

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE
CIVIL



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

ABDELLI Nour Elhouda

et

BOUDISSA Imane

Intitulé :

**Etude Numérique et Confortement
d'un Glissement de Terrain au
bord d'une Route**

Soutenu le 24/06/2023 devant le jury composé de :

MEDDAH Abdelaziz

Université de M'sila

Président

LAHMADI Azzeddine

Université de M'sila

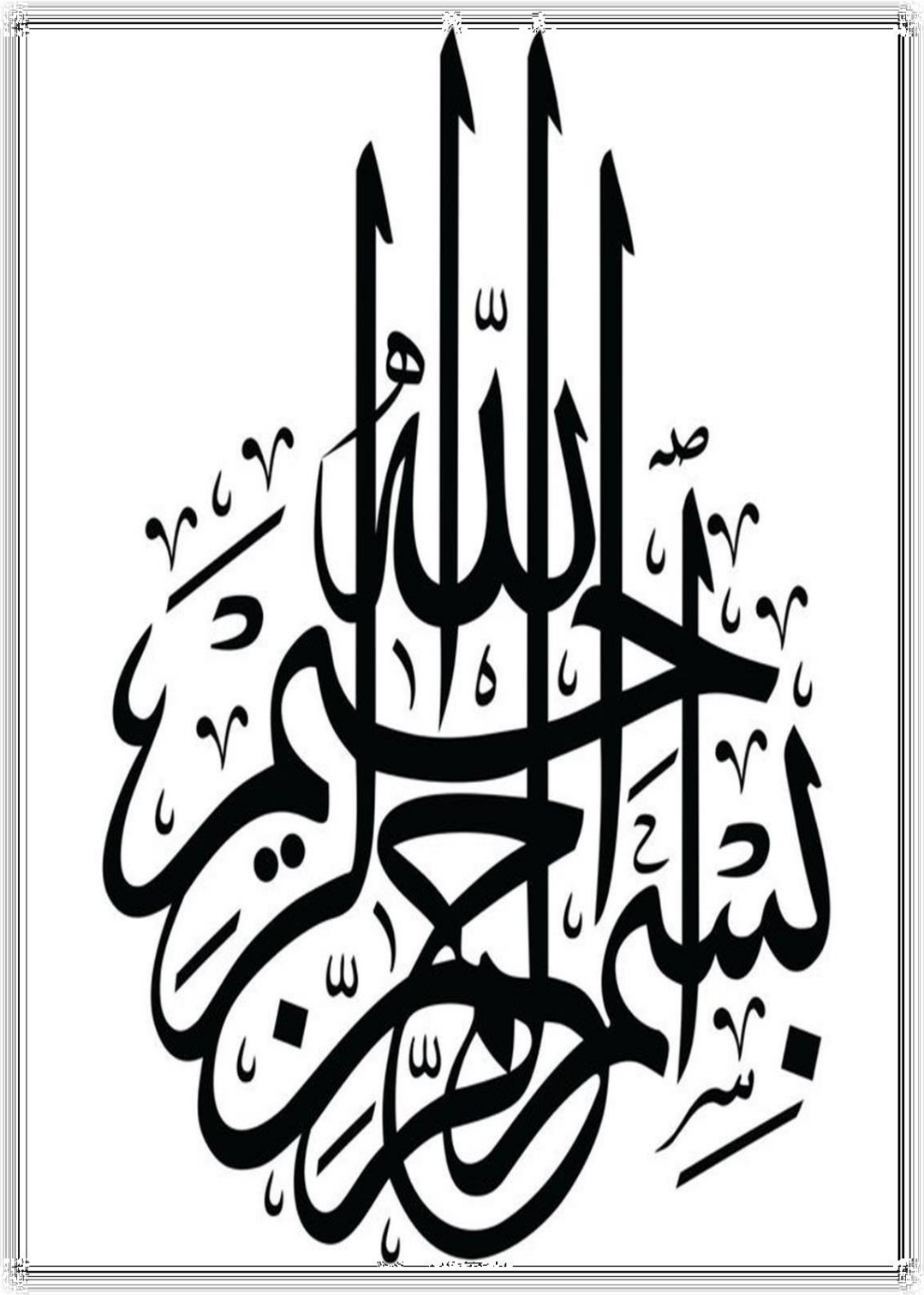
Encadreur

MEKKI Lakhdar

Université de M'sila

Examineur

Année universitaire : 2022/2023



REMERCEMENTS

Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous aider et de nous donner force, patience et courage dans notre apprentissage.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadrant, Mr. LAHMADI Azzeddine, pour ses précieux conseils et son aide tout au long du travail. Nous exprimons également notre respect et notre gratitude aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur de juger ce travail.

Nous tenons également à remercier toute l'équipe du Département de Génie Civil de l'Université Mohamed Boudiaf pour tous les conseils et encouragements que nous avons reçus dans ce travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce travail, ainsi que nos collègues pour l'année 2022/2023.

DEDICACES

JE DÉDIE MA GRADUATION À CELUI QUI A ÉTÉ LA LUMIÈRE DE MON CHEMIN ET MON TRÉSOR, ET CELUI QUI M'A ENSEIGNÉ SANS ATTENDRE CELUI QUI M'A ÉLEVÉ, MON ONCLE KHALED ABDELLI, AINSI QUE DE MON CHER PÈRE, ET À MON ESPOIR DANS LA VIE ET LE RÉCONFORT DE MES YEUX, À QUI SA SUPPLICATION FUT LE SECRET DE MON SUCCÈS, MA MÈRE BIEN-AIMÉE, ET À MES CHERS PROFESSEURS, ET À MON SOUTIEN DANS MA FORCE, ET AVEC EUX EST PLUS FORT QUE MA VIE, MES FRÈRES ET SŒURS, ET À QUI JE CONNAISSAIS LE SENS DE LA VIE AVEC LEUR PRÉSENCE, MES AMIS ET TOUT LE MONDE QUI M'ONT SOUTENU DANS MON PARCOURS ACADÉMIQUE

ABDELLI NOUR ELHOUDA.

DEDICACE

JE DÉDIE MA GRADUATION À CELLE
QUI A ÉTÉ LA LUMIÈRE DE MON
CHEMIN, MON ESPOIR DANS LA VIE, LE
RÉCONFORT DE MES YEUX, MA
RÉUSSITE, MA MÈRE BIEN-AIMÉE, MES
CHERS PROFESSEURS, MON SOUTIEN
DANS MA FORCE, ET AVEC EUX PLUS
FORT QUE MA VIE MES FRÈRES ET
SŒURS, POUR QUI JE CONNAISSAIS LE
SENS DE LA VIE PAR LEUR PRÉSENCE,
MES AMIS. ET TOUS CEUX QUI M'ONT
SOUTENU DANS MON PARCOURS
UNIVERSITAIRE

BOUDISSA IMANE

Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes dangereux causés par différents facteurs tels que les précipitations et l'érosion. Grâce aux avancées dans le domaine du calcul, plusieurs programmes ont été développés pour l'analyse de la stabilité, tels que OPTUM G2 et TALREN 4.

Dans notre étude, nous explorons des solutions et des suggestions appropriées pour réduire ou prévenir les glissements de terrain, en particulier dans la région de Ouled Sidi Mansour à M'sila. Nous nous appuyons sur les études de stabilité de la région réalisées avec OPTUM G2 et prenons en compte nos observations pour proposer les solutions suivantes :

- Repositionner l'axe de la route et utiliser le gabionnage : En déplaçant l'axe de la route, nous pouvons diminuer les contraintes sur les zones à risque de glissements. De plus, l'érection de murs de gabions peut aider à renforcer la stabilité des pentes.
- Installer un canal d'évacuation des eaux et un mur de soutènement : L'installation d'un système de drainage efficace, comme un canal d'évacuation des eaux, permet de réguler le niveau des eaux souterraines et de diminuer les risques de saturation du sol. En parallèle, l'établissement d'un mur de soutènement peut offrir un support structurel supplémentaire aux pentes, prévenant ainsi les glissements.

Dans l'ensemble, ces solutions offrent une approche globale pour prévenir les glissements de terrain et assurer la stabilité de la zone de Ouled Sidi Mansour à M'sila.

Mots clés :

Glissement de terrain ; Stabilité de la pente ; Confortement ; Route ; Méthode des éléments finis ; coefficient de sécurité.

الملخص:

الانهيارات الأرضية هي ظواهر خطيرة تسببها عوامل مختلفة مثل الأمطار والتآكل. بفضل التقدم في مجال الحساب، تم تطوير العديد من البرامج لتحليل الاستقرار، مثل OPTUM G2 و TALREN 4.

في دراستنا، نستكشف الحلول والاقترحات المناسبة لتقليل أو منع الانهيارات الأرضية، وخاصة في منطقة أولاد سيدي منصور في مسيلة. نعتمد على دراسات استقرار المنطقة التي تم إجراؤها باستخدام OPTUM G2 ونأخذ في الاعتبار ملاحظتنا لاقتراح الحلول التالية:

- إعادة وضع محور الطريق واستخدام الجايون: من خلال نقل محور الطريق، يمكننا تقليل الإجهاد على المناطق التي تتعرض لخطر الانهيارات الأرضية. بالإضافة إلى ذلك، يمكن أن يساعد إقامة جدران الجايون على تعزيز استقرار المنحدرات.
- تثبيت قناة لتصريف المياه وجدار دعم: يتيح تثبيت نظام تصريف فعال، مثل قناة تصريف المياه، تنظيم مستوى المياه الجوفية وتقليل خطر تشبع التربة. بالإضافة إلى ذلك، يمكن أن يوفر إقامة جدار دعم دعمًا هيكليًا إضافيًا للمنحدرات، مما يمنع الانهيارات.

بشكل عام، توفر هذه الحلول نهجًا شاملاً لمنع الانهيارات الأرضية وضمان استقرار منطقة أولاد سيدي منصور في مسيلة.

الكلمات الرئيسية:

الانهيارات الأرضية ؛ استقرار المنحدرات ؛ تعزيز ؛ طريق ؛ طريقة العناصر النهائية؛ معامل الأمان.

Abstract:

Landslides are dangerous phenomena caused by various factors such as precipitation and erosion. Thanks to advances in the field of computation, several programs have been developed for stability analysis, such as OPTUM G2 and TALREN 4.

In our study, we explore suitable solutions and suggestions to reduce or prevent landslides, particularly in the Ouled Sidi Mansour area in M'sila. Based on the stability studies of the region conducted using OPTUM G2 and taking into account our observations, we propose the following solutions:

- Relocate the road axis and use gabion construction: By repositioning the road axis, we can reduce the stresses on areas prone to landslides. Moreover, the construction of gabion walls can contribute to reinforcing the stability of slopes.
- Install a water evacuation channel and a retaining wall: The establishment of an effective drainage system, such as a water evacuation channel, allows for the control of groundwater levels and reduces the risks of soil saturation. Concurrently, the construction of a retaining wall can provide additional structural support to slopes, thus preventing landslides.

Overall, these solutions offer a holistic approach to preventing landslides and ensuring the stability of the Ouled Sidi Mansour area in M'sila.

Keywords:

Landslide; Slope stability; Reinforcement; Road; Finite element method; Safety factor.

Sommaire :

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des figures

Liste des Tableaux

Liste des notations

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités sur les glissements

1.1. Introduction.....	1
1.2. Définition d'un glissement de terrain	2
1.3. Classification des glissements de terrain	2
1.3.1. Glissements plans.....	2
1.3.2. Glissements rotationnels.....	3
1.3.3. Glissements complexes	4
1.4. Principales causes de glissements	4
1.5. Mécanismes de rupture et causes d'instabilité des talus	6
1.6. Reconnaissance géotechnique des terrains	6
1.6.1. Sondages et prélèvements d'échantillons.....	7
1.6.2. Essais de laboratoire.....	7
1.6.3. Essais in situ.....	7
1.7. Notion de coefficient de sécurité.....	8
1.7.1. Définition du coefficient de sécurité.....	8
1.7.2. Calcul du coefficient de sécurité.....	9
1.8. Paramètres de résistance au cisaillement.....	11
1.8.1. Définition de la résistance au cisaillement des sols.....	11
1.8.2. Différents types d'essais de cisaillements.....	12

1.9. Méthodes de calcul de stabilité des talus.....	14
1.9.1. Les méthodes de calcul a la rupture.....	14
1.9.2. Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture.....	14
1.9.3. Les méthodes énergétiques.....	14
1.9.4. Méthodes de calcul a la rupture.....	14
1.9.4.1. Méthodes des blocs.....	15
1.9.4.2. Méthodes des tranches.....	15
1.9.4.2.1. La méthode de fellenius.....	16
1.9.4.2.2. Méthodes simplifiée de BISHOP.....	17
1.9.4.2.3. Méthodes simplifiée de JANBU.....	18
1.9.4.3. Méthodes de calcul en déformation.....	19
1.10. Exemples de quelques cas de glissements de terrain survenus dans le monde.....	20
1.10.2. Exemples de quelques cas de glissements survenus en Algérie.....	22
1.11. Techniques et moyens de confortement.....	25
1.11.1. Généralités.....	25
1.11.2. Les différentes techniques.....	26
1.11.2.1. La modification géométrique.....	26
1.11.2.2. La substitution.....	28
1.11.2.3. Le drainage.....	28
1.11.2.3.1. Les tranchées drainantes.....	29
1.11.2.3.2. Les éperons drainants.....	29
1.11.2.3.3. Les drains subhorizontaux.....	30
1.11.2.3.4. Les drains Verticaux.....	31
1.11.2.4. La végétalisation.....	31
1.11.2.5. Les éléments résistants.....	32
1.11.2.5.1. Les ouvrages de soutènements.....	32
1.11.2.5.2. Les tirants d'encrage.....	34
1.11.2.5.3. Le clouage.....	35
1.11.2.5.4. Les géotextiles.....	35

Chapitre 2 : présentation du logiciel de calcul

2.1. Introduction.....	36
2.2. OPTUM G2.....	36
2.3. L'équipe – l'histoire.....	37
2.4. Calcul les murs de soutènement par OPTUM G2.....	38
2.5. Modèle défini par l'utilisateur.....	39
2.5.1. Les essais pour la simulation des essais de laboratoire.....	40
2.5.2. Les éléments de maillage.....	40
2.5.3. Les interfaces.....	41
2.5.4. Conditions aux limites.....	42
2.5.5. Méthodes numériques.....	42
2.6. La méthode des éléments finis.....	43
2.6.1. Analyse des éléments finis.....	44
2.6.2. Analyse des éléments limites.....	45
2.6.3. Analyse des différences finies.....	45
2.6.4. Analyse des éléments discrets.....	45

Chapitre 3 : Calculer la stabilité : glissements de Ouled sidi Mansour

3.1. Introduction.....	47
3.2. Etude géotechnique du glissement de terrain.....	47
3.2.1. Présentation du problème.....	47
3.3. Calcul de la stabilité à l'aide du logiciel OPTUM G2.....	50
3.3.1. Caractéristique de pente.....	51
3.4. Stabilité des pentes a charge sismique.....	54
3.5. Solution approuvé.....	55
3.5.1. Solution 01.....	56
3.5.2. Solution 01.....	56
Conclusion.....	57
Conclusion générale.....	59

Références Bibliographique

Liste des figures

Figure 1.1 : Glissement de terrain	2
Figure 1.2 : Glissement plan	3
Figure 1.3 : Schématisation du phénomène de glissement circulaire (a) avant activation (b) après activation.....	3
Figure 1.4 : Glissement rotationnel simple.....	4
Figure 1.5 : Glissement rotationnel simple.....	4
Figure 1.6 : Glissement complexe	4
Figure 1.7 : Calcul de coefficient de sécurité.....	9
Figure 1.8 : Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux.....	12
Figure 1.9 : Courbes de cisaillement types et définition de la rupture	12
Figure 1.10 : Essai non consolidé non drainé	13
Figure 1.11. Essai consolidé non drainé	13
Figure 1.12. Méthode des tranches (méthode de Fellenius)	16
Figure 1.13. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.....	16
Figure 1.14. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.....	17
Figure 1.15. Morphologie de la zone de glissement de Vil Latina Medellin en Colombie ..	21
Figure 1.16 Glissements de La Leona près de San Vicente (a) et de Las Collines (b) au Salvador	21
Figure 1.17. Glissement de terrain à Belouizdad.....	23
Figure 1.18. Rue de Verdun. [2002].	23
Figure 1.19. Le glissement de la route des abattoirs.....	24
Figure 1.20. Coupe géologique du Climat de France	25
Figure 1.21. Chargement au pied d'un talus.....	27
Figure 1.22. Les différents procédés de modification géométrique	27
Figure 1.23. Tranchées drainantes	29

Figure 1.24. Eperons drainantes	30
Figure 1.25. Les drains subhorizontaux	31
Figure 1.26. L'implantation des plantes dans un talus	31
Figure 1.27. Mur de soutènement	32
Figure 1.28. Paroi de palplanche	33
Figure 1.29. Principe de la technique terre armée	34
Figure 1.30. Principe de la technique terre armée	34
Figure 1.31. Un versant stabilisé par clouage	35
Figure 1.32. L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus	35
Figure 2.1. OPTUM G2 showing the Stage Manager on the right	37
Figure 2.2. Domaine d'application OPTUM.....	38
Figure 2.3. Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	39
Figure 2.4. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).....	40
Figure 2.5. Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol.....	41
Figure 3.1. LARGEUR (47.91m) de glissement (Google Earth)	47
Figure 3.2. Vue de la route avec la zone ou les instabilités sont visible.....	48
Figure 3.3. Image du cas principal de la pente avec le logiciel OPTUM G2	51
Figure 3.4 Image de pente en présence d'une charge utile avec le logiciel OPTUM G2.....	52
Figure 3.5 Image de pente en présence de charge utile et La nappe avec logiciel OPTUM G2.....	52
Figure 3.6 Cercle critique et valeur du coefficient de sécurité par méthode de fellenius.....	53
Figure 3.7 Cercle critique et valeur du coefficient de sécurité par méthode de Bishop.....	54
Figure 3.8 Seismically loaded slope.....	55
Figure 3.9. Pente avec des solutions comme gabionnage et déplacement de l'axe l'axe route	56
Figure 3.10. Pente en cas de pose du mur de soutènement	57

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Les valeurs de F_s de l'état de l'ouvrage	10
Tableau 3.1. Teneur en eau NA 5209/2017, densité des échantillons NA 5210-1992.	48
Tableau 3.2. Limites d'Atterberg : NF P 94-051	49
Tableau 3.3. Analyse granulométrique : (NA 5232-2007)	49
Tableau 3.4. Analyse chimique sommaire	49
Tableau 3.5. Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casa grande	50
Tableau 3.6. Essai œdométrique « Essai de compressibilité » NF XP P94-090-1	50
Tableau 3.7. Caractéristique de pente	51
Tableau 3.8. Valeurs des F_s avec logiciel OPTUM G2	58

LISTE DES NOTATIONS

S_γ, S_q, S_c	: Coefficients de forme de la semelle
γ_1	: Poids volumique du sol sous la base de la fondation,
γ_2	: Poids volumique du sol latéralement à la fondation,
c	: Cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ	: Poids volumique du sol
γ_d	: Poids volumique sec du sol
γ	: Poids volumique saturé du sol
φ	: Angle de frottement interne du sol
φ'	: Angle de frottement interne effectif du sol
S	: La surface de la base de la semelle
F_s	: Coefficient de sécurité
B	: Largeur de la semelle ou la plus petite dimension
D	: Encastrement
h	: Ancrage de la semelle
L	: Longueur de la semelle
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a .

INTRODUCTION GÉNÉRALES

Introduction Générales

Introduction Générales

Les mouvements de terrain se manifestent sous différentes formes, tels que les éboulements, les chutes de blocs, les glissements, les coulées de boue, etc. Leur ampleur varie considérablement, et leur déclenchement ou leur intensification est influencé par de multiples facteurs, notamment les précipitations abondantes et l'érosion.

Les méthodes traditionnelles utilisées pour évaluer la stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples, telles que le calcul en équilibre limite par la méthode des tranches. Bien que pratiques, ces approches ne sont pas rigoureuses car elles ne tiennent pas compte des effets sismiques sur les structures. Les progrès récents dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique, tels que la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis, ont permis une meilleure compréhension de la stabilité sismique des pentes.

L'objectif de ce mémoire est d'analyser la stabilité des versants naturels urbains. Il vise à présenter les avancées récentes dans l'état de l'art, puis à mettre à disposition des concepteurs et des constructeurs les outils numériques appropriés pour l'analyse de la stabilité des talus naturels ou artificiels (instables), notamment lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations sismiques.

Le mémoire comporte trois chapitres :

- ✓ Le premier chapitre : Généralités sur les glissements
- ✓ Le deuxième chapitre : présentation du logiciel de calcul
- ✓ Le travail se termine Par une conclusion générale englobant les différentes constatationsobtenues durant la préparation de ce mémoire.



CHAPITRE 01

GÉNÉRALITÉS SUR LES GLISSEMENTS

1.1. Introduction

Les géotechniciens se préoccupent de la stabilité des ouvrages en terre tels que les déblais, remblais et digues, ainsi que des pentes naturelles, en utilisant des méthodes de calcul de la stabilité telles que les méthodes de calcul en équilibre limite, à la rupture et en déformations. Les techniques de renforcement des pentes varient en termes de procédé, de coût et de durabilité. Ce chapitre examine les différentes méthodes d'analyse et de stabilisation des pentes instables naturelles ou artificielles utilisées actuellement pour élaborer des projets. Les ruptures de pentes peuvent entraîner des dommages spectaculaires, destructeurs et parfois mortels.

La présente synthèse bibliographique porte sur les méthodes d'analyse de la stabilité et les techniques de stabilisation des pentes. Elle aborde la classification des glissements, les principales causes de ces phénomènes, ainsi que la reconnaissance géotechnique des terrains. Les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité des pentes, y compris sous l'action sismique, sont également traités.

Le calcul de la stabilité est ensuite abordé, en détaillant les méthodes de calcul de la stabilité et de déformation des talus. Le comportement des sols fins et des massifs argileux en pente est également étudié, ainsi que les techniques de confortement des pentes instables. [1]

1.2. Définition d'un glissement de terrain

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui se caractérise par le déplacement de terrains, qu'ils soient meubles ou rocheux, le long d'une surface de rupture. Ces événements peuvent causer des catastrophes naturelles et entraîner des pertes humaines. Ils ont tendance à se produire plus fréquemment dans des matériaux peu cohérents comme les marnes et les argiles. La survenue d'un glissement de terrain est due à des contraintes de cisaillement, résultant des forces motrices telles que le poids, qui dépassent la résistance du sol le long de la surface de rupture. [2]

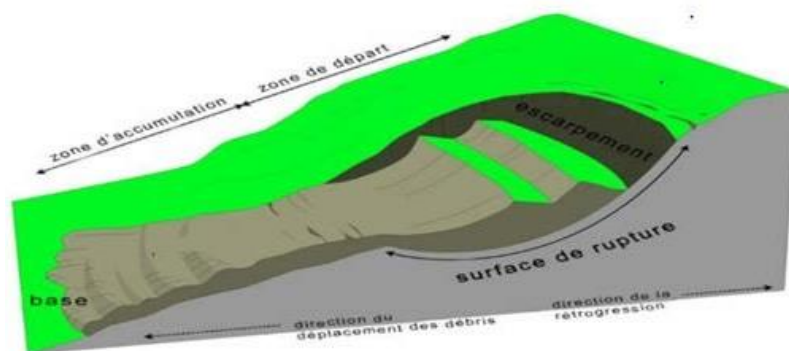


Figure I.1 : Glissement de terrain [2]

1.3. Classification des glissements de terrain

Les formes des glissements de terrain varient en fonction de la configuration du massif et des propriétés des sols, mais leur étude repose sur des concepts de base applicables à tous les types de glissements. En conséquence, on peut répartir l'étude des glissements de terrain en trois grandes classes distinctes [1] :

- **Glissements plans.**
- **Glissements rotationnels ou circulaires :**
 - Glissement rotationnels simples.
 - Glissements rotationnels complexes.
- **Glissements complexes.**

1.3.1. Glissements plans :

La rupture se situe au niveau de la couche ayant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, ce qui entraîne un décollement de la masse terrestre qui glisse le long d'une surface relativement plane. [3]

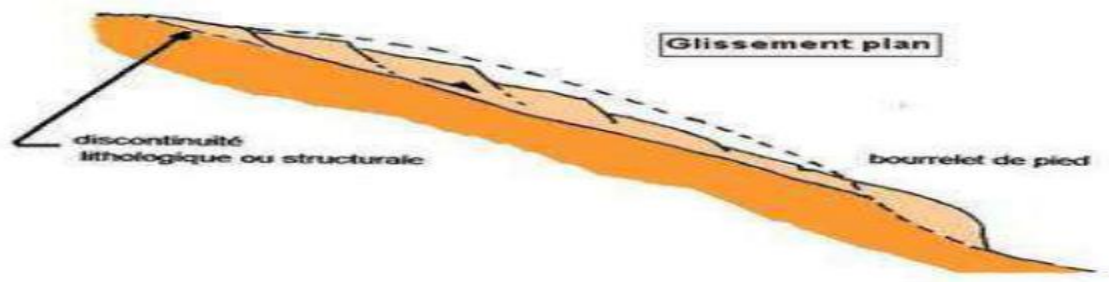


Figure I.2: Glissement plan [3]

1.3.2. Glissements rotationnels :

La masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Ces glissements, de faible volume, impliquent un déplacement limité des matériaux. Ils surviennent principalement dans des terrains meubles homogènes, surtout argileux. [4]

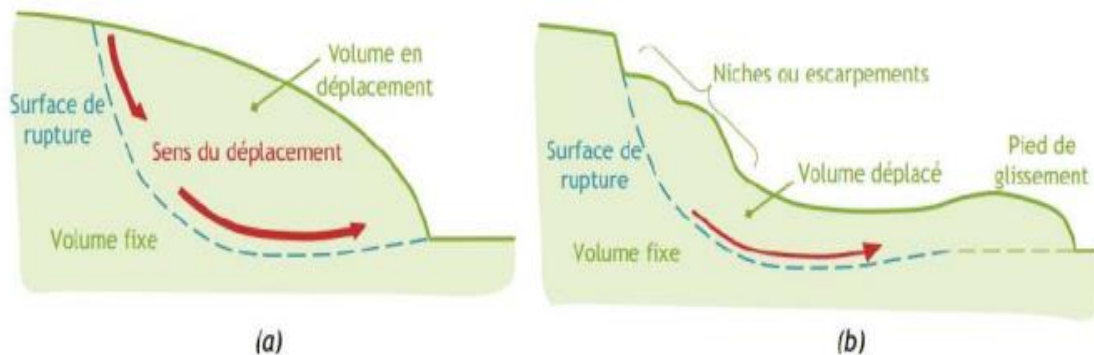


Figure I.3 : Schématisation du phénomène de glissement circulaire (a) avant activation (b) après activation [4]

- Glissement rotationnels simples

La ligne de rupture peut être considérée comme un cercle, de même que la surface de rupture peut être assimilée à une portion de cylindre.

- Glissements rotationnels complexes

Il s'agit du type le moins fréquent, qui se caractérise par un glissement multiple où des éléments s'emboîtent les uns dans les autres. [4]

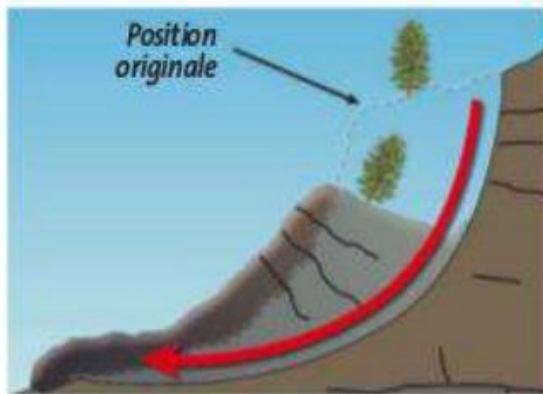


Figure I.4 : Glissement rotationnel simple

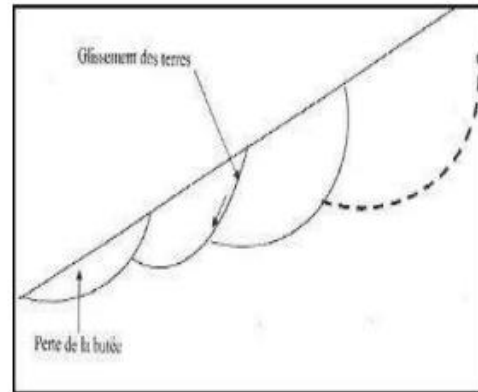


Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe

1.3.3. Glissements complexes :

Ce type de glissement, qui associe un mouvement de glissement plan et de rotation, se produit principalement dans les sols hétérogènes ou anisotropes. [5]

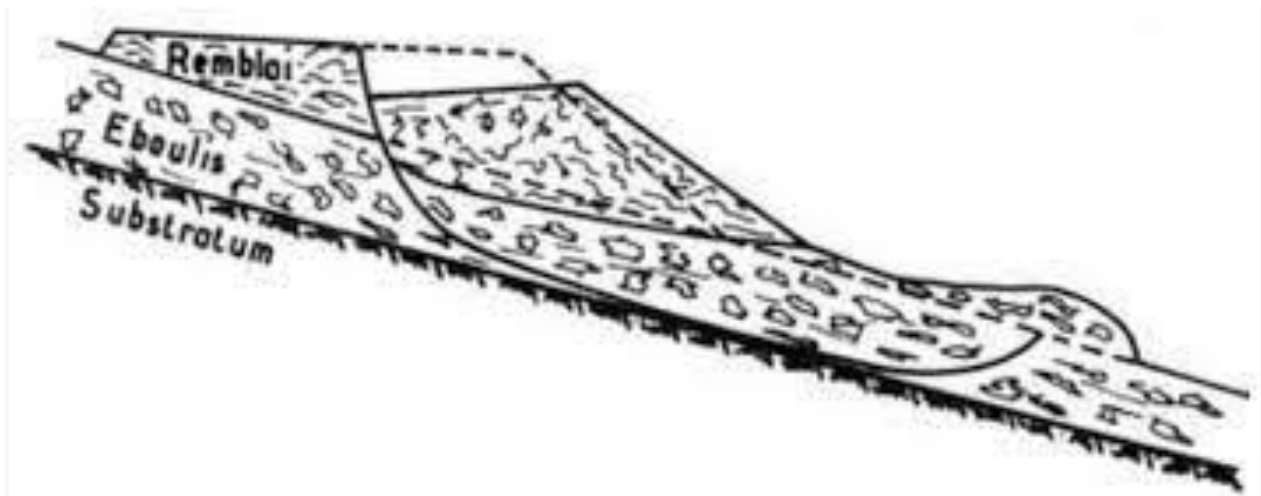


Figure I.6 : Glissement complexe [14]

1.4. Principales causes de glissements

De nombreux facteurs influent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leur déformation. Chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches. L'analyse des processus de déformation dans les pentes naturelles doit tenir compte de l'influence des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en 6 groupes : [6]

➤ **Géologiques :**

- Ethologie des formations.
- Situation tectonique.
- Spécificités structurales et texturales des terrains.
- Propriétés mécaniques des terrains.

➤ **Hydrogéologiques :**

- Eaux superficielles qui traversent le terrain ou se situent à proximité.
- Eaux souterraines dans les terrains.
- Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans la discontinuité tectonique.

➤ **Géotechnique :**

- Résistance des sols et des roches au cisaillement.
- Cohésion des sols et des roches.
- Angle de frottement interne.

➤ **Géographiques et climatiques :**

- Relief du site
- Régime des précipitations.
- Régime des températures.
- Conditions spécifiques du gel-dégel.

➤ **Géométrique :**

Les facteurs modifiants géométrie du terrain, sont principalement décrits par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux terrassement (déblaiement remblaiement).

➤ **Activités humaines :**

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

Construction d'infrastructures ou bâtiments : augmenté le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de la stabilité peut également être frottement réduit si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée) Arrosage et irrigation : modifie la teneur en eau du sol

1.5. Mécanismes de rupture et causes d'instabilité des talus

Les mécanismes de rupture par cisaillement des talus de remblais et d'excavations ou de pentes naturelles dépendent de la forme de la surface de rupture observée ou supposée (plan, droite, calotte sphérique, arc de cercle, arc de spirale logarithmique, etc.). D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement d'une partie de la masse de sol peuvent également exister (poinçonnement dans le cas des remblais sur sols compressibles, phénomènes de coulées boueuses et de fluage dans la masse des versants, etc.). Dans la pratique courante, les calculs se font en considérant un mode de rupture plane pour les glissements plans ou cylindrique pour les glissements rotationnels. Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse de sol en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture. Les glissements rotationnels simples se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope et les glissements rotationnels complexes résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale n'est pas circulaire (glissements en escaliers - glissements épicycloïdaux - glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain. [7]

1.6. Reconnaissance géotechnique des terrains

Avant de pouvoir caractériser un massif de sol en pente sur le plan géologique et géotechnique, il est essentiel de procéder à une localisation précise de ses différentes couches et de déterminer leur configuration globale. Ensuite, la reconnaissance géotechnique permettra de recueillir des données sur les propriétés physico-chimiques et minéralogiques des sols constituant le massif, mais surtout sur leurs caractéristiques mécaniques et hydrauliques, notamment les paramètres de résistance au cisaillement tels que la cohésion et l'angle de frottement. Ces données seront obtenues à partir d'essais in situ tels que les essais pénétrométriques, scissométriques et pressiométriques, ainsi que d'essais de laboratoire tels que les essais de cisaillement direct à la boîte de Casa grande et les essais de cisaillement à l'appareil triaxial. [1]

1.6.1. Sondages et prélèvements d'échantillons :

Après une étude géologique préliminaire, la reconnaissance géotechnique inclut généralement des sondages, qui constituent la partie la plus importante de cette étape. Leur nombre et leur emplacement sont déterminés en fonction de l'objectif de l'étude. Les sondages à la tarière sont utilisés pour prélever des échantillons remaniés suffisants pour les analyses, tandis que les sondages carottés sont nécessaires pour déterminer les paramètres mécaniques du sol. Les sondages sont généralement implantés à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la masse de terrain en glissée et dans la zone stable à proximité immédiate. Le choix du type de sondage dépend des caractéristiques géotechniques recherchées et des sols rencontrés. [1]

1.6.2. Essais de laboratoire :

Les essais réalisés comprennent des analyses d'identification, telles que la détermination des caractéristiques pondérales, l'analyse granulométrique et les limites de consistance, ainsi que des essais de cisaillement à la boîte de Casa grande ou à l'appareil triaxial. Une analyse chimique des sols et de l'eau de la nappe, le cas échéant, est également effectuée. Les essais mécaniques de laboratoire sont très performants car ils permettent de simuler les chemins de contraintes ou de déformations effectifs, ce qui permet une description précise du comportement des sols. Ces essais sont réalisés sur de petites éprouvettes, ce qui facilite l'application des principes de la mécanique des milieux continus. [1]

1.6.3. Essais in situ :

Pour débiter une étude géotechnique, une reconnaissance in situ est nécessaire pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en place. Les essais in situ tels que les essais pénétrométriques, scissométriques, pressiométriques et piézométriques ont été développés en parallèle des essais de laboratoire pour tester les sols dans leur état naturel. Ces essais présentent des avantages pratiques et théoriques. D'un point de vue pratique, les essais in situ évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement des sols dans un état proche de la réalité, ce qui réduit les phénomènes de remaniement et l'influence des conditions expérimentales imposées en laboratoire. D'un point de vue théorique, les essais in situ peuvent simuler physiquement le comportement des sols en place, à condition d'utiliser les mêmes paramètres que ceux des ouvrages réels. [1]

1.7. Notion de coefficient de sécurité

1.7.1. Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité FS est généralement utilisé pour évaluer la stabilité des pentes. Il est calculé en comparant la résistance à la force de glissement à l'aide d'un rapport appelé coefficient de sécurité FS. Ce coefficient est obtenu en divisant le moment de la résultante des forces résistantes au glissement par les forces qui provoquent le glissement. Le coefficient de sécurité F est exprimé par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (1.1)$$

Avec τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol :

τ : Les contraintes de cisaillement agissent le long de la surface de la pente. La contrainte de cisaillement d'équilibre représente la contrainte de cisaillement requise pour maintenir la pente dans un état de stabilité juste suffisant. L'équation (1) peut être formulée comme suit :

$$\tau = \frac{T}{F_S} \quad (1.2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1.1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_S} \quad (1.3)$$

Dans cette équation, la cohésion est représentée par "c", l'angle de frottement par " φ " et σ représente la contrainte normale totale appliquée sur le plan de cisaillement. Les mêmes coefficients de sécurité sont appliqués à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si l'on exprime la résistance au cisaillement en termes de contrainte effective, la seule modification à apporter à l'équation précédente est de l'écrire en termes d'efficacité. L'équation (1) devient alors :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_S} \quad (1.4)$$

c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle. [2]

1.7.2. Calcul du coefficient de sécurité :

En considérant un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) soumis à des contraintes normales σ_1 et σ_2 appliquées sur ses côtés, on peut supposer que le plan de rupture est une ligne droite étant donné la petite taille de l'élément. L'inclinaison du plan de rupture est caractérisée par l'angle θ . La rupture au milieu est généralement causée par des contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. En utilisant les équations d'équilibre, on peut déterminer la contrainte normale mobilisée σ_f et la contrainte de cisaillement mobilisée τ_f au plan de rupture en fonction de σ_1 et σ_3 : [2]

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (1.5)$$

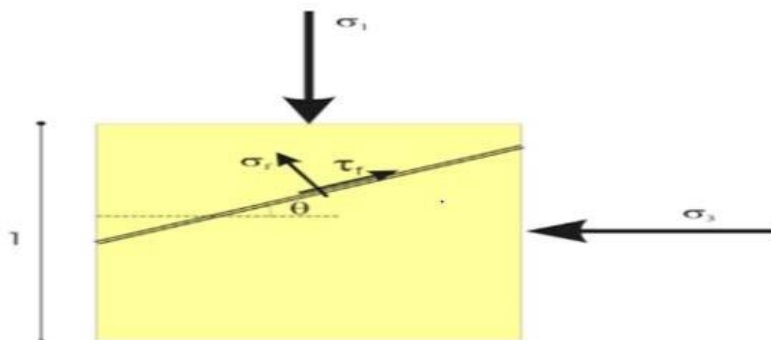


Figure I.7 : Calcul de coefficient de sécurité

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad (1.6)$$

Le facteur de sécurité FS peut être défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement disponible et la résistance au cisaillement mobilisée. Ce rapport reflète la marge de sécurité dont dispose le terrain sous la sollicitation ($\sigma_1 ; \sigma_3$), en fonction du critère de rupture (c, f). Ainsi, on peut écrire :

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

$$F_S = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (1.7)$$

En remplaçant les équations (I.4) et (I.6) dans l'équation (I.7), on trouve :

$$F_S = \frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta} \quad (1.8)$$

Selon le critère de Mohr-Coulomb en mécanique, il est possible de démontrer que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi/2$ par rapport à la direction principale. Cet angle dépend uniquement de l'angle de frottement. Par conséquent, il est possible de calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En substituant la valeur de $45 + \varphi/2$ dans la relation (I.9), on obtient :

$$F_S = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c / \tan \varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \varphi] \tan \varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \cos \varphi} \quad (1.9)$$

Tableau I.1 : Les valeurs de F_S de l'état de l'ouvrage [5] :

F_S	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

1.8. Paramètres de résistance au cisaillement

Les recherches menées en laboratoire et sur le terrain ont démontré que la mécanique de rupture par cisaillement des sols fins dépend non seulement de la force et de la manière dont elles sont appliquées, mais également des conditions de drainage de l'eau interstitielle. Le cisaillement drainé, qui est associé à un comportement à long terme, se caractérise par des déformations qui entraînent une densification du sol dans la zone normalement consolidée, entraînant ainsi une augmentation de sa cohésion réelle. Le cisaillement non drainé, qui est associé à un comportement à court terme, entraîne le développement de fortes surpressions interstitielles, une réduction significative de la contrainte normale effective et de la résistance au frottement des particules solides. La rupture du sol est définie par le moment où elle se produit et par la résistance aux sollicitations imposées. Cette résistance est communément appelée "résistance au cisaillement" et caractérise la position correspondant au point d'état limite ou d'état critique selon que les chemins de contraintes ou de déformations suivis se trouvent dans le domaine sur consolidé ou normalement consolidé. [1]

1.8.1. Définition de la résistance au cisaillement des sols :

En effet, la résistance au cisaillement des sols dépend de nombreux facteurs, tels que l'état de densification ou de structuration du sol, ainsi que le chemin de contraintes suivi lors des essais triaxiaux.

Il existe plusieurs chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux **Figure I.8**, tels que les chemins isotropes, les chemins radiaux à rapport de contraintes radiale et axiale constant, les chemins à contrainte radiale constante et les chemins à contrainte axiale constante. Chaque chemin de contraintes correspond à une évolution différente de la résistance au cisaillement du sol en fonction de la contrainte normale appliquée.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol est évaluée en traçant la courbe de cisaillement, qui représente l'évolution de la sollicitation appliquée en fonction de la déformation correspondante. La courbe de cisaillement présente des caractéristiques différentes en fonction de la nature du sol étudié et de l'état de densification ou de structuration dans lequel il se trouve. Par exemple, la courbe (I) correspond à un sable dense ou à une argile sur consolidée, tandis que la courbe (II) correspond à un sable lâche ou à une argile normalement consolidée **Figure I.9**.

Il existe plusieurs essais pour déterminer la résistance au cisaillement des sols, tels que la compression simple, le cisaillement à la boîte de Casa grande et la compression triaxiale. Les deux derniers essais sont les plus couramment utilisés. Pendant l'une ou l'autre des phases de ces essais, on peut empêcher tout drainage ou laisser l'eau s'évacuer sans pression, en fonction des conditions

Spécifiques de l'expérience. [1]

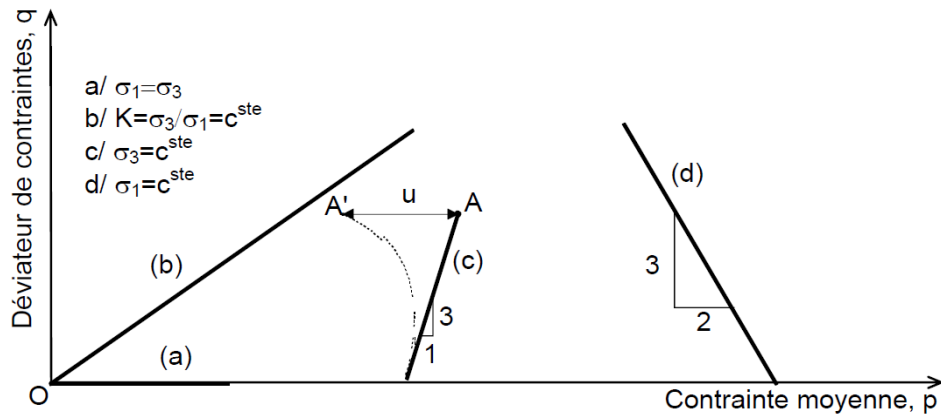


Figure I.8. Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux.

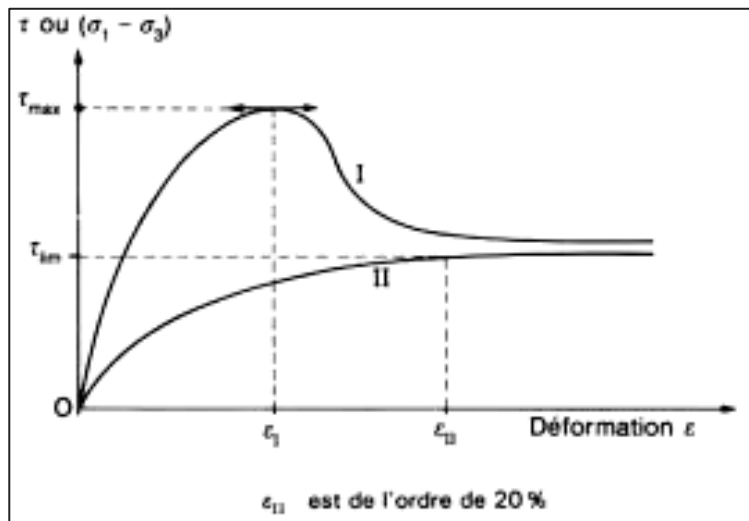


Figure I.9. Courbes de cisaillement types et définition de la rupture

1.8.2. Différents types d'essais de cisaillements :

1. Essais de cisaillement non-drainés non-consolidés (UU) :

Lors de cet essai rapide, les pressions interstitielles ne sont pas dissipées et le volume reste constant. Cela correspond au comportement à court terme du sol. Les résultats de l'essai sont interprétés en termes de contraintes totales et permettent d'estimer la cohésion non drainée. C_u Il est généralement supposé que l'angle de frottement interne ϕ_u est nul.

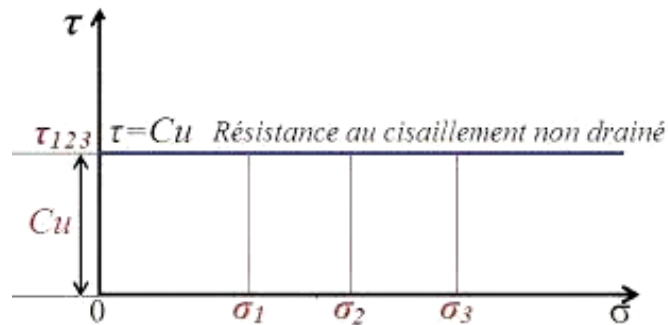


Figure I.10. Essai non consolidé non drainé

2. Essais de cisaillement consolidé non drainé (CU) :

Tout d'abord, l'échantillon est soumis à une contrainte isotrope jusqu'à ce que les pressions interstitielles soient dissipées. Ensuite, le drainage est interrompu et la contrainte verticale est progressivement augmentée jusqu'à ce que l'échantillon se rompe, tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Bien que cet essai soit plus rapide que l'essai consolidé drainé, il permet néanmoins d'obtenir les caractéristiques effectives du sol c' et ϕ' , à condition que l'on interprète les résultats en termes de contraintes effectives.

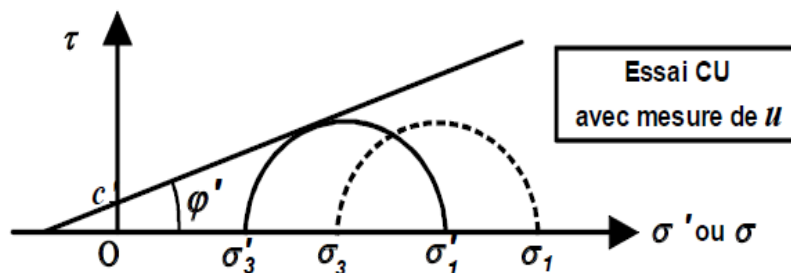


Figure I.11. Essai consolidé non drainé

3. Essais de cisaillement consolidés drainés (CD) :

Au cours de cet essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol, les pressions interstitielles se dissipent progressivement. Par conséquent, à tout moment, la pression interstitielle reste nulle. Cette méthode d'essai est généralement interprétée en utilisant le critère de Coulomb,

Selon lequel la courbe intrinsèque est une droite dont l'équation est $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$, où ϕ' correspond à l'angle de frottement interne effectif. [1]

1.9. Méthodes de calcul de stabilité des talus

Les géotechniciens proposent plusieurs méthodes pour évaluer et prédire les catastrophes naturelles causées par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes, on trouve principalement. [8]

1.9.1. Les méthodes de calcul à la rupture :

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, sa résistance au cisaillement est contrôlée par la loi de Mohr-Coulomb. Les méthodes d'équilibre limite sont très adaptées dans ce cas, car les équations reliant les variables peuvent être facilement écrites et le nombre d'équations est égal au nombre de variables. Cependant, pour résoudre les équations, des hypothèses supplémentaires et simplificatrices doivent être introduites afin d'égaliser le nombre d'inconnues et d'équations. [8]

1.9.2. Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis) :

Avant la rupture, lors de la phase de pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car il n'est pas possible de mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes, tels que l'élasto-plasticité, le fluage et la rupture progressive. Par conséquent, il est nécessaire de considérer des méthodes volumétriques qui prennent en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps. [8]

1.9.3. Les méthodes énergétiques :

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent principalement de la redistribution de l'énergie potentielle disponible au moment de la rupture. Pour les mouvements à grande vitesse et à grande amplitude, des approches énergétiques doivent être considérées.

Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées en raison de leur simplicité et de leurs résultats proches des méthodes rigoureuses. Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement à ces méthodes dans le contexte de la rupture. [8]

1.9.4. Méthodes de calcul à la rupture :

La modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type **Mohr-Coulomb**, **Cam-Clay**, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques. L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles

1.9.4.1. Méthodes des blocs :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes qui se limitent à l'analyse et au calcul localisé sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumétriques. En raison de cette restriction, les hypothèses sont très strictes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer.

Ces techniques sont fondées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui glissent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Dans ce cas :

- Le calcul d'équilibre est effectué à la rupture ;
- Les équations résolvantes sont les équations de la statique ;
- Le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut considérer, par exemple, que F est constant partout) ;

1.9.4.2. Méthodes des tranches :

Il existe un grand nombre de méthodes développées en découpant la masse en mouvement en tranches verticales.

Par rapport à la méthode des blocs, trois hypothèses supplémentaires sont introduites :

- Les bords des blocs sont considérés verticaux.
- Le point où la force passe à travers la base de chaque tranche est situé au centre de cette base.
- Le coefficient de sécurité est unique et s'applique uniquement à la base des tranches.

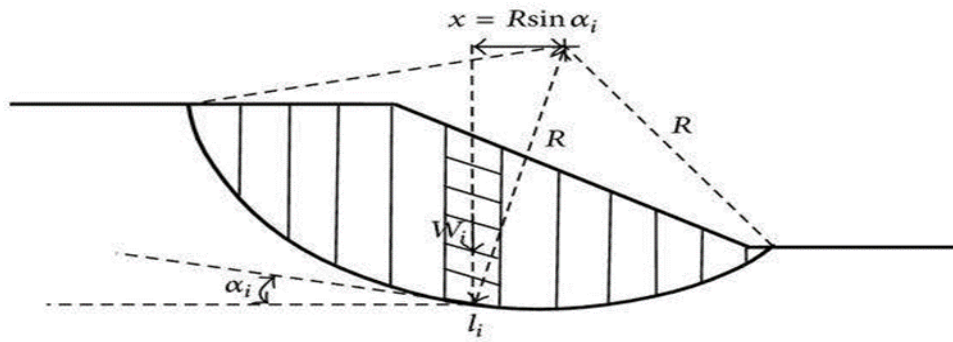


Figure I.12. Méthode des tranches (méthode de Fellenius) [8]

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère :

- ❖ La méthode de Fellenius.
- ❖ La méthode de Bishop simplifiée.
- ❖ La méthode de Janbu.

1.9.4.2.1. La méthode de Fellenius :

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales).

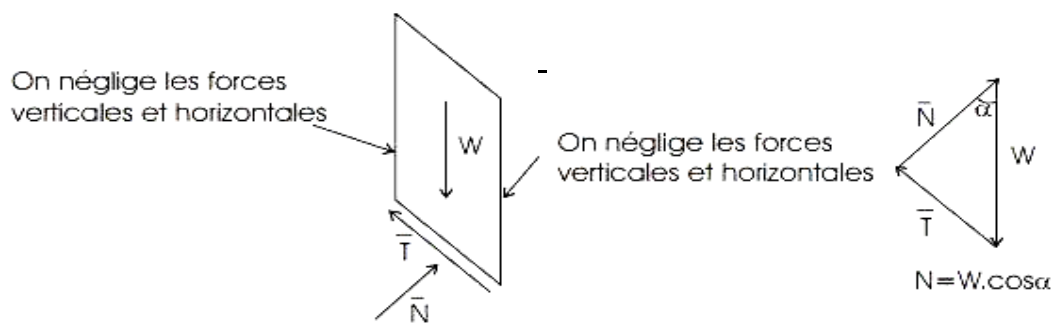


Figure I.13. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius [1]

La Méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant.

Les forces entre tranches comme nous venons de le voir. Ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation par la valeur trouvée ($N=W \cdot \cos \alpha$), on aura :

$$F = \frac{\sum C' L + (W \cos \alpha - U L) \tan \varphi'}{\sum W \sin \alpha} \tag{1.10}$$

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

1.9.4.2.2. Méthode simplifiée de BISHOP :

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire.
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (**Figure I.14**).

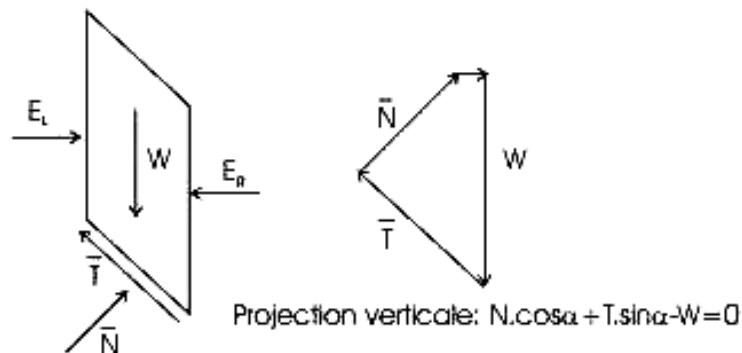


Figure I.14. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.

La méthode de Bishop est conçue pour vérifier l'équilibre des moments et l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle ne prend pas en compte l'équilibre horizontal des forces.

En utilisant l'équilibre vertical, nous pouvons obtenir l'équation suivante. En supposant que les forces entre les tranches sont équilibrées horizontalement ($X_R - X_L = 0$), nous avons :

$$F = \frac{\sum [C' L + (W - U L \cos \alpha) \tan \varphi'] m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \tag{1.11}$$

Où :

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \Phi'}{F_m} \right) \quad (1.12)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_s (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur. [8]

1.9.4.2.3. Méthode simplifiée de JANBU [1956] :

Dans les cas où la surface de glissement s'écarte significativement de la forme circulaire, Janbu propose de prendre en compte la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique ainsi que la force d'équilibre de l'ensemble de la masse en mouvement. Janbu suppose que la ligne d'action des forces inter-tranches est située au tiers de la hauteur des tranches. [8]

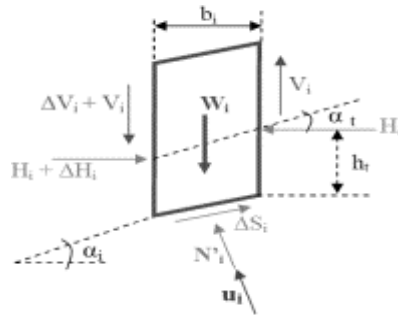


Figure I.15. Équilibre d'une tranche de sol (Janbu)

L'équilibre horizontal nous donne :

Avec :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta v_i) \tan \alpha_i} \quad (1.13)$$

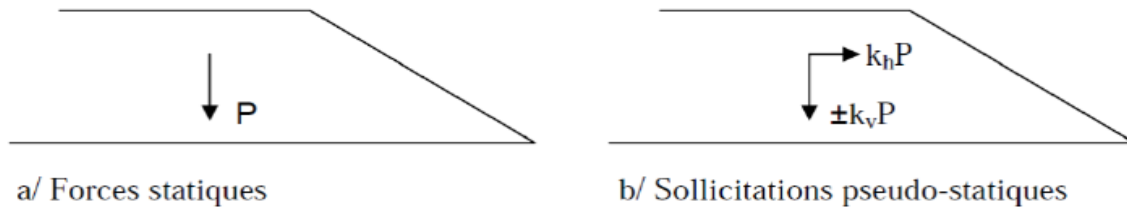
$$S_i = \frac{c'_i + \left(\frac{w_i + \Delta v_i}{b_i}\right) \tan \varphi'_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'_i}{F}} \quad (1.14)$$

1.9.4.3. Méthode de calcul en déformation :

A) Approche de calcul pseudo-statique :

Cette approche repose sur un calcul d'équilibre limite à la rupture ou de l'analyse limite, dans laquelle on introduit un effort appliqué au centre de gravité du massif étudié, où l'intensité égale à son poids multiplié par un coefficient d'accélération sismique. [1]

Le principe de l'approche pseudo-statique, consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente, qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients K_h et K_v appelés coefficients sismiques, destinés à caractériser respectivement les composantes horizontales dirigée vers l'aval et verticale descendante ou ascendante des forces P apportées au massif du remblai.



Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. On adopte pour ces deux coefficients les expressions définies dans le RPA99 (version 2003) décrit dans le paragraphe ci-après. Le coefficient de sécurité F , calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (w - Ub) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum W \left[\sin \alpha + K_h \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + K_v \right]} \quad (1.15)$$

Soit après simplification :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - U) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \left[\sin \alpha + K_H \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + K_V \right]} \quad (1.16)$$

Où :

- XG et YG : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée ;
- α : inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle;
- c' et φ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche ;
- u : pression interstitielle dans la tranche ;
- K_H et K_V : coefficients d'accélération sismique ;
- R : rayon du cercle de glissement ;

B) Approche de calcul pseudo-dynamique :

L'avantage de cette approche par rapport la précédente, c'est qu'elle permet d'estimer la charge dynamique dans le temps, et d'évaluer les effets d'amplification dans le sol.

1.10. Exemples de quelques cas de glissements de terrain survenus dans le monde

A) Glissement de Vil Latina Medellin en Colombie :

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Vil Latina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de d'unités (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente. [9]

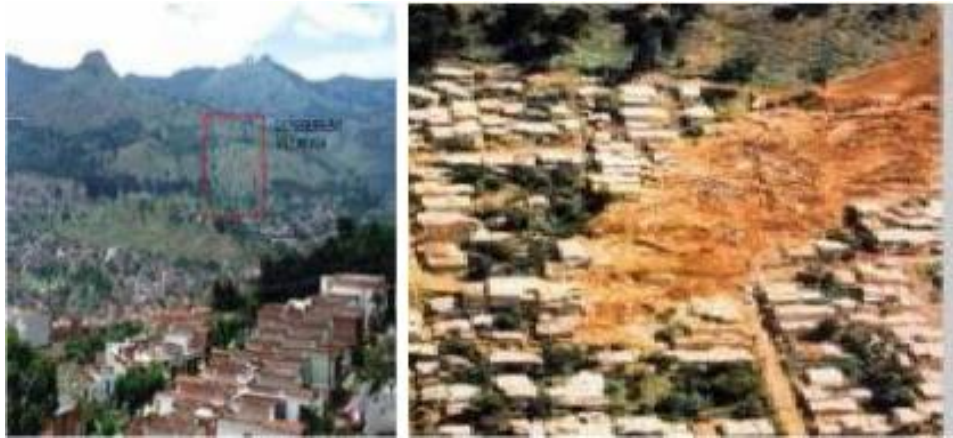
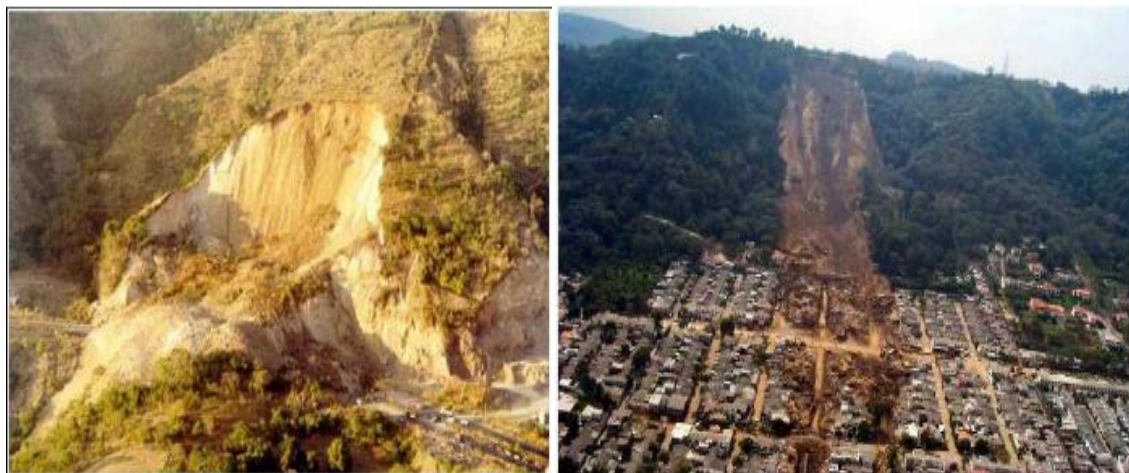


Figure I.15. Morphologie de la zone de glissement de Vil Latina Medellin en Colombie

B) Glissements de La Leona et de Las Couinas au Salvador :

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collines (**Figure I.16**). [9]



a / La Leona

b / Las Collines

Figure I.16. Glissements de La Leona près de San Vicente (a) et de Las Collines (b) au Salvador .

Le glissement de La Leona s'est produit au kilomètre 53 de la route Panaméricaine sur un versant de pente moyenne égale à 22° présentant une paroi raide à sa base, de hauteur égale à environ 120 m et de largeur de l'ordre de 250 m. L'instabilité s'est développée sur une épaisseur de l'ordre de 25 m, son volume est compris entre 500 000 et 700 000 m³.

La zone du glissement est formée de coulées de basalte datant du Pliocène et de nombreuses brèches de pente qui témoignent de l'existence d'anciennes phases de glissement. Ce glissement de terrain a la particularité de s'être produit sur le site d'un ancien glissement.

Le glissement de Las Collines est caractérisé par un escarpement qui se situe à une altitude de 1075 m, dans une zone de pente moyenne égale à 32° . La largeur de l'instabilité est de l'ordre de la centaine de mètres (80-120 m) et la distance parcourue par la masse instable est estimée à 735 m. Le volume de cette instabilité est de l'ordre de 200 000 m³. Le soubassement de la zone du glissement est constitué de dépôts de laves et de pyroclastes indurés. Cette formation est recouverte de deux niveaux plus récents : une couche de cendres volcaniques sur laquelle repose une couche de dépôts pyroclastiques peu consolidés et lâches dont la Terra Blanca. [9]

1.10.2. Exemples de quelques cas de glissements survenus en Algérie :

A) Glissement de terrain à Constantine :

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée par les phénomènes des glissements de terrain.

Selon les services de la Wilaya, le phénomène affecte une superficie de cent vingt hectares abritant quinze mille logements avec une population estimée à cent mille habitants.

Il en est ainsi de la rue Kitouni, de l'avenue Belouizdad et de certaines des ruelles qui leur sont adjacentes, ou encore de l'avenue Rahmani et du côté de Bellevue., la mosquée Emir Abdelkader, et les cités de Bardo, Siloc, Ain El Bey, Boussouf et Zaouch, la liste n'est tout de même pas close. [10]

Ce phénomène semble dû à la conjonction d'un certain nombre de causes : fragilité naturelle des lieux, infiltration des eaux pluviales, mais surtout à la vétusté de réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol une perte très importante, et qui mine alors les fondations des habitations.



Figure I.17. Glissement de terrain à Belouizdad. [2002].



Figure I.18. Rue de Verdun. [2002].

Cet immeuble blanc (haut de la rue de Verdun) avec de fausses fenêtres, est totalement vide et fermé. Il est démolí ^[4].

B) Glissement des abattoirs Ténès (Chlef) :

Le glissement des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de 10 m environ de hauteur. Ce glissement a été provoqué dans les années 80 sous l'effet des infiltrations souterraines ayant fait déplacer la masse de remblai composée d'alluvions récentes. [10]



Figure I.19. Le glissement de la route des abattoirs.

L'étude a été réalisée par la DTP (Antenne de Chlef), ou une solution a été dégagée consistant à recharger le pied du talus tout en proposant des murs de soutènement reposant sur des pieux ancrés à plus de 25m de profondeur, mais cette solution n'a pas été réalisée.

Par conséquent, de graves préjudices ont été observés sur le terrain, dont la partie se trouvant en haut du talus a été complètement déplacée et touchant même les fondations des bâtiments se trouvant à côté de l'emprise.

C) Glissement d'Ain El Hammam (Tizi-Ouzou) :

Il s'agit d'un méga glissement qui a touché une grande zone située à Ain El Hammam dans la wilaya de Tizi-Ouzou. La zone touchée par ce glissement est d'environ 10ha de surface.

Outre l'étendue importante de ce glissement, il a eu des conséquences néfastes sur une bonne partie de l'ancienne ville d'Ain El Hammam, Pour deux raisons : la grande étendue et l'impact exigent des solutions adéquates à ce méga glissement. [10]

D) Les glissements de terrain dans la région d'Alger :

Ils affectent essentiellement les marnes plais anciennes (collines du sahel), et d'une façon importante les assises astiennes, mais peu importante pour les formations métamorphiques :

Au niveau de Télémy, les ruptures de réseaux (AEP et eaux usées) traversant les zones instables participent à aggraver l'instabilité.

Dans le cas du glissement de Climat du France, la non-surveillance des drainages réalisés risque de voir se redévelopper les mouvements de terrain (**Figure I-20**) :

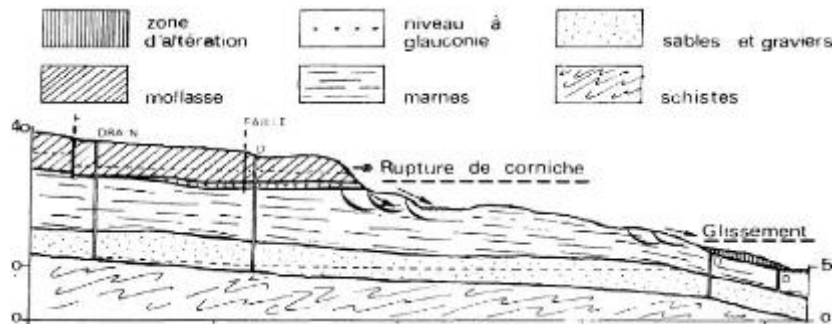


Figure I.20. Coupe géologique du Climat de France.

La réalisation des constructions et villas en zones pentues, c'est le cas de Bouzaréah dont le risque de l'instabilité à cause de la schistosité et de la fissuration.

Et d'autres glissements tels que le Parc zoologique, à Ben Aknoun et à Ouled Fayet.

Dans la plupart des cas, l'homme est la cause principale dans ces instabilités suite à la méconnaissance de la géologie de la région. [10]

1.11. Techniques et moyens de confortement.

1.11.1. Généralités :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. [10]

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

-Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.

-Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.

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

1.11.2. Les différentes techniques :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

1.11.2.1. La modification géométrique :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

On peut citer :

1.11.2.1-1. Le déchargement en tête :

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

1.11.2.1-2. Le chargement en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

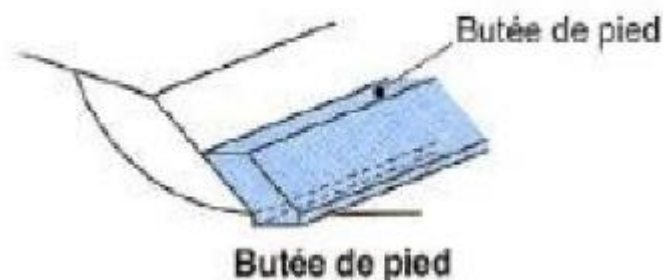


Figure I.21. Chargement au pied d'un talus.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

1.11.2.1-3. Le reprofilage :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

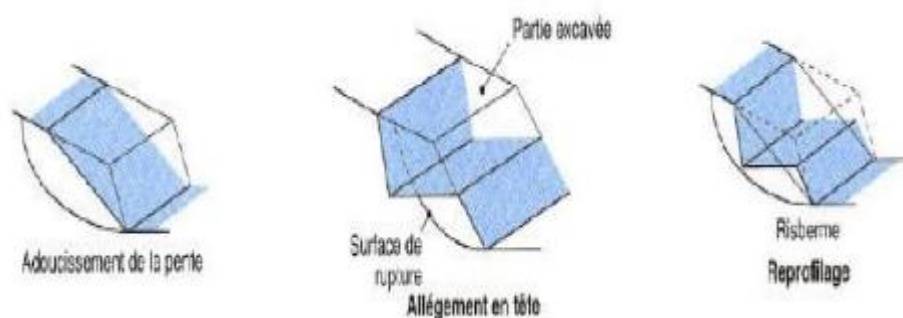


Figure I.22. Les différents procédés de modification géométrique.

1.11.2.2. La substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts

Discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [10]

1.11.2.3. Le drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, sinon la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. L'efficacité d'un système de drainage est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains.

Les méthodes de drainage habituelles consistent en général à :

- capter les eaux de surface.
- Eviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

1.11.2.3.1. Les tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant (voir la **Figure I.23**).

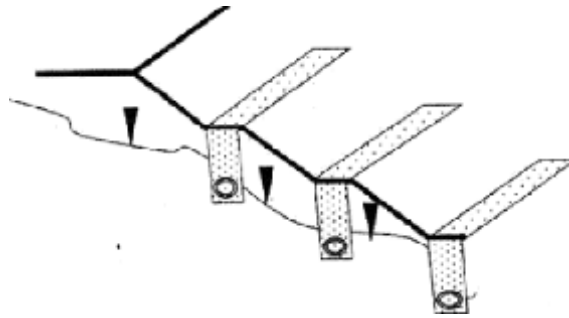


Figure I.23. Tranchées drainantes.

1.11.2.3.2. Les éperons drainants :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers (voir la **Figure I.24**).

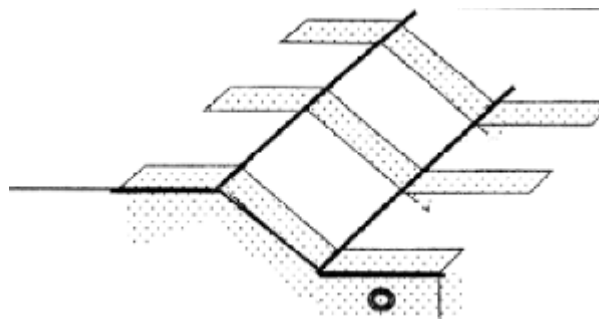


Figure I.24. Eperons drainantes.

1.11.2.3.3. Les drains subhorizontaux :

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

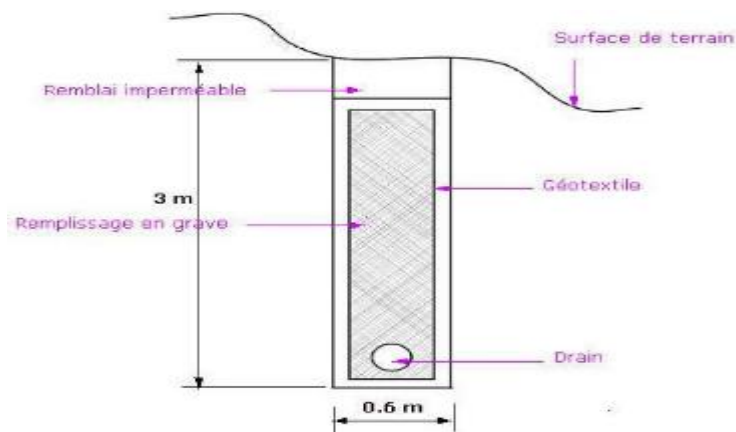


Figure I.25. Les drains subhorizontaux

1.11.2.3.4. Les drains verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silt eux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transporte l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement [8].

1.11.2.4. La végétalisation :

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure I.26. L'implantation des plantes dans un talus.

1.11.2.5. Les éléments résistants :

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes (modification géométrique et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

1.11.2.5.1. Les ouvrages de soutènements :

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinées à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

1.11.2.5.1-1- Les murs de soutènements :

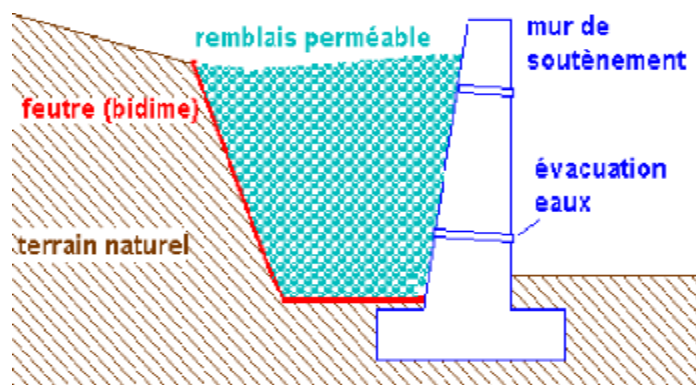


Figure I.27. Mur de soutènement.

Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids propres ou leurs rigidités, Il existe deux types d'ouvrages :

- Les murs poids
- Les murs souples.

1.11.2.5.1-2- Les rideaux de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation pose des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations.

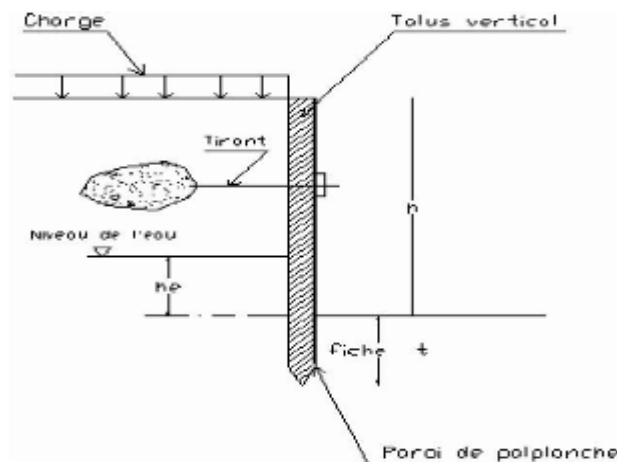


Figure I.28. Paroi de palplanche.

1.11.2.5.1-3- La terre armée :

La terre armée fut mise au point par H. VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste en association de trois éléments principaux à savoir :

v' **un sol** : plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.

v' **des inclusions** : horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.

v' **un parement** : anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

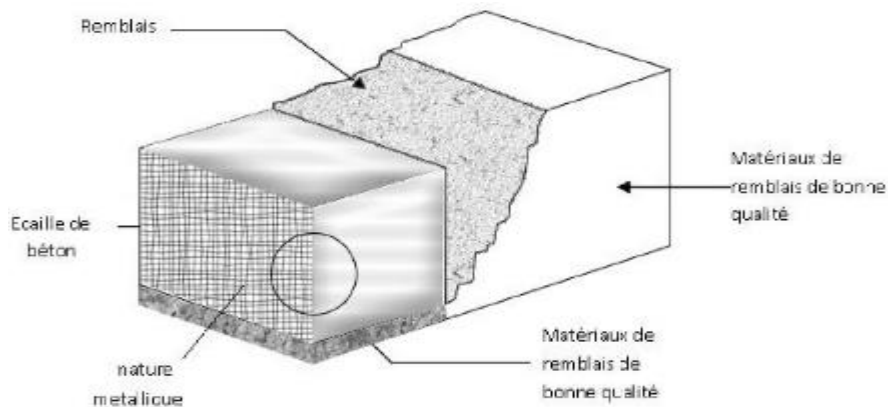


Figure I.29. Principe de la technique terre armée.

1.11.2.5.2. Les tirants d'encrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

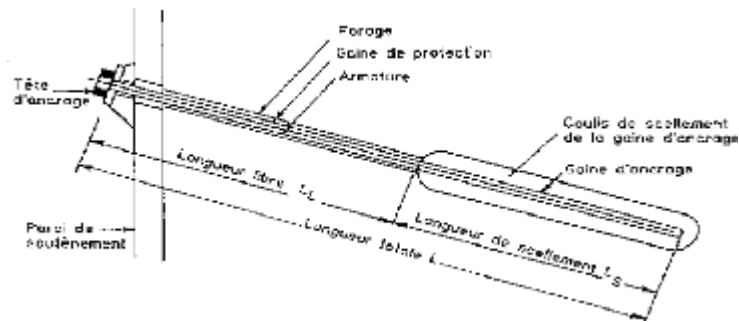


Figure I.30. Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté

1.11.2.5.3. Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure I.31. Un versant stabilisé par clouage.

1.11.2.5.4. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations...etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont :

- > **La séparation** : éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- > **La filtration** : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- > **Le drainage** : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- > **Le renforcement** : améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- > **La protection** : protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.
- > **La lutte contre l'érosion** : limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent ^[10].



Figure I.32. L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.



CHAPITRE 02

Présentation du logiciel de calcul

2.1 Introduction

La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique est un outil robuste, elle est en amélioration depuis les années soixante-dix. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes de calcul numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure soit naturelle ou artificielle.

La géotechnique utilise une série de méthodes numériques, diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Nous citons quelques logiciels professionnels suivants :

- Flac 2D, FLAC Slope (Itasca, USA), pour traiter tout problème « contrainte-déformation » du sol et surtout l'analyse des mouvements de pentes.
- UDEC, 3DEC (Itasca, USA), pour la modélisation des tunnels en milieu rocheux, de la stabilité des massifs rocheux, ainsi la stabilité des massifs en maçonnerie.
- PLAXIS V8. 2 et la version 2010 (Delft, Pays-Bas), pour toute modélisation ayant un contact avec le sol (consolidation, fondation, centre d'enfouissement technique, ouvrages de soutènement, etc.). Ce logiciel est actuellement parmi les logiciels les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique.

Nous avons choisi d'utiliser le code OPTUM G2 2020 version 2021. [11]

2.2 OPTUM G2

Logiciel à éléments finis pour l'ingénieur (Imaginez, créez, simulez, évaluez) :

OPTUM G2 développe un logiciel rapide et convivial pour la conception de structures Géotechnique et Concret. Le logiciel est développé en mettant l'accent sur la fourniture de packages d'analyse éléments finis avancés, mais en même temps, en rendant les outils accessibles aux ingénieurs, y compris les ingénieurs en structure, les entrepreneurs et les entreprises du bâtiment. [11]

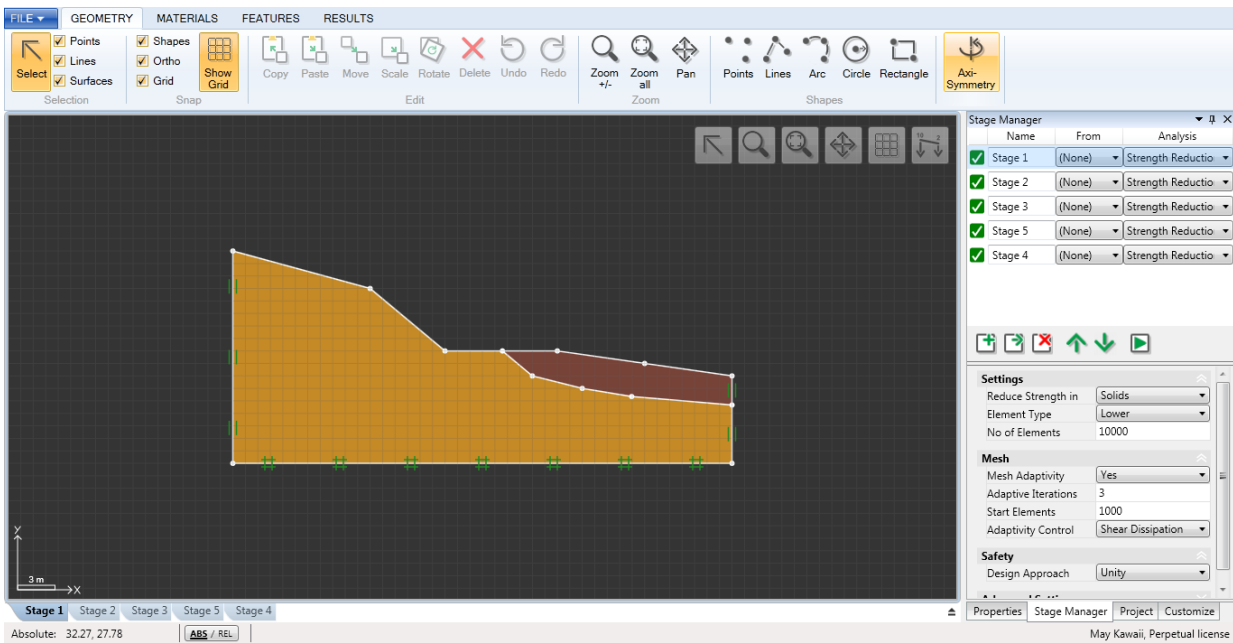


Figure 2.1. OPTUM G2 showing the Stage Manager on the right.

2.3 L'équipe - et l'histoire

Le projet O a été lancé à l'été 2010 à Copenhague, Danemark - où se trouve le siège social actuel. Les frères Kristian et Jørgen Krabbenhøft, ainsi que le troisième homme Andrei Lyamin, ont décidé de lancer le développement d'un progiciel pour éléments finis basé sur une approche entièrement nouvelle. La vision était claire : fournir des outils d'analyse MEF avancés rendus accessibles aux praticiens en ingénierie sans connaissances approfondies en MEF. Cette vision nécessiterait essentiellement une refonte complète de l'approche MEF traditionnelle. En combinant leurs connaissances de l'industrie et du monde universitaire, le groupe a réussi à donner vie à leur vision et à lancer le premier package commercial en 2014. Depuis lors, OPTUM CE a établi des utilisateurs dans plus de 50 pays, et plus de 400 universités utilisent aujourd'hui le logiciel dans leurs activités d'enseignement et de recherche. [11]

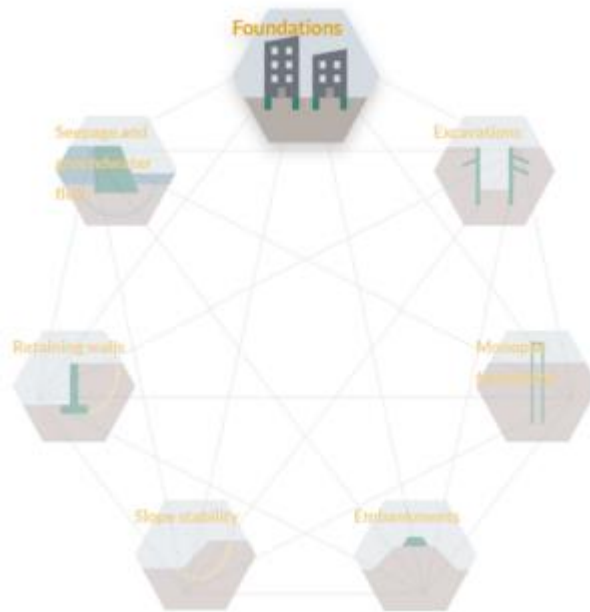


Figure 2.2. Domaine d'application OPTUM.

OPTUM G2 permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D, et se caractérise notamment par :

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc
- Un générateur automatique du maillage.
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interaction sols-structure (éléments d'interface intégrés).
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent ou transitoire).
- Calcul de consolidation
- Calcul de coefficient de sécurité (procédure phi/c réduction).
- Calcul en grandes déformations.
- Calcul dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes).
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

2.4 Calcul Les murs de soutènement par OPTUM

Les murs de soutènement sont disponibles dans une grande variété de types, y compris les murs à gravité, les murs en terre stabilisés mécaniquement, les murs en gabion et les murs en palplanches.

Tous ces éléments peuvent être analysés de manière efficace et précise à l'aide d'OPTUM G2.

La capacité unique de calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur le véritable facteur de sécurité (FoS), combinée à l'adaptabilité automatique du maillage, fait d'OPTUM G2 un outil supérieur pour la conception de murs de soutènement.

Contenu :

- Stabilité des murs gravitaires
- Stabilité des murs de soutènement encastrés
- Ancres, accessoires et autres systèmes de support horizontaux
- Analyse de déformation via construction par étapes
- Pressions et infiltrations d'eau
- Conception selon Euro code 7

2.5 Modèle défini par l'utilisateur

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

Remarque : Toutes les modélisations ont supposé un comportement élastoplastique, répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élastoplastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (**Figure 2.3**) comprend un ressort de raideur K (Pour symboliser l'élasticité), et un patin de seuil S_0 .

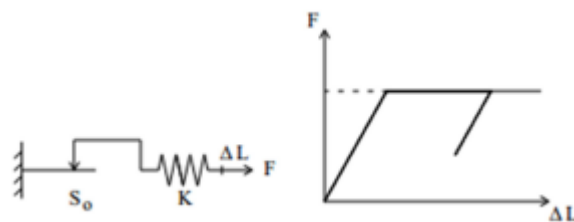


Figure 2.3. Représentation monodimensionnelle du comportement élastoplastique

Le modèle élastoplastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont :

En élasticité : - E module d'élasticité de Young. - ν coefficient de Poisson.

En plasticité : - C cohésion. - ϕ angle de frottement.

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle sont représentés sur la Figure 2.4.

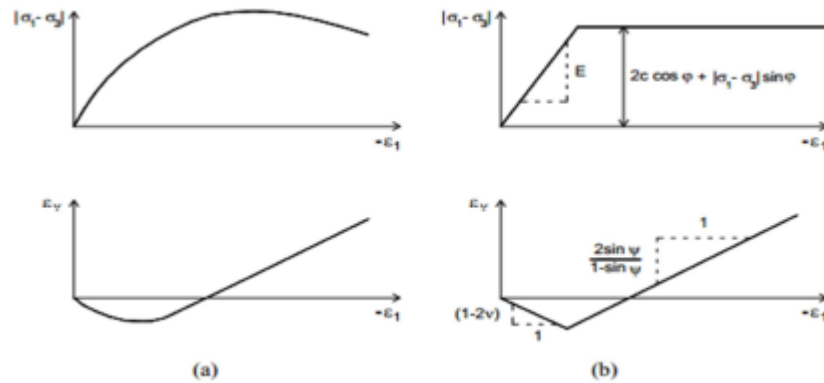


Figure 2.4. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élastoplastique (b)

σ_1 Contrainte axiale ε_1 Déformation axiale

σ_3 Contrainte constante de confinement ε_v Déformation volumique

2.5.1. Les essais pour la simulation des essais de laboratoire :

- ✓ Essais triaxiaux.
- ✓ Essais œnométriques.
- ✓ Essais de compression (CRS).
- ✓ Essais de cisaillement simple (DSS).
- ✓ Essais « user-defined » (General).

2.5.2. Les éléments de maillage :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et les autres éléments de volume (figure 2.4). 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.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les

Calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses

Standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

2.5.3. Les interfaces :

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Ils sont composés d'éléments "interface". La figure 2.4 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur cette figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une "épaisseur virtuelle", qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de Virtual thickness factor est 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique, et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

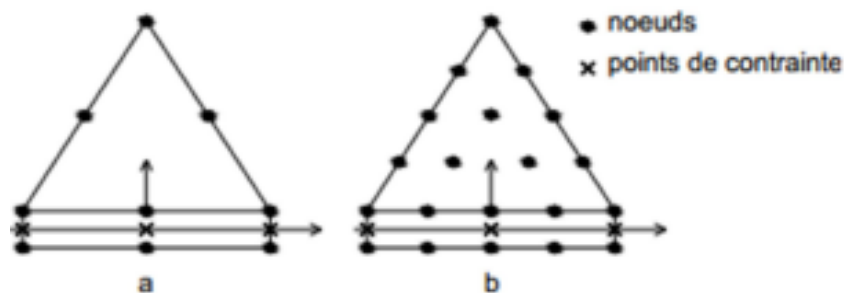


Figure 2.5. Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol.

La matrice de rigidité des éléments d'interface, est obtenue en utilisant les points d'intégration de Newton-Cotes. La position de ces points d'intégration, (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à six nœuds, une intégration de

Newton-Cotes avec trois points est utilisée, alors que les éléments d'interface à dix nœuds nécessitent cinq points d'intégration.

2.5.4 Conditions aux limites :

Les conditions imposées aux limites du modèle, sont des conditions en déplacement.

Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales.

Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est toléré sur la limite supérieure.

2.5.5 Méthodes numériques :

Avec une technique de modélisation numérique, le domaine est divisé en de nombreux éléments, et l'analyse se poursuit en tenant compte de leur interaction et de la condition à la limite du domaine. Ils sont quatre approches de base : (i) analyse par éléments finis (FEA), (ii) analyse des éléments limites, (iii) méthodes des différences finies, et (iv) analyse des éléments discrets (DEA). Harris (1992), par exemple, fournit des détails sur les méthodes numériques utilisé pour analyser les structures de sol renforcées.

Les méthodes numériques peuvent faire tout et plus que les trois Autres méthodes. Alors que toutes les méthodes peuvent être utilisées pour évaluer les états limites d'effondrement d'une structure, une analyse peut également évaluer la déformation probable d'une structure pendant sa construction et en réponse à des charges en service. Cela dit, prédire la déformation des certaines structures sont notoirement difficiles ; par exemple, prédictions de la déformation latérale sous un le remblai construit sur un sol mou est généralement large de la marque. (L'erreur est en partie due à la difficulté de caractérisant la rigidité des sols à faibles déformations.)

Dans la plupart des méthodes non numériques, un mur de soutènement sera considéré comme un monolithe : c'est-à-dire qu'il conserverait sa forme et l'intégrité jusqu'à l'effondrement. Ce n'est certainement pas le cas pour murs en pierre sèche et leurs dérivés qui sont composés d'une multitude d'éléments individuels, qui ne sont au mieux que mal liés les uns aux autres. Ces assemblages sont incapable de résister aux contraintes de traction de toute magnitude et peut s'effondrer lors de l'effondrement. Cette hypothèse simpliste et non conservatrice de cohérence n'a pas besoin d'être

Adopté dans une méthode d'analyse numérique. Donc les méthodes numériques semblent mieux équipées pour évaluer stabilité des murs en pierre sèche en service, mais leur application est limitée en raison du coût relativement élevé d'analyse : à l'heure actuelle, une telle analyse serait injustifiée pour la plupart des structures de retenue de la terre.

2.6 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique numérique utilisée pour résoudre des problèmes mathématiques complexes, en particulier dans le domaine de l'analyse des structures et des phénomènes physiques. Elle repose sur la discrétisation du domaine d'étude en un ensemble d'éléments plus petits, souvent des triangles ou des quadrilatères pour les problèmes bidimensionnels, ou des tétraèdres ou des hexaèdres pour les problèmes tridimensionnels.

Le processus de la méthode des éléments finis comprend plusieurs étapes. Tout d'abord, le domaine est divisé en un maillage d'éléments finis, où chaque élément est défini par des nœuds ou des points d'interpolation. Ensuite, une formulation mathématique du problème est établie en utilisant des équations différentielles ou des équations aux dérivées partielles qui décrivent le comportement du système physique étudié.

Ensuite, à l'aide de ces équations, un système d'équations linéaires ou non linéaires est construit pour chaque élément fini, en utilisant des méthodes de discrétisation telles que la méthode des différences finies ou la méthode des volumes finis. Ces systèmes d'équations prennent en compte les conditions aux limites et les propriétés matérielles du système étudié.

Une fois que les systèmes d'équations sont établis pour tous les éléments, ils sont assemblés en une seule équation globale du problème. Cette équation globale est ensuite résolue numériquement pour obtenir la solution approximative du problème. Les méthodes de résolution couramment utilisées incluent la méthode de Gauss, la méthode de Jacobi, la méthode de Gauss-Seidel et la méthode des gradients conjugués.

La méthode des éléments finis présente de nombreux avantages, notamment sa flexibilité pour traiter des géométries complexes, des matériaux hétérogènes et des conditions aux limites variées. Elle permet également d'obtenir des solutions précises et peut être utilisée pour résoudre une large gamme de problèmes, tels que l'analyse des structures, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, l'acoustique, etc.

Cependant, la méthode des éléments finis peut également présenter certaines limitations. Par exemple, elle nécessite une discrétisation suffisamment fine du domaine pour obtenir des résultats précis, ce qui peut entraîner un coût élevé en termes de temps de calcul et de ressources informatiques. De plus, elle

Peut-être plus complexe à mettre en œuvre pour des problèmes non linéaires ou instationnaires.

En résumé, la méthode des éléments finis est une technique puissante et largement utilisée pour résoudre des problèmes mathématiques complexes dans de nombreux domaines scientifiques et d'ingénierie. Elle offre une approche numérique efficace pour obtenir des solutions approximatives précises et constitue un outil essentiel dans la modélisation et l'analyse des systèmes physiques. [11]

2.6.1. Analyse des éléments finis :

Avec FEA, le domaine est modélisé comme un continuum avec forces internes équilibrant les charges appliquées de l'extérieur.

L'analyse par éléments finis a été développée au cours de la deuxième Guerre mondiale en réponse à la nécessité d'analyser le comportement des cellules et pour lesquelles il n'existe pas d'autres méthodes disponibles autres que l'approche empirique « essayer par le biais de flyit ». Application pratique réussie de FEA requise le développement des ordinateurs. Il existe un corpus substantiel des informations dans la littérature sur la théorie et l'application de FEA aux problèmes d'ingénierie au sol.

L'analyse des problèmes d'ingénierie du sol peut utiliser une gamme de modèles de sols allant de formulations linéaires élastiques à des états critiques élastiques-plastiques non critiques. Le comportement des sols est complexe et dans de nombreux cas ne peut pas être modélisé avec précision avec des modèles simples, en particulier sols qui se dilatent lors du cisaillement. En outre, il pourrait y avoir des problèmes lors de l'utilisation d'un package FEA pour effondrement d'une structure du sol - comme on pouvait s'y attendre concernant principalement la validité de l'hypothèse Le domaine agit comme un continuum. Il est difficile de modéliser situations où les joints, les fissures, les surfaces de glissement et similaires se produisent dans le domaine : ces discontinuités affectent, exemple, la répartition des contraintes au sein du domaine et sa perméabilité (peut-être par ordre de grandeur).

Et il est particulièrement difficile de modéliser la croissance d'un réseau de fissures bifurquées - il est nécessaire de diviser les éléments en sous-éléments toujours plus petits. (Le temps de terminer une analyse augmente avec le nombre d'éléments.) FEA peuvent être utilisés facilement et avec succès pour enquêter sur les problèmes où de petites tensions ou mouvements se produisent, mais l'application de la FEA (ou même de tout autre méthode) pour les situations complexes n'est pas pour un utilisateur occasionnel.

2.6.2. Analyse des éléments limites :

Dans une analyse d'élément limite, seule la surface du Le domaine est divisé en éléments. Cette technique a été utilisée pour modéliser l'interaction des corps.

2.6.3. Analyse des différences finies :

L'analyse des différences finies est similaire à la FEA en ce que Le domaine est divisé en de nombreux éléments. Cependant, alors que FEA dérive une solution continue, finie différence calcule une solution à des points spécifiques de domaine. Cela présente certains avantages lorsque le Différentiel Les équations sont complexes, voire insolubles, mais un l'inconvénient est la difficulté D'utiliser la méthode pour modéliser problèmes géométriques complexes.

2.6.4. Analyse d'éléments discrets :

Avec l'analyse par éléments discrets (DEA), le domaine est divisé en un certain nombre de blocs en interaction et l'interaction entre eux est définie, par exemple, par un modèle élastique / plastique.

L'interaction entre les particules dures et rondes peut être décrit en termes de module élastique et de coefficient de friction, et donc le développement d'une surface de glissement grâce à une collection de ces particules peut être prédite avec succès. DEA a été utilisé pour modéliser le comportement des matériaux fracturés : les fractures pourraient avoir été là depuis le début ou ils auraient pu être généré lors de l'analyse. Cependant, il est difficile de modèle de broyage des particules et seulement alors au détriment d'augmentation des temps d'exécution de l'ordinateur.

A stylized graphic of a scroll, with a grey shadow on the top and bottom edges, and a grey shadow on the left side where the scroll is unrolled. The text is centered within the scroll.

CHAPITRE 03

Calculs de stabilité : Glissements de

Ouled Sidi Mansour

3.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude numérique de la butée des terres réalisée à l'aide du code de calcul OPTUM G2 en utilisant la méthode d'analyse limite. L'objectif de cette étude est de déterminer les coefficients passifs des pressions des terres pour différentes configurations géomécaniques, en examinant l'influence des paramètres géotechniques tels que l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement, ainsi que des paramètres géométriques tels que l'inclinaison de la surface du sol et la distance entre l'écran et la crête de la pente du massif sur les pressions passives des terres. Les résultats obtenus seront comparés à ceux déjà disponibles dans la littérature. La présente étude comporte l'objectivité de la description des glissements, les causes probables des glissements, la campagne de reconnaissance géotechnique, nous aborderons l'étude de stabilité et la proposition des solutions préconisées.

3.2 Etude géotechnique du glissement de terrain

3.2.1. Présentation du problème :

Dans ce cas, nous étudions le glissement de terrain de la route communale à El Oulad Sidi Mansour à M'sila. Définition technique : LARGEUR totale de la route est de 9 m, c'est-à-dire que 6 m est la longueur de la route principale et 1,5 m des deux côtés

- Cette photo a été prise avant la modification de la route en mai 2022.



Figure 3.1. La longueur (47.91m) de glissement (Google Earth)



Figure 3.2. Vue de la route avec la zone où les instabilités sont visible

SC 03 : 0.00 m à 0.50 m : Remblai.

0.50 m à 4.00 m : Argile marneuse altérée, présence de gravas et de cailloux marrons.

4.00 m à 10.00 m : Marne argileuse, très ferme, marron. [12]

3.2.1.1 RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE :

A) Identification physique :

SONDAGE N°	Profondeur (m)	Densité humide γ_h (t/m ³)	Densité sèche γ_d (t/m ³)	Teneur en eau naturelle W (%)	Degré de saturation S_r (%)
SC 03	1.60-1.80	2.04	1.70	19.98	91.72
	4.15-4.50	2.03	1.71	18.51	86.99
	6.00-6.40	1.98	1.66	19.73	84.42

Tableau 3.1. Teneur en eau NA 5209/2017, densité des échantillons NA 5210-1992. [12]

SONDAGE N°	Profondeur (m)	Limite de liquidité LL%	Limite de plasticité. LP %	Indice de plasticité IP%
03	4.15-4.50	49.91	26.02	23.89

Tableau 3.2. Limites d'Atterberg : NF P 94-051

SC N°	Tmisat(%)	(100-20) %CAILLOUX	(20-5) %GRAVIERS	(5-0.080) %SABLE	(0.080- 0.002) % LIMON
03	4.15- 4.50	00	00	23	15

Tableau 3.3. Analyse granulométrique : (NA 5232-2007}

Sondage N°	profondeur (m)	Teneur exprimée en% de poids / au matériau sec	
SC 03	1.60-1.80	Sulfates (mg/1)	Carbonates, CACO3 (%)
		877.44	20.52

Tableau 3.4. Analyse chimique sommaire

B) Essais mécaniques :

SONDAGE N°	Profondeur (m)	Cohésion apparente Cu (bars)	Angle de frottement interne ϕ (°)
SC03	1.60 -1.80	1.08	16°
	4.15 -4.50	1.3	14°
	6.00—6.40	0.77	9°

Tableau 3.5. Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casa grande

SONDAGE N°	Profondeur (m)	Pression de consolidation Pc (bars)	Coefficient de compressibilité Cc%	Coefficient de gonflement Cg %
SC03	6.00-6.40	0.45	25.77	2.68

Tableau 3.6. Essai œdométrique « Essai de compressibilité » NF XP P94-090-1

- Les tests effectués sur les échantillons prélevés lors des sondages carottés mettent en évidence la présence d'un matériau dense et humide. [12]

3.3 Calcul de la stabilité à l'aide du logiciel OPTUM G02

En utilisant la méthode des éléments finis pour l'analyse de la résistance et de la déformation, nous avons étudié l'effondrement de la route communale des fils de Sidi Mansour à M'sila à l'aide du programme **OPTUM G2**. Notre objectif était de trouver des solutions et de proposer plusieurs alternatives pour remédier à cette situation.

À travers l'utilisation du programme **OPTUM G2**, qui se base sur la méthode des éléments finis, nous avons entrepris une étude approfondie de l'effondrement de la route communale des fils de Sidi Mansour à M'sila. Notre démarche consistait à analyser la résistance et la déformation de la structure afin de comprendre les causes de cet effondrement.

Grâce à cette approche, nous avons pu identifier les points faibles de la route et formuler plusieurs propositions pour remédier à cette situation. Nous avons étudié différentes options en prenant en compte les aspects techniques, économiques et environnementaux, afin de garantir des solutions durables et efficaces.

En conclusion, grâce au programme **OPTUM G2** et à l'application de la méthode des éléments finis, nous avons pu étudier l'effondrement de la route communale des fils de Sidi Mansour à M'sila. Nos analyses ont permis de formuler plusieurs propositions visant à résoudre ce problème, en prenant en considération divers aspects.

3.3.1. Caractéristique de pente :

Nature	γ_d kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	C kN/m ²	ϕ' (°)	ψ (°)	E kN/m ²	V	K (m/s)
Argile marneuse	17	20, 2	8	12	0	10	0.35	$1 \cdot 10^{-3}$
Marne argileuse	16.5	19.9	67	27	0	1000	0.33	$1 \cdot 10^{-4}$

Tableau 3.7. Caractéristique de pente

1 / L'état initial de la pente :

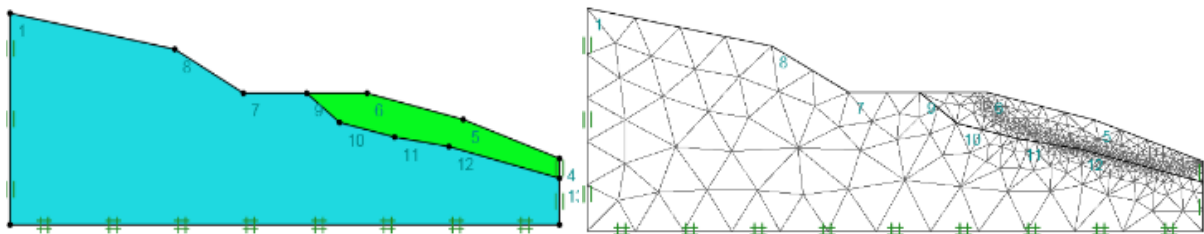


Figure 3.3. Image du cas principal de la pente avec le logiciel OPTUM G2

- Dans la condition initiale de la pente $F_s = 1.965$.

2 / Présence de La charge :

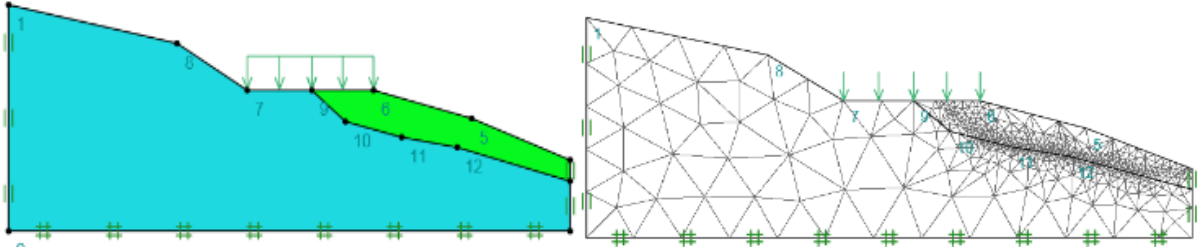


Figure 3.4. Image de pente en présence d'une charge utile avec le logiciel OPTUM G2

- En ajoutant une charge estimée de 20t, nous remarquons un changement dans le coefficient de sécurité à $F_s = 1.662$.

3/ la pente est en présence de La charge plus la nappe :

1) Via le logiciel OPTUM G2 :

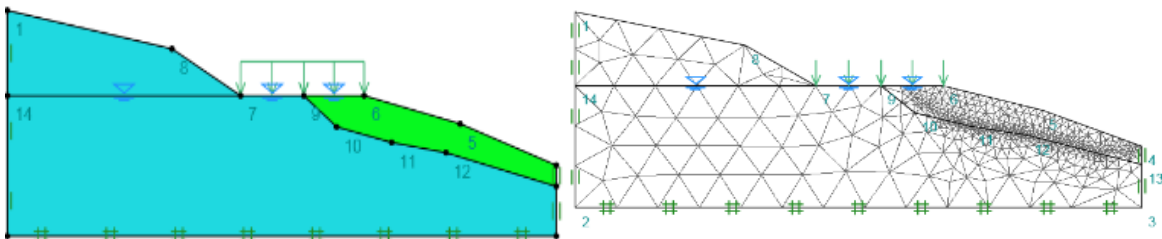


Figure 3.5 Image de pente en présence de charge utile et La nappe avec logiciel

OPTUM G2

- Après avoir ajouté la charge estimée de 20t, nous étudions également la présence de La nappe pour nous montrer le coefficient de sécurité estimé $F_s = 1.26$

➤ **Principe du logiciel TALREN :**

TALREN est un logiciel de calcul géotechnique largement utilisé pour l'analyse et la conception des ouvrages de soutènement. Il est principalement utilisé pour évaluer la stabilité des

Murs de soutènement, des talus et des excavations en prenant en compte les différentes forces et contraintes exercées sur ces structures. Le logiciel utilise des méthodes de calcul avancées, telles que la méthode des éléments finis, pour fournir des résultats précis et fiables. TALREN permet aux ingénieurs géotechniciens de prendre des décisions éclairées lors de la conception de structures de soutènement et de minimiser les risques de glissements de terrain ou d'effondrement.

➤ **Méthode de calcul fellenius :**

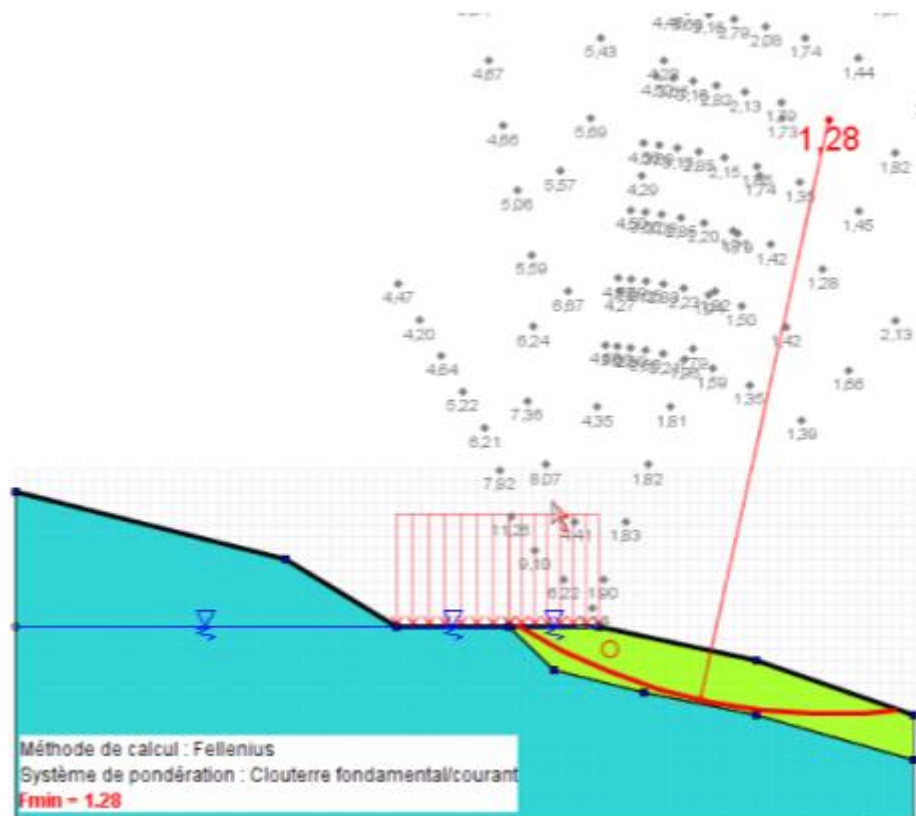


Figure 3.6 Cercle critique et valeur du coefficient de sécurité par méthode de Fellenius

➤ Méthode de calcul Bishop :

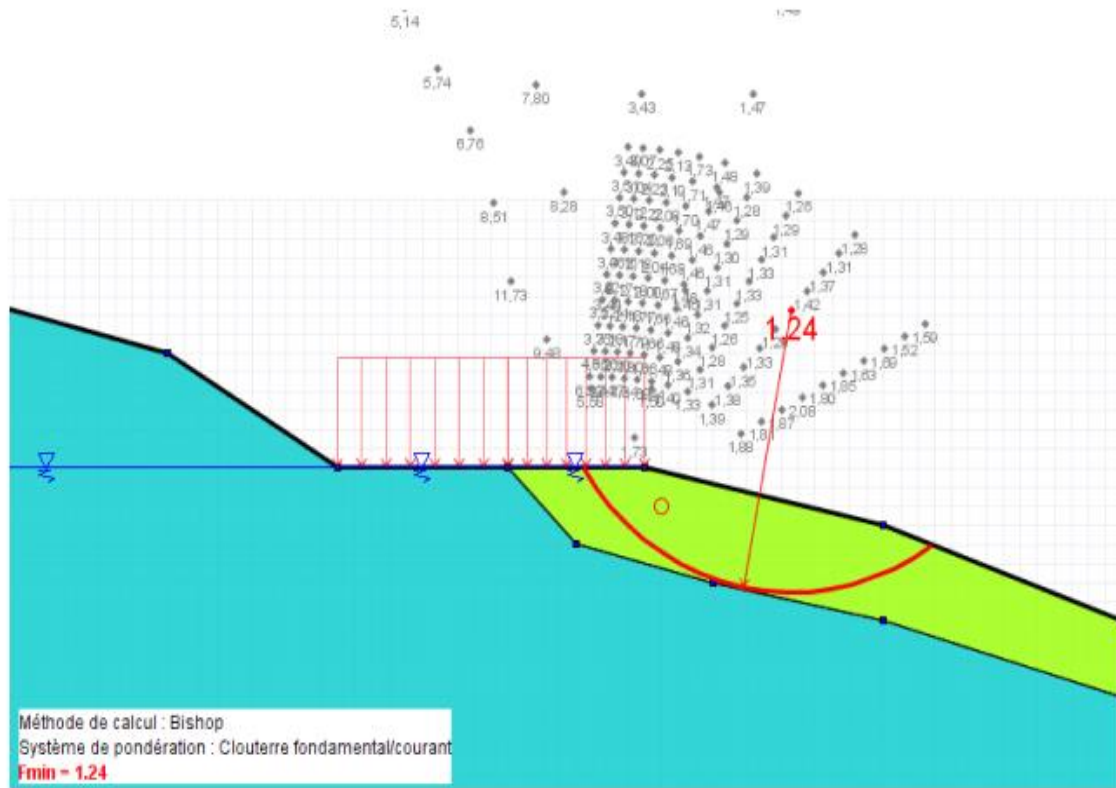


Figure 3.7 Cercle critique et valeur du coefficient de sécurité par méthode de Bishop

Remarque :

On constate après étude de l'effondrement en talus grâce au programme TALREN 4 en utilisant les deux méthodes Bishop et Fellniuse, que le coefficient de sécurité apparait très proche du coefficient de sécurité dans le programme OPTUM G2.

2) Via le logiciel OPTUM G2 :

3.4. Stabilité de la pente sous charge sismique

La stabilité des pentes sous charge sismique est cruciale pour résister à une défaillance et maintenir l'équilibre face aux forces sismiques. Les charges sismiques peuvent provoquer des contraintes supplémentaires et des forces dynamiques qui peuvent entraîner la rupture de la pente. Les ingénieurs géotechniciens utilisent diverses méthodes analytiques et numériques pour évaluer la stabilité des pentes soumises à des charges sismiques, telles que l'analyse d'équilibre limite, l'analyse par éléments finis et les techniques de modélisation numérique. Ces méthodes prennent en compte des facteurs tels

que la charge sismique, la géométrie de la pente, les propriétés des matériaux et les conditions de pression interstitielle pour évaluer la stabilité et les mécanismes potentiels de défaillance de la pente.

L'analyse de la stabilité des pentes soumises à des charges sismiques est une tâche complexe nécessitant une expertise en génie géotechnique. Les conditions spécifiques du site, y compris les données géologiques et géotechniques, doivent être prises en compte pour des évaluations précises de la stabilité et pour la mise en place de mesures d'atténuation appropriées afin de garantir la sécurité des pentes dans les zones sismiques. La charge sismique pseudo-statique est prise en compte en utilisant un multiplicateur de charge corporelle. Ce type de charge est applicable uniquement aux solides et aux éléments structurels. Pour appliquer cette charge, il faut sélectionner l'élément solide ou structurel et cliquer sur l'icône "Corps" du multiplicateur dans l'onglet "Caractéristiques". Les charges corporelles peuvent être exprimées dans deux ensembles d'unités différents : la force (kN/m³) ou l'accélération, qui est considérée comme une fraction de l'accélération gravitationnelle standard $g = 9,8 \text{ m/s}^2$. Dans ce cas, nous utilisons la seconde approche.

En utilisant l'analyse limite avec le multiplicateur de charge égal à la charge, le multiplicateur d'effondrement correspond au coefficient sismique critique, $k_c = g_v/g_h$.

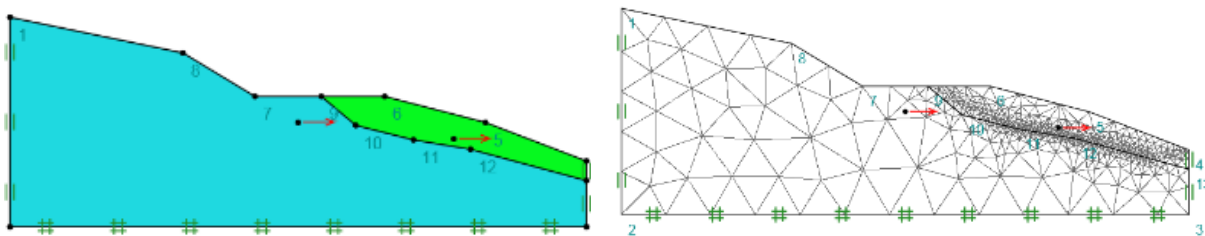


Figure 3.8 Seismically loaded slope

- Le coefficient de sécurité estimé $F_s = 0.2371$

3.5. Solution se poser

3.5.1. Solution 01 :

L'eau est clairement le principal agent de déstabilisation d'une masse épaisse d'éboulis à matrice argileuse et de marnes altérées. Par conséquent, la solution de drainage la plus adaptée (tranchées drainantes avec des drains de décharge) est recommandée en tant que premier traitement. Après la mise en place de piézomètres pour une compréhension hydrogéologique générale du site, les mesures indiquent ce qui suit :

Les solutions de drainage possibles dépendent des caractéristiques géologiques et hydrogéologiques

Du terrain, qui seront mieux définies après une étude géotechnique. Il est donc difficile d'envisager Des solutions avant cette étape. [13]

Déplacer l'axe de la chaussée vers l'amont sur une distance de 400 cm.

Reconstruire les murs de gabionnage et effectuer des travaux supplémentaires pour renforcer le talus aval avec un système de drainage.

Pour réaliser une tranchée drainante peu profonde (), elle est généralement excavée à l'aide d'une pelle mécanique, ou d'une trancheuse mécanique d'une largeur minimale de 100 cm le long du côté amont de la chaussée, sous le fossé en béton. Il est impératif d'utiliser un géotextile de séparation.

Au fond de la tranchée, un drain est placé, reposant sur un fond de tranchée correctement nivelé. La pose d'un drain est obligatoire si les matériaux sont susceptibles d'être entraînés en présence d'eau.

Dans certains cas, le matériau drainant peut-être du béton poreux.

La tranchée est remplie d'un matériau drainant (tel que du gravier 20/40) dont la perméabilité est supérieure à celle du matériau environnant. Ce matériau peut être enveloppé d'un filtre géotextile. [13]

3.5.1.1. La présentation de la solution I avec le logiciel OPTUM G2 :

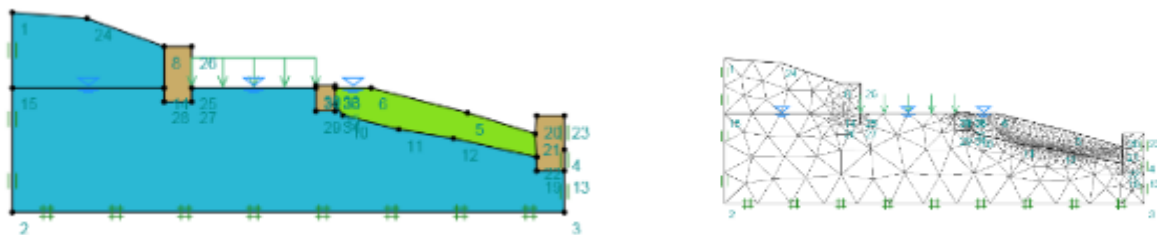


Figure 3.9 Pente avec des solutions comme gabionnage et déplacement de l'axe l'axe route

- En déplaçant l'axe de route et gabionnage pour réduire l'effondrement du sol, nous voyons le facteur de sécurité augmenter **Fs =1.683**.

3.5.2. Solution 02 :

La deuxième solution consiste à proposer un confortement mécanique de la zone en glissement. De construire un mur soutènement à 6 m.

Un mur de soutènement retient et stabilise un terrain en pente en résistant aux forces du sol en mouvement. Il est construit avec des matériaux tels que le béton armé, les blocs de béton ou les

Gabions. Un système de drainage peut être ajouté pour évacuer l'eau et éviter les problèmes d'infiltration. [13]

3.5.2.1. La présentation de la solution II avec le logiciel OPTUM G2 :

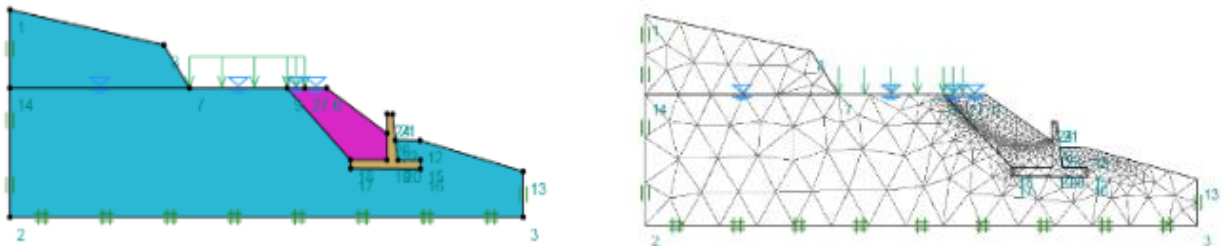


Figure 3.10 Pente en cas de pose du mur de soutènement

- En plaçant un mur soutènement pour réduire l'effondrement du sol, nous observons se lever le coefficient de sécurité $F_s = 2.946$

3.5.2.2. Végétation des pentes :

L'implantation d'arbres d'eucalyptus ou d'olives peut être bénéfique pour renforcer la stabilité contre les glissements superficiels et réduire les infiltrations dans les talus en amont et en aval de la chaussée, améliorant ainsi leur stabilité globale. [13]

3.6. Conclusion

Le calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (FS) en divisant la résistance de la surface de glissement par lequel la masse potentiellement stable atteint la limite d'équilibre.

Le calcul de stabilité du glissement sur la route à Ouled Mansour a été réalisé en trois phases à l'aide du logiciel OPTUM G2. Voici un résumé des résultats obtenus dans chaque phase :

- Première phase : calcul de stabilité du glissement sans traitement (renforcement). Le coefficient de sécurité obtenu est $F_s=1.026$, ce qui est inférieur à 1.5, indiquant que le talus est instable.

- Deuxième phase : le talus a été conforté en déplaçant l'axe de la route et en le protégeant par des gabions et des tranchées drainantes. Le calcul de stabilité effectué dans des conditions normales montre une valeur de FS supérieure à 1.5, ce qui indique que le talus est stable selon les deux méthodes.
- Troisième phase : le talus a été conforté par la construction d'un mur de soutènement. Le calcul de stabilité effectué dans des conditions normales montre une valeur de FS supérieure à 1.5, ce qui indique que le talus est stable selon les deux méthodes.

Le tableau ci-dessus présente les résultats obtenus à partir de ces calculs.

Tableau 3.8. Valeurs des Fs avec logiciel OPTUM G2 et TALREN 04

Les états Les solution	Etat 1	Etat 2	Etat 3	Solution 01	Solution 02	Méthode fellenius	Méthode Bishop
Fs	1.965	1.662	1.26	1.683	2.946	1.28	1.24



**CONCLUSIONS
GÉNÉRALE**

Conclusions Générale

Dans cette étude, nous avons entrepris une approche visant à améliorer le diagnostic du risque de glissement de terrain sur la route de Ouled Sidi Mansour, ainsi qu'à identifier les facteurs responsables de ce phénomène. Notre méthodologie combine des données géologiques, hydrologiques et géotechniques.

À la suite de cette étude et des calculs de stabilité effectués, nous avons constaté que le glissement de terrain en question est amplifié par plusieurs facteurs, qui peuvent être regroupés en deux catégories :

Facteurs passifs ou hérités, liés aux caractéristiques intrinsèques du site, tels que :

La composition lithologique de la masse en mouvement, principalement constituée de matériaux non cohérents.

Le relief géomorphologique assez irrégulier, marqué par la présence de plusieurs Chaâbas et de pentes abruptes.

Facteurs actifs ou déclencheurs, liés à des agents externes qui déstabilisent les talus. Parmi ceux-ci, on peut distinguer :

Le climat, notamment les précipitations, comme le montrent les données pluviométriques qui contribuent largement à la diminution de la résistance au cisaillement du sol.

Il est difficile de déterminer la part de responsabilité de chaque facteur lors du mouvement du terrain, mais comme mentionné précédemment, l'eau reste l'agent principal, jouant un rôle moteur et catalyseur pour la plupart des autres facteurs.

En ce qui concerne les solutions proposées pour remédier à ce glissement de terrain, il est important de souligner que celles-ci doivent être étudiées par le bureau d'études chargé de ce problème, car elles dépendent des caractéristiques géologiques et hydrogéologiques des terrains, qui seront mieux définies après une étude géotechnique approfondie. Il est donc difficile d'envisager des solutions avant cette étape.

Cependant, à la suite de notre étude, nous formulons les recommandations suivantes :

Les solutions de drainage envisageables dépendront des caractéristiques géologiques et hydrogéologiques des terrains, qui seront mieux comprises après l'étude géotechnique. Il est donc préférable d'attendre cette étape avant de considérer des solutions.

Le bureau d'études chargé de ce glissement a proposé la construction d'un mur de gabionnage d'une hauteur de 2 mètres et d'une profondeur de 1 mètre, car il est considéré comme une solution efficace et économique. Cette proposition s'appuie sur notre cartographie du glissement, où nous avons observé que le mouvement du glissement tend à diminuer en remontant vers le Nord (en amont de la route), car l'épaisseur des niches diminue progressivement (de quelques centimètres) et devient nulle à certains endroits.

Nous avons également remarqué que la partie supérieure de la route (vers le Nord-Ouest) est stable, contrairement à la zone affectée par le glissement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SAOUDI S. (2011). Analyse de la stabilité d'un versant naturel urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Sétif. Mémoire de fin d'étude de Master, Université de M'sila.
- [2] mémoire : mem-assilapdf-62gf7xuw1600947390
- [3] Ernest D.; Werner et Hugh P. Friedman : LANDSLIDES causes, types and Effects » NATURAL DISASTER RESEARCH ,PREDICTION AND MITIGATION SERIES.
- [4] DR.ALI BOUAFIA : Génie civil , conception et calcul des ouvrage Géotechniques.
- [5] Bendjeddou Azzeddine (2015) , Etude du glissement routier Au Nord Est de l'Algérie 'Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en : génie civil, option : Interaction solstructure.
- [6] Maanser Ahlem : « **Etude de glissement de la route Massinissa a Constantine** » univ LARBI BEN MHIDI OUM EL BOUAGHI , Thèse de Master 2019
- [7] KHEMISSA Mohamed « Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG '2006'* Lyon (France)
- [8] HAMDAOUI, K., MOHAMMEDI, B., & MESSAD, A. (2018). Étude et traitement d'un glissement de terrain: DÉDOUBLEMENT DE LA RN01 ENTRE PK 109+ 000-PK 177+ 500.
- [9] Djamel Eddine BENOUIS « **Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes** » , Université de Saida (Algérie) - Ingénieur d'état en génie civil option Construction Civile et Industrielle 2010
- [10] Mohammed Hamza AISSA «**Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger)** » , Centre universitaire Khemis Miliana Algérie - Master géotechnique 2011
- [11] Abdedaim kamel «l'étude de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement» Université Mohamed khider –Biskra , Thèse de Master 2020
- [12] rapport de sol : Etude Stabilité-Traitement des glissements du CC reliant Ouled Sidi Mansour et limite wilaya de BBA
- [13] mémoire : Etude géologique et géotechnique d'un glissement de terrain au ...

Sites web :

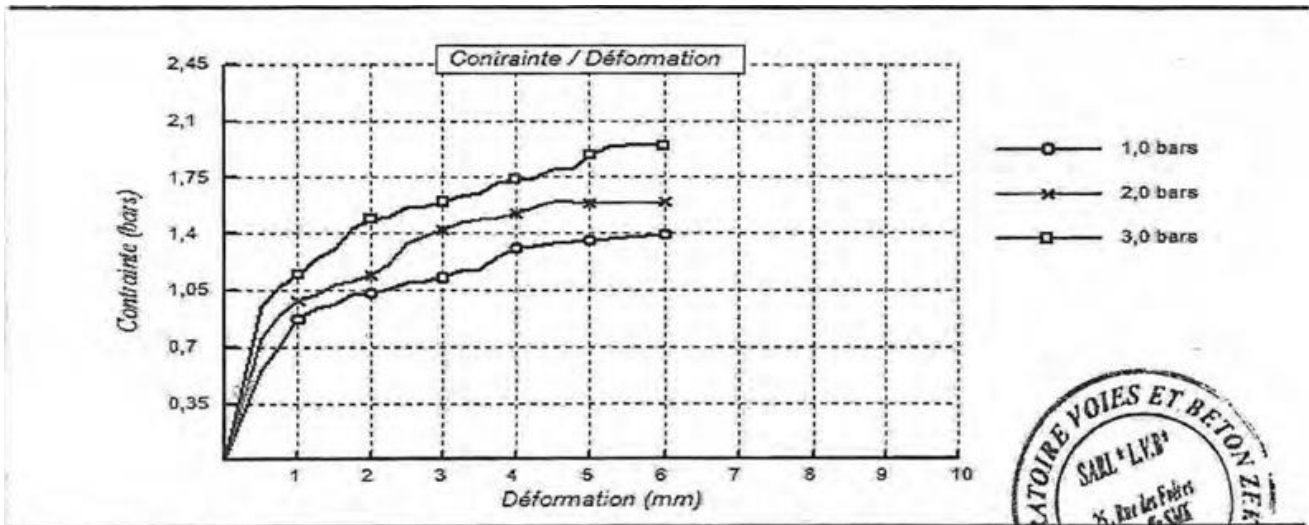
- [14]https://www.google.com/url?sa=i&url=https%3A%2F%2Fwww.researchgate.net%2Ffigure%2Fglissement-complexe-dun-remblai-sur-versant_fig39_340226339&psig=AOvVaw1MhFY47ZiDTw93MP7iWPLE&ust=1686110228564000&source=images&cd=vfe&ved=0CBEQjRxqFwoTCLiSg6Pgrf8CFQAAAAAdAAAAABAE

➤ L'annexe :

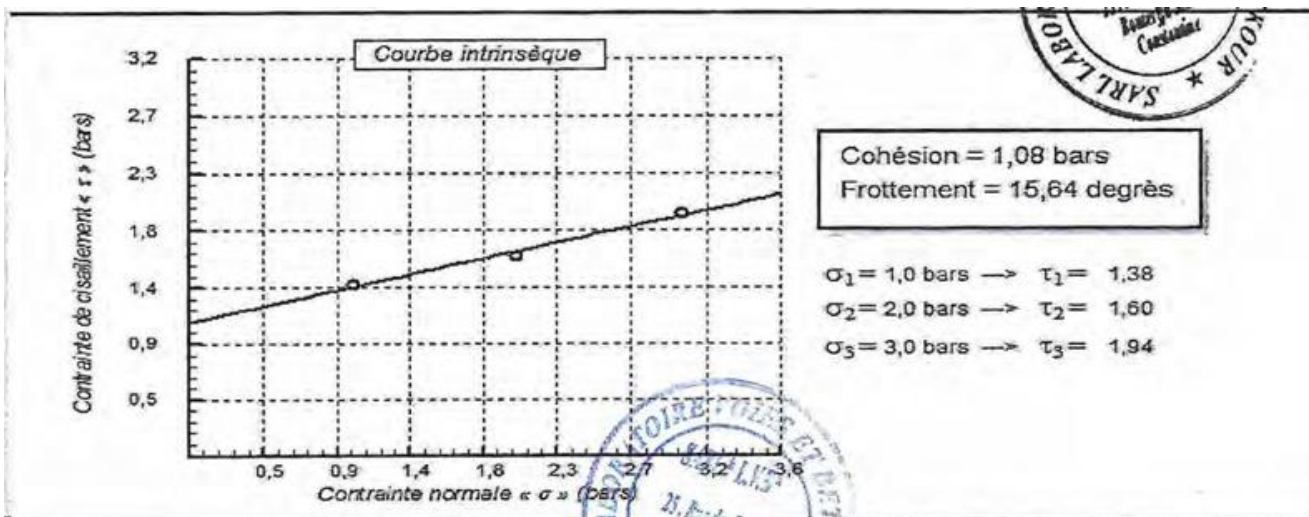
- **CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE**
'Cisaillement' (NA 16218-2006)

SC 03 :

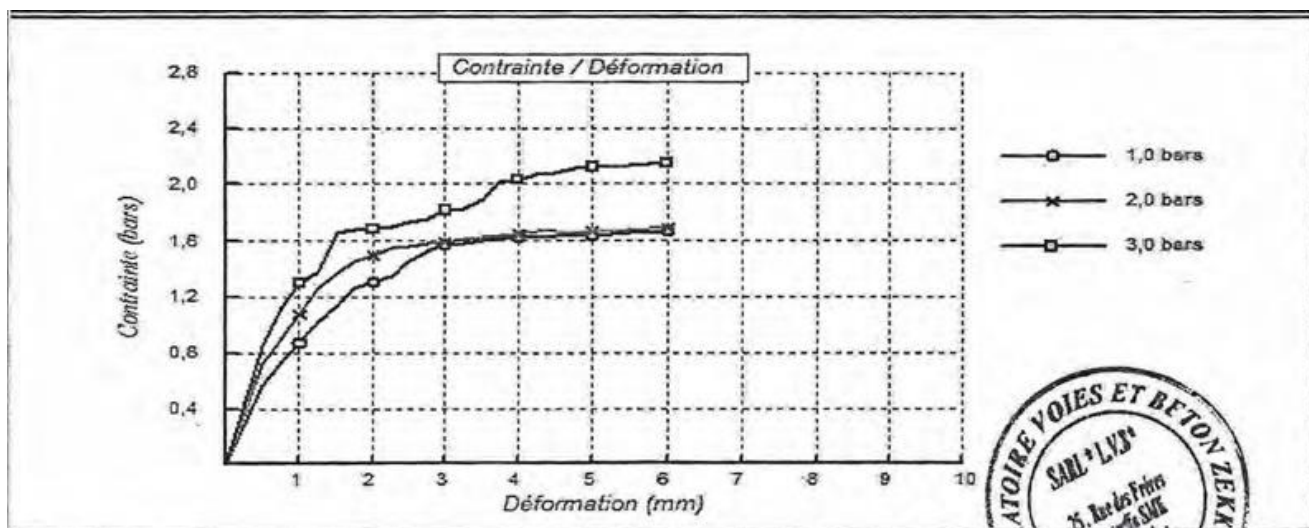
1.



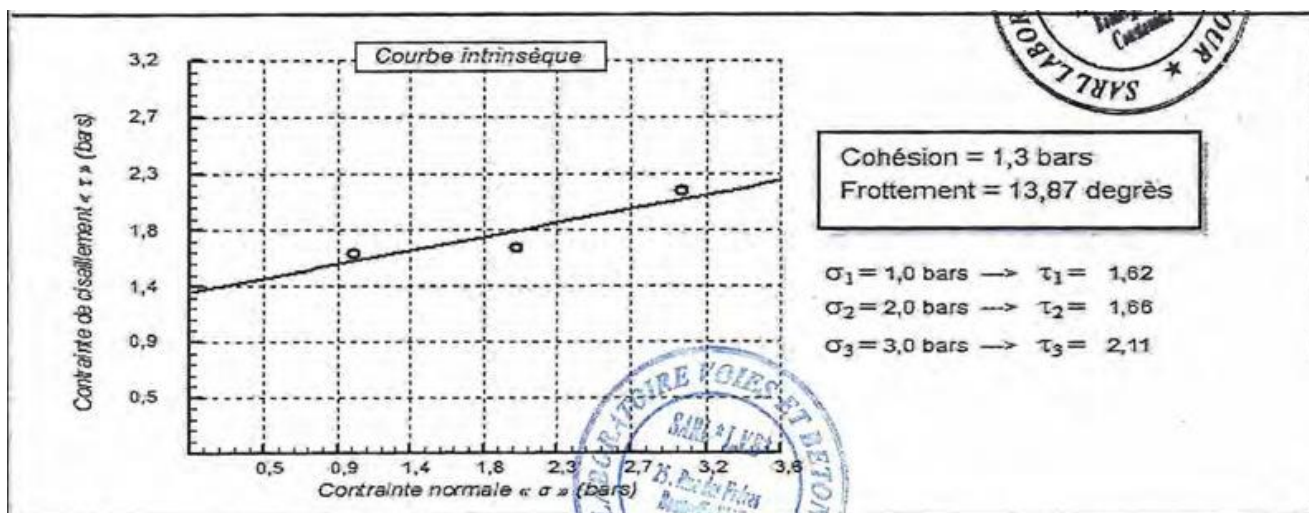
2.



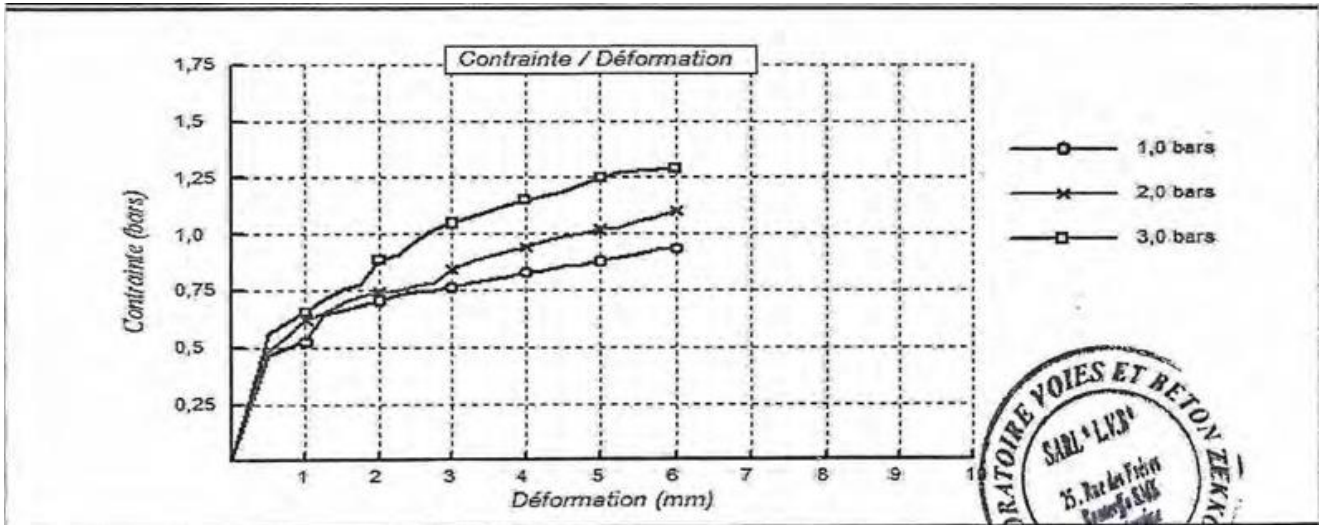
3.



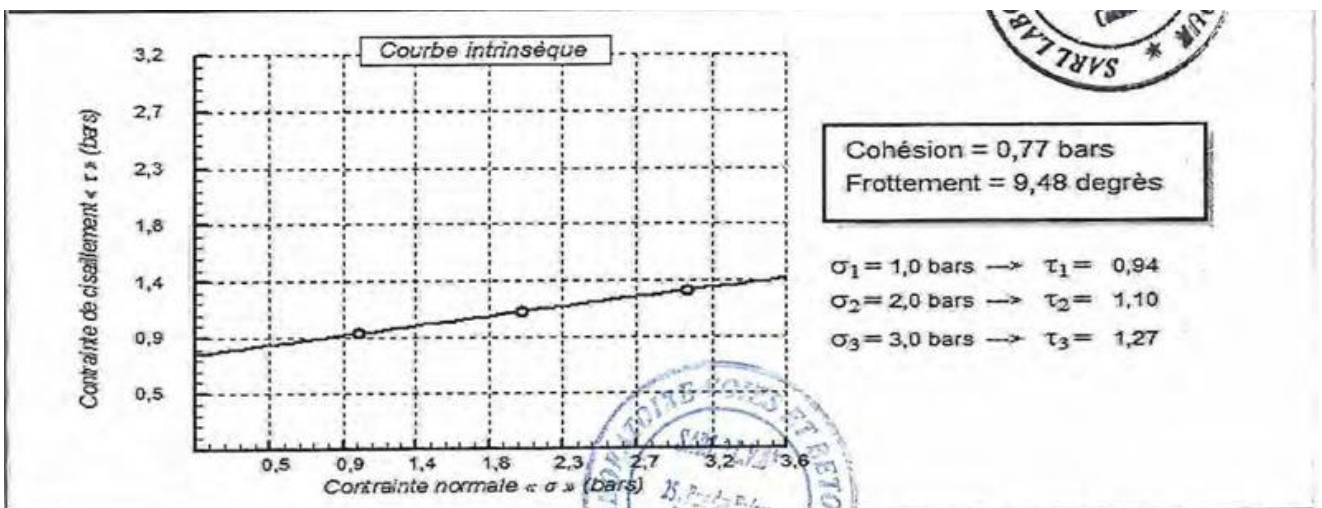
4.



5.



6.



- ESSAI OEDOMETRIQUE 'Essai de compressibilité'
(NE XP P94-090-1)

SC 03 :

