



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique  
Université Djilali Bounaama Khemis-Miliana



Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre  
Département des Sciences de la Terre  
Spécialité : Géologie de l'ingénieur et géotechnique

Mémoire présenté pour l'obtention d'un diplôme de Master en Géologie de  
l'ingénieur et géotechnique

### Thème

Evaluation et confortement de glissement du talus de déblai l'échangeur  
« TAFOUGHLT » PK 23 (pénétrante Tizi-Ouzou à Bouira)

Présenté par :

- Mlle. AHMED Bakhta
- Mlle. NABI Fatiha

Encadré par :

Dr. MEZIANI Brahim                      MCB      UDBKM                      Promoteur

Déposé le : 24/09/2021

Examiné à distance par :

Dr. GADOURI Hamid                      MCB      UDBKM                      Président/Examineur

Dr. AISSA Mohammed Hemza MCB      UDBKM                      Examineur

Année universitaire : 2020/2021



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en tout premier lieu :*

*À mon cher père **Mohammed**, qui a toujours se trouver les mots pour m'encourager n'a pas cessé de me prodiguer des conseils ;*

*À ma très chère mère **Kheira**, à qui je dois tout pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans lesquels j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui ;*

*A mes chers frères « **Noureddine, Saïd et Arbi** » ;*

*A mes sœurs « **Aicha, Malika et Karima** » ;*

*A tous les membres de ma famille surtout les petits que j'adore « **Abderrahmane, Oussama et Housseem** » ;*

*A mon cher fiancé "**Amer**" et toute sa famille ;*

*A Toutes mes amies ;*

*A Ma chère amie et mon binôme **Fatiha** ;*

*A Mes collègues de promotion 2020/2021 ;*

*ET à tous Personne ayant contribué à ce travail de près ou de Loin.*



*Bakhta*



## *DÉDICACE*

*Je Saisie l'occasion du cet humble mémoire pour exprimer mon profond amour pour mes parents, mes amies et à toutes les personnes s'éprouvent pour moi de la sympathie et de l'amitié et qui souhaitent mon bonheur. Que Dieu vous protège.*

*Fatiha*



## REMERCIEMENTS

*« Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux »*

*En préambule à ce mémoire, nous remercions **ALLAH** qui nous a aidé et nous a donné la patience et le courage durant ces longues années d'étude « Alhamdùli 'Allah ».*

*Nous tenons à remercier mon encadreur **Dr. MEZIANI Brahim**, Enseignant chercheur à l'Université de Khemis-Miliana et directeur de ce mémoire, qui m'a proposé ce sujet de magister et qui a guidé mes réflexions tout au long de ce travail.*

*Nous remercions également les membres du jury qui ont fait l'honneur d'apporter leur jugement critique sur cette étude : **Dr. GADOURI Hamid** et **Dr. AISSA Mohammed Hamza**.*

*Nous tenons à remercier vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.*

*Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profondes reconnaissances au corps professoral et administratif de l'université Djilali Bounaama de Khemis Miliana, en particulier ceux du département science de la terre.*

## المخلص

ولاية تيزي وزو هي من المناطق التي يوجد فيها الكثير من الانهيارات الأرضية ومن جميع الأنواع التي ألحقت أضراراً جسيمة بالطرق، مما أدى إلى قطعها وتغطيتها بالأرض. تركزت هذه الدراسة على تقييم وتدعيم انزلاق المنحدر تقاطع "PK23" TAFOUGHLT بطول 165 م وارتفاع 86 م الذي يقع على مستوى بلدية دراع بن خدة ولاية تيزي وزو ، لمتابعة أعمال إنشاء الطريق السريع الذي يربط ولاية تيزي وزو بالطريق السريع شرق-غرب، وهذا هو السبب في أنه من الضروري دراسة وتحليل جميع البيانات الجيولوجية والهيدروجيولوجية للموقع ، بالإضافة إلى الخصائص الفيزيائية - الميكانيكية والكيميائية. وأيضاً قمنا بتحليل وحساب معامل الأمان باستخدام برنامج حساب Plaxis الذي يستخدم طريقة العناصر المحدودة. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها في الحساب الذي تم إجراؤه أن المنحدر غير مستقر مع معاملات أمان منخفضة إلى حد كبير وهي أقل من 1.5. مما يستدعي البحث عن حل يكون أفضل ومناسب تقنياً واقتصادياً ، لتثبيت الانزلاق وفقاً للتحليلات التي تم إجراؤها ، يتألف نظام الدعم المقترح من نزع نصف الطبقة العليا من المنحدر ارتفاع 7.5 متر وسلسلتين من الركائز المحفورة في المنحدر.

**الكلمات المفتاحية:** الانهيارات الأرضية ، الخصائص الجيوتقنية ، معامل الأمان ، التعزيز ، Plaxis ، المبادل ،

TAFOUGHLT

## **Résumé**

La wilaya de Tizi-Ouzou est l'une des régions où il y a beaucoup des glissements de terrain et de tous les types qui ont eu de gros dégâts sur les routes, les faisant couper et recouvrir de terre. Cette étude consiste à une évaluation et confortement du glissement du talus de déblai de l'échangeur de « TAFOUGHILT » PK23 (projet de la pénétrante Tizi-Ouzou à Bouira) de la longueur de 165 m et la hauteur de 86 m situé au niveau de la commune de Draa Ben Khadda wilaya de Tizi-Ouzou, pour suivre les travaux de construction de l'autoroute relier la wilaya de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest. Il est constitué de trois couches des schistes (très altérés ; moyennement altérés et schistes dur), c'est pour cela qu'il est nécessaire d'étudier et d'analyser toutes les données géologiques, hydrogéologiques de site, ainsi les caractéristiques physico – mécaniques et chimiques du terrain. Enfin nous avons analysé et calculé le coefficient de sécurité à l'aide de logiciel de calcul Plaxis qui utilise la méthode des éléments finis des trois cas des sols étudiés (état initial, émergé et émergé à moitié). Les résultats obtenus dans le calcul effectué révèlent que le terrain est instable dans tous les cas des sols étudiés avec des coefficients de sécurité considérablement faibles inférieurs à 1.5 (état initial = 1.174 ; état émergé = 0.452 et état émergé à moitié = 0.662). Ce qui nécessite proposer d'une meilleure solution techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement. Selon les analyses effectuées, le système de soutènement proposé sera formé de terrassement la moitié de la couche supérieure du talus (dégradation de la pente) de 7.5 m et deux séries de pieux forés dans le talus.

**Mots-clés :** Glissement de terrain, Paramètres géotechniques, Coefficient de sécurité, Confortement, Plaxis, Echangeur, TAFOUGHILT.

## **Abstract**

The state of Tizi-Ouzou is one of the regions where there are a lot of landslides and of all types which have had great damage to the roads. This study consists of an evaluation and reinforcement of the sliding of the cut slope of the exchanger of "TAFOUGHLT" PK23 (project of the Tizi-Ouzou penetrating in Bouira) with a languor of 165 m and the height of 86 m located at the level of the municipality of Draa Ben Khadda state of Tizi-Ouzou, to monitor the construction work of the highway connecting the department of Tizi-Ouzou to the East-West highway. It is made up of three layers of shales (very altered; moderately altered and hard shale), which is why is necessary to study and analyze all the geological and hydrogeological data of the site, as well as the physico-mechanical characteristics and chemical conditions. Finally, we analyzed and calculated the safety coefficient using Plaxis calculation software which uses the finite element method of the three cases of the studied soils (initial state, emerged and half-emerged). The obtained results for the calculation carried out show that the land is unstable in all the cases of the studied soils with considerably low safety coefficients less than 1.5 (initial state = 1.174; emerges state = 0.452 and half-emergent state = 0.662). This requires a better solution, technically and economically, to stabilize the slip. The proposed support system will consist of earthwork half of the top layer of the slope (degradation of the slope) 7.5 m deep and a series of piles drilled in the slope.

**Keywords:** Landslide, Geotechnical parameters, Safety coefficient, Reinforcement, Plaxis, Exchanger, TAFOUGHLT.

## Table de matière

Dédicace

Remerciements

الملخص

Résumé

Abstract..... 1

Liste des figures ..... 2

Liste des tableaux ..... 2

Liste des symboles ..... 2

Introduction générale..... 1

### Chapitre 01 : Généralités sur les mouvements de terrain

1.1 Introduction ..... 3

1.2 Mouvements de terrain..... 3

1.3 Classification des mouvements de terrain..... 3

1.4 Les type des mouvements de terrain ..... 4

1.4.1 La chute des pierres et l'écroulement ..... 5

1.4.1.1 La chute des pierres..... 5

1.4.1.2 L'écroulement ..... 5

1.4.2 Le mouvement de fluage ..... 6

1.4.3 Les effondrements de cavités souterraines ..... 6

1.4.4 Les coulées boueuses..... 8

1.4.5 Le fauchage..... 10

1.4.6 Le glissement de terrain..... 10

1.4.6.1 Caractéristiques d'un glissement ..... 11

1.4.6.2 Les types de glissement de terrain ..... 15

1.4.6.3 Classification des glissements de terrain ..... 17

1.4.6.4 Les causes d'activation ou réactivation d'un glissement de terrain..... 18

<b>1.5 Etude d'un glissement de terrain .....</b>	<b>19</b>
1.5.1 Reconnaissance de sol et étude géotechnique .....	20
1.5.1.1 Repérage topographique d'une zone instable .....	20
1.5.2 Etude géologique et géomorphologique du site .....	21
1.5.3 Etude hydrologique et hydrogéologique.....	21
1.5.4 Etude géotechnique.....	22
1.5.4.1 Essais en laboratoire.....	22
1.5.4.2 Les essais in-situ .....	22
1.5.5 La prospection géophysique .....	22
<b>1.6 Techniques d'évaluations des mouvements de terrains .....</b>	<b>22</b>
1.6.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures.....	23
1.6.2 Images satellitaires .....	23
1.6.3 Utilisation de système de positionnement global « GPS ».....	24
1.6.4 Dendro-Géomorphologie.....	25
<b>1.7 Conclusion.....</b>	<b>25</b>

## **Chapitre 02: Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes**

<b>2.1 Introduction .....</b>	<b>25</b>
<b>2.2 Généralités sur l'analyse de la stabilité .....</b>	<b>25</b>
2.2.1 Notion de coefficient de sécurité .....	25
2.2.2 Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage .....	27
<b>2.3 Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité.....</b>	<b>27</b>
2.3.1 Principe de la méthode d'équilibre limite.....	28
2.3.1.1 Rupture plane .....	29
2.3.1.2 Rupture circulaire.....	31
<input type="checkbox"/> Méthode de Taylor (1937).....	31
<input type="checkbox"/> Méthode des coins .....	32
<input type="checkbox"/> Méthode de Bishop.....	32

□	Méthode de Fellenius .....	33
□	Méthode de Janbu généralisée.....	34
□	Méthode de Janbu simplifiée.....	34
□	Méthode de Spencer .....	35
□	Méthode de Morgenstern et Price .....	35
□	Méthode des perturbations .....	36
<b>2.4</b>	<b>Méthodes d'analyses de stabilité des pentes sous sollicitations séismiques.....</b>	<b>36</b>
2.4.1	Présentation des différentes méthodes.....	36
	Méthodes reposant sur des observations .....	36
□	Méthodes reposant sur la modélisation .....	37
□	Méthode en déplacement de Newmark (1965).....	38
□	Méthode pseudo statique .....	39
□	Méthode de Sarma.....	40
□	Méthode de MINEIRO (1975,1979) .....	41
	<b>Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis .....</b>	<b>41</b>
<b>2.5</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>43</b>

### **Chapitre 03:Présentation de la zone d'étude**

<b>3.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>46</b>
<b>3.2</b>	<b>Situation géographique .....</b>	<b>46</b>
<b>3.2</b>	<b>Géologie régionale de Tizi-Ouzou .....</b>	<b>47</b>
□	Le socle kabyle.....	48
□	La Dorsale kabyle.....	48
□	L'Oligo-Miocène Kabyle .....	48
□	Les nappes de flysch .....	49
□	Le Miocène post-nappe .....	49
□	Le quaternaire.....	49
<b>3.3</b>	<b>Géologie locale .....</b>	<b>49</b>

<b>3.4 Hydrogéologie .....</b>	<b>50</b>
<b>3.5 Hydrologie.....</b>	<b>51</b>
<b>3.6 Paramètres climatologique .....</b>	<b>51</b>
3.6.1 Température.....	51
3.6.2 Pluviométrie.....	52
<b>3.7 Sismicité.....</b>	<b>53</b>
3.7.1 Classification des ouvrages .....	54
3.7.2 Classification sismique des sites.....	54
<b>3.8 Tectonique.....</b>	<b>55</b>
<b>3.9 Reconnaissance géotechnique du site .....</b>	<b>56</b>
3.9.1 Reconnaissance in situ.....	56
3.9.1.1 Organisation des essais in situ .....	56
3.9.1.2 Sondages carottés.....	57
3.9.1.3 Les essais pressiométriques .....	59
3.9.2 Essais de laboratoire .....	62
3.9.2.1 programmes des essais au laboratoire.....	62
3.9.2.2 Résultats des essais au laboratoire .....	62

#### **Chapitre 04:Analyse de la stabilité du site d'étude**

<b>4.1 Introduction .....</b>	<b>70</b>
<b>4.2 Présentation du logiciel Plaxis.....</b>	<b>70</b>
4.2.1 L'interface du programme PLAXIS .....	70
<input type="checkbox"/> Le programme d'entrée de données (Input) .....	71
<input type="checkbox"/> Le programme de calcul (Calculation).....	71
<input type="checkbox"/> Le programme de résultats (Output) .....	71
<input type="checkbox"/> Le programme courbe (Curves) .....	71
4.2.2 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis .....	72
4.2.2.1 Comportement élastoplastique.....	72

4. 2. 2.2	Modèle élastique linéaire .....	73
4.2.2.3	Modèle de Mohr- Coulomb.....	74
<b>4.3</b>	<b>Estimation des paramètres mécaniques résiduels .....</b>	<b>74</b>
4.3.1	Schistes et phyllades du protérozoïque supérieure .....	74
4.3.1.1	Schistes très totalement altérés .....	75
4.3.1.2	Schistes moyennement altérés .....	76
4.3.1.3	Schistes dur .....	77
<b>4.4</b>	<b>Détermination du coefficient de sécurité FS .....</b>	<b>78</b>
4.4.1	Analyse des résultats .....	79
4.4.1.1	Etat initiale .....	79
4.4.1.2	Etat nappe phréatique émergée (variante N 01).....	81
4.4.1.3	Etat talus émergé à moitié (variante 02) .....	83
4.4.2	Résultats de calcul .....	85
4.4.3	Interprétation des résultats.....	86
<b>4.5</b>	<b>Moyen de Confortement .....</b>	<b>87</b>
4.5.1	Terrassement (allègement en tête).....	87
4.5.2	Terrassement +série des pieux.....	89
4.5.3	Interprétation des résultats.....	91
<b>4.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>91</b>
	<b>Conclusion générale et recommandations.....</b>	
	<b>Références bibliographiques.....</b>	

## Liste des figures

### Chapitre 01

<b>Figure 1.1</b>	Schéma explicatif des types de mouvement de terrain (Dib 2015).	5
<b>Figure 1.2</b>	Schématisation du phénomène de fluage (Haoues et Loucif, 2017).	5
<b>Figure 1.3</b>	Schématisation du phénomène de fluage (Haoues et Loucif, 2017).	6
<b>Figure 1.4</b>	Schéma explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines (Haoues et Loucif, 2017).	7
<b>Figure 1.5</b>	Effondrement de terrain de 10 mètres de profondeur et de 20 mètres de largeur survenu le 18 Novembre 2016 à Alger de l'autoroute reliant Ben Aknoun et Zeralda (Meziani, 2018).	7
<b>Figure 1.6</b>	La morphologie de coulée de boue	8
<b>Figure 1.7</b>	Un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues des grands vents sur la rocade d'Alger (Arab et al, 2009).	9
<b>Figure 1.8</b>	Schéma explicatif de phénomène de glissement de terrain (Ould Nahi, 2017)	10
<b>Figure 1.9</b>	Un glissement de terrain endommage la route d'Azazga (OUKACI,2019)	10
<b>Figure 1.10</b>	Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal (Vernes, 1978 in Meziani, 2018)	11
<b>Figure 1.11</b>	Description des éléments morpho métriques et morphologiques composant un glissement terrain (d'après la Commission Internationale des Glissements de Terrain, CIGT).	13
<b>Figure 1.12</b>	Schématisation le phénomène deglissement de terrain (Benouis, 2010).	14
<b>Figure 1.13</b>	Schématisation d'un glissement plan (Launay et al, 2017).	14
<b>Figure 1.14</b>	schématisation de glissement circulaire (Launay et al, 2017)	15
<b>Figure 1.15</b>	Un glissement de terrain à l'origine de la fermeture d'une route (Bouzaréah) (Live News Algérie, 2016).	15
<b>Figure 1.16</b>	Schéma d'un glissement complexe (Aissa, 2011).	16
<b>Figure 1.17</b>	Evolution de la coulée boueuse d'Illiltan (Algérie) sur l'image	22

satellite (**Bouaziz et Malbouci, 2017**).

## Chapitre 2

<b>Figure 2.1</b>	Glissement à surface de rupture quelconque (technique d'ingénieur)( <b>Khalil et Senad, 2014</b> ).	26
<b>Figure 2.2</b>	Ensemble des forces agissant sur la tranche (i), d'après Masekanya ( <b>Harkati, 2019</b> ).	28
<b>Figure 2.3</b>	Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente ( <b>Gervveau, 2000</b> ).	29
<b>Figure 2.4</b>	Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement ( <b>AISSA, 2011</b> )	30
<b>Figure 2.5</b>	Analyse d'un talus homogène (Goual, 2019).	31
<b>Figure 2.6</b>	Ensemble des forces appliquées sur une tranche (Méthode ordinaire) ( <b>Harkati, 2019</b> ).	33
<b>Figure 2.7</b>	Les forces appliquées pour la méthode de Janbu ( <b>Maafi et Mechachou, 2020</b> ).	34
<b>Figure 2.8</b>	Schéma pour la méthode de perturbation	36
<b>Figure 2.9</b>	équilibre du bloc au cours du temps (Newmark 1965) ( <b>Yahiaoui, 2008</b> ).	38
<b>Figure 2.10</b>	Double intégration de l'accélérogramme (Newmark 1965) ( <b>Yahiaoui, 2008</b> ).	39
<b>Figure2.11</b>	méthode pseudo statique (Terzaghi 1960) ( <b>Yahiaoui, 2008</b> ).	40

## Chapitre 03

<b>Figure 3.1</b>	Localisation de la zone d'étude (le glissement du talus de déblai l'Echangeur Tafoughlt PK23) ( <b>Image satellitaire par Google Earth</b> ).	47
<b>Figure 3.2</b>	Carte structurale schématique de la chaîne maghrébine montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie ( <b>Amour, 2014</b> ).	48
<b>Figure 3.3</b>	Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 ( <b>version 2003</b> )	52
<b>Figure 3.4</b>	Carte d'implantation des essais in situ	53
<b>Figure 3.5</b>	Coupe géotechnique du site	57

## Chapitre 04

<b>Figure 4.1</b>	Barre d'outils de la fenêtre principale du programme <i>Output</i> .	71
<b>Figure 4.2</b>	Organigramme du code Plaxis ( <b>Cheikh et Djaber, 2019</b> ).	72
<b>Figure 4.3</b>	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique ( <b>chikh, 2016</b> ).	72
<b>Figure 4.4</b>	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique ( <b>chikh, 2016</b> ).	73
<b>Figure 4.5</b>	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage ( <b>chikh, 2016</b> ).	73
<b>Figure 4.6</b>	Courbe intrinsèque du Mohr-Coulomb ( <b>Lahmadi, 2006</b> ).	74
<b>Figure 4.7</b>	Analyse à l'inverse du glissement	75
<b>Figure 4.8</b>	Corrélations pour l'obtention de $\phi r'$	76
<b>Figure 4.9</b>	Résultats des Analyses RocLab (schistes moyennement altérés)	77
<b>Figure 4.10</b>	Résultats des Analyses RocLab (schistes dur)	78
<b>Figure 4.11</b>	Le modèle géométrique.	79
<b>Figure 4.12</b>	Le maillage déformé du talus.	79
<b>Figure 4.13</b>	Les déplacements totaux.	80
<b>Figure 4.14</b>	Les contraintes maximales de cisaillement.	80
<b>Figure 4.15</b>	Coefficient de sécurité à l'état initial	81
<b>Figure 4.16</b>	Le maillage déformé du versant avec la nappe phréatique.	81
<b>Figure 4.17</b>	Les déplacements totaux (état de la nappe phréatique).	82
<b>Figure 4.18</b>	Les contraintes maximales de cisaillement en cas de présence de la nappe.	82
<b>Figure 4.19</b>	Coefficient de sécurité (état de nappe phréatique).	83
<b>Figure 4.20</b>	Model géométrique avec le talus émergé à moitié.	83
<b>Figure 4.21</b>	Déformation de maillage avec le talus émergé à moitié.	84
<b>Figure 4.22</b>	Total déplacement en cas de talus émergé à moitié.	84
<b>Figure 4.23</b>	Les contraintes maximales de cisaillement cas d'un talus émergé à moitié.	85
<b>Figure 4.24</b>	Coefficient de sécurité (état de talus émergé à moitié).	85
<b>Figure 4.25</b>	Le modèle géométrique après le terrassement.	87

<b>Figure 4.26</b>	Le maillage déformé du versant après le terrassement.	88
<b>Figure 4.27</b>	Les déplacements totaux après le terrassement	88
<b>Figure 4.28</b>	Coefficient de sécurité après le terrassement.	89
<b>Figure 4.29</b>	La position des pieux dans le versant.	89
<b>Figure 4.30</b>	Le maillage déformé du versant après confortement.	90
<b>Figure 4.31</b>	Les déplacements totaux après confortement.	90
<b>Figure 4.32</b>	Coefficient de sécurité après le confortement.	91

## Liste des tableaux

### Chapitre 01

<b>Tableau 1.1</b>	Classification des mouvements de terrain, d'après <b>Varnes (1978)</b> , modifié.	4
<b>Tableau 1.2</b>	Principales caractéristiques d'un glissement de terrain ( <b>Meziani, 2018</b> ).	11
<b>Tableau 1.3</b>	Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DEREK ( <b>Djerbal, 2010</b> ).	16
<b>Tableau 1.4</b>	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme ( <b>Djerbal, 2010</b> ).	17
<b>Tableau 1.5</b>	Méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain ( <b>Kadi, 2020</b> ).	18

### Chapitre 02

<b>Tableau 2.1</b>	Indicatif des valeurs du FS en fonction de l'ouvrage ( <b>Chiheb et Griou, 2018</b> ).	27
<b>Tableau 2.2</b>	Apport des méthodes dérivées par rapport à la méthode de Taylor ( <b>Goual, 2019</b> ).	32
<b>Tableau 2.3</b>	Valeur de l'exposant k, formule de Hardin and al 1972.	42

### Chapitre 03

<b>Tableau 3.1</b>	Mesures de la profondeur de la nappe phréatique au niveau de l'échangeur du pk 23.	51
<b>Tableau 3.2</b>	Données climatique de la région de Tizi-Ouzou pour l'année 2019.	52
<b>Tableau 3.3</b>	Catégories des sols selon le RPA99 ( <b>version 2003</b> ).	54
<b>Tableau 3.4</b>	Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 ( <b>version 2003</b> ).	55
<b>Tableau 3.5</b>	la description des sondages carottés qui réaliser dans la zone de glissement.	57
<b>Tableau 3.6</b>	Résultats des essais pressiométriques au niveau de l'échangeur du pk 23	60
<b>Tableau 3.7</b>	Classification des Argiles selon la pression limite (NF P94-261).	60
<b>Tableau 3.8</b>	Classification selon le rapport (EM/PL).	61
<b>Tableau 3.9</b>	Classification des sites (RPA, 2003)	61
<b>Tableau 3.10</b>	programme des essais au laboratoire.	62

<b>Tableau 3.11</b>	Classification des sols selon la teneur en eau $W$ .	63
<b>Tableau 3.12</b>	Classification des sols selon leurs densités.	64
<b>Tableau 3.13</b>	Classification des sols suivant l'indice de plasticité.	65
<b>Tableau 3.14</b>	Résultats des essais au laboratoire ( $W$ , $\gamma_h \gamma_d$ , $\gamma_h$ et $S_r$ )	66
<b>Tableau 3.15</b>	Résultats des essais au laboratoire (Limites d'Atterberg, Granulométries, VBS)	67
<b>Tableau 3.16</b>	la consistance de sol à partir de RC	68
<b>Tableau 3.17</b>	résultats de l'essai de cisaillement.	68

#### **Chapitre 04**

<b>Tableau 4.1</b>	Paramètres géotechniques des unités de la zone d'étude.	78
<b>Tableau 4.2</b>	Récapitulatif des résultats de calcul du code Plaxis.	86

## Liste des notations et unités de mesure

$M_m$	Moment moteur.	[N.m]
$M_r$	Moment renversement	[N.m]
$F_S$	Le coefficient de sécurité.	[-]
$\tau_{max}$	Résistance au cisaillement maximale mobilisable	[MPa]
$\tau$	Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre.	[MPa]
$P_L$	Pression limite.	[Mpa]
$E_M$	Module pressiométriques.	[Mpa]
$P_F$	Pression du fluage.	[Mpa]
$W_L$	Limite de liquidité	[%]
$W_P$	Limite de plasticité.	[%]
$I_p$	Indice de plasticité.	[%]
$W(\%)$	Teneur en eau	[%]
$C$	La cohésion apparente.	[KPa]
$C'$	La cohésion effective.	[KPa]
$\phi'$	L'angle de frottement effectif	[°]
$\phi$	L'angle de frottement.	[°]
$\sigma$	Contrainte normale.	[Pa]
$\sigma'$	Contrainte effective.	[Pa]
$u$	Pression interstitielle.	[Pa]
$\tau$	Résistance au cisaillement.	[MPa]
$R_C$	Résistance à la rupture en compression simple	[MPa]
$e$	l'indice des vides	[-]
$S_r$	Degré de saturation.	[%]

$\gamma$	Poids volumique.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_d$	Poids volumique sec.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_h$	Poids volumique humide	[kN/m <sup>3</sup> ]
<b>G</b>	le module de cisaillement	[Pa]
<b>v</b>	Le coefficient de Poisson.	[-]
<b>E</b>	Le module d'Young	[KPa]

# Introduction générale

# Introduction générale

---

## Introduction générale

La géomorphologie du Nord de l'Algérie est caractérisée essentiellement par des pentes raides et abruptes, affectées souvent par des mouvements de terrain plus au moins importants. Ce risque constitue l'un des phénomènes naturels les plus répandus dans cette région du pays. En effet, ces mouvements sont observés dans plusieurs wilaya : Alger, Constantine, Mila, Médéa, Tizi-Ouzou, qui sont affectés par des mouvements de terrain très actifs ces dernières années (**Djérbal, 2010**).

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention. Pour cela, Doit être pris en compte ces phénomènes et leurs dangers et prendre les précautions appropriées pour les détecter zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement (**Benouis, 2010**).

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe dont la réponse fiable est à la charge de l'ingénieur géotechnicien. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

### ❖ Objectif de travail

Notre présent mémoire s'inscrit dans ce cadre et propose l'évaluation et confortement d'un glissement du talus de déblai de l'échangeur « Tafoughlt » PK 23 dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. L'objectif assigné à ce travail vise à identifier les causes réelles de cette instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution.

### ❖ Plan de travail

Dans le cadre de notre présent mémoire de master, nous proposons d'organiser son contenu en quatre chapitres, chacun commence par une introduction et se termine par une conclusion et enfin notre travail se termine par une conclusion générale.

## Introduction générale

---

- 1) Introduction sur le thème de recherche et objectif.
- 2) On s'est penché dans le premier chapitre sur une synthèse bibliographique sur les mouvements de terrain. On définira en premier lieu les classifications de mouvement de terrain, et en particulier les différents types des glissements de terrains et les principaux facteurs qui peuvent mobiliser ces glissements, ce qui nous permettra d'envisager en second lieu le processus d'une étude de glissement et se termine par les techniques d'évaluation des mouvements de terrain. Les différentes.
- 3) Dans le deuxième chapitre on a consacré sur les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes : dans ce chapitre on a présenté les différentes méthodes de calculs qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation de coefficient de sécurité.
- 4) Dans le troisième chapitre on a présenté une description géologique, hydrogéologique, hydrologique climatique et sismique, ainsi que tous les paramètres géotechniques déduits à partir des investigations géotechniques réalisées sur la zone d'étude. La reconnaissance géotechnique permettra d'identifier et de caractériser les couches du sol de notre site.
- 5) Le quatrième chapitre est consacré à une description des outils numériques Plaxis 8.2 est présentée avec la méthode des éléments finis et des modèles de comportement utilisés dans la présente recherche pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité afin de proposer des solutions de confortement pour stabiliser le glissement.
- 6) Et enfin ce travail se termine par une conclusion générale et recommandations.

# **Chapitre 01**

## **Généralités sur les mouvements de terrain**

## 1.1 Introduction

Tous les terrains sont confrontés à des phénomènes naturels susceptibles pouvant causer des catastrophes immenses y compris pour les pertes humaines. Ceux-ci sont des phénomènes qui sont étroitement liés à la force gravitaire terrestre. Ces derniers rassemblent les déplacements des terrains et peuvent être aussi bien d'origine naturelle (comme les tremblements de terre, forte avalanche de neige, les éruptions volcaniques, les cyclones et tempêtes, les inondations, et ...). Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes (**Abdo, 2019**).

De nombreux paramètres naturelle ou artificielle conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain :

- ✓ Topographiques (pentes des terrains, reliefs...);
- ✓ Géologiques (nature des sols);
- ✓ Hydrologiques et climatiques (importantes précipitations) (**Malbouci, 2014**).

Ce chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les différents types de mouvements de terrain et le processus d'un glissement de terrain.

## 1.2 Mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement, etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure (**Tellia et Boualem, 2015**).

## 1.3 Classification des mouvements de terrain

Il existe divers types de mouvements de terrain : glissements de terrain, chutes de blocs, effondrements, coulées de boue, etc.... Les déstabilisations gravitaires affectent tous les types de matériaux géologiques, et sont influencées par des paramètres aussi divers que la structure géologique du massif, la topographie, l'état de contraintes tectoniques, ou encore les conditions climatiques locales.

Plusieurs classifications ont été proposées pour nommer et regrouper ces différents mouvements de terrain. Parmi ces classifications, celle de **Varnes (1978)** (**Tab 1.1**) est communément utilisée par la communauté scientifique s'intéressant au comportement mécanique des mouvements gravitaires.

**Tableau 1.1-** Classification des mouvements de terrain, d'après Varnes (1978), **modifié.**

Type de mouvement		Type de matériau		
		Roche	Sol	
			Granuleux	Fin
<b>Chutes</b>		Chute de blocs	Chute de débris	Chute de terre
<b>glissements</b>	rotationnels	Glissement rocheux	Glissement de débris	Glissement de terre
	transrotationnels			
<b>fauchage</b>		Fauchage rocheux	Fauchage de débris	Fauchage de terre
<b>Etalements latéraux</b>		Etalement rocheux	Etalement de débris	Etalement de terre
<b>écoulements</b>		Ecoulement rocheux	Lave torrentielle	Coulées boueuses
<b>Complexe</b>		Combinaison d'au moins deux mécanismes		

**1.4 Les type des mouvements de terrain**

De nombreuses classifications sont données dans la littérature technique, elles s'appuient toutes sur des notions de cinématique, de nature de sols, de stratigraphie, etc.

De manière générale, nous distinguons quatre classes distinctes de mouvements de terrains (**Fig.1.1**) (les glissements de terrain ; les écroulements et les chutes de blocs ; les mouvements de fluage ; les coulées et les laves torrentielles)(**Dib, 2015**).

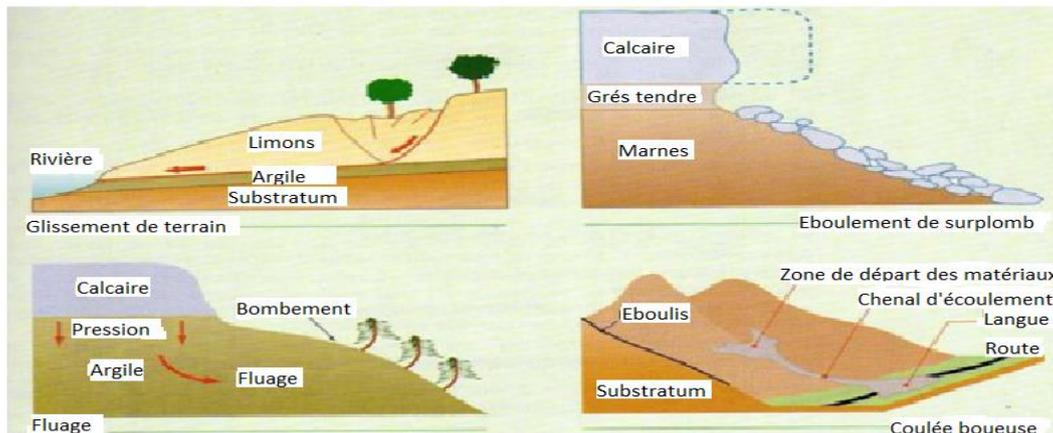


Figure 1.1-Schéma explicatif des types de mouvement de terrain(Dib, 2015).

## 1.4.1 La chute des pierres et l'éroulement

### 1.4.1.1 La chute des pierres

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides (Fig. 1.2). Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances. Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grès, roches cristallines...etc. L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume < 1dm<sup>3</sup>), des chutes de blocs (volume > 1 dm<sup>3</sup>), ou des éroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m<sup>3</sup> (Oubira,2018).



Figure 1.2- Chutes des pierres enregistrées sur la RN9 et le chemin de wilaya n° 16 (Oubira, 2018).

### 1.4.1.2 L'éroulement

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches. Le

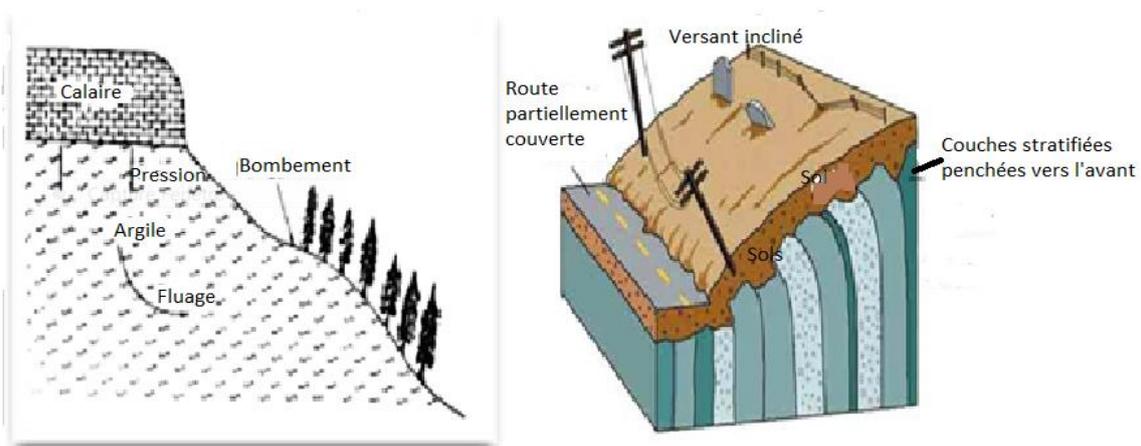
mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composantes de la masse écroulée et par leur fragmentation intense (**Bali et Boukeras, 2018**).

### 1.4.2 Le mouvement de fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Le matériau plus est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture (**Mouffok, 2013**). On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- La déformation volumique ;
- La déformation de cisaillement.

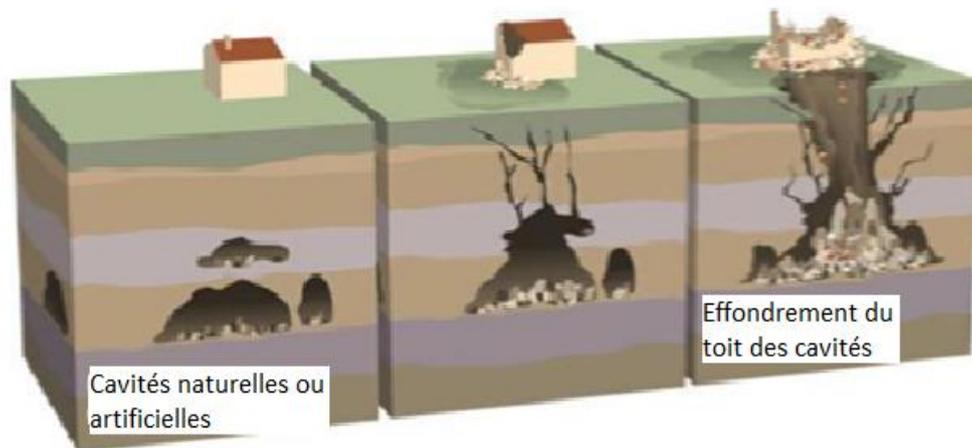
Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotope. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette intergranulaire. Le fluage au cisaillement, quant à lui, est provoqué par la partie déviatorique du tenseur de contraintes (**Fig.1.3**). Théoriquement la pression interstitielle est nulle alors le squelette intergranulaire supporte les contraintes appliquées tout seul (**Benouis, 2010**).



**Figure 1.3-** Schématisation du phénomène de fluage (**Haoues et Loucif, 2017**).

### 1.4.3 Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine (**Fig.1.4**), rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique (**Haoues and Loucif, 2017**).



**Figure 1.4-** Schéma explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines (Haoues et Loucif, 2017).

Selon les experts des travaux publics, un énorme effondrement de terrain (soit une profondeur de 10 mètres et 20 mètres de largeur) s'est produit le 18 Novembre 2016 au niveau de la voie menant vers Dar El-Beida de l'autoroute Ben Aknoun-Zeralda (**Fig.1.5**) et qui a fait 14 blessés. Cet effondrement a été expliqué par la présence d'une couche de sol de mauvaise qualité (avec présence de gypse) où la dissolution de ce dernier (gypse) a été favorisée par l'invasion des eaux usées venant des canaux souterrains (conduites d'évacuation des eaux usées) fortement dégradés. Egalement, les fortes pluies ont aussi accéléré ce phénomène (dissolution de gypse et par conséquent l'effondrement) (**Meziani, 2018**).



**Figure 1.5-** Effondrement de terrain de 10 mètres de profondeur et de 20 mètres de largeur survenu le 18 Novembre 2016 à Alger de l'autoroute reliant Ben Aknoun et Zeralda (**Meziani, 2018**).

#### 1.4.4 Les coulées boueuses

Elles consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposées ou des éboulis fins. Les coulées boueuses surviennent suite à une instabilité de terrain dans la pente, sans qu'il y ait un chenal. Lorsqu'une coulée boueuse rejoint un chenal d'écoulement et se mélange à un fluide clair ou visqueux, on parle alors de lave torrentielle (**Bouddal, 2013**).

Le phénomène de coulée boueuse montre presque toujours (**Fig.1.6**) :

- Une zone supérieure élargie : (rassemblement de matériaux par exemple au pied d'un glissement, zone de départ de la coulée),
- Un chenal d'écoulement : beaucoup plus étroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert),
- Un lobe terminal : (zone d'accumulation) élargi en une sorte de cône de déjection mais de profil convexe (**Bali et Boukeras, 2018**).

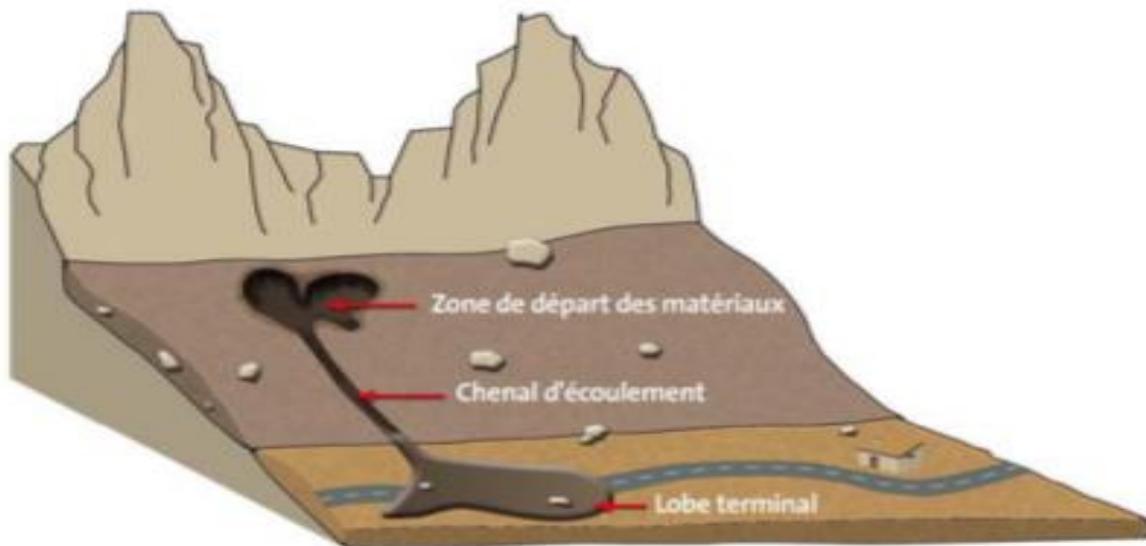


Figure 1.6 -La morphologie de coulée de boue.

**Coulée de boues des grands vents sur la rocade d'Alger :** Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic (**Fig.1.7**). Parmi ces causes de déclenchement:

L'existence, en amont de la zone, de fondations abandonnées qui forment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée. Le déboisement total de la zone fortement perturbée (**Arab et al, 2009**)



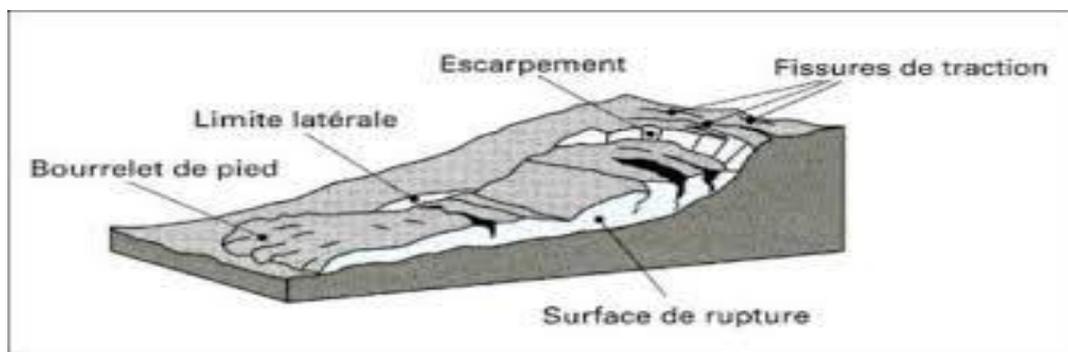
**Figure1.7** Un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues des grands vents sur la rocade d'Alger (Arab et al, 2009).

### 1.4.5 Le fauchage

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable (Iboukhoulef, 2014). Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière (Iboukhoulef, 2014).

### 1.4.6 Le glissement de terrain

Un glissement de terrain correspond au déplacement d'une masse des matériaux cohérents le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité (Vernes,1978) (Fig.1.8) dite surface de cisaillement, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant (Dib,2015). Selon la forme de la surface de rupture, le glissement de terrain est un phénomène multiple (rotationnel, translationnel, mixte) et complexe lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types, associant un secteur de rupture en amont et d'un secteur d'accumulation en aval, ils peuvent être ponctuels, superficiels, lents, limités dans l'espace et dans le temps mais également rapides, et de grande ampleur affectant dans ce cas des versants entiers (Ledoux, 1995 ; Thiery, 2007).



**Figure1.8-** Schéma explicatif de phénomène de glissement de terrain (Ould Nahi,2017).

La figure 1.9 représente un glissement de terrain s'est produit à la sortie-ouest de la ville d'Azazga et qui a sérieusement endommagé un échangeur routier qui rejoint la déviation de la ville d'Azazga, dans les deux sens (Oukaci, 2019).



**Figure 1.9-** Un glissement de terrain endommage la route d'Azazga (Oukaci,2019).

#### **1.4.6.1 Caractéristiques d'un glissement**

Un bloc de diagramme idéal a été élaboré par Varnes (1978) lors de ses travaux pour l'Organisation des Nations Unies pour l'Education, la Science et la Culture (UNESCO) afin de mettre en inscription les caractéristiques d'un glissement de terrain (Fig.1.10) (Meziani, 2018).

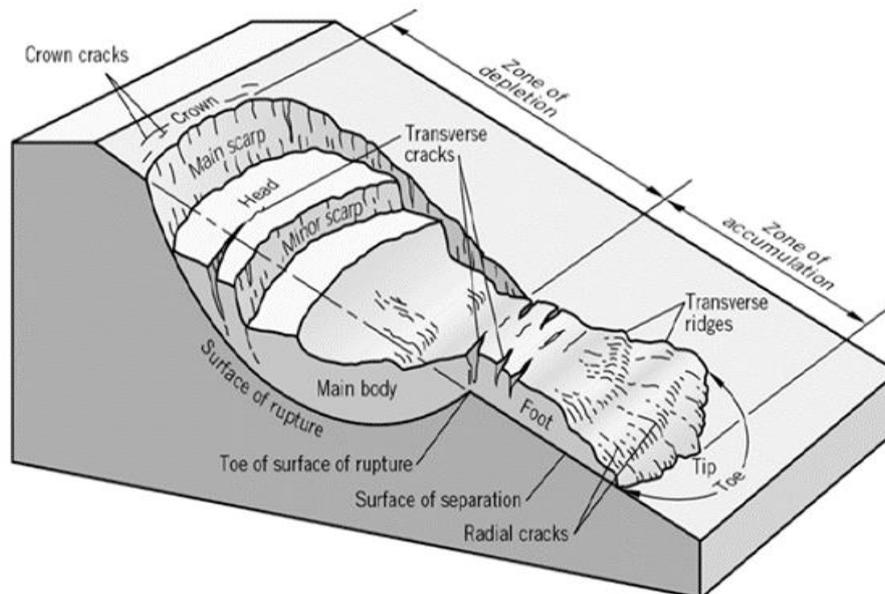


Figure 1.10 - Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal (Vernes, 1978 in Meziani, 2018).

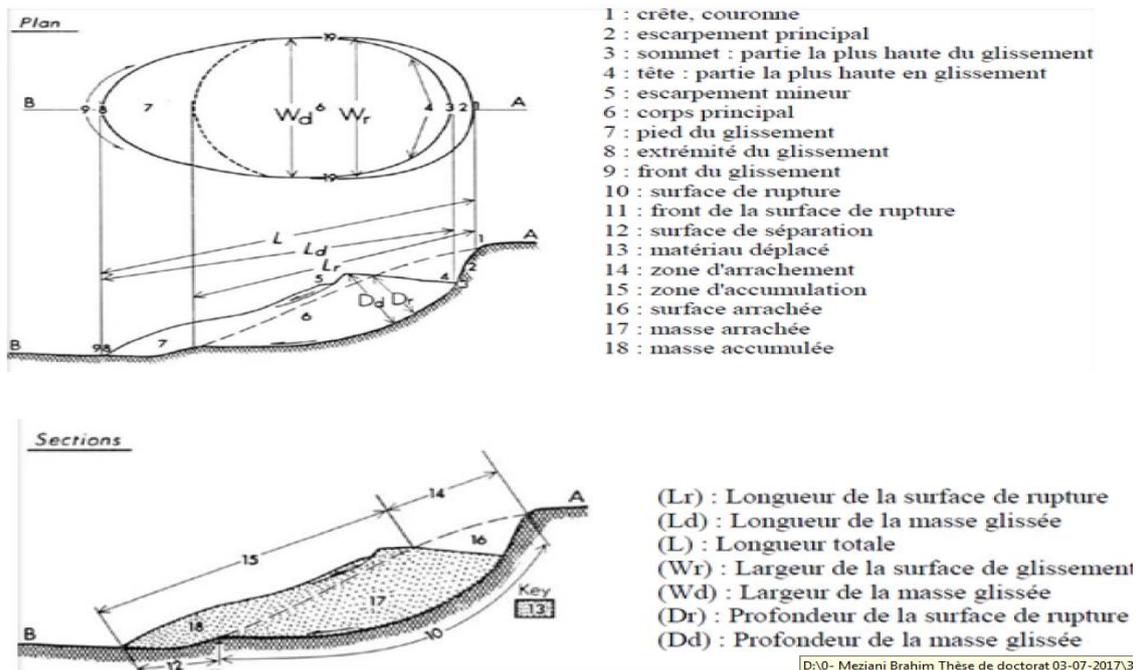
La commission internationale des glissements de terrain a défini l'ensemble des éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain type (modèle) (Fig.1.11) comme suit (Tab1.2).

Tableau 1.2 -Principales caractéristiques d'un glissement de terrain (Meziani,2018).

Composantes	Définition
Couronne	C'est la zone située au-dessus de l'escarpement principal (2), souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
Escarpement principal	C'est la surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure.
Sommet	c'est la limite amont du glissement, point le plus élevé ou le matériau glissé(13), se trouve en contact avec l'escarpement principal (2).
Tête	C'est la partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal (2).
Escarpement secondaire	C'est la cicatrice semblable à l'escarpement principale (2) mais visible dans la masse glissée.

Corps	C'est la partie du matériau glissée (13) au-dessus de la surface de glissement (10) en amont du pied de la surface de glissement (11).
Extrémité aval front	C'est l'extrémité aval du matériau glissé (13). C'est la partie la plus aval du matériau glissé (13), en général de forme convexe.
Surface de glissement	C'est la prolongation en profondeur de l'escarpement principal (2) au-dessous de la masse glissée (13).
Pied de la surface de glissement	C'est l'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement (10)
Surface de séparation	C'est la surface séparant la masse glissée (13) des terrains en place, partie de la surface de glissement (10).
Matériau glissé	C'est le matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
Pied	C'est la partie de la masse glissée (13) en aval du pied de la surface de glissement (11).
Zone d'affaissement	C'est la zone du glissement de terrain où la masse glissée (13) est au-dessous de la surface topographique originale.
Zone d'accumulation	C'est la zone du glissement de terrain où la masse glissée (13) est au-dessus de la surface topographique originale.
Niche d'arrachement	C'est le volume situé au-dessus de l'escarpement principale et la masse affaissée (17) et au-dessus de la surface topographique originale.
Masse affaissée	C'est la partie de la masse glissée (13) recouvrant la surface de glissement (11), qui est située au-dessous de la surface topographique originale.
Accumulation	C'est la partie de la masse glissée (13) qui est situé au-dessus de la surface topographique originale.
Flanc	C'est la limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal (2). Le flanc droit est à droite quand les flancs sont

	vus de la couronne.
Longueur de la surface de rupture ( $L_r$ )	C'est la distance entre le front de la surface de rupture et la couronne.
Longueur de la masse glissée ( $L_d$ )	C'est la distance entre le sommet et l'extrémité aval.
Longueur totale ( $L$ )	C'est la distance entre la couronne et le front de la masse glissée.
Largeur de la surface de glissement ( $W_r$ )	C'est la distance maximum entre les flancs.
Largeur de la masse glissée ( $W_d$ )	C'est la largeur maximum de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur ( $L_d$ ).
Profondeur de la surface de rupture ( $D_r$ )	C'est la distance entre la surface de rupture et la surface topographique originale.
Profondeur de la masse glissée ( $D_d$ )	C'est la profondeur de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur ( $L_d$ ).



**Figure 1.11** -Description des éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement terrain (d'après la Commission Internationale des Glissements de Terrain, CIGT).

### 1.6.1.2 Les types de glissement de terrain

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements (Fig.1.12) :

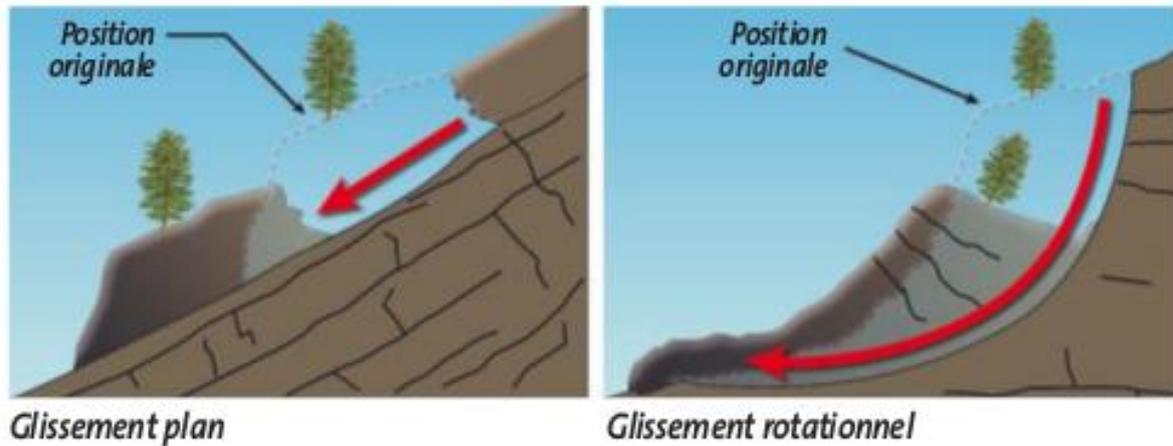


Figure 1.12 – Schématisation de phénomène de glissement de terrain plan et rotationnel (Benouis, 2010).

#### 1.4.6.2.1 Le glissement de terrain plan

On parle de glissement plan lorsque cette surface de rupture est plane (surface stratigraphique, plan de faille, décollement de la frange d'altération sur le substratum, etc.), la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés (Aissa et Haddouche, 2011). Le schéma au-dessous montre un bloc translationnel dans laquelle la masse de déplacement consiste en une seule unité ou quelques unités étroitement liées qui font de la descendante comme une masse relativement cohérente (Fig.1.13). Ce type de glissement se produit par exemple dans des roches de types marno-calcaire où les bancs de calcaires solides pourront glisser sur les niveaux marneux tendres faisant office de plan de glissement (Meziani, 2018).

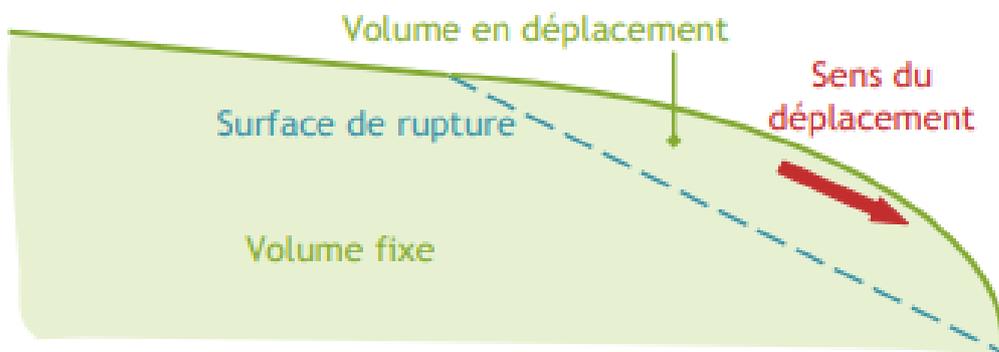
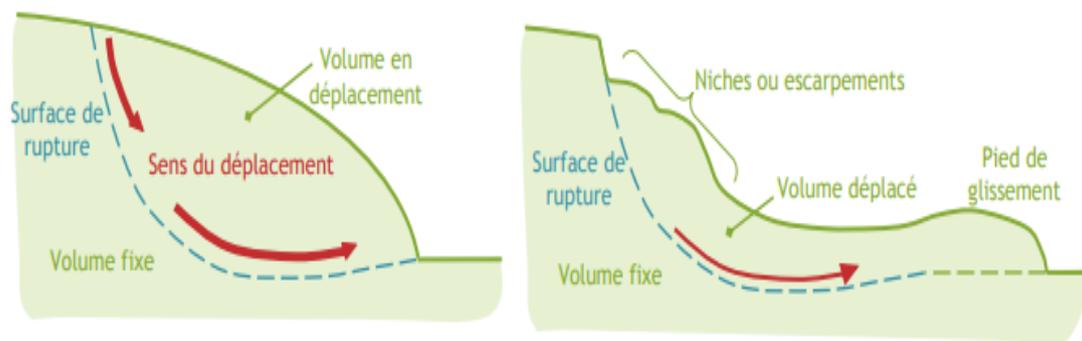


Figure 1.13 - Schématisation d'un glissement plan (Launay and al, 2017).

### 1.4.1.1.2 Le glissement rotationnel ou circulaire

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire (**Fig.1.14**) qui peut se propager à quelques mètres de profondeur, ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Il est très souvent causé par l'érosion naturelle d'un cours d'eau à la base d'un talus (**Iboukhoulef, 2014**).



**Figure 1. 14-** schématisation de glissement circulaire (**Launay et al, 2017**).

Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement :

- Des fissures de traction apparaissant en tête ;
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ;
- Un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée (**Bendjeddou,2015**).



**Figure1.15-** Un glissement de terrain à l'origine de la fermeture d'une route (Bouzaréah)(**Live News Algérie,**

2016).

La figure 1.20 représente un glissement de terrain s'est produit au niveau de la cité Céleste sur une superficie de 20 m<sup>2</sup> est à l'origine de la coupure de la route au niveau de cette localité, a fait savoir la même source précisant qu'une rupture d'une conduite d'eau provoquée par des travaux de forage sur un chantier de réalisation d'une polyclinique était à l'origine du sinistre. Les entreprises SEAL et ASROUT sont à pied d'œuvre pour réparer la conduite endommagée et rouvrir la route à la circulation.

#### 1.4.6.2.3 Le glissement complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » (**Fig.1.17**) les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont (**Aissa et Haddouche, 2011**).

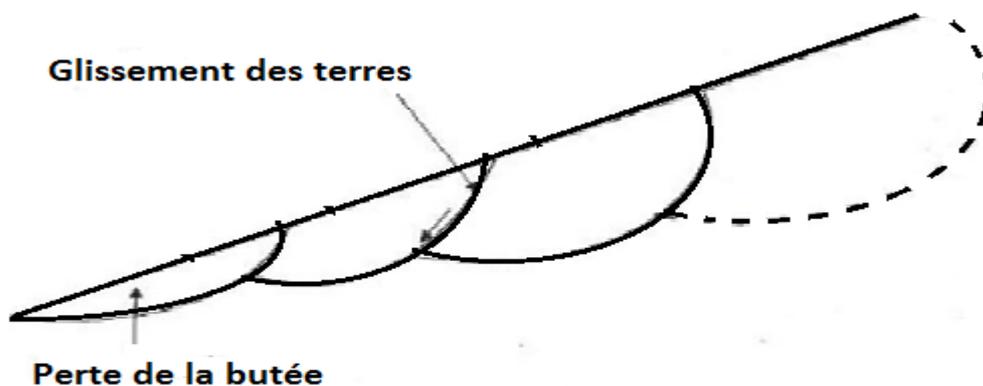


Figure 1. 16- Schéma d'un glissement complexe (Aissa, 2011).

#### 1.4.6.3 Classification des glissements de terrain

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement :

##### a. Profondeur de glissement :

Le tableau (1.3) suivant présente les différentes valeurs de classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau 1.3 - Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DEREK (Djerbal, 2010).

Glissement	Surface de glissement
Superficielle	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-30 m

Très profond	>30 m
--------------	-------

### b. Vitesse moyenne de glissement de terrain

Le tableau 1.4 suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

**Tableau 1.4** -Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme (Djeral, 2010).

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

#### 1.4.6.4 Les causes d'activation ou réactivation d'unglissement de terrain

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

- **La nature de sol et du sous- sol** : un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser. Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente.
- **L'eau** : lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. Les eaux pluviales peuvent provoquer une érosion de surface et des infiltrations rejoignant les eaux souterraines.
- **Les actions climatiques** : Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.
- **Les causes mécaniques externes** : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...)

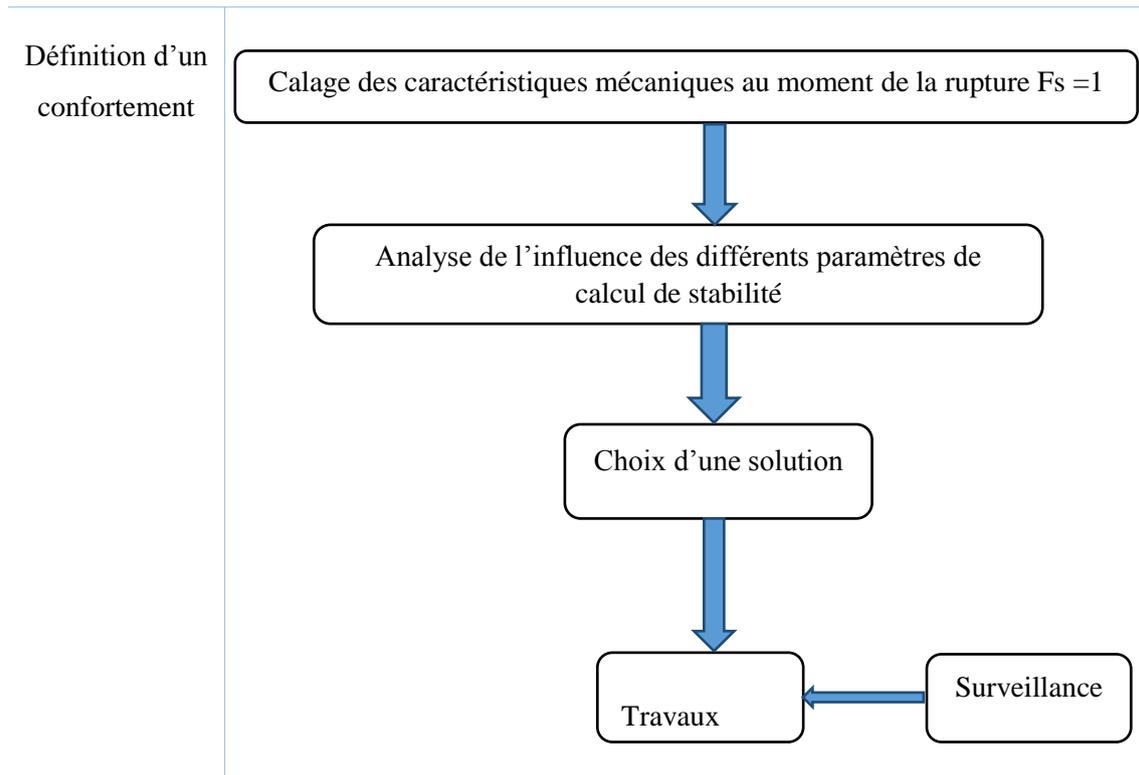
- **Construction sur pente** : la construction d’infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entraîner un glissement. De même de construction en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied de versant (Dib, 2015).

1.5 Etude d’un glissement de terrain

Généralement, l’étude d’un glissement de terrain est composée de 3 phases (Tab.1.6) qui sont complémentaires, résumées comme suit :

Tableau1.5- Méthodologie de l’étude d’un glissement de terrain (Kadi,2020).

Phase d’étude	Nature des opérations
Reconnaissance de sol et étude géométrique	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; text-align: center;">Reconnaissance géologique</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; text-align: center;">Reconnaissance géophysique</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; text-align: center;">Reconnaissance géotechnique</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 5px; text-align: center;">Hydrologie</div> </div>
Analyse de stabilité.	<div style="text-align: center; border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 10px; margin-bottom: 5px;">Etablissement de modèle de calcul (Géométrie, Hydrauliques Caractéristiques géotechnique)</div> <div style="text-align: center; margin-bottom: 5px;">↓</div> <div style="text-align: center; border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 10px; margin-bottom: 5px;">Détermination de la cinématique des mouvements</div> <div style="text-align: center; margin-bottom: 5px;">↓</div> <div style="text-align: center; border: 1px solid black; border-radius: 10px; padding: 10px;">Calcul de stabilité</div>



### 1.5.1 Reconnaissance de sol et étude géotechnique

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place. Il y'a sommairement, deux catégories deux moyens de reconnaissance qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (Prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques (**Benouis, 2010**).

#### 1.5.1.1 Repérage topographique d'une zone instable

Les moyens de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques doivent être adaptés au site considéré et à l'étendue de la zone étudiée, il est conseillé une mise en place progressive des moyens afin que les informations recueillies à chaque étape servent à l'étape suivante quand les circonstances les permettent (**Kadi, 2020**).

### **1.5.1.1.1 Etablissement des cartes topographiques**

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient nombre d'information pertinente pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau ; des symboles de blocs éboulés au pied d'une falaise peuvent laisser présager une production notable d'éboulis.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, nous permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico-mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site (**Khalil et Senad, 2014**).

### **1.5.1.1.2 Repérage des éléments caractéristiques du glissement**

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés droits ou tordus constituent les repères courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.
- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation de, ventres, des fissures, de bons repères.
- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état détérioré témoigne d'un mouvement actif du terrain.
- Les fissures de traction.

### **1.5.2 Etude géologique et géomorphologique du site**

L'analyse géologique consiste à définir la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable. Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

### **1.5.3 Etude hydrologique et hydrogéologique**

L'investigation hydrogéologique des glissements de terrain repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant (modèle conceptuel). Ce dernier tient compte des caractéristiques lithologiques et géométriques des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et de l'analyse de la réponse du système (**Bali et Boukeras, 2018**).

### **1.5.4 Etude géotechnique**

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, Routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) Nécessitent une connaissance fine du sol, de sa nature, de son comportement. Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain Étudié, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche (**Bendjeddou, 2015**). Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

#### **1.5.4.1 Essais en laboratoire**

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit le poids spécifique, la teneur en eau naturelle, le degré de saturations, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement ( $C'$  et  $Q'$  : à long terme,  $C_u$  et  $Q_u$  à court terme)

#### **1.5.4.2 Les essais in-situ**

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons Intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

- Sondages et forages.
- Echantillonnage et essais dans les sols granulaires.
- Essai inclinométrique.
- Essai piézométrique.

### **1.5.5 La prospection géophysique**

Dans certains cas, elle est considérée comme étant un moyen d'investigation intensif et économique. Elle permet la détermination de la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques : magnétiques ; prospection électrique ; prospection sismique et prospection gravimétrique. Toutefois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques (**Kadi, 2020**).

## **1.6 Techniques d'évaluations des mouvements de terrains**

Les glissements de terrain sont des effets secondaires les plus courants des tremblements de terre causant des dégâts énormes sur les habitations et les infrastructures et faisant souvent des victimes parmi les populations. Plusieurs chercheurs essaient développer des systèmes alerte efficaces et surtout fiables basés sur une meilleure compréhension des phénomènes déclencheurs des mouvements de terrain. Pour évaluer ces mouvements avant le déclenchement et diminuer les risques associés aux mouvements de terrain (**Meziani, 2018**).

**1.6.1 Collecte d'informations liées aux mouvements de terrain antérieures**

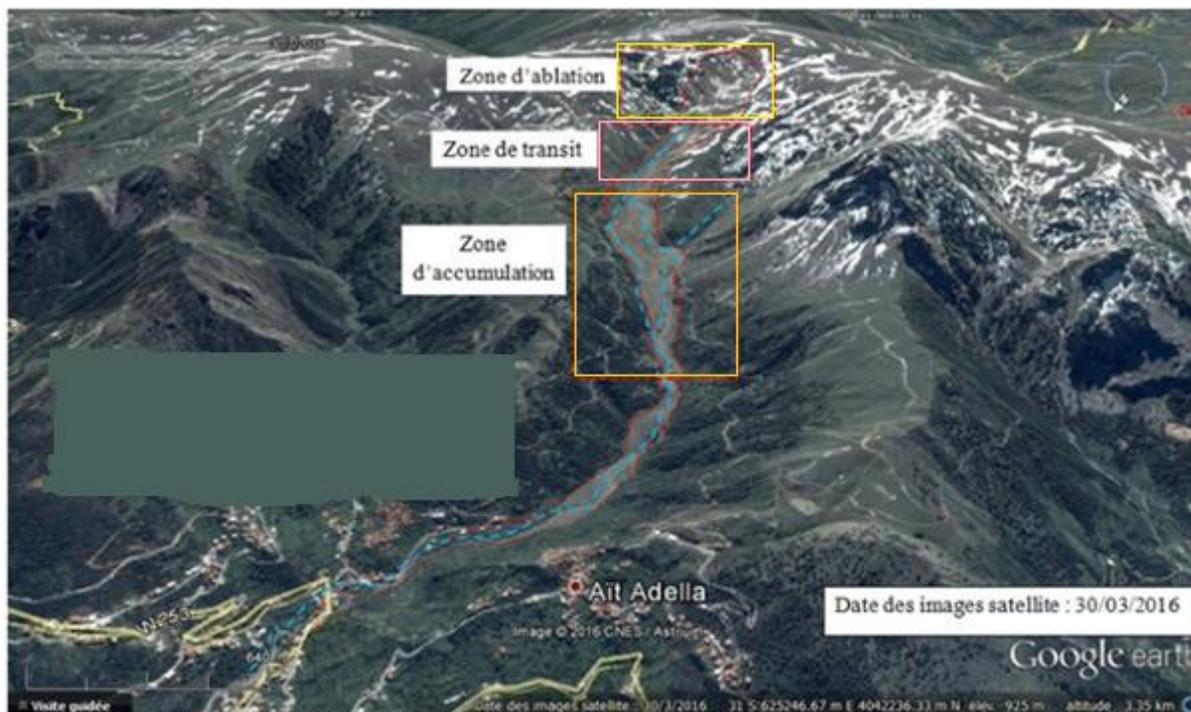
La collecte d'informations sur les mouvements de terrain antérieurs consiste en l'exploitation de documents et de rapports d'études menées sur divers aspects que sont les cartes topographiques et géologiques, les études géotechniques et les rapports sur les catastrophes anciennes. Ces informations sont utiles pour obtenir une vue globale et parfois détaillée des dangers et des risques dans une zone touchée par les mouvements de terrain. Afin d'évaluer et de réduire les risques de ces mouvements de terrain dans une zone particulière, il faut d'abord choisir une méthode d'étude efficace. Les recherches doivent se concentrer sur l'identification des trois principaux facteurs affectant l'instabilité des pentes, à savoir, la pente topographique, la nature des formations et pluies précédentes. (Etienne, 2007; Hovius et al, 2000; Colinand Hovius, 2001; Ponziani et al, 2012; Ponziani et al, 2013; Calvello et al, 2013; Xu et al, 2015; Ciabatta et al, 2016).

**1.6.2 Images satellitaires**

C'est une méthode indirecte d'évaluation et de localisation des zones susceptibles aux glissements de terrain, les images satellites peuvent être utilisées dans l'étude de la structure géologique et hydrologique des versants, les données fournies par ces images constituent un moyen de localisation et d'évaluation des zones instables (zones de risques de glissements de terrain). Ces images sont utilisées pour lire la topographie du terrain, comme pour les photographies aériennes, par des images stéréoscopiques, de plus, les données multi spectrales fournissent des informations sur la température du sol, l'étude des couleurs, et nous permet d'avoir la distribution de l'eau souterraine et des eaux superficielles, l'état de la végétation, les fissures.... Ainsi de toutes ces informations, on peut évaluer le potentiel du risque de glissement de terrain étudié. De plus, le fait que les satellites peuvent contrôler la surface de la terre continuellement nous permet d'avoir des images des zones étudiées à n'importe quel moment et continuellement, ce qui nous permet donc de contrôler et d'évaluer l'évolution du mouvement de terrain, d'évaluer le changement du potentiel du risque, et d'identifier des zones instables non identifiées antérieurement. Cependant ces images peuvent être utilisées uniquement pour lire des topographies de glissements de terrain à grande échelle (Djerbal, 2010).

L'intérêt croissant porté aux images satellitaires dans l'étude des mouvements de terrain, nous a incités à les utiliser pour le cas de la coulée boueuse d'Illilten (Algérie) non seulement pour leurs fiabilités mais aussi pour leurs précisions pour nous renseigner sur ses déplacements dans le temps, et dans l'espace. Un suivi par image satellitaire a été réalisé au sein du

laboratoire ISTERre de Grenoble afin de caractériser ce mouvement d'un point de vue extérieur. Cette partie consiste à récolter les images satellitaires de type SPOT6 de l'année 2015 et à les comparer aux modèles numériques de terrain MNT de type GDEM existant afin de déterminer, d'une part, la différence en altitude et l'étendue de la coulée et d'autre part, de quantifier les déplacements des matériaux, la pente et le couvert végétal. Le résultat après traitement a montré sur l'image une perte d'altitude supérieure à 30 m au niveau de la zone d'ablation avec une accumulation de +30 m au niveau de la zone d'accumulation (Fig.1.17)(Bouaziz and Malbouci, 2017).



- Cours d'eau
- Position des zones de la coulée d'Illiltan

**Figure 1.17-** Evolution de la coulée boueuse d'Illiltan (Algérie) sur l'image satellite (Bouaziz et Malbouci, 2017).

### 1.6.3 Utilisation de système de positionnement global « GPS »

Le système de positionnement global (GPS d'après son sigle anglais) est un système de navigation radio par satellite avec un récepteur permettant de déterminer la position géographique des axes des X, des Y et des Z en mesurant la distance par rapport à différents satellites. Le système comprend 24 satellites GPS évoluant autour de la terre à des orbites

différentes, qui transmettent tous leur position dans l'espace. La position géographique est obtenue en décidant l'heure d'émission des signaux de différents satellites, qui correspond à la distance séparant le satellite du récepteur. Les erreurs dans l'estimation des positions sur le terrain sont de l'ordre de quelques mètres, selon la qualité du récepteur (**Branthomme, 2009**).

L'utilisation du GPS pour le suivi des mouvements de terrain offre un avantage plus important car il délivre un positionnement tridimensionnel de précision infra-kilomètre, ce qui améliore la précision des mesures (**Meziani, 2018**).

#### **1.6.4 Dendrogéomorphologie**

Ladendrogéomorphologie utilise les informations contenues dans les cernes datés pour dater et reconstruire les processus géomorphologiques. Définie par Alestalo (1971). Par ailleurs, SCHWEINGRUBER (**1993**), il considère que c'est une branche de la Dendro-écologie dans le domaine de la Dendrochronologie.

La dendrogéomorphologie permet d'utiliser les arbres comme marqueurs de l'instabilité du milieu par interprétation des modifications de croissance des individus. Par ailleurs, Astrade et al. (**2012**) ont rapporté que la dendrogéomorphologie repose sur le concept de "Processus/Événement/Réponse" défini par Shroder (**1980**) qui, suite aux applications et aux développements récents (présentés dans cet article), peut être décliné en "Événement-Changement/Impact/Réponse" (**Meziani, 2018**).

#### **1.7 Conclusion**

Les mouvements de terrain recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs, eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement. Les mouvements de terrain induisent des risques géomorphologiques de ce type qui sont des dangers survenant en raison de dynamique des versants et menaçant le bien-être de l'Homme et/ou de l'environnement. Ces risques se trouvent amplifiés par l'activité humaine.

L'état de risque peut être évalué à partir des données et des observations des différents paramètres du mouvement. Nous avons vu qu'il existe plusieurs processus d'une étude de glissement de terrain pouvant être appliquées à la caractérisation des instabilités de versant en termes de géomorphologie et d'évolution.

Dans le deuxième chapitre, nous allons décrire les différentes méthodes de calculs qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus.

**Chapitre 02**  
**Méthodes d'analyse**  
**de la**  
**stabilité des pentes**

## 2.1 Introduction

La stabilité des pentes est un problème complexe pour de multiples raisons. Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de nombreux paramètres (densité, teneur en eau...) qui ne sont pas forcément connus pour des problèmes réels car la reconnaissance du terrain ne peut être exhaustive. La géométrie des différentes couches de sols peut même ne pas être connue précisément (Dib, 2015).

Ce chapitre présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus on utilise les méthodes classiques (calcul en équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

## 2.2 Généralités sur l'analyse de la stabilité

On pourra distinguer deux façons fondamentales différentes le problème de calcul de stabilité des pentes (Benaïssa, 2003):

- L'application de la méthode des éléments finis.
- L'application de la méthode de l'équilibre limite.

### 2.2.1 Notion de coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions (Khalil et Senad, 2014).

$$F_S = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (2.1)$$

#### (Définition de Bishop)

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur

Ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface

Testée.

$$F_S = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} \quad (2.2)$$

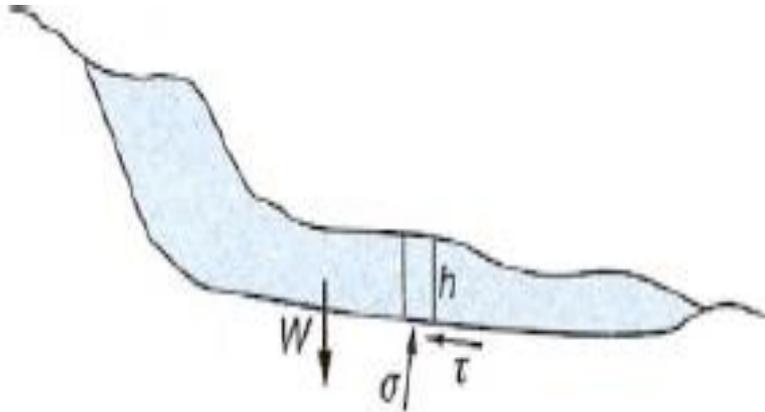
Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3- F_S = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (\text{définition de Frohlich}) \quad (2.3)$$

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

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

La définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume  $V$  (**Fig. 2.1**) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions  $\tan\phi/F$  et  $c/F$  des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.



**Figure 2.1-** Glissement à surface de rupture quelconque (technique d'ingénieur)(**Khalil et Senad, 2014**).

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

### 2.2.2 Valeur de coefficient de sécurité requis en fonction de l'ouvrage

Le facteur de sécurité minimal  $F$  (ou  $FS$ ) adopté est assez rarement inférieur à 1.5, il peut quelque fois être égal à 2, pour des ouvrages (**Tab.2.1**) dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel) (**Kanouni et Bacha, 2019**). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible 1,2. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. Le ci-dessous, nous donnons les valeurs de  $FS$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure (**Kanouni et Bacha, 2019**).

**Tableau 2.1** Indicatif des valeurs du  $FS$  en fonction de l'ouvrage (**Chiheb et Griou, 2018**).

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, en cas de rupture catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

### 2.3 Les méthodes de calcul de coefficient de sécurité

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont (**Hadbi et Djelti, 2019**) :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- Les méthodes numériques ;
- Les méthodes des abaques.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

1. On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...).

2. Décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre Individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses Simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, Méthode de BISHOP, JANBU...).

**2.3.1 Principe de la méthode d'équilibre limite**

Le principe de ces méthodes est de subdiviser le massif du sol représentant la zone active par des tranches verticales, en appliquant toutes les forces agissant sur la tranche (i) (Fig.2.2). La définition du cercle de glissement, les contraintes au niveau de la surface de rupture, et le coefficient de sécurité se base sur le critère d'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture égale (Harkati,2019).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$
(2.4)

D'où,

$$\sigma' = \sigma - u$$
(2.5)

Il est facile d'écrire les équations qui relient les variables. Si le nombre des inconnues est bien supérieur au nombre des équations de la résistance des matériaux ; il faut alors introduire des hypothèses complémentaires et simples de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

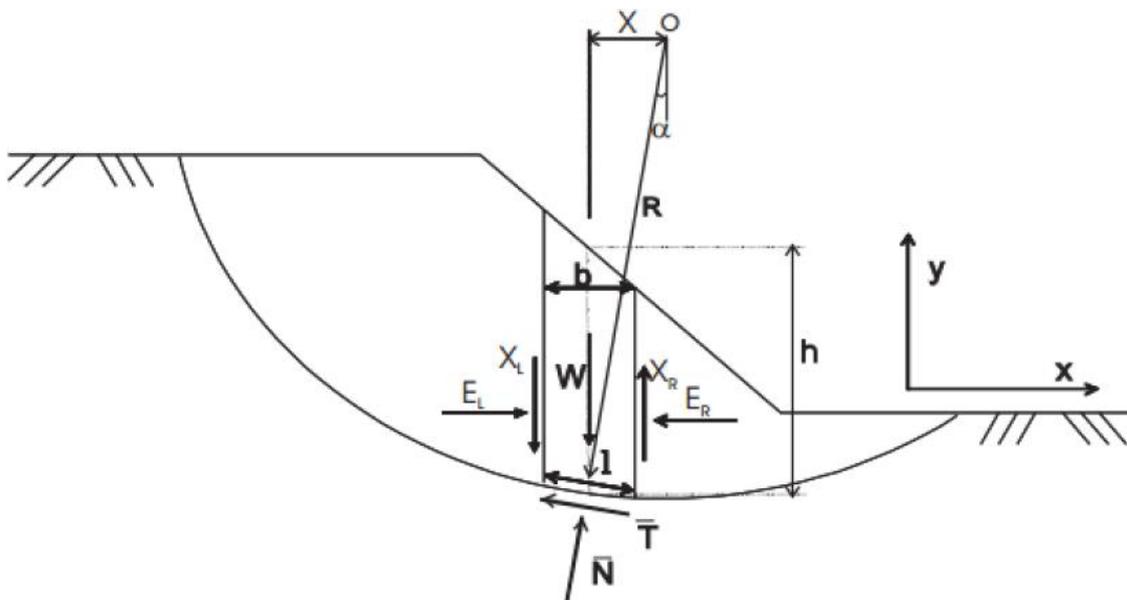


Figure 2.2 - Ensemble des forces agissant sur la tranche (i), d'après Masekanya (Harkati, 2019).

Où :

**h** : Hauteur

**b** : épaisseur de la tranche ( $b = l \cdot c$ )

**W** : poids total de la tranche

**N** : Force normale à la base de la tranche

**T** : Force de cisaillement à la base de la tranche

**XL, XR** : Force horizontale inter-tranches

**EL, ER** : Force verticale inter-tranches

**$\alpha$**  : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

**R** : rayon du cercle de rupture de centre O

**l** : longueur du plan de glissement de la tranche

**x** : bras de levier du poids des terres

**u** : pression interstitielle

### 2.3.1.1 Rupture plane

#### 2.3.1.1.1 Cas d'une pente semi infinie sans écoulement

Soit un élément de volume de sol ABCD de hauteur H et de largeur b qui glisse sur sa base CD (Gervveau, 2000).

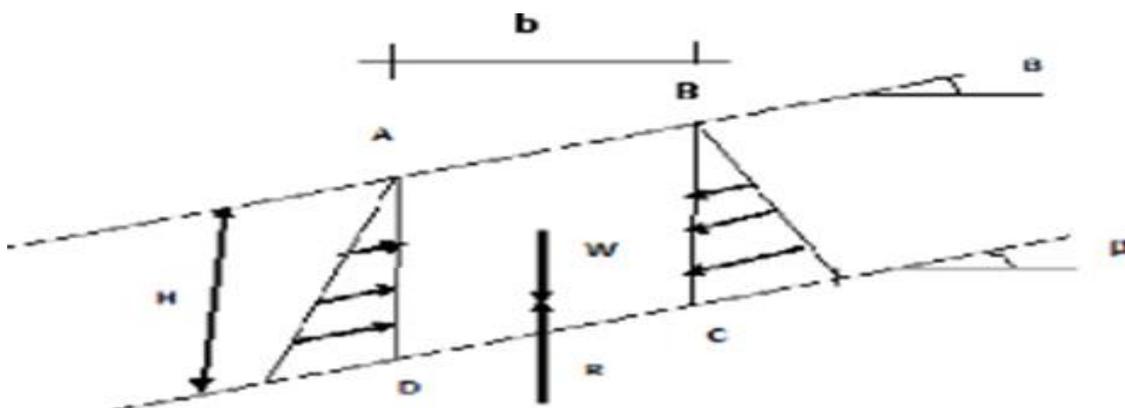


Figure 2.3- Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente (Gervveau, 2000).

Les diagrammes triangulaires le long d'AD et le long de BC sont égaux et opposés. On considère que la réaction R du terrain est égale au poids W de l'élément ABCD. Cette réaction



Figure 2.4- Notations pour le calcul de la stabilité d'une pente avec écoulement (AISSA, 2011).

Les diagrammes de poussée des terres le long de AD et le long de BC sont considérés égaux et opposés. On en contrainte moyenne le long de DC pour calculer l'équilibre. On déduit les contraintes effectives moyennes appliquées le long de CD :

$$F_S = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{(\gamma h Z) + (\gamma_{sat} - w) (H - Z) \cos 2 \beta \times \tan \varphi' + C'}{(\gamma h Z) + \gamma_{sat} \times (H - Z) \sin \beta \times \cos \beta} \quad (2.13)$$

2.3.1.2 Rupture circulaire

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices (Dib, 2015).

2.3.1.2.1 Méthodes d'analyse globale

Méthode de Taylor (1937)

Cette méthode s'adapte aux pentes de géométrie simple formées d'un sol homogène sans présence d'eau. Il est considéré au niveau de la méthode les forces relatives au poids propre du massif, à la cohésion et à la résultante de la force normale et celle de frottement. La formulation du coefficient de sécurité (Goual, 2019).

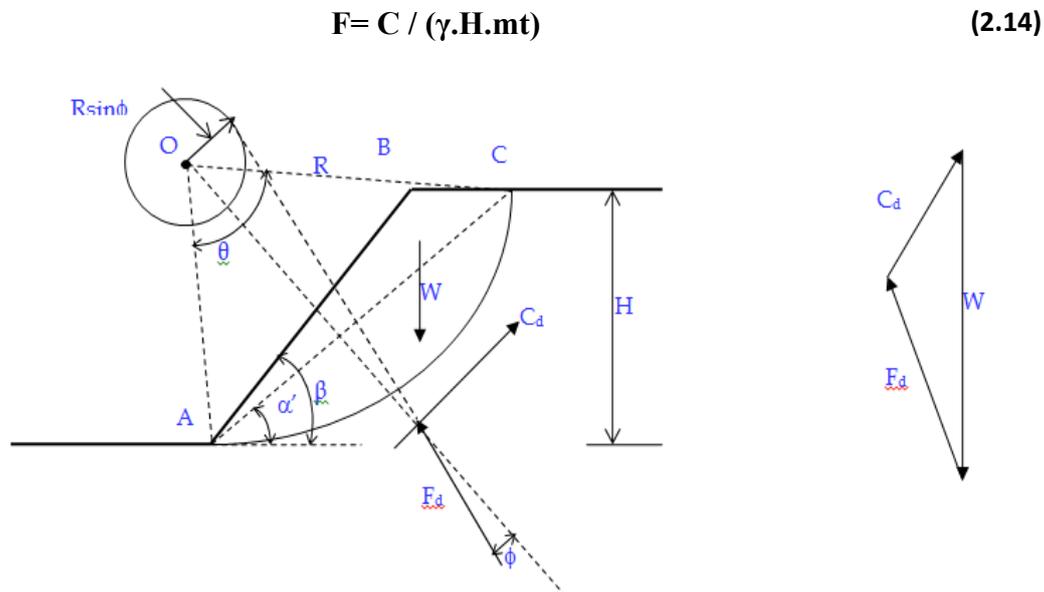


Figure 2.5- Analyse d'un talus homogène (Goual, 2019).

Où le coefficient de stabilité dépend de la géométrie de la pente. A partir de cette méthode de base, ont été dérivées d'autres méthodes intégrant d'autres paramètres de stabilité. On résume

sur le tableau ci-dessus, les différents apports de ces méthodes par rapport à la méthode de base de Taylor.

**Tableau 2.2 - Apport des méthodes dérivées par rapport à la méthode de Taylor (Goual, 2019)**

Méthodes dérivées	Apports par rapport à la méthode de base
Caquot (1954)	Introduction de la pression interstitielle et l'aspect d'hétérogénéité du sol
Caquot-Kerisel	Application à un milieu cohérent homogène avec écoulement linéaire
Hunter-Schuter	Considération d'une variation linéaire de la cohésion en profondeur

**2.3.1.2.2 Méthodes d'équilibre des forces**

**Méthode des coins**

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par de 2 ou 3 lignes droites. Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zones (Lefriki, 2015).

**2.3.1.2.3 Méthodes d'équilibre des moments**

**Méthode de Bishop**

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante (Khalil et Senad, 2014).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_i + W n \tan \varphi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m W n \sin \alpha} \tag{2.15}$$

Avec :

$$m \alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \right] \tag{2.16}$$

Pour déterminer FS il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F_{s0}$  le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop.

Les écarts sur FS peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

**Méthode de Fellenius**

C'est une méthode des tranches verticales développée par Fellenius (1927). La simplicité de la méthode a permis de calculer manuellement les coefficients de sécurité (Harkati, 2019).

**Hypothèses :**

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et partage le talus en tranches;
- Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), voir la figure (2. 6), en conséquence :

$$N = W \cdot \cos\alpha \tag{2.17}$$

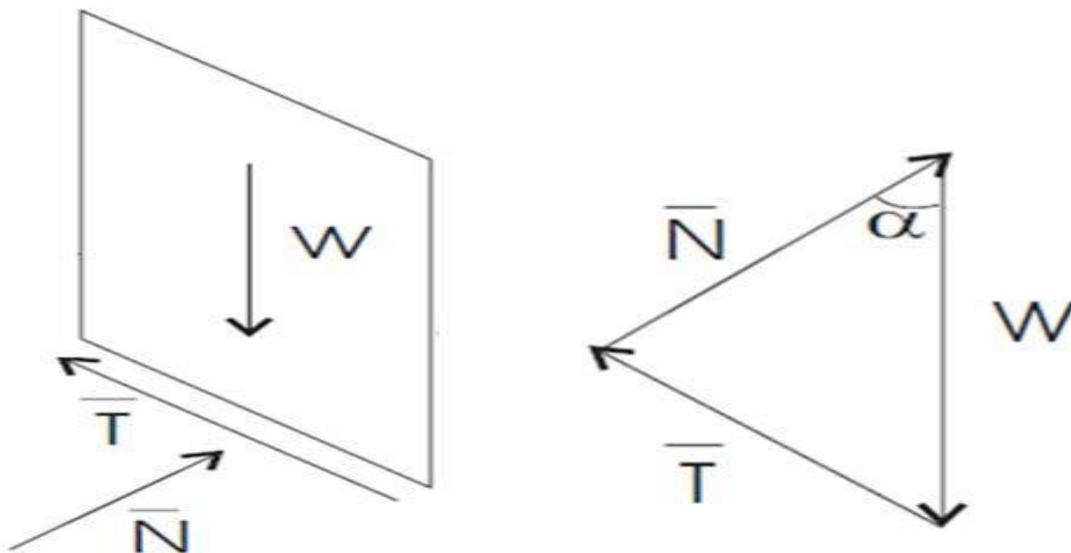


Figure 2. 6- Ensemble des forces appliquées sur une tranche (Méthode ordinaire) (Harkati, 2019).

Cette méthode calcule le facteur de sécurité par la vérification de l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches.

$$F_m = \frac{\sum [c \cdot l + (N - u \cdot l) \tan\phi]}{\sum W \sin\alpha} \tag{2.18}$$

Remplaçons la valeur de N ;

On a donc :

$$F_m = \frac{\sum [c \cdot l + (W \cos\alpha - u \cdot l) \tan\phi]}{\sum W \sin\alpha} \tag{2.19}$$

### 2.3.1.2.4 Méthodes d'équilibre des forces et des moments

#### Méthode de Janbu généralisée

La méthode généralisée de JANBU (Janbu, 1973) considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe (Benouis, 2010).

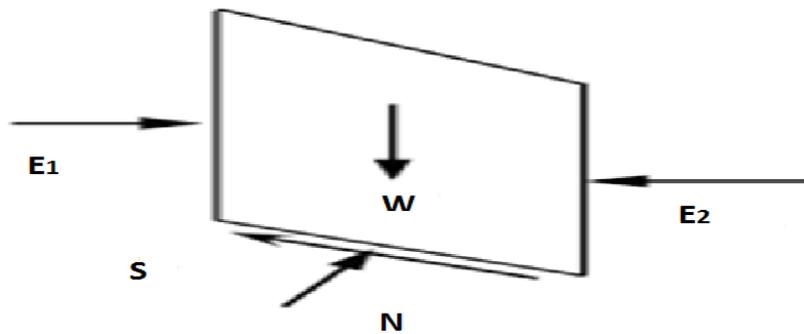


Figure 2.7- Les forces appliquées pour la méthode de Janbu (Maafi et Mechachou, 2020).

$$F = \frac{\sum(c' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi') \sec \alpha}{\sum(W - \{T2 - T1\}) \tan \alpha + \sum(E2 - E1)} \quad (2.20)$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter-tranche de cisaillement (T) comme:

$$N = \frac{1}{\tan \alpha} \sum(W - \{T2 - T1\}) - \frac{1}{F} (c' \cdot l + u \cdot l) \tan \phi' \sin \alpha \quad (2.21)$$

#### Méthode de Janbu simplifiée

Cette méthode est élaborée par Janbu (1956). La technique de Janbu calcule le facteur de sécurité en vérifiant l'équilibre global des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre global des moments (Harkati, 2019).

#### Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement quelconque ;
- Les forces agissant sur la tranche (i) sont définies comme celles de la méthode de Bishop simplifiée.

Le facteur de sécurité est défini par la formule suivante :

$$F_f = \frac{\sum [c' \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (2.22)$$

Par la projection en parallèle à la base de la tranche ; l'équation devient :

$$F_f = \frac{\sum [c \cdot l + (N - u \cdot l) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.23)$$

Remarque : Cette valeur obtenue doit être corrigée en fonction de l'allure de la courbe de rupture.

$$F_f = f_0 \cdot F_f \quad (2.24)$$

### Méthode de Spencer

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales soient parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées au même angle. Cette inclinaison est calculée en tant qu'élément de la solution d'équilibre. La méthode de Spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base, une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. Le principe de calcul de cette méthode est le même que celui de la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (le rapport constant entre les comptes verticaux et horizontaux des forces inters tranches) (Kadi, 2020).

### Méthode de Morgenstern et Price

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter- tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches:

$$\tan \theta_i = X / E = \lambda \cdot f(x_i') \quad (2.25)$$

Où :

$\theta_i$ : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;  $\lambda$  : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;  $f(x_i')$  : est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement ;  $x_i'$  : est la normalisation linéaire des coordonnées  $x_i$ , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et  $\pi$ .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire (Boukhedia, 2017).

### Méthode des perturbations

Cette méthode utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, Elle suppose que la contrainte normale à la surface de rupture potentielle, en un point  $M$  de celle-ci, peut être écrite sous la forme :  $\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \cdot \tan \alpha)$ , avec  $\sigma_0 = \gamma \cdot h \cdot \cos^2$ . Qui est la contrainte obtenue par Fellenius (**Bali et Boukeras, 2018**).

$\alpha$  : L'angle en  $M$ , de la surface de rupture avec l'horizontale,  $\lambda$  et  $\mu$ , deux coefficients réels.

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et moment) à trois inconnues ( $\lambda$ ,  $\mu$ ,  $F$ ).

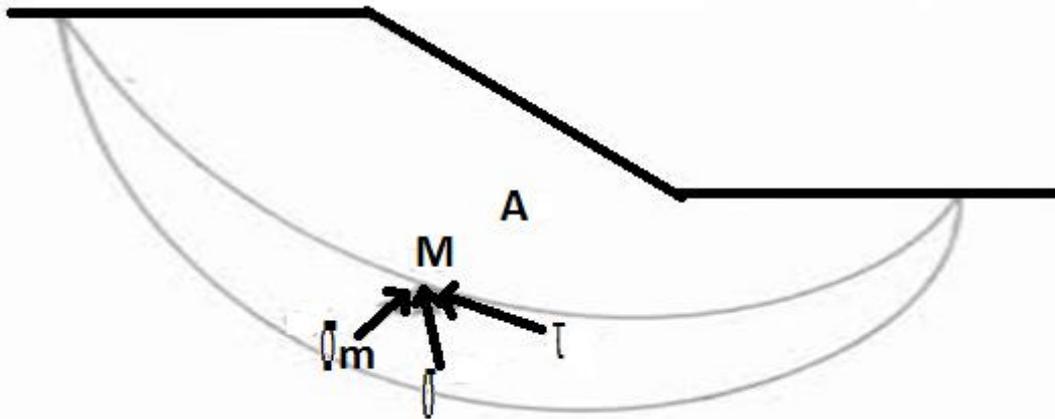


Figure 2.8- Schéma pour la méthode de perturbation.

## 2.4 Méthodes d'analyses de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques

### 2.4.1 Présentation des différentes méthodes

#### Méthodes reposant sur des observations

Ce sont les travaux de (Keefer, 1984 ; Rodriguez et al. 1999 ; Hancox et al. 2002) qui reposent essentiellement sur des observations de terrain. Les bases de données permettent une vision globale du phénomène de mouvement de versant sous sollicitation dynamique (**Yahiaoui, 2008**):

- Une première identification des facteurs de prédisposition et des facteurs déclenchant d'une instabilité.
- La définition de corrélation entre les caractéristiques des mouvements de versant et celles des séismes.

La connaissance des facteurs de prédisposition et des facteurs déclenchant et une analyse détaillée de leur importance relative sur la stabilité des versants sont à la base de la cartographie des zones de plus forte susceptibilité au phénomène de mouvement de versant sous sollicitations dynamique. Cette cartographie est aujourd'hui essentiellement menée par l'intermédiaire des systèmes d'information géographique (SIG) qui permettent la superposition, sur un même document, d'une multitude d'informations cartographiques que sont :

- La topographie des versants, souvent analysée sur la base de modèle numériques de Terrain (MNT).

- La géologie des versants.
- Les propriétés mécaniques des matériaux
- Les données hydrogéologiques
- La sismicité
- La distribution des mouvements de versant existants
- Des indications sur le taux de déformation des masses de sols ou de roches au niveau de ces mouvements de versant anciens.

L'étude de chacun de ces facteurs, de leur importance relative sur la stabilité des versants et de leurs répartitions spatiales, couplée à une modélisation numérique, permet de définir des Cartes d'alea de mouvement de versant sous sollicitation dynamique déterministe ou probabiliste. Dans une carte d'alea déterministe, l'espace est divisé en deux ensemble distincts, les zones stables et les zones instables, alors que dans une carte d'alea technique bien que très prometteuse présente une limite majeure : sa fiabilité repose sur la définition du ou des critères d'instabilité ainsi que sur la quantité des données cartographiques disponibles. On peut ajouter par ailleurs, que les méthodes basées sur des observations ne nous permettent pas de nous donner la stabilité d'une pente donnée.

### **Méthodes reposant sur la modélisation**

Cinq types de méthodes reposent sur la modélisation permettent d'évaluer la stabilité des Versants sous sollicitations dynamiques, il s'agit de (**Meziani, 2018**) :

- La méthode pseudo - statique connue sous le nom de méthode de Terzaghi (1960)
- La méthode en déplacement connue sous le nom de la méthode de Newmark (1965)
- Méthode de Sarma (1973)

- Méthode de MINEIRO (1975, 1979)
- Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis

**Méthode en déplacement de Newmark (1965)**

La méthode de conception basée sur les déplacements commence essentiellement avec **Newmark (1965)**. En étudiant l'effet des séismes sur les remblais et les barrages, **Newmark** a utilisé l'exemple d'un bloc rigide qui repose à la surface du sol et qui peut glisser le long de l'interface bloc-sol comme présenté sur la Figure 2.9. Cette méthode s'applique principalement pour un sol granulaire sec et homogène. Les déplacements sont supposés se produire parallèlement à la pente selon une cinématique de glissement plan (**Meziani, 2018**).

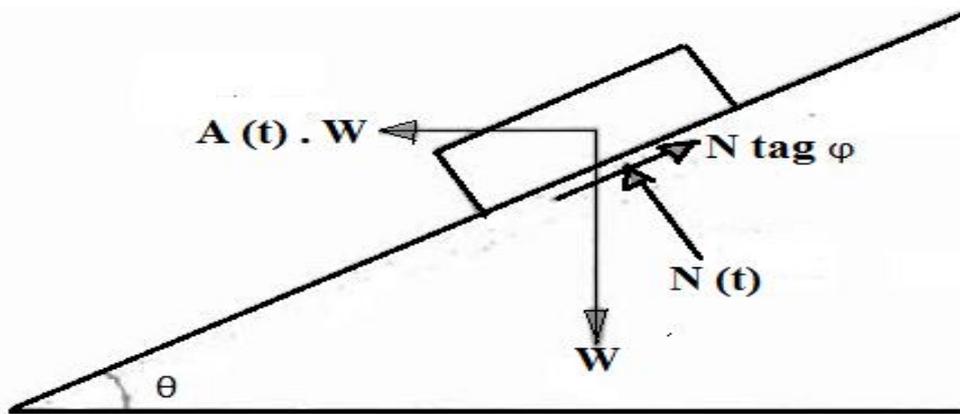


Figure 2.9 - équilibre du bloc au cours du temps (**Newmark 1965**) (**Yahiaoui, 2008**).

Au cours des cycles, il y a alternativement glissement relatif du sol en surface vers l'aval et entraînement de cette partie dans le mouvement général d'oscillation. Il en résulte par saccades une reptation d'une couche superficielle du sol vers le bas de la pente. De manière simplifiée, telle que l'a présentée **NEWMARK**, on peut considérer un accélérogramme en créneaux de temps élémentaire  $t_0$ . Pour une accélération horizontale orientée vers l'amont, il y a glissement lorsque l'accélération  $A$  est supérieure à une valeur limite  $A'$ .  $A'$ , fonction de l'angle  $\theta$  de la pente et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

$$A' = \frac{\cos\theta \cdot \tan\phi + \sin\theta}{\sin\theta \cdot \tan\phi - \cos\theta} \tag{2.26}$$

Le déplacement relatif  $\delta$ , à chaque cycle, est obtenu par une double intégration :

$$\delta = \frac{V^2}{2gA} \left(1 - \frac{A'}{A}\right) \tag{2.27}$$

Ou :

$$V = Agt_0 \tag{2.28}$$

La méthode a été vérifiée sur des essais en modèles réduits à la table vibrante qui ont donné des résultats assez satisfaisants (Newmark 1965) (Yahiaoui, 2008)

Cette méthode a ensuite été améliorée par Goodman and Seed (1966) qui procèdent numériquement à une double intégration sur l'accélérogramme, pour évaluer le déplacement cumulé, et qui tiennent compte d'une éventuelle diminution de la résistance au cisaillement par radoucissement d'un cycle à l'autre, comme indiqué à la figure 2.9.

Ayant réalisé de nombreux essais en modèles réduits, ils font remarquer que la méthode est très sensible à la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

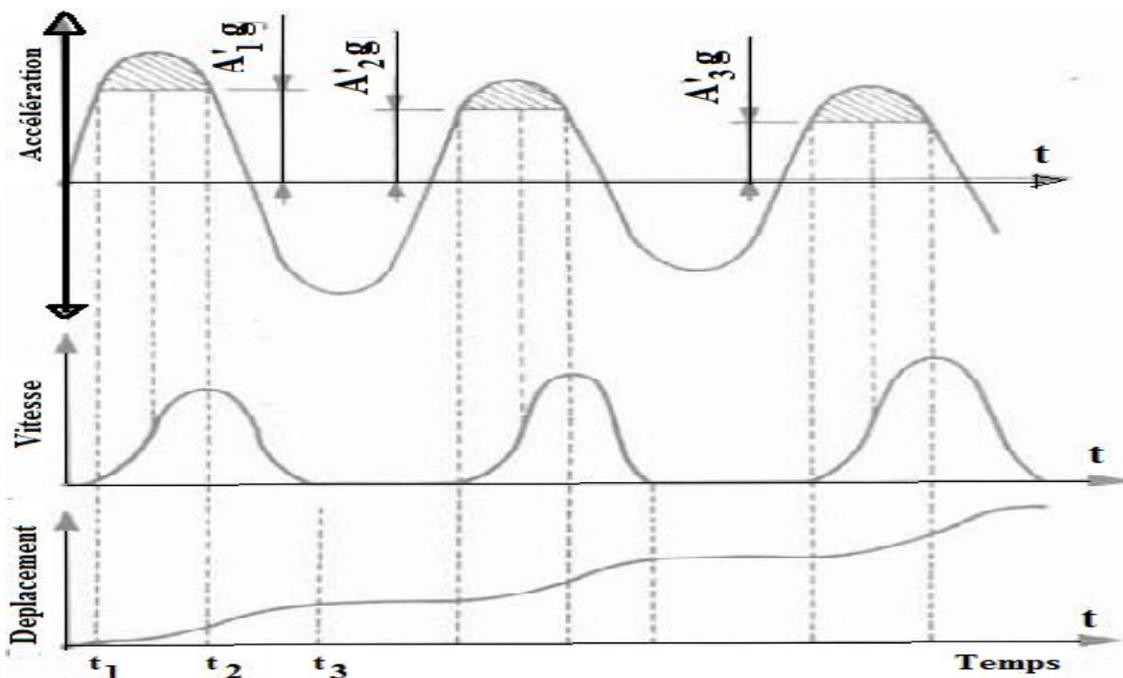


Figure 2.10- Double intégration de l'accélérogramme (Newmark 1965) (Yahiaoui, 2008).

### Méthode pseudo statique

Cette méthode est dérivée de la méthode classique d'analyse de la stabilité statique d'une pente en rupture circulaire. On considère en effet, qu'aux forces volumiques classiques de gravité s'ajoute une force volumique  $\gamma k$  d'intensité constante, destinée à simuler l'effet des forces d'inertie dues au séisme ( $\gamma$  : poids volumique du matériau). Dans cette approche, le séisme est donc entièrement caractérisé par la donnée du vecteur :  $k = a / g$  où  $a$  désigne la densité volumique d'accélération d'inertie (Yahiaoui, 2008).

Cette méthode a été introduite par TERZAGHI dès 1950; elle fut et demeure encore largement utilisée compte tenu des nombreux développements qui ont été faits en statique (méthode de BISHOP, méthode des perturbations, méthode en rupture non circulaire, ...).

Le vecteur sismique  $\mathbf{k}$  a deux composantes : le coefficient sismique horizontal  $\mathbf{k}_h$  dont la valeur est prépondérante, le coefficient sismique vertical  $\mathbf{k}_v$  souvent négligé. Les valeurs couramment utilisées pour  $\mathbf{k}_h$  vont de **0,05** à **0,15** aux Etats-Unis et de **0,15** à **0,25** au Japon. Ce choix reste essentiellement empirique, sans être réellement calé sur l'expérience et sur les observations (Seed, 1966).

La sollicitation dynamique est représentée sous la forme d'une force volumique  $\mathbf{I}$ , de module proportionnel au poids du volume potentiellement instable, Par l'intermédiaire de coefficient pseudo – statique  $\mathbf{K}$  (Fig. 2.10). La stabilité au glissement est liée à un coefficient de sécurité pseudo - statique autrement dit dynamique qui est calculé par les mêmes méthodes de calcul dans le cas statique et en tenant compte de cette force de volume supplémentaire. Lorsque  $F_{dyn}$  est inférieur ou égal à 1 la pente est dit instable.

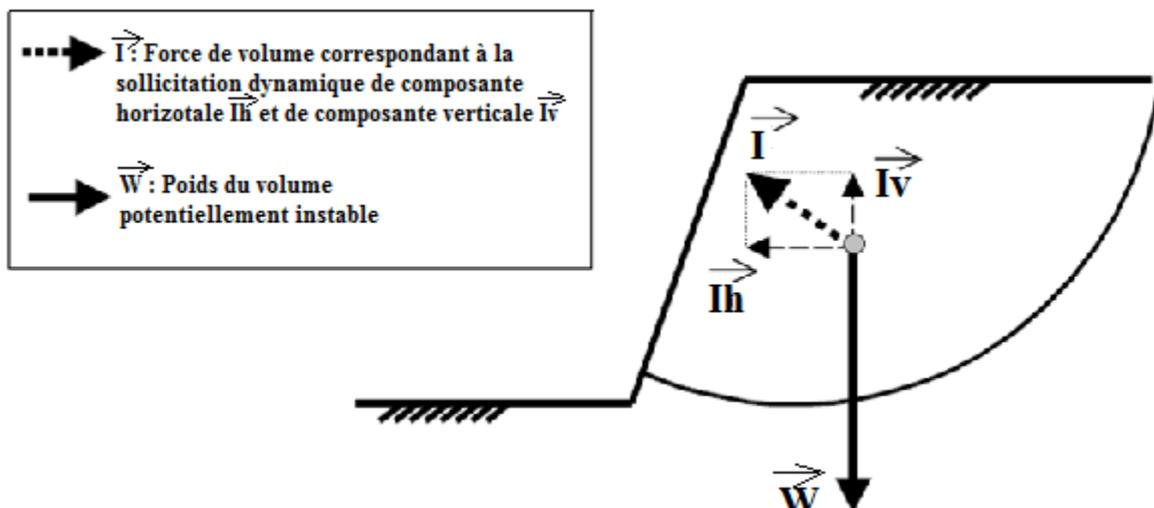


Figure. 2.11 - méthode pseudo statique (Terzaghi 1960) (Yahiaoui, 2008).

### Méthode de Sarma

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb expression (Benouis,2010):

$$T = c \cdot h + E \cdot \tan \phi \quad (2.29)$$

$h$  : hauteur de la tranche,

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- ✓ Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement,
- ✓ Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments.

#### **Méthode de MINEIRO (1975,1979)**

À l'année 1975 et 1979 Mineiro proposé une méthode qui prend en compte la fragilité dynamique des sols et les pressions interstitielles générées lors d'un séisme. La méthode considère les étapes suivantes (**Meziani, 2018**) :

- ✓ L'accélération limite initiale est déterminée par la résistance statique du matériau et en tenant compte des pressions interstitielles lors de la survenance du tremblement de terre et de la fragilité du matériau, est calculée l'accélération limite résiduelle.
- ✓ -Les accélérations induites par le tremblement de terre dans le sol sont calculées par la méthode des éléments finis en supposant un comportement élastique linéaire avec amortissement visqueux pour le matériau.
- ✓ L'évaluation des déplacements se fait compte tenu de la valeur de l'accélération limite résiduelle et l'accélérogramme induit agissant sur la base de la surface de glissement.

#### **Méthode de calcul en déformation par éléments finis ou par différences finis**

Ces méthodes permettent de simuler le comportement dynamique de structures composées de sols ou de roches. Leur principal avantage est leur capacité à prendre en compte la variabilité spatiale et temporelle des accélérations au sein du versant, autrement dit, les effets de site (**Meziani, 2018**).

#### **Analyse par la méthode des éléments finis**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds (**Yahiaoui, 2008**).

La discrétisation de l'objet se nomme le maillage. Ainsi notre objet est représenté par des fonctions définies sur chaque élément que l'on pourrait éventuellement utiliser pour représenter la totalité de l'objet. Ce sont en particulier des polynômes ou des fonctions harmoniques. En sollicitation cyclique, le diagramme contrainte déformation en cisaillement

du sol présente une courbe avec hystérésis, donc avec dissipation d'énergie. On peut alors modéliser le sol de deux façons :

- On pratique d'abord une analyse linéaire avec un module de cisaillement effectif, puis on introduit un amortissement visqueux pour modéliser la dissipation d'énergie dans le sol.
- On pratique une analyse non linéaire pas à pas dans le temps avec variation des paramètres à chaque pas.

Réalisées avec minutie, ces deux approches sont très lourdes en calcul. Des raccourcis ont été proposés. Hardin et al. (1970) proposent une formule plus complète pour le module de cisaillement maximum  $G_{max}$  de sable et l'argile et ils posent :

$$G_{max} = 314 \frac{(2973 - e)^2}{(1+e)} OCR^k Pa \left( \frac{\sigma'_m}{Pa} \right)^{1/2} \quad (2.30)$$

Avec :

- $\sigma'_m$  : est la contrainte principale effective moyenne
- $Pa$  : la pression atmosphérique
- $e$  : l'indice des vides
- $k$  : un coefficient qui dépend de l'indice de plasticité (Tableau 2.3)
- $OCR$  : le coefficient de sur consolidation

Tableau 2.3-Valeur de l'exposant k, formule de Hardin et al 1972.

Indice de plasticité du sol	Valeur de k
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
>100	0.5

La résistance ultime est fournie par l'équation de Coulomb avec comme valeur de contrainte normale, la plus faible des contraintes s'appliquant sur un élément de sol soit :

$$K_0 \sigma'_v0 \quad (2.31)$$

L'amortissement visqueux est aussi quantifié par Hardin et al, (1972).

Ils écrivent :

$$\tau = \tau \max \left( \frac{1-G}{G_{max}} \right) \quad (2.32)$$

Ceci fournit l'accélérogramme à la surface du sol et le spectre de réponse qui détermine les charges sismiques. On obtient aussi les valeurs maximales des contraintes et des déformations qui permettent de vérifier le risque de liquéfaction. D'autres approches plus sommaires existent et peuvent parfois donner des résultats informatifs.

Bien qu'il existe de nombreux logiciels utilisant cette méthode et permettant de « résoudre » des problèmes dans divers domaines, il est important d'avoir une bonne idée de ce qu'il faut faire, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : les résultats sont approchés, pour cela il existe des indicateurs d'erreur et des estimateurs d'erreur qui permettent d'ajuster les différents paramètres vis-à-vis des résultats trouvés.

## 2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la notion de coefficient de sécurité, qui est le facteur le plus important pour évaluer la stabilité de la pente, en plus des méthodes de calcul de la stabilité de la pente. En théorie, il existe différentes méthodes pour calculer l'équilibre de la limite avec leurs différentes hypothèses. Ainsi, le choix d'une méthode ou de l'autre dépendra de la disponibilité des propriétés mécaniques et de la bonne estimation pouvant être déterminée pour la position de la ligne de rupture critique.

Dans la pratique courante d'un ingénieur géotechnicien, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles. La mise en œuvre de ces méthodes est généralement développée par des outils ou logiciels adaptés à ce type d'analyse tel que Plaxis qui est basé sur des éléments finis.

# **Chapitre 03**

## **Présentation de la zone d'étude**

### **3.1 Introduction**

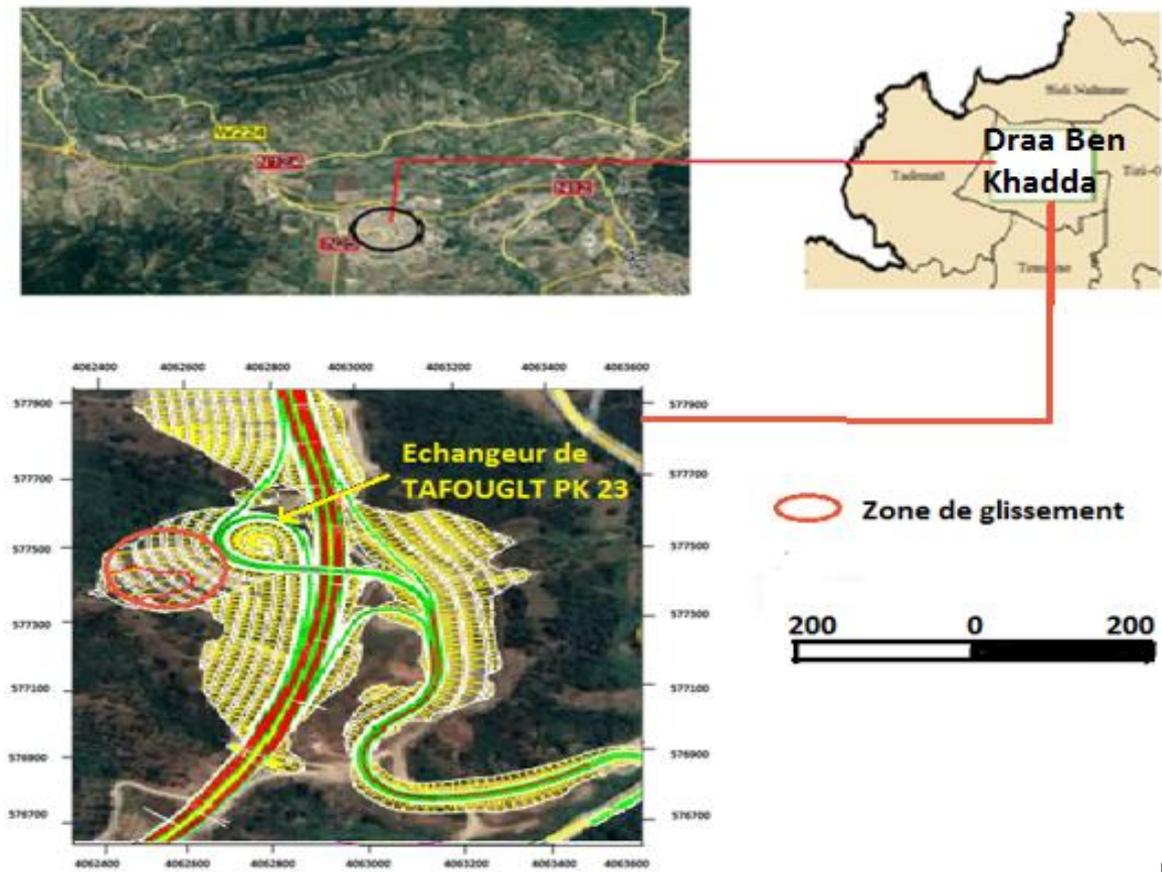
Plusieurs versants de la région de la Kabylie et particulièrement en Tizi-Ouzou connaissent et ont connu des mouvements de terrain plus ou moins importants, certains sont actifs depuis quelques années et engendrent des dommages et des pertes considérables qui pèsent sur l'économie des communes et des wilayas concernées. **(Djerbel et Melbouci, 2012)**. Donc la reconnaissance des sols permet d'appréhender les causes et les facteurs qui déclenchent les glissements de terrain pour passer de l'état d'instabilité à l'état de stabilité.

Dans le cadre des études de glissement de talus, nous présentons dans ce chapitre l'ensemble des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique établis sur le glissement du talus de déblai de l'Echangeur « TAFOUGHILT »PK23 (projet de pénétrante de Tizi-Ouzou à Bouira).

### **3.2 Situation géographique**

La région d'étude est rattachée à Draa Ben Khadda, La wilaya de Tizi-Ouzou. Elle se situe à 10 km du chef-lieu de la wilayade Tizi-Ouzou. Elle s'étend sur une superficie de 3341ha. Elle est limitée au Nord par la commune de Sidi Naâmane, à l'Est par la commune de Tizi-Ouzou, à l'Ouest par la commune de Tademaït au Sud par la commune de Tirmatine.

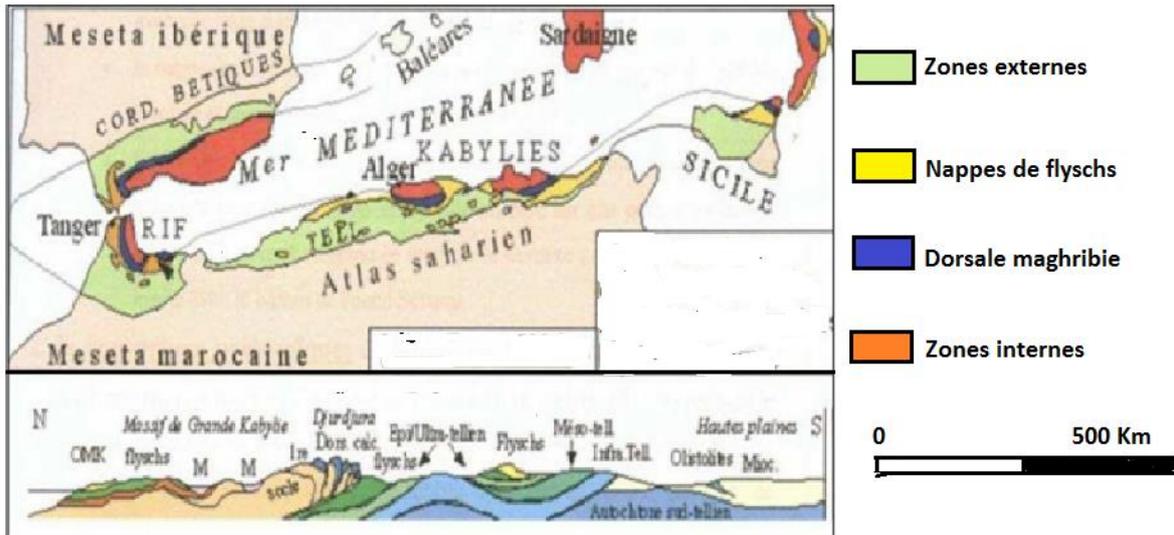
Le site qui fait l'objet de cette mémoire se trouve au niveau de la pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest dans l'Echangeur « TAFOUGHILT » PK23 a été survenue environ le mois de juillet de 2016.



**Figure 3.1** - Localisation de la zone d'étude (le glissement du talus de déblai l'Echangeur Tafoughlt PK23) (Image satellitaire par Google Earth).

### 3.2 Géologie régionale de Tizi-Ouzou

Le massif de grande Kabylie est situé dans le domaine interne de la chaîne des Maghrébines. Cette chaîne résulte de la tétanisation d'un domaine paléogéologique constitué par des bordures de plaques Eurasiatiques et africaines et par le domaine intermédiaire dit micros plaques d'Alboran. Selon plusieurs auteurs (Delga, 1969 ; Raymond, 1976 ; Coutelle, 1979 ; Bouilliret al, 1984 ; Naak, 1988 ; Saad Allah, 1992) ce massif comprend les ensembles suivants ou l'on distingue du Sud vers le Nord (Fig.3.2) (Bouaziz, 2012).



**Figure 3.2-**Carte structurale schématique de la chaîne maghrébine montrant la disposition des zones externes et des zones internes de la grande Kabylie (Amour, 2014).

- **Le socle kabyle**

Il est constitué de terrains métamorphiques qui affleurent en grande partie dans la zone centrale et Sud de la Wilaya de TIZI OUZOU, à la limite des flancs Nord du Djurdjura. Cette unité se subdivise en trois ensembles structuraux, superposés de bas en haut :

- ✓ Un socle gneissique fortement métamorphique.
- ✓ Une série de schistes satinés, faiblement métamorphique, la base de cette série comporte, de haut en bas des marbres, des quartzites, des sericitoschistes et des amphibolites. Des schistes argileux et silteux, peu ou pas métamorphique.

- **La Dorsale kabyle**

La chaîne du Djurdjura constitue le tronçon le plus important de la Dorsale Kabyle. Elle forme une barrière entre les formations du socle métamorphique au Nord et celle du crétacé tellien au Sud. Ce sont des formations calcaires liasiques ou localement ceux de l'Eocène qui déterminent ses principaux reliefs.

- **L'Oligo-Miocène Kabyle**

Il s'agit d'une formation conglomératique et gréseuse, transgressive, qui repose en discordance sur le socle Kabyle métamorphique. Elle passe vers le haut à un olistostrome à blocs divers de flysch crétacé, recouvert par les nappes de flyschs Nord kabyles.

- **Les nappes de flysch**

Elles sont à matériel crétacé et nummulitique et s'empilent en couches pelliculaires, charriées sur les zones externes, et plus rarement sur les zones internes, comme c'est le cas pour le Nord de la Kabylie. Dans ces unités structurales on classe les : flyschs numidiens ; les flysch massyliens, le flysch du haut Sébaou-Azazga, le flysch de port Gueydon et le flyschmauretaniens.

- **Le Miocène post-nappe**

Les terrains de cet ensemble géologique occupent un vaste synclinorium qui s'étend sur près de 80 m d'Est en Ouest (Tizi-Ouzou se place au centre du bassin). A l'Est il arrive jusqu'au méridien d'Azazga. Il est représenté par des conglomérats (100 à 250 m) ; une formation molassique grés marneuse (250 m) et une formation argileux marneuse (500 m au maximum).

- **Le quaternaire**

Il est représenté par des faciès variés ; dans les vallées il se développe des cailloutis grès polygènes, gravelelites et aleurolites qui occupent ces espaces.

### **3.3 Géologie locale**

Après l'exploitation des données disponibles (rapport d'études géotechniques) (dossier géotechnique bretelle 1 échangeur PK 23 section 4.2,) montre que la zone d'étude est située en terrainsmétamorphiques du socle kabyle, composé en cette région principalement par schistes d'âge protérozoïque et montre la présence des formations géologiques couverte par dépôts quaternaires d'origine alluvial, colluvial ou éluvial. Nous distinguons ainsi:

- ✓ **Schistes et phyllades du protérozoïque supérieur**

On peut trouver l'unité des schistes très altérés en surface dans la zone de l'échangeur du pk 23 intercalée par les autres roches métamorphiques. L'histoire tectonique complique les relations spatiales entre les différents faciès métamorphiques. Les contacts entre les schistes et les autres unités métamorphiques ne sont pas clairs, quelques situations semblent un contact tectonique par faille en autres situations le contact semble normal.

Cette unité est composée de principalement de phyllades et schistes à séricine et présentent une foliation bien développée et très pénétrative et persistante. Les unités plus modernes s'appuient de manière discordante sur le socle (unité des schistes très

altérés). L'orientation de la foliation est très variable le long du tronçon, ce qu'il suit que la déformation a continué après la formation de la foliation. Les roches observées sur les affleurements ont souffert un grand effort exprimé comme déformation ductile (plissement de la foliation) et fragile (failles). Une sous-unité de schistes très altérés avec caractéristiques résistantes faibles a été définie. Elle s'agit des zones superficielles de schistes spécialement altérées. La forte fracturation avec un haut degré d'altération de la roche peut produire éventuels tronçons de schistes de faible résistance avec tendance à produire glissements sur les déblais.

✓ **Calcaires et marbres du protérozoïque supérieur**

L'unité de schiste est composée par calcaires et marbres avec divers degrés de métamorphisme et recristallisation de la calcite. Cette unité a été identifiée en profondeur dans quelques des sondages réalisés dans la zone d'étude. Bien qu'au long du tracé ne sont pas trouvés les affleurements de cette unité, la présence des calcaires a été découverte dans le sous-sol du tracé grâce à les carottes des sondages de la campagne géotechnique. D'autre part on peut observer la présence de carrières aujourd'hui en exploitation de ces matériaux dans les environs du projet.

Cette unité calcaire a été toujours trouvée en relation aux schistes et elle présente deux dispositions spatiales différentes par rapport aux schistes. En quelques tronçons les calcaires sont intercalés dans les schistes en couches plus ou moins puissantes, cependant, en autres tronçons les calcaires sont très massifs et puissants.

### 3.4 Hydrogéologie

Les ressources en eau souterraines de la Wilaya de Tizi-Ouzou se concentrent essentiellement dans la nappe alluviale de l'oued Sébaou, alimentée par l'infiltration directe à partir des eaux de pluies dont la moyenne est de l'ordre de 1000 mm/an et des crues de l'Oued Sébaou et de ses affluents. L'écoulement s'effectue d'amont en aval du bassin versant, avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations (2.5 m à 6 m) sur les pentes de la vallée (**Hambli et Hamiche, 2017**).

Dans la zone d'étude, on peut prévoir de ne pas trouver la nappe phréatique pendant l'exécution des travaux, tel que montre la mesure de la nappe phréatique réalisée (**Tab 3.1**) et le fait que pendant l'excavation des déblais déjà réalisés on n'a pas détecté la présence d'eau.

Tableau 3.1- Mesures de la profondeur de la nappe phréatique au niveau de l'échangeur du pk 23.

SONDAGE	Profondeur du sondage (m)	Niveau phréatique 30/09/2014
SC-01	15	Sec

### 3.5 Hydrologie

Le territoire de la wilaya est dominé par un réseau hydrographique composé d'un chevelu dense, bien hiérarchisé, et dont la majorité des oueds sont encaissés et présentant un régime irrégulier pendant toute l'année, mais ils sont souvent en crue ; ce réseau est marqué principalement par l'Oued Sebaou qui recueille à travers ses affluents l'essentiel des eaux en provenance du Djurdjura. En parallèle, on trouve plusieurs qui coupent ce territoire, mais qui sont moins importants tel que : Assif N'Boubehir, Oued Djemaa, Oued-Bougdoura, Assif Ousserdhoun, Assif-El Hammam, Oued-Aissi, oued Ksari, et oued Rabta (**Berchiche, 2018**).

### 3.6 Paramètres climatologique

La région de Tizi-Ouzou est exposée à un climat méditerranéen, caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers froids et pluvieux. Les chutes de neige sont fréquentes au cours des hivers très froids, dans les hauts reliefs, où l'altitude dépasse les 800 m. Les données climatiques classent la région dans un climat de type subhumide caractérisé par :

- Des précipitations moyennes varient selon l'altitude entre 600mm/an à 900mm/ans
- Des températures froides en hiver et chaudes en été.
- Une longue période de sécheresse s'étale de juin à septembre

#### 3.6.1 Température

La wilaya de Tizi-Ouzou se situe dans la partie Nord centrale d'Afrique qui se caractérise par un climat humide avec des températures basses et un climat frais et modéré pendant toute l'année.

Tableau 3.2- Données climatique de la région de Tizi-Ouzou pour l'année 2019.

Paramètres	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Ao u	Sép	Oct	Nov	Déc	Moy
<b>T. Moy</b>	10.0	11.5	14.1	16. 1	19. 1	25. 6	29. 9	29. 3	25. 5	21. 7	15.0	14.2	<b>19.3</b>
<b>T. Mini</b>	6.1	6.6	8.7	11. 2	12. 9	18. 7	22. 5	23. 2	19. 5	15. 9	11.5	10.2	<b>13.9</b>
<b>T. Max</b>	13.5	16.1	19.1	20. 8	25. 3	32. 5	37. 3	35. 5	31. 5	27. 4	18.5	18.1	<b>24.6</b>
<b>P. Moy</b>	185. 1	51.3	50.3	58. 4	35. 1	1.3	11. 0	9.5	46. 8	42. 8	220. 3	21.8	<b>733. 7</b>

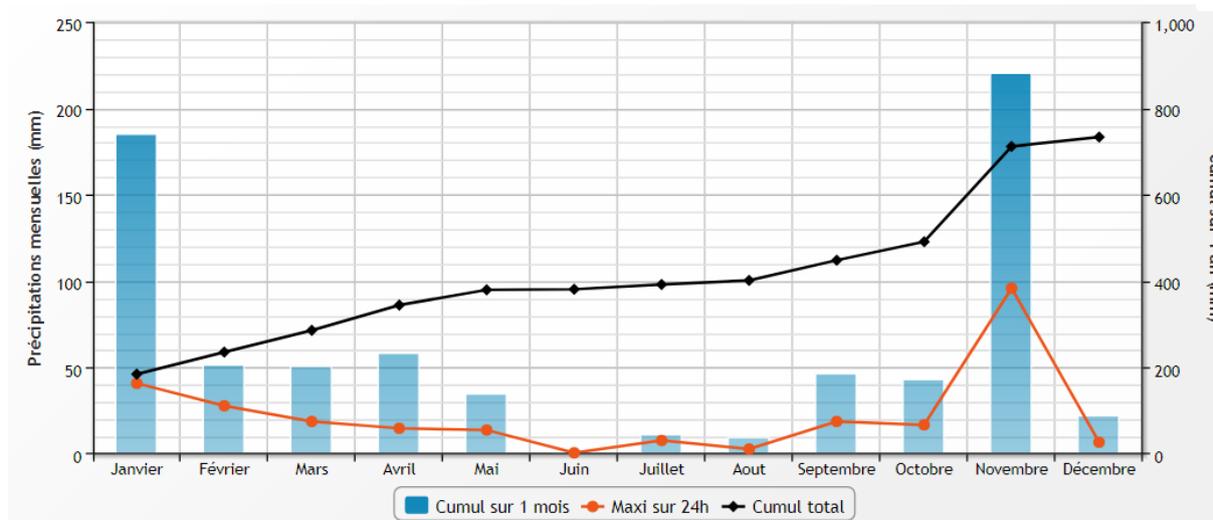


Figure 3.3 - Diagramme de précipitations en 2019 de la région de Tizi-Ouzou.

**T** : Température en °C. **P** : Précipitation en mm (**Station météorologique de Tizi-Ouzou, 2019**).

D'après les données climatiques (**Tab.3.2**) pour l'année 2019, nous constatons que la température varie selon les zones, avec une moyenne maximale de 29.9°C. Durant l'hiver, la température minimale est de 6.1°C.

### 3.6.2 Pluviométrie

Les précipitations sont considérées comme un élément très important dans les études d'impacts, puisqu'elles peuvent avoir une action directe sur la diminution de la concentration

et même le transport des polluants. L'analyse de tableau(3.2) montre que dans la région de Tizi-Ouzou, le niveau pluviométrique annuel dépasse (733.7 mm/an) durant l'année 2019 et les variations pluviométriques sont très élevées, et peuvent atteindre 185.1 mm pour le mois de janvier.

### 3.7 Sismicité

Il est bien que les séismes soient l'une des causes des éboulements, des glissements de terrain et (ou) de leur réactivation. De ce fait, il nous semble utile de donner un bref aperçu sur la sismicité de la région de Tizi-Ouzou. La région de Tizi-Ouzou à laquelle appartient le site d'étude fait partie du tell. Ce dernier fait partie de la zone de sismicité (II a), établi par le centre national de recherche en génie parasismique du Ministère de l'Habitat et de l'urbanisme, il est l'une des régions où les déformations sont actives et où les séismes moyenne dus à la convergence se manifestent fréquemment. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (Fig.3.3), soit :

- **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- **Zone I** : Sismicité faible.
- **Zone II a et II b** : Sismicité moyenne.
- **Zone III** : Sismicité élevée.



Figure 3.4-Carte des zones sismiques de l'Algérie selon le RPA99 (version 2003).

### 3.7.1 Classification des ouvrages

Quatre groupes de construction sont définis en fonction de leur usage avant, pendant et après un fort séisme :

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale devant demeurer opérationnels après un séisme majeur (centres de décision, hôpitaux, police, gendarmerie, installations militaires, de télécommunication, de stockage d'eau, routes...);
- **Groupe 1B** : Ouvrage de grande importance (bâtiments publics, scolaires, universitaires,);
- **Groupe 2** : Ouvrage courant ou d'importance moyenne (habitation, bureaux ...);
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

### 3.7.2 Classification sismique des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (**Tab 3.3**).

**Tableau 3.3**-Catégories des sols selon le RPA99 (**version 2003**).

Site	Description des sols		Vs (m/s)
S1	site rocheux	Roche ou autre formation géologique	$\geq 800$
S2	site ferme	Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur	$\geq 400$
S3	site meuble	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide	$\geq 200$
S4	site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle	$< 200$
		Dépôts d'argile molle à moyennement raide	

Le tableau au –dessous présente le coefficient d'accélération **A** en fonction du groupe de bâtiments concerné et de la zone sismique correspondante.

Tableau 3. 4-Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA99 (version 2003)

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.20

La wilaya de Tizi-Ouzou est classée dans la zone II (zone de sismicité moyenne) d'après le RPA 99 version 2003. Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe **1B**, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A = 0,20**.

### 3.8 Tectonique

Le massif ancien avec ses diverses variétés de roches cristallophylliennes schisteuses, forme le socle autour duquel sont venues se déposer les formations tertiaires, éocènes au Sud, miocènes au Nord, par suite de l'empiétement progressif du domaine maritime. La transgression au Sud, s'est manifestée avec l'Éocène supérieur (Numidien), au Nord avec le miocène inférieur (Carlennien, dont les assises conglomérées de base attestent le caractère littoral. La disposition

des zones de roches anciennes témoigne de la direction de l'Ouest à l'Est, des plissements anciens qui ont formé le relief, considérablement atténué par les érosions, de ce noyau central, au flanc duquel les plis postérieurs qui ont donné lieu à la chaîne du Djurdjura et à la chaîne littorale de la Kabylie, ont suivi la même orientation. On peut constater ici la torsion des zones anciennes vers le Nord-Ouest (massif des Flissa), torsion qui a provoqué le changement de direction de la chaîne des Nezliona, à l'Ouest du Djurdjura. La dépression de Dra-el-Mizan a été la conséquence du plissement de la chaîne éocène du Djurdjura et des Nezliona (fin de l'Eocène moyen), et le comblement par les assises du Numidien a été suivi de plissements et de dislocations (Tizi-R'nif, Boghni) qui ont préparé l'érosion, avec ablation presque totale de

l'assise remarquable des grès de Numidie, ablation qui paraît avoir précédé le dépôt des grès oligocènes de Tizi- R'nif (**Béron, 1867 ; Villa, 1868 ; Ficheur, 1890**).

### **3.9 Reconnaissance géotechnique du site**

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs, il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

- Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ... ) ;
- Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

Les données utilisées dans cette étude ont été collectés au niveau **SARLINZAMAC .AL**. Différents essais ont été réalisées in-situ et en laboratoire. Ces derniers ont été effectués après l'apparition du glissement en 2017.

#### **3.9.1 Reconnaissance in situ**

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ (Les sondages carottés ; Les essais pressiométrique).

##### **3.9.1.1 Organisation des essais in situ**

Après avoir déterminé la nature géologique du terrain et les caractéristiques géotechniques des sols en place, le **SARL INZAMAC .AL** a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- (05) cinq sondages SC-01, SC-02, SC-04, SC-05 et SC-06 carottés de 15 m, 34 m, 35m, 20 m et 22 m de profondeur respectivement.
- un essai pressiométrique.

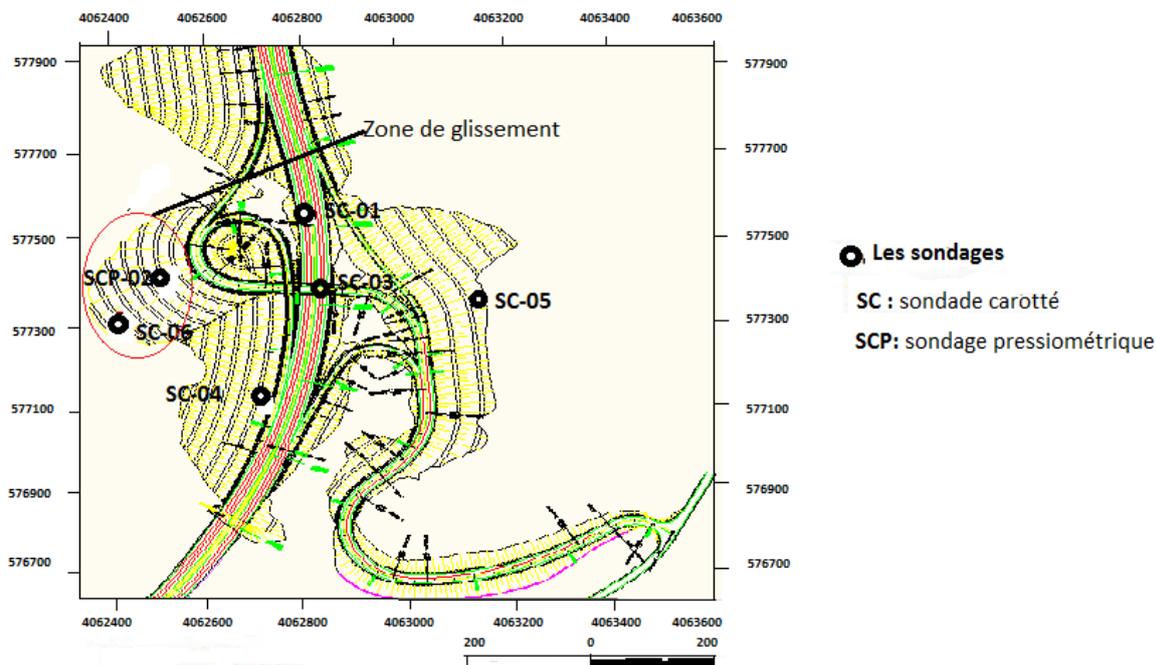


Figure 3.5-Carte d'implantation des essais in situ.

### 3.9.1.2 Sondages carottés

Ces sondages carottés ont été réalisés dans le site du glissement, montrent que le sous-sol du site est constitué :

Tableau 3.5—la description des sondages carottés qui réaliser dans la zone de glissement.

Nom de sondage	Prof (m)	La description
SC-01	00.00-03.00	Argile sableuse marron foncé à rougeâtre
	03.00-06.90	Schiste friable et humide de couleur grisâtre avec un passage marron jaunâtre en haut
	06.90-10.40	Schiste très altéré de couleur marron foncé à marron claire renfermant des cristaux de calcite et de précipitations carbonatés par endroits
	10.40-12.40	Calcaire blanchâtre, dur et bien récupéré
	12.40-13.70	Marne sableuse, de couleur marron brunâtre
	13.70-15.00	Calcaire blanchâtre, dur bien récupéré
SC-02	00.00-02.40	Argile schisteuse brunâtre
	02.40-23.00	Schiste et micaschiste moyennement argileux moyennement sableuse brunâtre, jaunâtre friable

	23.00-26.50	Calcaire siliceux blanchâtre très dur
	26.50-34.00	Schiste, micaschiste brunâtre, jaunâtre friable
SC-03	00.00-07.60	Argile schisteuse brunâtre, jaunâtre parfois sableuse friable
	07.60-17.00	Schiste brunâtre a rougeâtre oxydé avec beaucoup de cassures, friable
	17.30-25.00	Alternance de calcaire grisâtre dure et de schiste carbonaté grisâtre
SC-04	00.00-13.70	Colluvion composé en surface (de 0m à 4.10m) d'argile schisteuse brunâtre friable avec des fragments de de quartz blanchâtre et de gneiss (à partir de 4.35m) récupéré sous forme de sable et de fragments blanchâtre et jaunâtre avec présence de fragments de quartz durs
	13.70-21.60	Quartzite blanchâtre à grisâtre avec des traces jaunâtre dure récupéré sous forme de carottes et de fragments
	21.60-24.00	Micaschiste avec inter-lits de grés fracturé grisâtre avec des traces d'oxydations rougeâtre
	24.00-25.30	Schiste grisâtre altéré récupéré sous forme de fragments
	25.30-25.70	Passage formé de par un gré a inter lits d'argile
	25.70-35.00	Quartzite blanchâtre à grisâtre très dure récupéré sous forme de carottes avec des passages de grés mécacé dure entre (32.20 et 32.60m / 32.80 et 33.10m / 34.70 et 35.00m).
SC-05	00.00-04.20	Argile schisteuse brunâtre friable
	04.20-06.20	Calcaire siliceux grisâtre très dur récupéré sous forme de fragments
	06.20-20.00	Quartzite grisâtre très fracturé dur, récupéré sous forme de carottes et fragments et même sous forme de sable entre 6.20m et 7.00m
SC-06	00.00-09.20	Schiste ferme brunâtre récupéré parfois broyé
	09.20-10.00	Argile sablo-graveleuse ferme
	10.00-13.00	Sable argileux
	13.00-14.00	Argile sablo graveleuse ferme
	14.00-16.20	Schiste broyé
	16.20-17.00	Sable grossier
	17.40-21.00	Schiste brunâtre moyennement ferme à moyennement compacte
	21.00-22.00	Grès grisâtre fragmenté dure

Dans la zone de glissement dispose de deux sondages très proches à la zone glissée : le sondage SC-02 et le sondage SC-06.

Dans ces sondages on peut distinguer d'une manière claire les différents niveaux d'altération de la roche :

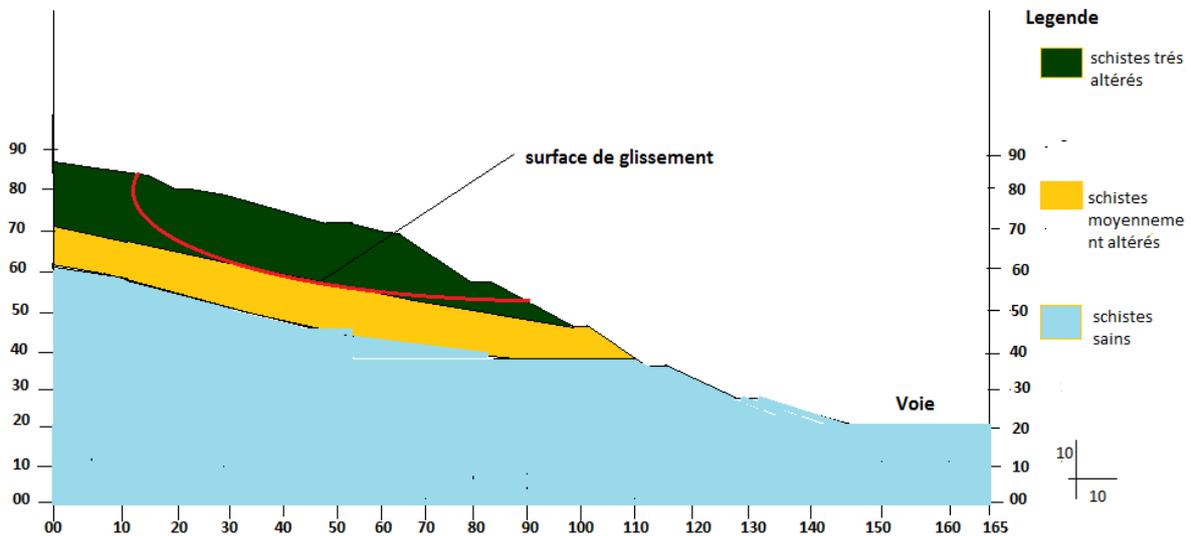


Figure 3.6- Coupe géotechnique du site.

### 3.9.1.3 Les essais pressiométriques(NF P94-261)

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain. L'analyse des résultats permet d'obtenir, à une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- Le module pressiométrique  $E_M$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- La pression limite  $P_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol
- La pression de fluage  $p_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

## 3.9.1.3.1 Résultats de l'essai pressiométrique

Tableau 3.6 -Résultats des essais pressiométriques au niveau de l'échangeur du pk 23

Sondage	Prof, (m)	Ep (Mpa)	PI (Mpa)	Ep/PI
SCP-03	5	8.416	1.557	5.41
	10	20.647	2.828	7.30
	15	93.737	5.489	17.08
	20	124.240	6.177	20.11

## 3.9.1.3.2 Interprétations des résultats

Tableau 3. 7-Classification des Argiles selon la pression limite (NF P94-261).

Classe de sol	PI(MPa)
Très mous à mous	< 0,4
Fermes	0,4 à 1,2
Raides	1,2 à 2
Très raides	$\geq 2$

D'après les résultats obtenus, et après avoir réalisé les calculs nécessaires on obtient la valeur de pression limite moyenne  $PI = 4,01 \text{ MPa}$ . On conclut que, d'après le tableau de classification, l'argile étudiée est **très raide**  $PI = 4.01 \geq 2 \text{ MPa}$ .

Le rapport (EM/PL) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudié. On admet selon Ménard cité par (Gabin Michel, 2008), la classification suivante :

**Tableau 3.8** -Classification selon le rapport (EM/PL).

Argile	
(EM/PL) < 5	Argiles remaniées ou triturées.
5 < (EM/PL) < 8	Argiles sous-consolidées.
8 < (EM/PL) < 12	Argiles normalement consolidées.
12 < (EM/PL) < 15	Argiles légèrement sur consolidées.
(EM/PL) > 15	Argiles fortement sur consolidées.

L'analyse de l'essai pressiométrique **SC-03** a donné des rapports **EM/PL** et d'après le tableau de classification précédent, l'argile étudiée est :

- ✓ Entre **05** et **12** (Schistes normalement consolidées).
- ✓ Entre **12** et **15** (Schistes légèrement sur consolidées).
- ✓ **>15** (Schistes fortement sur consolidées).

### 3.9.1.3.3 Classification de site

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'onde de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le **tableau 3.9** suivant (**RPA, 2003**) :

**Tableau 3.9** - Classification des sites (**RPA, 2003**)

Catégorie	description	QC (MPa)	N	PL (MPa)	EP (MPa)	Qu (MPa)	VS (m/s)
S1	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	400-800
S3	Meuble	1.5 – 15	10 -50	1 - 2	5 – 20	0.1 – 0.4	200-400
S4	Trèsmeuble	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≤200

D'après les résultats de l'essai pressiométrique et le tableau ci-dessus on peut classer notre site dans la catégorie **S2 (Site ferme)**.

**3.9.2 Essais de laboratoire**

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques, mécaniques et chimiques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais s'effectuent sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif (**Costet et Sanglérat, 1981**).

Compte tenu de la nature des échantillons prélevés au droit de chaque sondage carotté ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques réalisés selon les normes en vigueur au

**SARL INZAMAC .AL.**

**3.9.2.1 programmes des essais au laboratoire**

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

**Tableau 3.10**– programmes des essais au laboratoire.

sondage	la teneur en eau	analyses granulométrique	La Masse Volumique	bleu Méthylène	Essai de compression axiale	Limites d'Atterberg
SC-01	✓	✓	✓	✓	✓	
SC-02	✓	✓	✓		✓	
SC-03		✓	✓	✓	✓	✓
SC-04			✓		✓	

**3.9.2.2 Résultats des essais au laboratoire**

**3.9.2.2.1 Essais d'identification :**

Identifier un sol dans en géotechnique consiste classiquement à exécuter la série des essais(teneur en eau, poids volumique apparents, poids volumique des grains, granulométrie avec ou sans analyse des fins par sédimentométrie, limites d'Atterberg (limite de liquidité **WL**, limite de plasticité **Wp**).

➤ **Teneur en eau (NF P94-053)**

Le test de la teneur en eau permet la détermination de la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon).

$$w = \frac{M_w}{M_s} * 100 \text{ (\%)} \quad (3.1)$$

M<sub>w</sub>: Masse de l'eau dans le sol (échantillon)

M<sub>s</sub>: Masse des particules solides du sol (échantillon).

La teneur en eau est exprimée en pourcentage.

**Tableau 3.11** -Classification des sols selon la teneur en eau W.

Teneur en eau W	Etat
01-25%	Légèrement humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	Détrempé
≤100%	Saturé

➤ **Poids volumique (NF P94-050)**

a) **Poids volumique du sol humide  $\gamma_h$  ( $\gamma$ )**

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (gr/cm<sup>3</sup> ; kg/m<sup>3</sup>; t/m<sup>3</sup>).

$$\gamma_h = \frac{W}{V} \quad (3.2)$$

Avec : W est le poids de l'échantillon humide et V le volume total. Poids volumique du sol sec ( $\gamma_d$ )

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (g/cm<sup>3</sup> ; kg/m<sup>3</sup>; t/m<sup>3</sup>).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t} \quad (3.3)$$

Avec :  $W_s$  est le poids des grains solides et  $V_t$  le volume total.

Le tableau ci-après donne une classification du sol selon ces deux paramètres (J. Costet et G. Sanglérat, 1981) :

**Tableau 3.12** - Classification des sols selon leurs densités.

Nature du sol	$\gamma_h$	$\gamma_d$
Sable	17 à 20 KN/m <sup>3</sup>	14 à 18 KN/m <sup>3</sup>
Argile	16 à 22 KN/m <sup>3</sup>	10 à 20 KN/m <sup>3</sup>
Tourbe	13 à 17 KN/m	03 à 10 KN/m <sup>3</sup>

➤ **Degré de saturation**

Le degré de saturation  $S_r$  indique la quantité d'eau que contient le sol, il s'agit du volume occupé par l'eau volume total des vides (c'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol).

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (3.4)$$

➤ **Analyse granulométrique (NF P 94-056 / NF P 94-057)**

L'essai de l'analyse granulométrique permet de détecter et de caractériser la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un échantillon. Cet essai consiste en la caractérisation et la classification géotechnique des sols en fonction de la taille des grains qui les constituent

➤ **Limites d'Atterberg (NF P 94-056 / NF P 94-057)**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Selon la norme française NFP 94-051, cet essai permet de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol. Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre (Fig. 19):

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité  $W_L$ ).
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité  $W_p$ ).

❖ **Limite de liquidité**

La limite de liquidité est une teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle est fixée conventionnellement comme la valeur de la teneur en eau. Exprimée en pourcentage.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Wl = \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} \quad (3.5)$$

N: Nombre de coups nécessaires pour la fermeture de la rainure tracée sur l'argile étendue sur la coupelle.

❖ **Limite de plasticité**

La teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20 mm de longueur au La limite de plasticité  $Wp$  est moment où son diamètre atteint 3 mm.

❖ **L'indice de plasticité IP**

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il donne l'étendue du domaine de plasticité du sol :

$$Ip = Wl - Wp \quad (3.6)$$

**Tableau 3.13-** Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
> 40	Très plastique

Les classifications du sol les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) des sols grenus et le diagramme de plasticité de Casagrande.

➤ **Essai au bleu de méthylène**

La détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche est régie par la norme NF P 94-068 (AFNOR 1998). Pour les matériaux dont le  $D_{max}$  est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est:

$$VBS = \frac{B}{M_0} \times 100 \quad (3.7)$$

$$B = V \times 0.01 \quad (3.8)$$

VBS: est exprimée en grammes de bleu. Pour 100 g de matériau sec,

B: est la masse de bleu introduite (solution à 10 g/l), M0: masse sèche de la prise d'essai

**Tableau3.14** – Résultats des essais au laboratoire (W,  $\gamma_d$ ,  $\gamma_h$  et Sr)

sondage	Prof (m)	W (%)	$\gamma_d$ (t/m3)	$\gamma_h$ (t/m3)	Sr (%)
SC-01	03,00 - 03,45	6,72	2,01	2,15	55,93
	09,00 - 09,45	15,52	1,88	2,17	100
SC-02	7,30 - 7,60			2,01	
	11,95 - 12,10	9,98	<b>1,58</b>	1,74	39,1
	24,5 - 25,00			2,61	
SC-03	03,00 - 03,45				
	06,00 - 06,45				
	19,80 – 21,10			2,68	
SC-04	21,25 – 27,12			2,54	
	30,40 – 30,70			2,82	
	33,10 – 33,25			2,85	

**Tableau 3.15** – Résultats des essais au laboratoire (Limites d'Atterberg, Granulométries, VBS)

Sondage	Prof (m)	Limites d'Atterberg			Granulométries (%)			VBS
		WL (%)	WP (%)	IP (%)	< 2 mm	< 80 $\mu$	< 2 $\mu$ m	
SC-01	03,00 - 03,45	N, M			78,33	33,47		0,32
	09,00 - 09,45	N, M			96,81	67,15		1,24
SC-02	11,95 - 12,10	N, M			74,11	26,71		2,9
SC-03	03,00 - 03,45	31	22	09	81,40	74,22	11,30	0,5
	06,00 - 06,45	28	23	05	50,90	17,52	03,07	0,375

### 3.9.2.2.2 Interprétations des résultats

D'après les résultats des essais au laboratoire obtenus dans les tableaux 3.14 et 3.15

Cela applique que le sol est un sol finlégèrement humide. Le poids volumique sec moyenne et degré de saturation faible, D'après les résultats de limite d'Atterberg, les schistes constituant le sol sont peu plastiques avec  $W_l$  varie entre 28 et 31% et  $I_p$  entre 5 et 9 %.

### 3.9.2.2.3 Essais mécaniques de laboratoire

#### ➤ Essai de compression simple

L'essai de compression uniaxiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide. Les essais se font généralement par lots de 5 échantillons par roche homogène pour obtenir une bonne moyenne. Dans certains cas, et selon la taille de l'échantillon de roche disponible, les lots peuvent être plus grands ou plus petits. Terzaghi donne à partir de  $R_c$  une échelle de consistance du sol résumé dans le tableau 3.16 suivant :

**Tableau 3.16** -la consistance de sol à partir de  $R_c$

La consistance	$R_c$ (bars)
Très molle	$R_c < 0.25 < \text{bar}$
Molle	$0.25 < R_c < 0.50 \text{ bar}$
Mi- consistante	$0.50 < R_c < 1 \text{ bar}$
Consistante	$1 < R_c < 2 \text{ bars}$
Très consistante	$2 < R_c < 4 \text{ bars}$
Extrêmement consistante	$R_c > 4 \text{ bars}$

#### ➤ Résultats obtenus

Les résultats de l'essai de cisaillement sont insérés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.17-résultats de l'essai de cisaillement.

Sondage	Prof. (m)	RCSroche
		Rc (MPa)
SC-01	11,70-12,00	16,63
SC-02	24,5-25,00	34,36
SC-03	19,80-21,10	45,99
SC-04	13,85-14,03	4,76
	16,30-16,50	12,74
	21,25-21,45	9,96
	26,95-27,12	11,61
	30,4-30,7	15,11
	33,10-33,25	27,79

#### ❖ Interprétation des résultats

Selon la norme géotechnique et les tableaux 3.16 et 3.17, le sol analysé peut être qualifié de sol très consistant.

### 3.10 Conclusion

La région de Tizi-Ouzou est caractérisée par une géologie variée d'âge différent, et l'hydrogéologie de cette région caractérisée par de cours d'eau d'écoulement avec des niveaux des eaux souterraines soumis à de grandes variations. Le régime climatique la région caractérisée par de fortes précipitations et avec température variée. La sismicité de la région est moyenne, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

L'étude géotechnique du site de glissement du talus localisé sur le côté d'échangeur de Tafoughlt PK 23 (Projet de la pénétrante Tizi-Ouzou-Bouira), est basée sur les résultats de la campagne d'investigation in situ et au laboratoire ont permis de reconnaître les différentes formations qui composent le sol du site. Le versant est constitué par une variabilité de différents types des schistes (Très altéré, moyennement altéré et légèrement altéré).

Enfin, les résultats obtenus permettront d'effectuer des calculs numériques qui seront présentés dans le prochain chapitre.

# **Chapitre 04**

## **Analyse de la stabilité du site d'étude**

## **4.1 Introduction**

Suite aux risques d'instabilités observés sur le site d'étude situé sur la pénétrante autoroutière reliant la Ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est Ouest à l'échangeur de TAFOUGHLT pk 23, et tenant compte des résultats de l'étude géotechnique et géologique, un calcul de stabilité du talus il est recommandé. Le présent chapitre, en le jugeant très important, fera l'objet de cette étude dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le sol.

Ce chapitre est consacré à donner une partie pratique sur l'application des méthodes des éléments finis par l'utilisation de logiciel Plaxis afin de modéliser le glissement du talus de déblai de l'échangeur de TAFOUGHLT PK 23 pour objectif de faire ressortir le coefficient de sécurité dans un cas statique de versant d'une part et l'inclusion des situations défavorables (talus émergé à moitié, nappe d'eau) d'autre part. Cette analyse nous permet de proposer des solutions de confortement adéquates.

## **4.2 Présentation du logiciel Plaxis**

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique (**Boumala et Mekacher, 2016**).

En 1998, la première version de Plaxis pour WINDOW est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D Plaxis Tunnel program est sorti en 2001

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniques de nos jours, dans le monde entier.

### **4.2.1 L'interface du programme Plaxis**

L'interface d'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous-programmes (**Input, Calculations, Output et Curves**):

- **Le programme d'entrée de données (Input)**

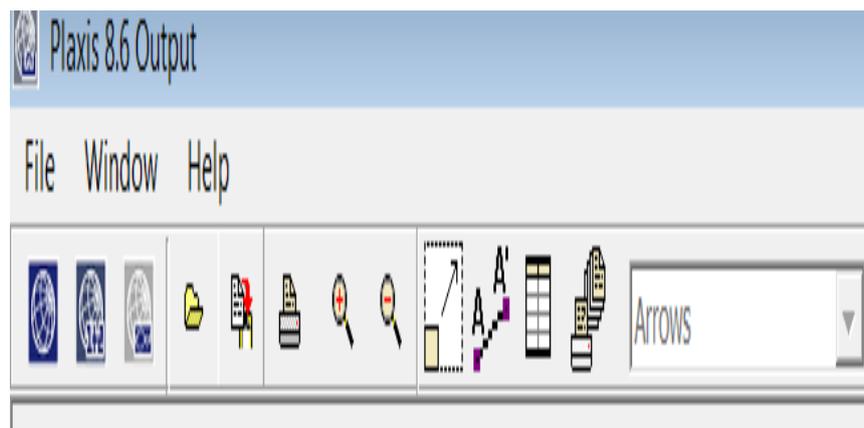
L'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input (**Cheikh et Djaber, 2019**).

- **Le programme de calcul (Calculations)**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis (**Maafi et Mechachou, 2020**).

- **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés (**Lamouri, 2015**).



**Figure 4.1-** Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

- **Le programme courbe (Curves)**

Nous permettons d'avoir les interfaces courbes (**Cheikh et Djaber, 2019**).

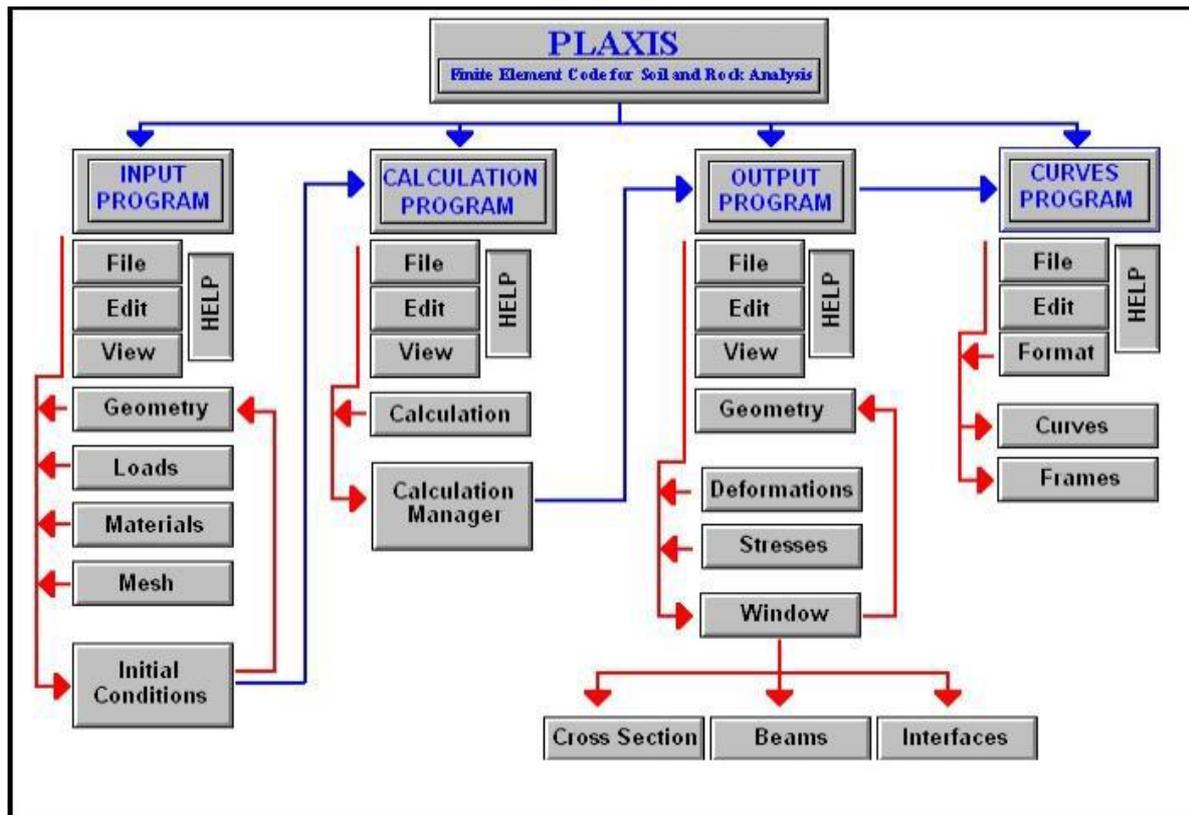


Figure 4.2- Organigramme du code Plaxis (Cheikh et Djaber, 2019).

### 4.2.2 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

#### 4.2.2.1 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure 4.3) (Chikh, 2016).

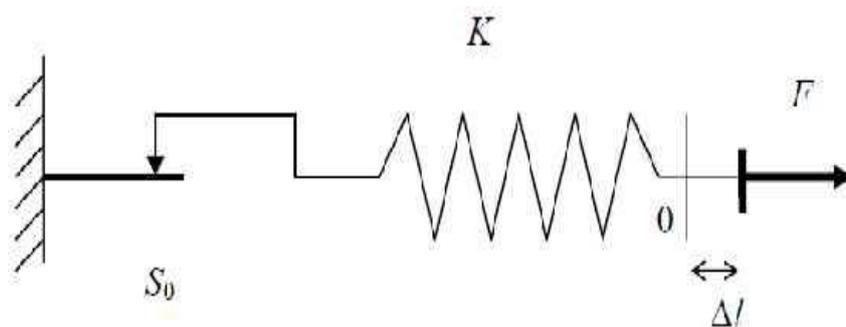


Figure 4.3-Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique(Chikh, 2016).

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure (4.4).

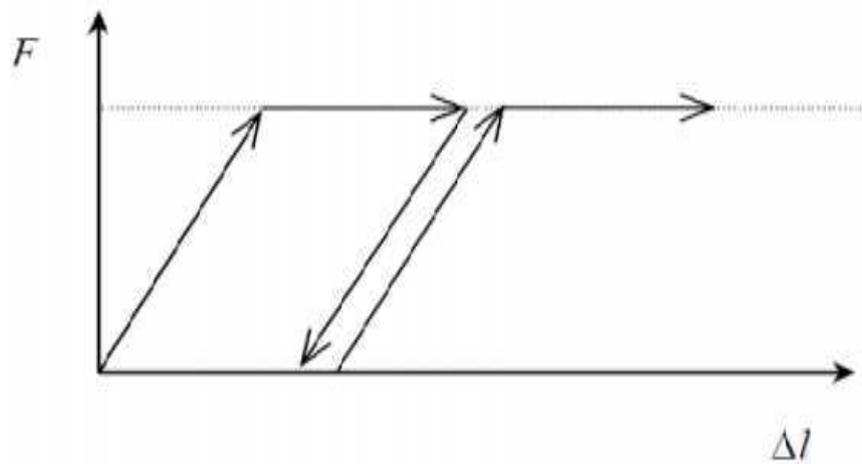


Figure 4.4- Représentation du comportement élastique parfaitement plastique (chikh, 2016).

Le type de comportement représenté par les figures [4.3 et 4.4] est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (4.5) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

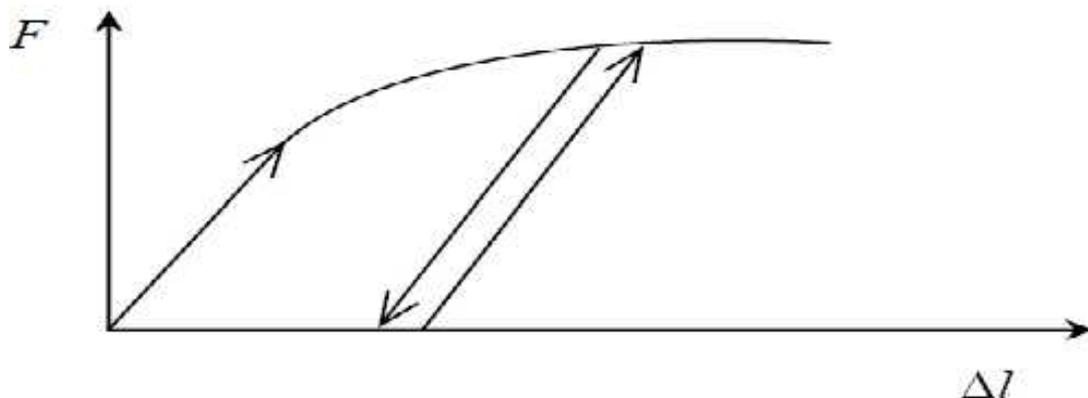


Figure 4.5- Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage (Chikh, 2016).

#### 4. 2. 2.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre (Ali Rachedi, 2011).

D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi. Gest en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par larelation :

$$E = 2G (1 + \nu) \quad (4.1)$$

Le modèle élastique de Plaxis 3D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

#### 4.2.2.3 Modèle de Mohr- Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est l'un des modèles les plus utilisés. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de frottement,  $\phi$ , et l'angle de dilatance,  $\psi$ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement (Goual, 2019).

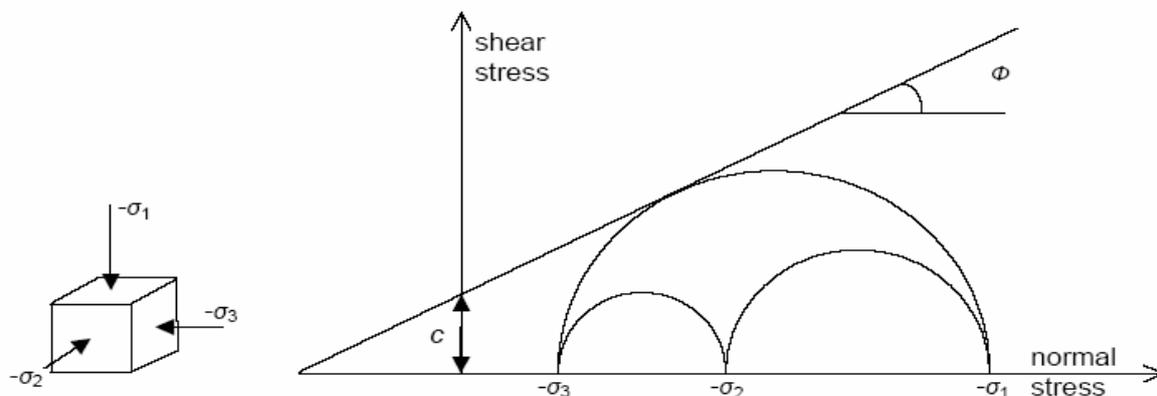


Figure 4.6- Courbe intrinsèque du Mohr-Coulomb (Lahmadi, 2006).

### 4.3 Estimation des paramètres mécaniques résiduels

À partir les résultats des essais géotechniques et des observations sur site on a réalisé lacaractérisation des différentes unités géotechniques observées sur la trace de la zone d'étude.

#### 4.3.1 Schistes et phyllades du protérozoïque supérieur

On a distingué entre les schistes moyennement à très altérés et très à presque totalement altérés.

4.3.1.1 Schistes très totalement altérés

Un glissement a été survenu lors des travaux d'excavation dans les niveaux supérieurs du déblai de la Bretelle 1. Cette zone est constituée par des schistes très altérés de l'unité de schistes très totalement altérés

Afin de déterminer les paramètres géotechniques de l'unité de schistes très totalement altérés une analyse à l'inverse a moyennant le logiciel slide 6.0 été réalisée.

Dans la figure suivante on montre les résultats de cette analyse :

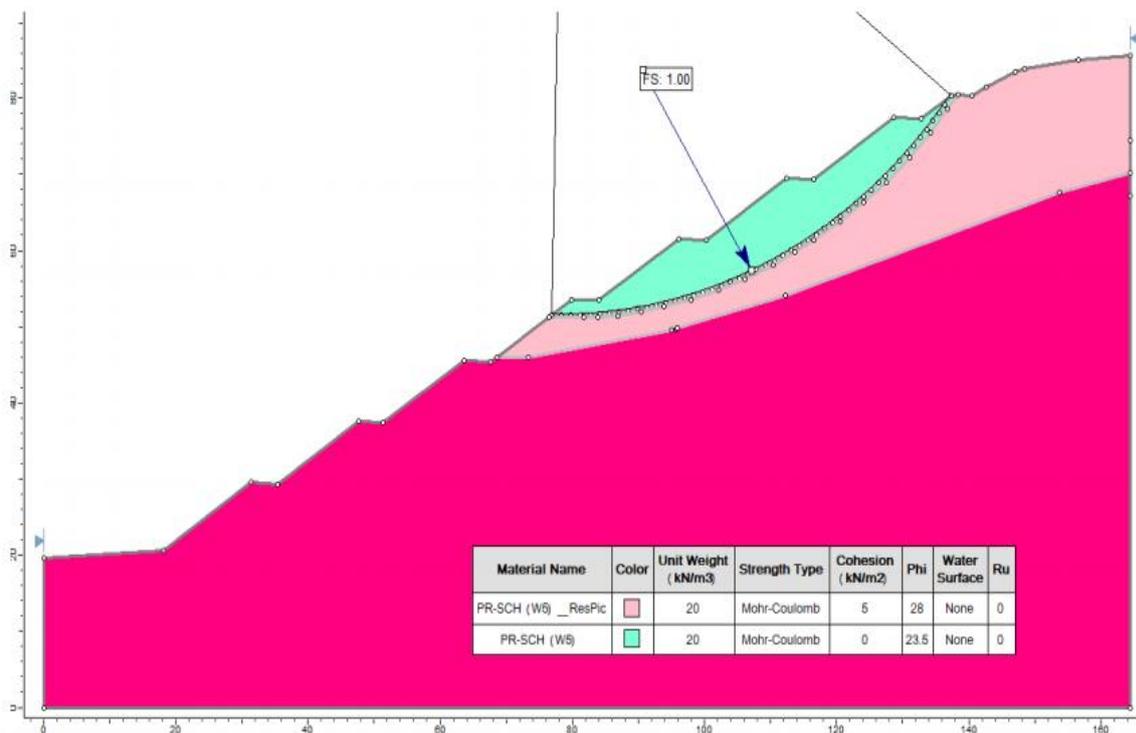


Figure 4.7-Analyse à l'inverse du glissement.

Comme on peut le voir, la valeur de l'angle de frottement obtenu pour l'unité de schistes très totalement altérés est  $\phi' = 23,5^\circ$

En ce qui concerne à la masse de terrain glissée il faut considérer que la résistance de pic a été dépassée. Pour cette raison des paramètres de résistance résiduelle ont été considérés uniquement dans les terrains affectés et mobilisés par le glissement.

Afin d'estimer l'angle de frottement résiduel  $\phi_r'$  des matériaux glissés différentes corrélations à partir du limite liquide, indice de plasticité, etc. ont été évaluées :

$$\phi_r' = 453,1 \cdot Wl - 0.85 \tag{4.2}$$

$$\phi r' = -0,34 \cdot IP + 32.1^{\circ} \quad (4.3)$$

Où :

WI=Limite liquide

IP=Index de plasticité

L'utilisation des expressions indiquées nous ont fourni les suivantes valeurs d'angle de frottement résiduel :

$$\phi r' = 24,5^{\circ} - 30,4^{\circ}$$

Dans la figure suivante on montre des graphiques avec différents corrélations. Il a été représenté les valeurs de  $\phi r'$  à partir des résultats des essais de laboratoire pour échantillons des sondages de la zone d'étude :

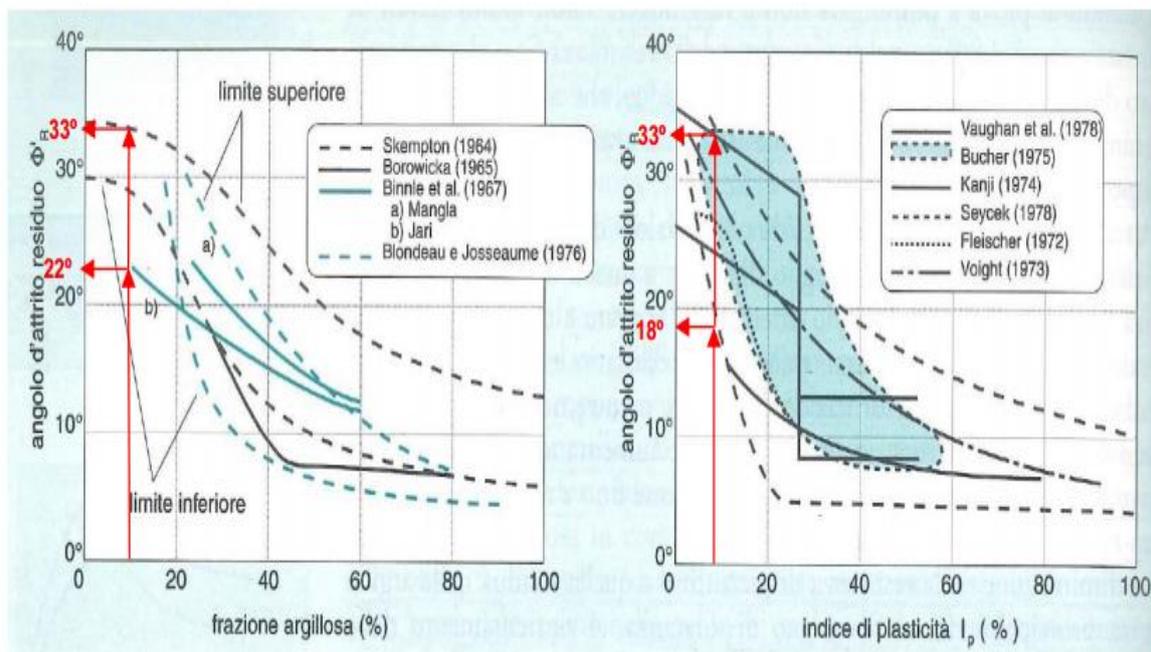


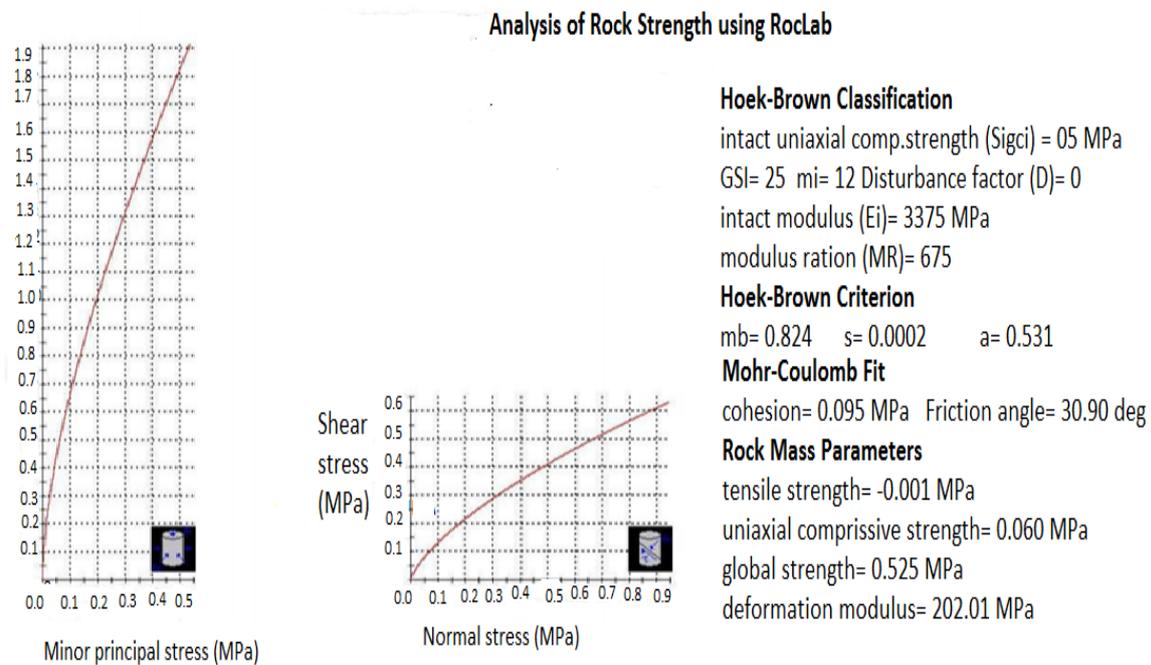
Figure 4.8 -Corrélations pour l'obtention de  $\phi r'$ .

Selon les corrélations indiquées dans les graphiques antérieures la valeur de  $\phi r'$  oscille entre 18° et 33°. Il a été choisi finalement un angle de frottement résiduel de  $\phi r' = 18^{\circ}$  pour la masse de terrain affectée par le glissement.

#### 4.3.1.2 Schistes moyennement altérés

Une analyse a été effectuée moyennant le logiciel RocLab 1.0 afin de déterminer les paramètres de roche de l'unité des schistes moyennement altérés située dans la zone d'étude.

Valeurs moyennes basées sur l'observation et l'expérience ont été acceptées pour les valeurs de résistance en compression uniaxiale utilisées dans les analyses. Ainsi la valeur de pression uniaxiale adoptée pour l'unité en question est UCS=5 MPa. Ci-dessous on montre les paramètres obtenus avec le logiciel RocLab.



**Figure 4.9-** Résultats des Analyses RocLab (schistes moyennement altérés).

### 4.3.1.3 Schistes dur

Une analyse a été effectuée moyennant le logiciel RocLab 1.0 pour les paramètres de roche de l'unité des schistes sains située dans la zone d'étude. La valeur de pression uniaxiale adoptée dans les calculs pour l'unité de schistes sains est UCS=20 MPa. Cette valeur a été adoptée sur la base des essais sur des échantillons des sondages réalisés et indiqués auparavant. Ci-dessous on montre les paramètres obtenus avec le logiciel RocLab.

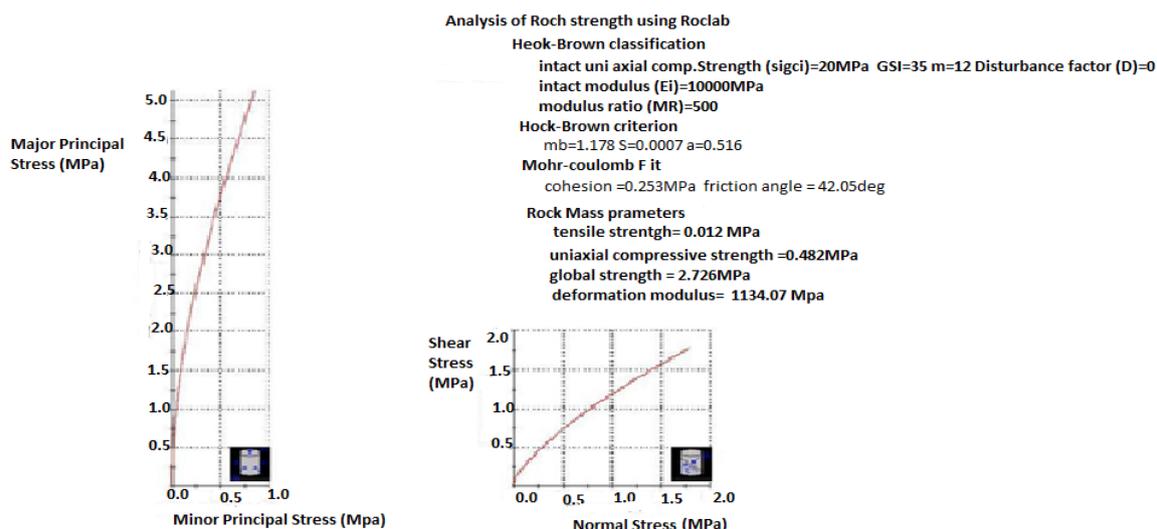


Figure 4.10 -Résultats des Analyses RocLab (schistes dur).

Conformément à ce qui précède, les paramètres géotechniques pris en compte pour les unités géologiques évaluées dans les calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 4.1- Paramètres géotechniques des unités de la zone d'étude.

Unité	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c'(kPa)	$\varphi'$ (°)	E (KPa)	$\vartheta$
schistes très altérés	20	0	23.5	1000000	0.25
schistes moyennement altérés	22	95	30	1000000	0.25
schistes dur	27	235	42	1000000	0.25

#### 4.4 Détermination du coefficient de sécurité FS

La série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis (Phi-c reduction). Trois états de calcul ont été envisagés :

- ✓ Etat initiale ;
- ✓ Etat nappe phréatique émergée (Variante N°01) ;
- ✓ Etat talus émergé à moitié (Variante N°02).

4.4.1 Analyse des résultats

4.4.1.1 Etat initiale

La modélisation géométrique présentée de cette étude des dimensionnements de 165 m de la longueur et 86 m de la hauteur et constitué de trois couches : schistes très altérés ; schistes moyennement altérés et schistes dur.

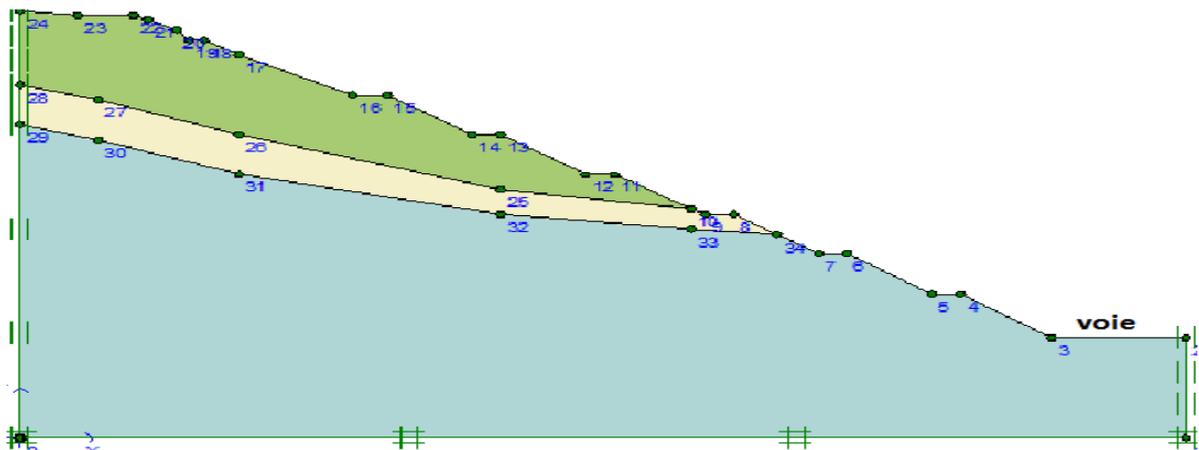


Figure 4.11 – Le modèle géométrique.

Le code PLAXIS offre la possibilité de faire une exploitation détaillée des calculs sous forme des tableaux et courbes. La figure 4.12 représente le maillage déformé du talus, les déplacements totaux (Fig.4.13), les contraintes de cisaillement (Fig.4.14).

➤ Maillage du mode

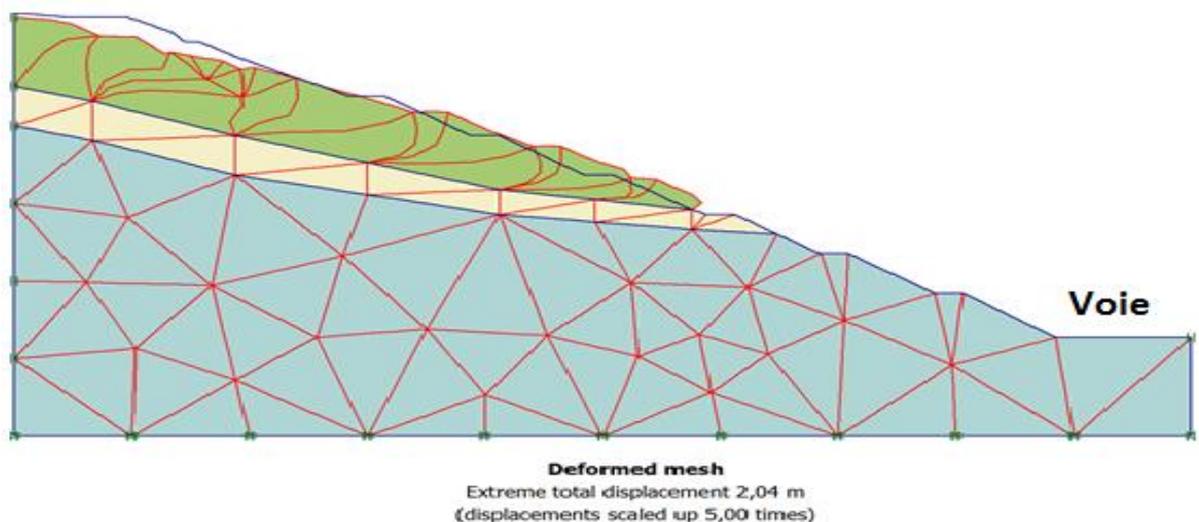


Figure 4.12 - Le maillage déformé du talus.

➤ Les Déplacements

Les déplacements totaux du versant sous l'effet du poids propre du versant sont représentés sur la figure 4.13 ci-dessous.

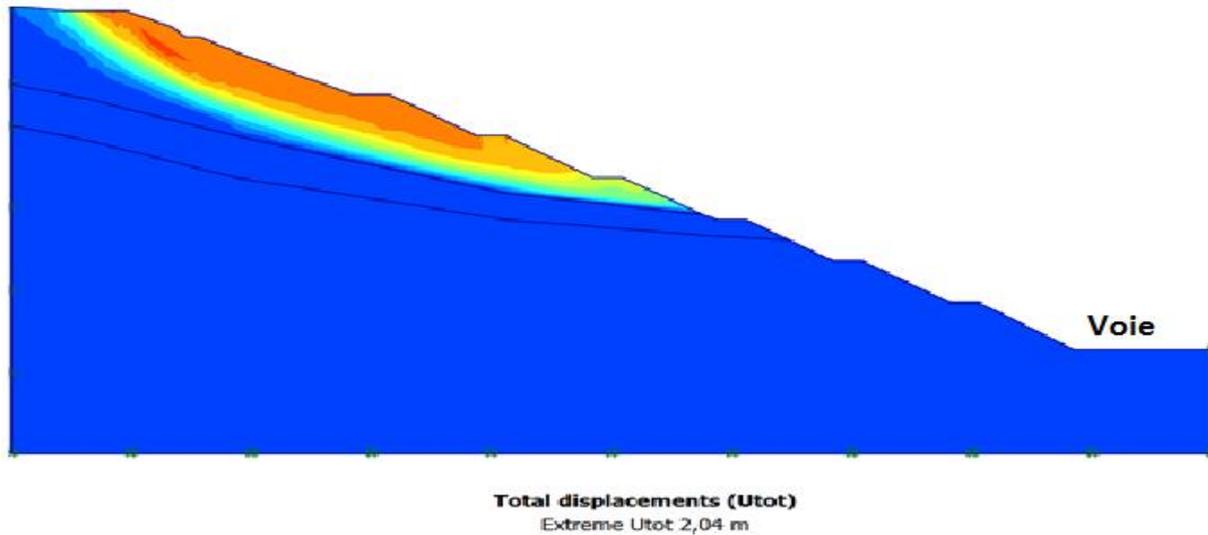


Figure 4.13 -Les déplacements totaux.

➤ Les contraintes maximales de cisaillement

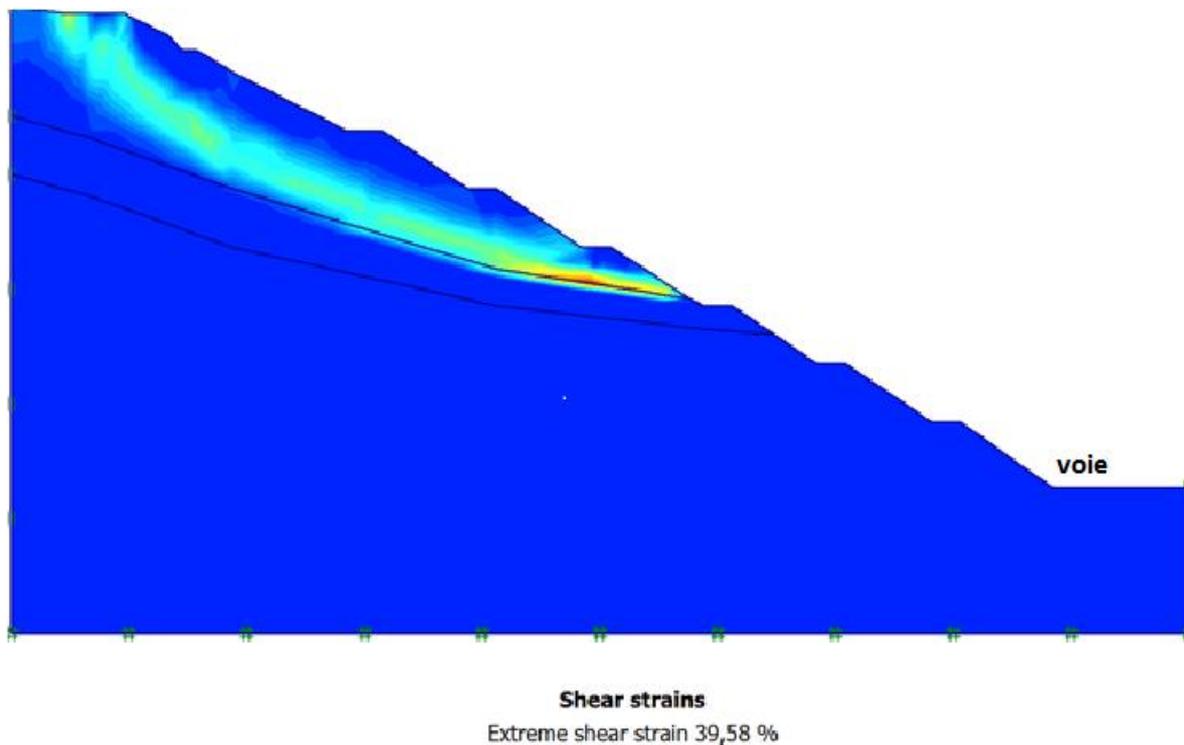


Figure 4.14 -Les contraintes maximales de cisaillement.

✓ Coefficient de sécurité

Ainsi le PLAXIS offre des informations sur l'étape des calculs, et le coefficient de sécurité Fs (Fig.4.15).

Calculation information			
Multipliers		Step Info	
Step Info		Step	62 of 62
Plastic STEP		Extrapolation factor	2,000
		Relative stiffness	0,000
Multipliers		Incremental multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ-Msf:
Time	Increment:	0,000	End time:
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:
			1,174

Figure 4.15 -Coefficient de sécurité à l'état initial.

4.4.1.2 Etat nappe phréatique émergée (variante N 01)

Le modèle géométrique est le même, sauf qu'on détermine le niveau de la nappe en surface.

➤ Maillage du model

Maillage déformé du versant sous l'influence de la nappe phréatique est illustré dans la figure ci-dessous.

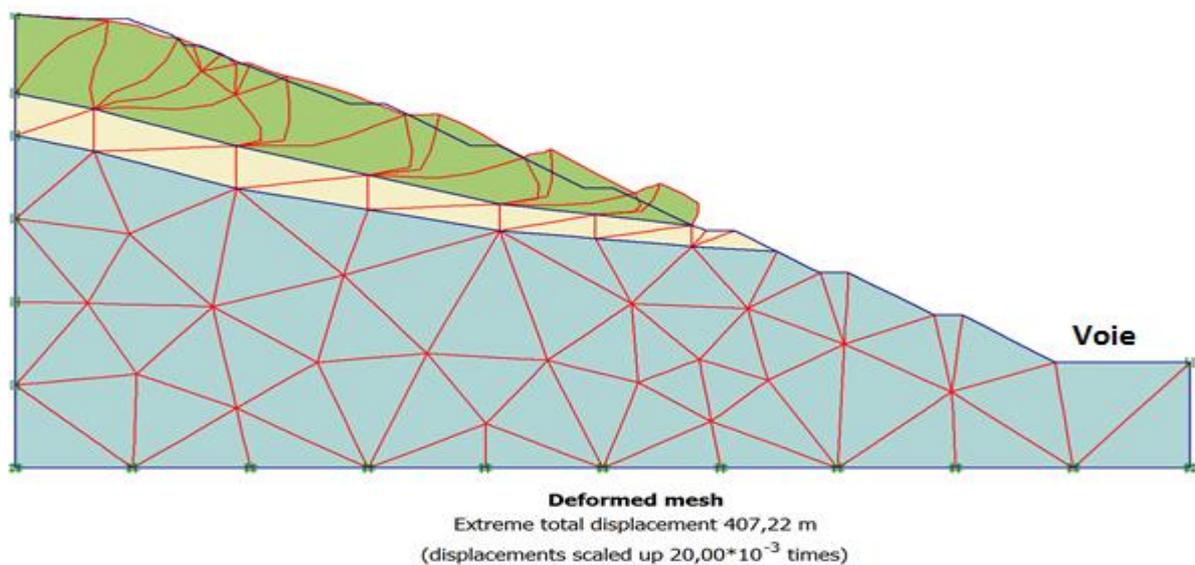


Figure 4.16 - Le maillage déformé du versant avec la nappe phréatique.

➤ Les Déplacements

Les déplacements totaux du talus en présence de la nappe sont présentés dans la figure ci-dessous.

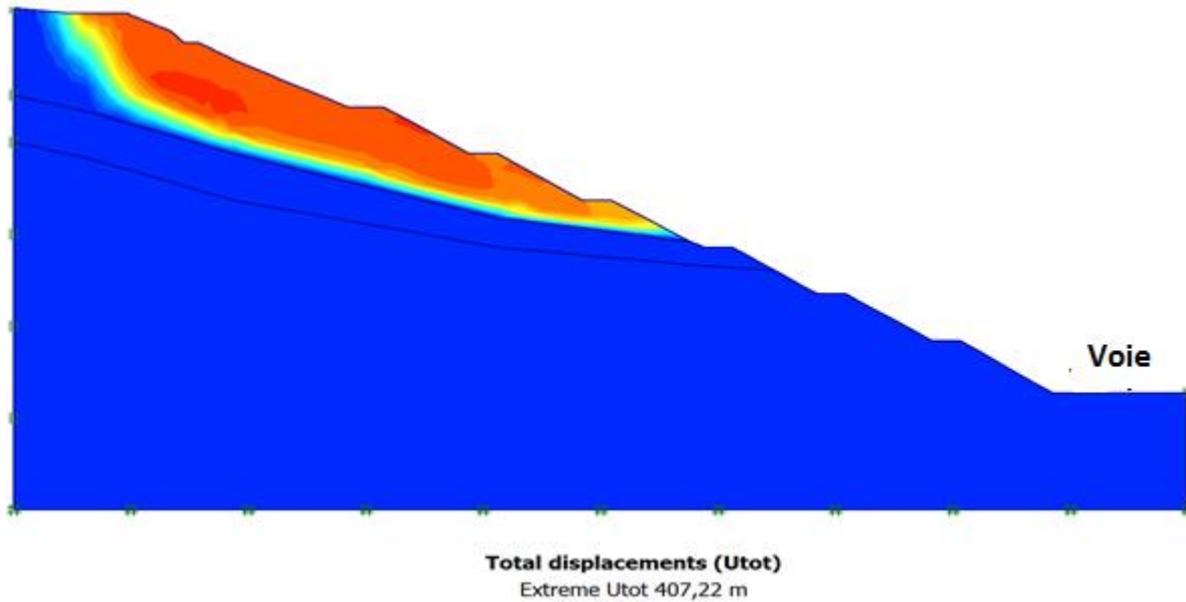


Figure 4.17- Les déplacements totaux (état de la nappe phréatique).

➤ Les contraintes maximales de cisaillement

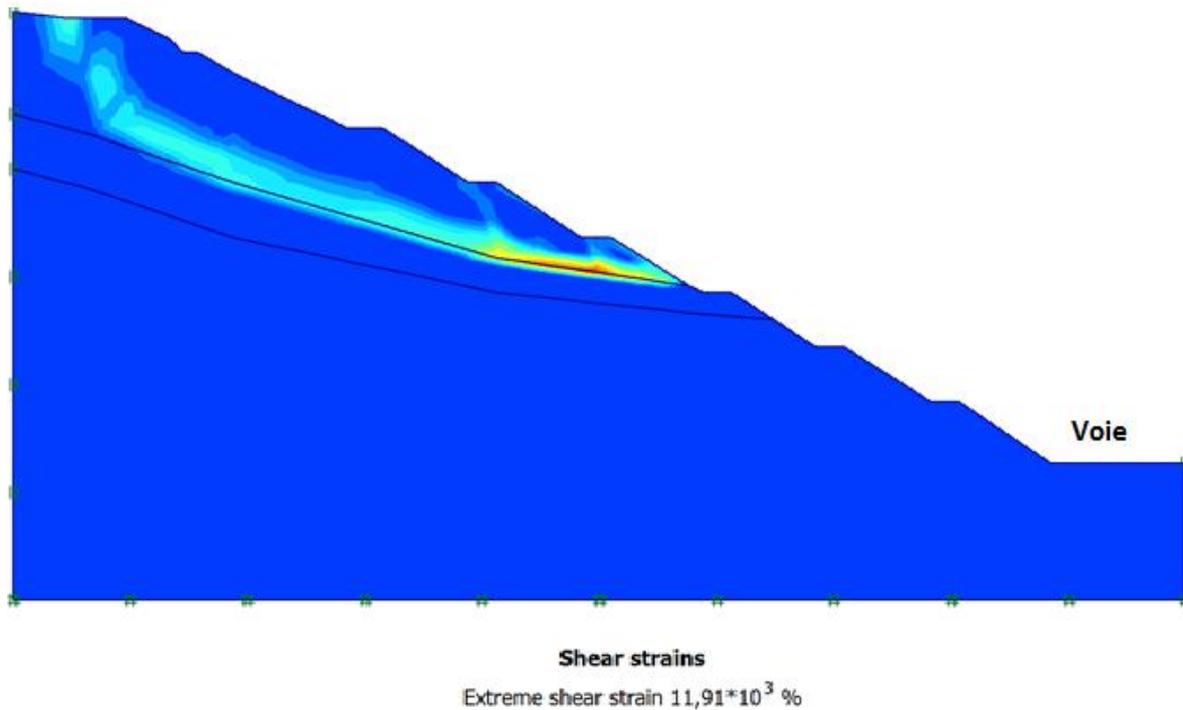


Figure 4.18 -Les contraintes maximales de cisaillement en cas de présence de la nappe.

➤ Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité dans l'état de la nappe phréatique est présenté dans la figure ci-dessous.

Calculation information			
Step Info		Multipliers	
Step	101 of 101	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers		Incremental multipliers	Total multipliers
Prescribed displacements		Mdisp:	0,000
Load system A		MloadA:	0,000
Load system B		MloadB:	0,000
Soil weight		Mweight:	0,000
Acceleration		Maccel:	0,000
Strength reduction factor		Msf:	0,000
Time		Increment:	0,000
Dynamic time		Increment:	0,000
		$\Sigma$ -Mdisp:	1,000
		$\Sigma$ -MloadA:	1,000
		$\Sigma$ -MloadB:	1,000
		$\Sigma$ -Mweight:	1,000
		$\Sigma$ -Maccel:	0,000
		$\Sigma$ -Msf:	0,452
		End time:	0,000
		End time:	0,000

Figure 4.19 - Coefficient de sécurité (état de nappe phréatique).

#### 4.4.1.3 Etat talus émergé à moitié (variante 02)

Le modèle géométrique est semblable au modèle de référence avec le talus émergé à moitié (Fig.4.20).

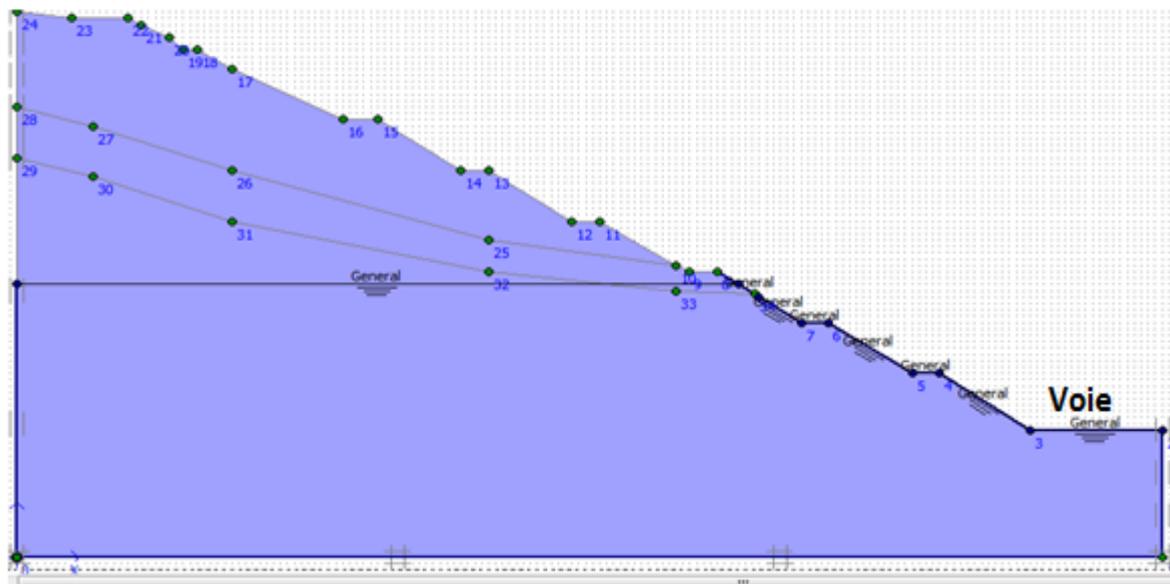


Figure 4.20 -Model géométrique avec le talus émergé à moitié.

#### ➤ Maillage du model

La déformation de maillage est représentée sur la figure ci-dessous.

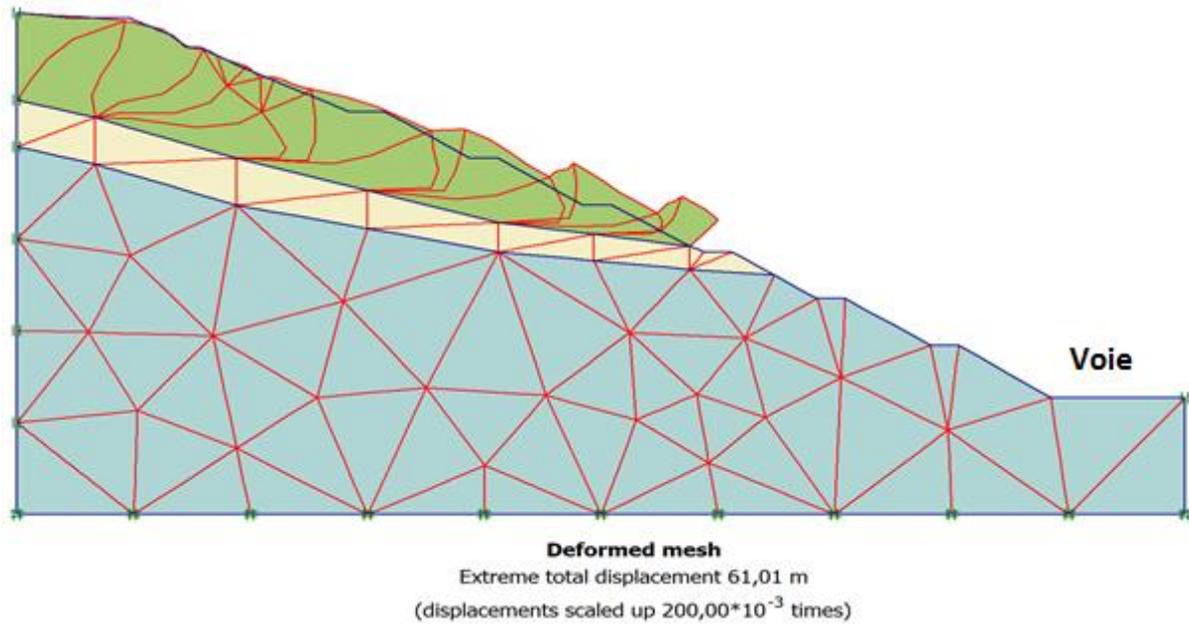


Figure 4.21 -Déformation de maillage avec le talus émergé à moitié.

➤ Les Déplacements

Le déplacement total maximum est de 61.01 m.

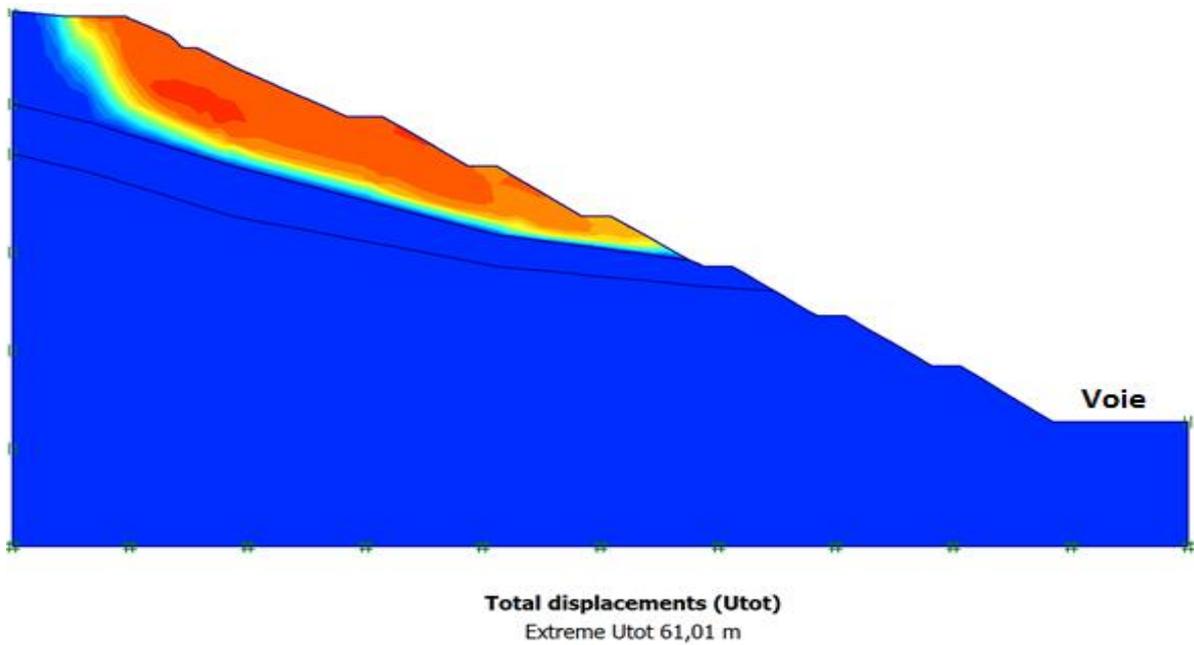


Figure 4.22 - Total déplacement en cas de talus émergé à moitié.

➤ Les contraintes maximales de cisaillement

Les contraintes maximales de cisaillement après le calcul de coefficient de sécurité sont illustrées dans la figure ci-dessous.

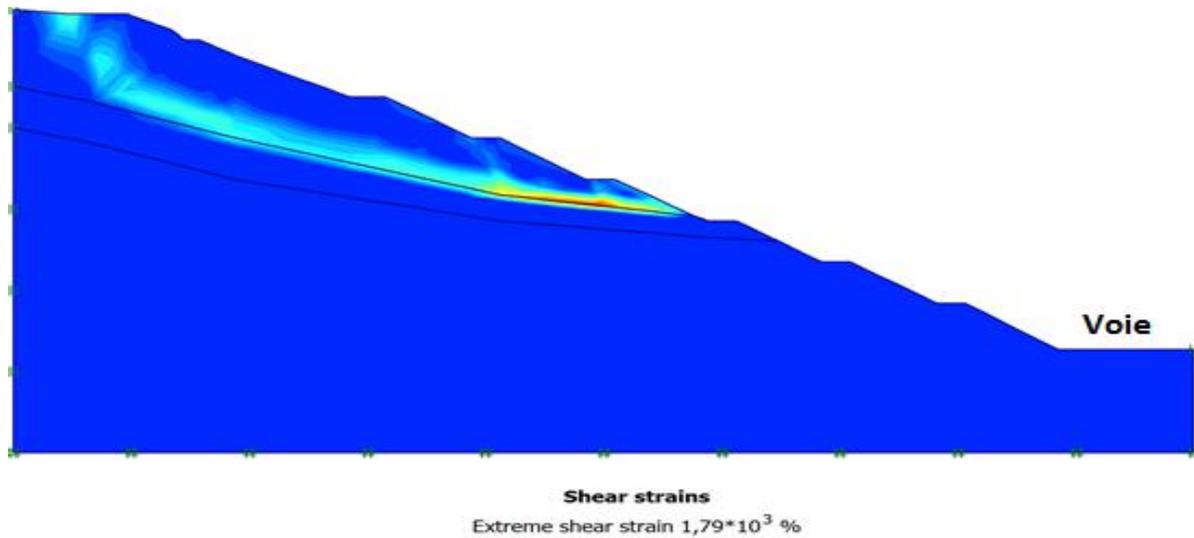


Figure 4.23 - Les contraintes maximales de cisaillement cas d'un talus émergé à moitié.

➤ **Le coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité dans l'état de talus émergé à moitié est montré la valeur qui apparaît dans la figure ci-dessous.

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
<b>Step Info</b>					
Step	101 of 101	Extrapolation factor	0,500		
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000		
<b>Multipliers</b>					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ-Msf:	0,662	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.24 -Coefficient de sécurité (état de talus émergé à moitié).

**4.4.2 Résultats de calcul**

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul du code Plaxis.

Tableau 4.3 -Récapitulatif des résultats de calcul du code Plaxis.

	Variante N°01	Variante N°02	Variante N°03
Coefficient de sécurité Fs	1.174	0.452	0.662
Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportement	drainé	Non drainé	Non drainé

#### 4.4.3 Interprétation des résultats

##### •Variante N°01 :

- ✓ L'analyse des résultats confirme le calcul d'état initial, et que le talus est dans un état instable.
- ✓ Les déplacements et les contraintes de cisaillement sont très importants dans la couche supérieure (schistes très altérés).

##### •Variante N°02 :

- ✓ On note le coefficient de sécurité décroissant, ce qui explique l'effet négatif de l'eau dans le phénomène du glissement de terrain. L'eau joue un rôle défavorable dans la stabilité du talus.

##### •Variante N°03 :

- ✓ On a observé que dans le cas de la nappe phréatique à la moitié, le facteur de sécurité diminuait par rapport à l'état initial (facteur de sécurité 0,662 inférieur à 1,5) donc le talus dans cet état est instable.
- ✓ Les déplacements et les contraintes de cisaillement deviennent importants au niveau de la première couche  $1.76 \cdot 10^3$  % ce qui se traduit par un déplacement d'un grand volume 61.01 m.

La pression interstitielle a un effet important sur le sol, dans le cas d'un sol sec, le facteur de sécurité augmente (1.174), et il diminue dans le cas d'un sol saturé (0.452) et augmentation des déplacements.

### 4.5 Moyen de Confortement

Les résultats obtenus dans le calcul effectué précédent révèlent que le terrain est instable dans tous les cas des sols étudiés avec des coefficients de sécurité considérablement faibles, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du talus. Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à minimiser et stabiliser la masse de terrain au mouvement. Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode de confortement convenable doit tenir compte de l'aspect technico-économique (Coûts, efficacité de la technique utilisée, disponibilité des matériaux et du matériel, savoir-faire et mise en œuvre...etc.).

Selon les analyses effectuées, le système de soutènement proposé sera formé de terrassement la moitié de la couche supérieure du talus (dégradation de la pente) et deux séries de pieux forés dans le talus.

#### 4.5.1 Terrassement (allègement en tête)

L'allègement 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 figure 4.25 représente le talus après le terrassement et la figure 4.26 le maillage déformé du versant et les déplacements totaux (Fig. 4.27) :

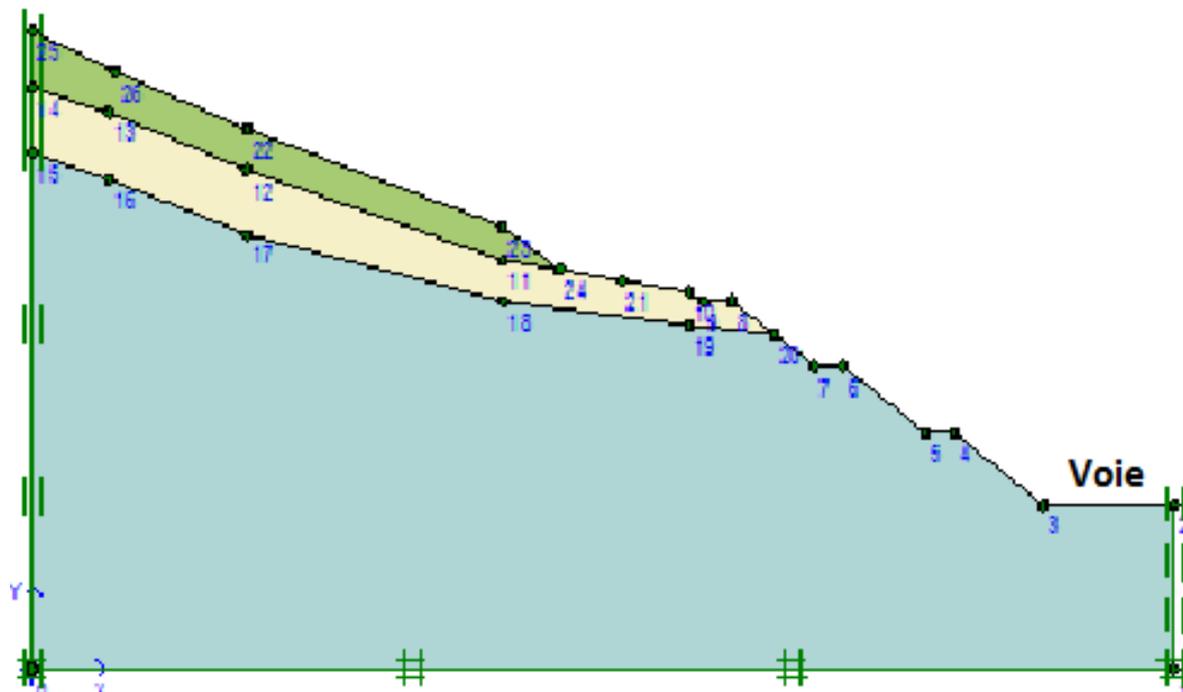


Figure 4.25 -Le modèle géométrique après le terrassement.

➤ **Maillage du model**

La déformation de maillage est représentée sur la figure ci-dessous.

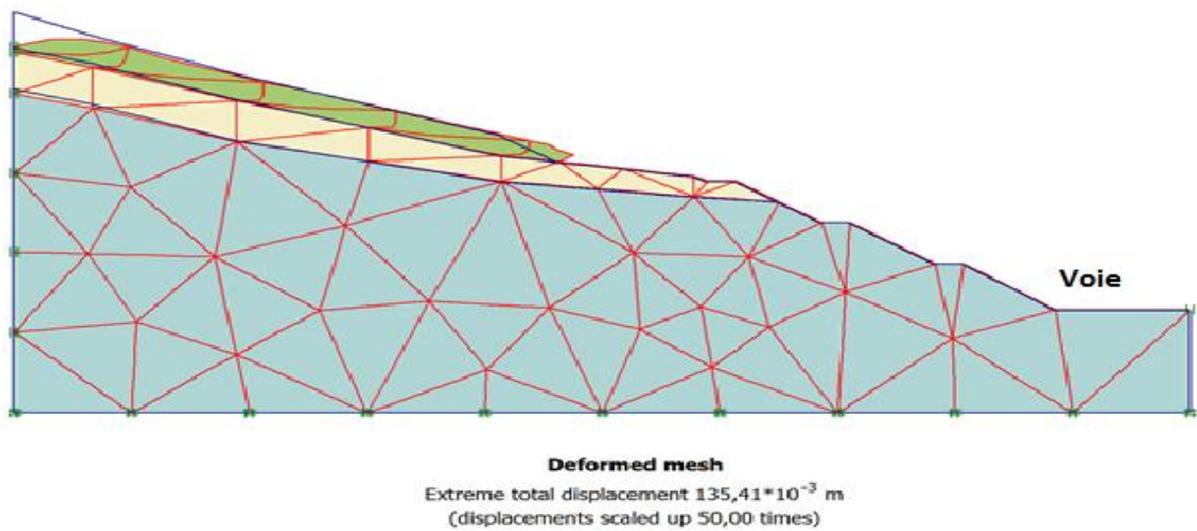


Figure 4.26 - Le maillage déformé du versant après le terrassement.

➤ **Les Déplacements**

Les déplacements totaux après le terrassement sont illustrés dans la figure ci-dessous.

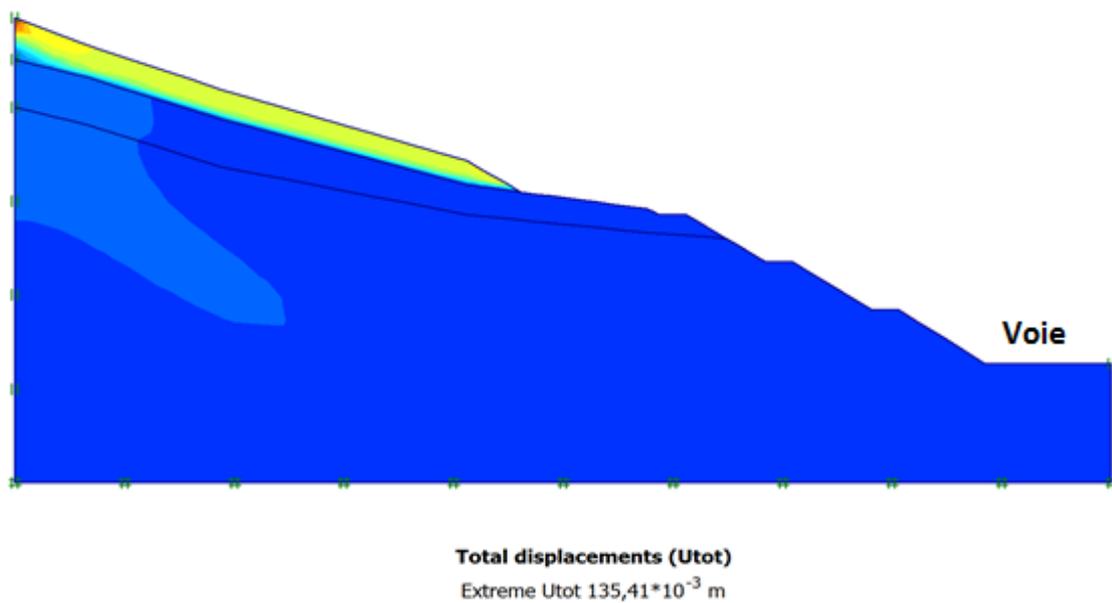


Figure 4.27 -Les déplacements totaux après le terrassement.

➤ **Le coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité dans l'état de terrassement est montré dans la figure ci-dessous.

Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	53 of 53	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	$\Sigma$ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	$\Sigma$ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	$\Sigma$ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	$\Sigma$ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	$\Sigma$ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	-0,001	$\Sigma$ -Msf: 1,702
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 4.28 - Coefficient de sécurité après le terrassement.

#### 4.5.2 Terrassement +série des pieux

La figure 3.29 présente la position des pieux.

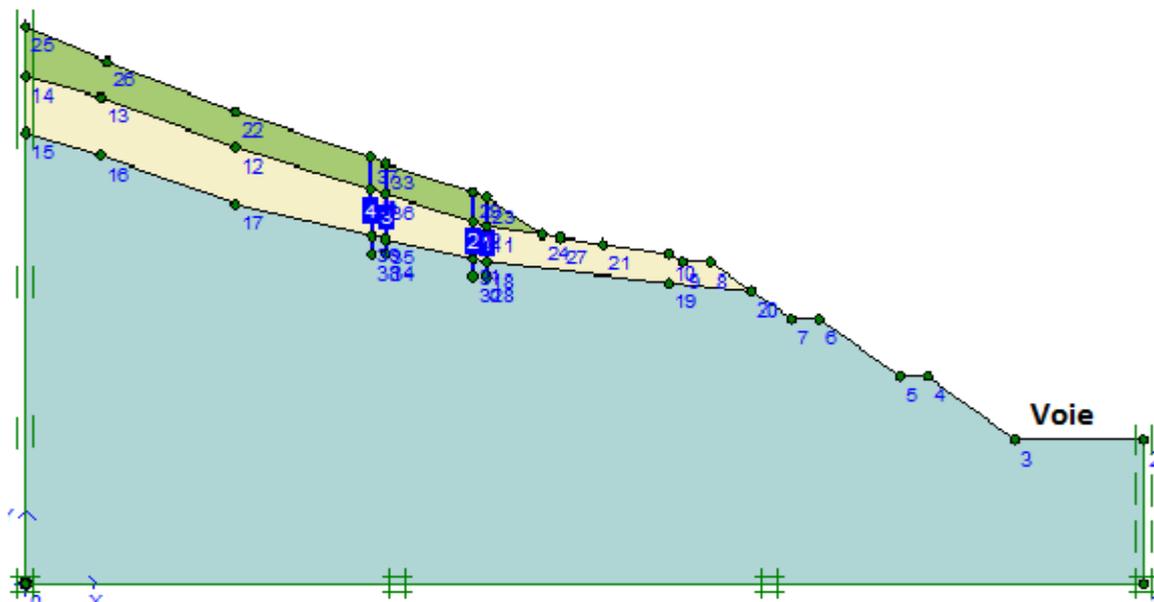


Figure 4.29 - La position des pieux dans le versant.

#### ➤ Maillage du model

Déformation du maillage de modèle est présentée dans la figure ci-dessous.

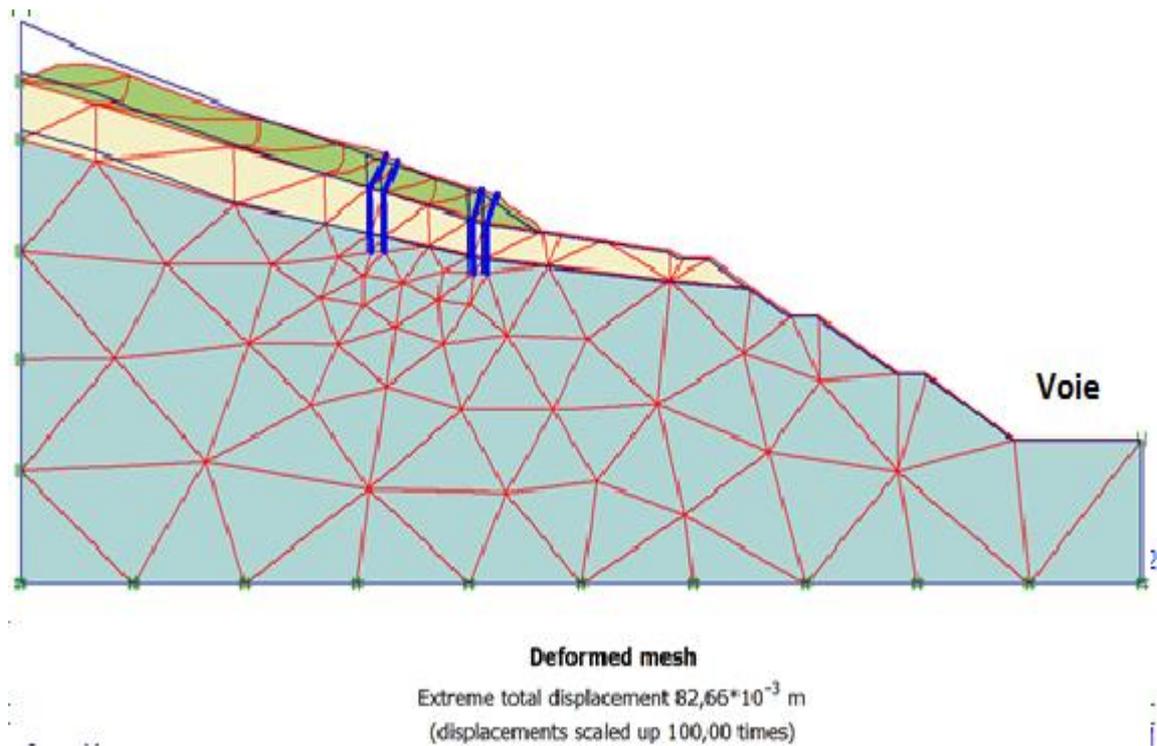


Figure 4.30 - Le maillage déformé du versant après confortement.

➤ Les Déplacements

Aucun déplacement trouvé après le confortement comme montre la figure 4.31ci- dessous.

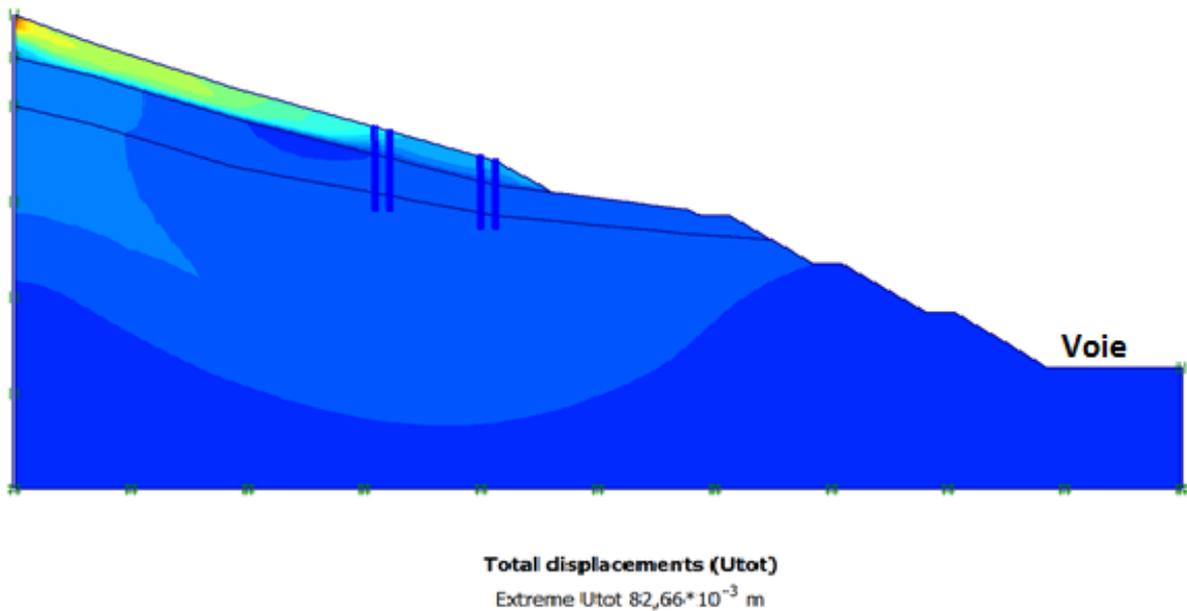


Figure 4.31 -Les déplacements totaux après confortement.

➤ Le coefficient de sécurité

Coefficient de sécurité en fonction de déplacement après confortement est montre dans la figure ci-dessous.

Calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
<b>Step Info</b>					
Step	53 of 53	Extrapolation factor	1,000		
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000		
<b>Multipliers</b>					
		Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,002	Σ-Msf:	1,798	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure 4.32 - Coefficient de sécurité après le confortement.

4.5.3 Interprétation des résultats

D'après les calculs de facteur sécurité dans le cas de terrassement + deux séries des pieux. On observe une augmentation du coefficient de sécurité ( $F_s = 1.798$ ) et la méthode de confortement a diminué les déplacements ( $82,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ ).

4.6 Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous sommes passés à une étape d'exploitation des données synthétisées dans le chapitre précédent ; à savoir la présentation de la géométrie du site et les résultats géotechniques de la reconnaissance effectuée. Ce qui nous a permis de construire un modèle fiable du problème étudié en utilisant le logiciel PLAXIS. L'analyse de la stabilité dans les conditions actuelles, en utilisant la méthode (des éléments finis) confirme l'instabilité du site dans les trois variantes (état initiale ; état moitié émerge et état émerge). Résultats de calcul de coefficient de sécurité dans ce chapitre révèlent que le terrain est instable dans les trois cas étudiés respectivement (1.147 ; 0.452 et 0.662) en particulier dans le cas de la nappe phréatique émergée qui a des déplacements très importants par rapport les autres cas. La solution préférable inclut l'enlèvement du matériau glissé le

moitié de la couche supérieure, et puis conforter le déblai qui reste. Une technique de confortement a été proposée, sous forme de deux séries de pieux réparties sur le talus. Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité calculé est supérieur à 1.5 ( $F_s=1.798$ ), ce qui signifie que le choix de système de confortement par le terrassement de la moitié de la couche supérieure + les deux séries de pieux est efficace pour la stabilisation du versant. En générale, le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particulier la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

# **Conclusions Générales et Recommandations**

## Conclusions générales et recommandation

---

### Conclusion générale et recommandations

Le travail effectué au cœur de cette étude, a pour but d'évaluation et confortement un glissement du talus de déblai de l'échangeur de TAFOUGHLT PK23 provoqué par le terrassement du projet réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-ouest situé à la commune de Draa Ben Khadda (wilaya de Tizi-Ouzou).

En premier lieu nous avons défini les différents types mouvement de terrain en général, et en particulier les glissements de terrain avec Les différentes techniques d'évaluation des mouvements de terrain.

Dans l'analyse de stabilité des pentes, nous avons défini les principales méthodes de calcul de la stabilité des pentes et description des méthodes de calcul les plus courantes pour évaluer la stabilité des pentes.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géologique-géotechnique qui a été faite dans notre cas par l'entreprise INZAMAC , comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Après une analyse approfondie de toutes les informations, il en ressort que le versant est constitué trois couches des schistes (très altérés ; moyennement altérés et des schistes sain), la masse qui est en mouvement constituée d'un schiste très altéré a des caractéristiques géotechniques de mauvaise qualité (cohésion faible), avec le pendage des couches dans le sens du glissement.

La méthodologie adoptée, En premier lieu nous avons analysé les glissements pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel de Plaxis qui a permis de localiser la surface du glissement.

Après ces analyses, dans notre étude nous avons obtenu un facteur de sécurité inférieur à 1,5 donc le versant est dans un état instable, et nécessite une méthode de confortement. Tandis

## Conclusions générales et recommandation

---

que le calcul de confortement nous donne une idée sur l'efficacité de choix de confortement et son influence sur la sécurité de site.

La solution préférable inclus le terrassement du matériau glissé et puis conforter le déblai qui reste, nous avons pu en tirer un système de confortement efficace pour résoudre le problème avec la proposition une série des pieux réparti sur le talus.

Enfin, on terminer par quelques recommandations afin de stabiliser ou de ralentir les glissements existants ou bien d'éviter le déclenchement de nouveaux glissements.

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise le logiciel de Plaxis a pour but évaluation et confortement un glissement du talus de déblai de l'échangeur de TAFOUGHLT PK23 provoqué par le terrassement du projet réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-ouest.

Les recommandations suivantes doivent être respectées :

- ✓ Réaliser des drainages en amont et aux alentours des ouvrages à construire dans le futur

Pour limiter les infiltrations des eaux dans les sols de versant.

- ✓ Eviter travaux de terrassement en buté de pied en période de pluie.
- ✓ Capter les sources d'eau susceptibles d'apparaître lors des terrassements.
- ✓ Surveiller à l'aide des fissuromètres les ouvertures des fissures situées sur les maisons qui ont subi par le glissement

## Références bibliographiques

---

### Références bibliographiques

**Abdo, C., 2019.** Etude géotechnique de stabilisation de glissement de terrain dans la région Arafrat Beni Mimoune commune Ouled Yahia Khadrouche Wilaya de Jijel. Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique. Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel.

**Aissa, M.H., Haddouche, Kh., 2011,** Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi (Youcef Beni Messous) Alger, Master, Centre Universitaire Khemis Miliana.

**Ali Rachedi, M., 2011.** Étude par éléments finis du comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation horizontale, mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de magister, université Badji Mokhtar Annaba.

**Ameur, N., 2014.** Analyse et évaluation du potentiel de risque du glissement de terrain d'Azazga, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**Arab, R., Zermani, M., Djidjli, Z., Mahdjoub, A., 2009.** (AFITEX France ; AFITEX Algérie Spa ; Bordj El kiffan ; Algérie ; MTP Alger, Algérie ; SAETI, Alger, Algérie). Traitement d'un glissement de terrain par techniques géosynthétiques.

**Astrade, L., Stoffel, M., Corona, C., Saez, J.L., 2012.** L'utilisation des cernes de croissance des arbres pour l'étude des événements et des changements morphologiques: intérêts, méthodes et apports des recherches alpines à la dendrogéomorphologie. Géomorphologie: relief, processus, environnement, (3), p- 295.

**Bali, O., Boukeras, A., 2018.** Etudes géotechnique de glissements de terrain à mascara, Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Diplôme de Master, Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana.

**Benaissa, A., 2003.** Glissements de terrain calcul de stabilité, office des publications universitaires.

**Bendjeddou, A., 2015.** Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie ; mémoire pour l'obtention diplôme de Magister en Génie Civil ; 2731p, Université Mohammed Khider –Biskra.

**Benouis, D.E., 2010.** Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes. Thèse de magister. Université de Saida.

## Références bibliographiques

---

**Berchiche R.,2018.** Modélisation et évaluation du risque lié aux mouvements de terrain par approche géomatique. Cas de quelques zones telliennes,Thèse présentée pour l'obtention du diplôme de doctorat,Université Batna 2.

**Béron. A., 1867.** Constitution géologique des montagnes de la Kabylie (Bul. Soc. Geol. De France).

**Bouaziz, N., Melbouci, B., 2017.** Characterization of the Illilten earth flow (Algeria). Bull Eng Geol Environ. doi.org/10.1007/s10064-017-1093-5

**Boumala, R., Mekacher, B.,2016.** Etude d'un tunnel ferroviaire à ciel ouvert à thenia,mémoire de fin d'étudeen vue de l'obtention du diplôme de master,Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

**Branthomme, A., 2009.** Suivi et évaluation des ressources forestières nationales. Manuel pour le relevé intégré de données sur le terrain

**Calvello, M., Cascini, L., Mastroianni, S., 2013.** Landslide zoning over large areas from a sample inventory by means of scale-dependent terrain units. Geomorphology, 182, 33-48.

**Ciabatta, L., Camici, S., Brocca, L., Ponziani, F., Stelluti, F., Berni, N., Moramarco, T., 2016.** Assessing the impact of climate-change scenarios on landslide occurrence in Umbria Region, Italy. J. Hydrol., doi:10.1016/j.jhydrol.2016.02.007.

**Cheikh, A., Djaber A.,2019.** Etude d'un glissement de terrain renforcé par pieux.Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de master,Université Aboubakr Belkaid– Tlemcen.

**Chiheb, M., Griou, S., 2018.** Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique : application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire «ISAAD Hassani» Beni Messous-Alger Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana.

**Chikh, K.,2016.**Etude de l'interface " sol-structure "sous chargement monotone à fort confinement, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de master,université Mohamed Boudiaf - M'sila.

**Coutelle, A., 1979.** Géologie du Sud-Est de la Grande Kabylie et des Babors d'Akbou. Thèse Sciences, Université. Bretagne Occidentale, France, p 567.

## Références bibliographiques

---

**Dib, S., 2015.** Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la cw02 entre baghlia et naciria w. Boumerdès. Mémoire de master, école nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdellah.

**Djrbal, L., 2013.** Analyses des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain el hammam, thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**Djrbal, L., 2010.** Dynamique d'évolution du glissement de terrain d'Ain El Hammam. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**Djrbal, L., Melbouci, B., 2012.** Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie): causes et évolution. Bull Eng Geol Environ 71:587–597. Doi:10.1007/s10064-012-0423-x.

**Etienne, B., Anne-Marie, D., Aiham, S., 2007.** Scénario de risque sismique dans une vallée alpine : La haute Tinée, Alpes Maritimes, France .7ème Colloque National AFPS – Ecole Centrale Paris, P. 04.

**Ficheur, E., 1890.** Kabylie du Djurdjura, étude spéciale du terrain tertiaire. Alger: imprimerie pierre Fontana et Cie.

**Gervveau, E., 2000.** (Maitre de conférences à l'Université de Cergy Pontoise)- Géotechnique «calcul des ouvrages »-Gaëtan Morin Editeur.

**Goual, W., 2019.** Analyse de l'influence de la chronologie des travaux et des terrassement sur la stabilité des rives Mémoire présenté pour l'obtention du de barrage en terre, diplôme de Master En Génie Civil, Université Abou Bekr Belkaid- Tlemcen.

**Hadbi, Z., Djelti, M., 2019.** Analyse Et Confortement D'un Glissement De Talus, Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master, Université de Tlemcen.

**Hambli, M., Hamiche, I., 2017.** Etude d'impact sur l'environnement de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou, Mémoire de Master, Université Akli Mohand Oulhadj – Bouira.

**Haoues, N., Loucif, S., 2017.** Etude de stabilité d'un talus cas réel : cite ciloc – Constantine, Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi.

**Hardin, B.O., Drnevich, V.P., 1972.** Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 98(sm7).

## Références bibliographiques

---

**Harkati, M.,2019.** Etude paramétrique de la stabilité des talus à l'aide des codes numériques, mémoire de fin d'études Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil,Université Kasdi Merbah – Ouargla.

**Hovius, N., Stark, C., Hao-Tsu, C., Jiun-Chuan, L., 2000.** Supply and removal of sediment in a landslide-dominated mountain belt: central range, Taiwan. *J. Geol*

**Iboukhoulf, S., 2014.** Etude de la dégradation du sol et du bâti sous l'effet du glissement de terrain d'Ain el hammam, Diplôme de Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**Kadi, L.,2020.**Analyse numérique de la stabilité du tronçon (Pk 1+200-Pk 1+300) de la pénétrante Est-Ouest avec les deux techniques pieux et enrochement, Mémoire de fin d'études pour le diplôme de master en génie civil,Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

**Kanouni, Kh.E., Bacha I.,2019.** Etude et modélisation du glissement de terrain à Beni Ourtilene sur la RN 74 au pk 30+600 (Wilaya de Sétif), Université Ferhat Abbas -Sétif.

**Khalil, N., Senad, B., 2014.**Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements mezghitane (Jijel),mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme master en génie civil,université Abderrahmane mira de Bejaia.

**Lahmadi A.,2006.** Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation, *Présenté pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil*,Université El Hadj Lakhdar Batna.

**Launey J., Desodt C., Horsin M.H., 2017.** Les glissements de terrain, modélisation et prévision (institut d'études géologiques des états –unis.

**Lefriki, S.,2015.**Effet de la variation de la cohésion sur le comportement des pentes,Mémoire de master Conception et Calcul des Structures,Université Mohamed Khider – Biskra.

**Maafi, H., Mechachou, R.,2020.** Confortement du glissement de terrain de boufharma du pk 33+150 au pk 33+250 (projet de la pénétrante Tizi-Ouzou - Bouira), mémoire réalisé pour l'obtention d'un diplôme de master en géotechnique, université Djilali Bounaama Khemis-Miliana.

**Melbouci, B., 2014.** Caractérisation de l'aléa glissement de terrain en Kabylie (Tizi-Ouzou, Algérie, Caractérisationof Landslide Hazard in Kabylie (Tizi-Ouzou), Alegria, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

## Références bibliographiques

---

**Meziani, B., 2018.** Apport de l'imagerie Géophysique à l'étude de quelques cas en Algérie d'instabilités gravitationnaires ou de zones humides, thèse doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene.

**Mouffok, M., 2013.** Etude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux. Mémoire réalisé pour l'obtention d'un diplôme de master. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

**Newmark, N.M., 1965.** Effects of earthquakes on dams and embankments. Géotechnique.

**Oubira, L., 2018.** Attention aux chutes de pierres sur la RN 9 et le CW 16. TASKRIOUT (BÉJAÏA). Liberté

**Oukaci, K., 2019.** Un glissement de terrain endommage la route à Azazga. Liberté

**Ponziani, F., Pandolfo, C., Stelluti, M., Berni, N., Brocca, L., Moramarco, T., 2012.** Assessment of rainfall thresholds and soil moisture modeling for operational hydrogeological risk prevention in the Umbria region (central Italy). *Landslides*, 9, 229-237.

**Ponziani F., Berni, N., Stelluti, M., Zauri, R., Brocca, L., Moramarco, T., Salciarini, D., and Tamagnini, C., 2013.** Landwarn: an operative early warning system for landslides forecasting based on rainfall thresholds and soil moisture. In: C. Margottini et al. (eds.), *Landslide Science and Practice*, Springer-Verlag, Berlin, 2, 627-634, 577 doi:10.1007/978-3-642-31445-2\_82. 108, 73–89.

**RPA, 1999 (Version 2003).** Règlement Parasismique Algériennes, Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique, Ministère de l'habitat.

**Schweingruber, F.H., 1993.** Trees and wood in dendrochronology. Morphological, anatomical, and tree-ring analytical characteristics of trees frequently used in dendrochronology. 402 p.

**Tellia, A., Boualem, A., 2015.** Les mouvements de terrain dans la région de Sigus. Caractérisation et mesures de prévention, Mémoire de Fin d'Etude Présenté en vue de l'obtention du diplôme Master, Université l'Arbi Ben Mhidi Oum El Bouaghi.

**Varnes, D.J., 1978.** Slope movement types and processes, in Schuster, R.L., and Krizek, R.J., eds., *Landslides—Analysis and Control: National Academy of Sciences, Transportation Research Board, Special Report 176*, p. 12–33.

## Références bibliographiques

---

**Ville. L., 1868.** Etudes géologiques faites dans la Kabylie (Bul. Soc. Géol. de France).

**Xu, C., Xu, X., Shyu, J. B H., 2015.** Data base and spatial distribution of landslides triggered by the Lushan, China Mw 6.6 earthquake of 20 April 2013. *Geomorphology*. 248. Doi, 10.1016/j.geomorph.2015.07.002.

**Yahiaoui, M., 2008.** Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel Plaxis, Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magistère, Université Abou Belkaid.