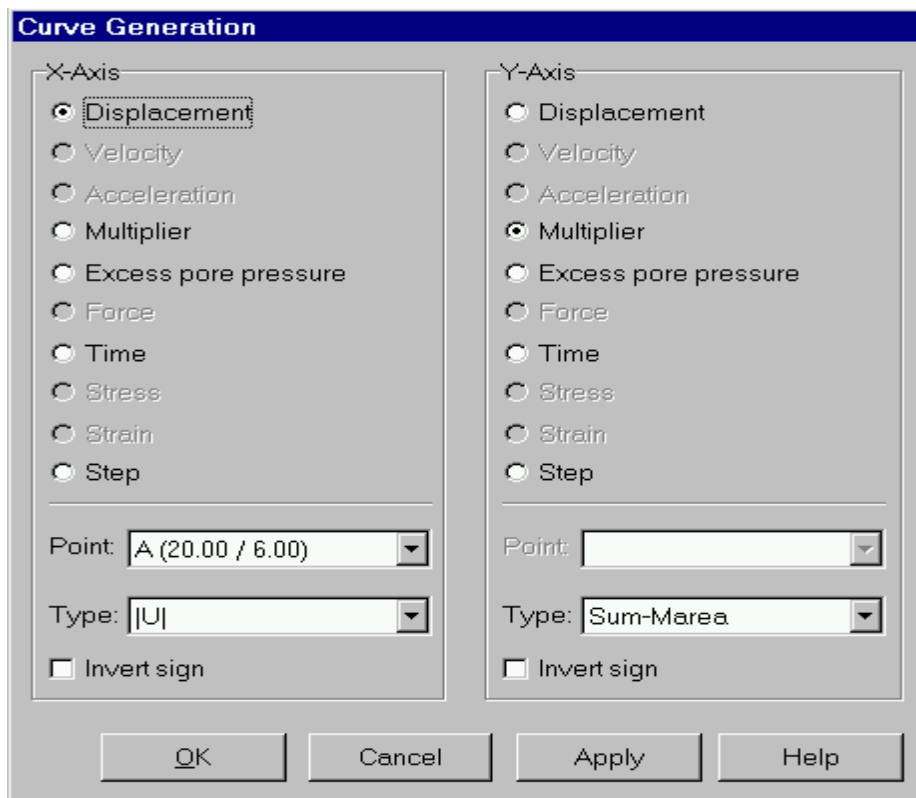


Figure 2. 6 Fenêtre de génération de courbes (Curve generation).

2.10. Conclusion

PLAXIS est un outil important dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, offrant une gamme complète de fonctionnalités pour la modélisation et l'analyse des interactions sol-structure, il permet de :

- Tester diverses hypothèses et solutions, facilitant l'optimisation des conceptions pour une efficacité maximale.
- Il contient un ensemble complet de lois de comportement qui permet de modéliser avec précision les comportements complexes des sols, offrant des résultats fiables pour les analyses géotechniques.
- Il accélère le processus de conception et d'analyse. Sa capacité à traiter rapidement de grandes quantités de données permet de réduire les délais de projet et d'améliorer l'efficacité globale.