

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.

جامعة محمد الصديق بن يحيى - جيجل
Université Mohammed Seddik Benyahia -Jijel

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : des Sciences de la Terre et de
l'Univers



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم : علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Master Académique en Géologie**

Option : **Géologie de l'ingénieur et géotechnique**

Thème

*Etude des glissements de terrain sur le CW 137B au niveau
des PK 12 et 20*

Membres de Jury

Présidente : kherrouba Hassiba
Examinateur : Hamadou noureddine
Encadrant : Kebab Hamza
Baghdad Abdelmalek

Présenté par :

Mokhbi Imen
Aissous Amel

Année Universitaire 2018-2019

Numéro d'ordre (bibliothèque) :

♥ *Au nom d'Allah le clément le miséricordieux* ♥

Remerciements

*Au terme de ce travail, avant toutes choses, nous remercions Dieu, le
tout Puissant,*

*Pour nous avoir donnée la force et la patience à continuer ce modeste
travail*

Nous adressons nos vifs remerciements à nos encadrants

Mr. Kebab hamza & Dr. Baghdad Abdelmalek,

*Pour nous avoir constamment guidé tout long de ce projet et pour
leurs conseils précieux.*

Nous tenons à remercier tout particulièrement les membres de jury

*Nous adressons aussi nos sincères reconnaissances à tous les
enseignants de l'université Mohammed Seddik ben Yahia - Jijel pour
leurs aides, soutiens et leurs conseils, sans oublier tout le staff
administratif du département des Sciences de la Terre et l'Univers.*

Dédicace

Au nom du dieu le clément le miséricordieux

Je dédie ce travail :

♥ *A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est rien sans elle,*

À ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de bonheur ;

Tout ce que je suis, je le dois à elle.

Salima

♥ *A mon père l'homme le plus affectueux celui qui a tout donné*

Pour que je puisse arrivée à mon but qu'il ; trouve ici mes

Remerciements les plus sincères.

Abed el Kamel

Que dieu me les protège.

♥ *Et à mes adorables frères : Mohammed, Zakaria, Yasser, Youcef,*

Oussama et sa femme Fatima et la petite rafa ritedj.

♥ *Et à mes autres tendres tantes et oncles.*

♥ *A tous mes amis et collègues, et tous ceux qui m'ont aidé.*

♥ *A ma collègue dans ce travail Amel et sa famille.*

♥ *Mon cher fiancé Samir et sa famille.*

IMEN

Dédicace

Au nom du dieu le clément le miséricordieux

Je dédie ce travail :

♥ *A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est rien sans elle,*

À ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de bonheur ;

Tout ce que je suis, je le dois à elle.

Dahbia

♥ *A mon père l'homme le plus affectueux celui qui a tout donné*

Pour que je puisse arriver à mon but qu'il ; trouve ici mes

Remerciements les plus sincères.

Messaoud

Que dieu me les protège.

♥ *Et à mes adorables frères et mes sœurs : **Mohammed Ali , Fares,***

Faten , Zinou , Douaa.

♥ *Et à mes autres tendres tantes et oncles.*

♥ *A tous **mes amis** et collègues, et tous ceux qui m'ont aidé.*

♥ *A ma collègue dans ce travail **Imen** et sa famille.*

AMEL

Résumé

Les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels plus fréquents notamment sur les routes qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables, dont dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines.

Le présent travail de fin d'étude consiste d'effectuer une étude de stabilité et un confortement des glissements de terrain survenus sur la route CW137B au niveau de PK 12 et PK 20 dans le Sud-Ouest de la Wilaya de Jijel, qui ont causés des graves dégâts aux infrastructures de cette route. Une campagne de reconnaissance géologique, hydrologique et géotechnique a été menée au niveau des deux sites afin de dégager et comprendre les causes de glissements, et de ce fait de proposer des techniques de confortements adéquates. Cette campagne a montré que le site de pk 12 est constitué par des calcaire de bonne qualité selon les systèmes de classification géomécanique RQD, RMR et GSI et surmontés par une couche des calcaires altérés de mauvaise qualité. Le site de Pk20 est constitué par des marnes noirâtres surmontés par des argiles. Les deux sites sont caractérisés également par une pluviométrie importante notamment dans la période hivernale marqué par la présence d'une nappe à faible profondeur.

L'analyse de stabilité des glissements a été effectuée par le logiciel Slide en utilisant deux lois de comportements différents Mohr-Colomb et Hoek- Brown, selon trois variantes de calcul, état naturel, statistique et dynamique sur les solutions optées de confortement qui sont les tirants d'ancrage, la modification géométrique du talus et le drainage des eaux de la nappe, a données des résultats satisfaisants dont les FS obtenus sont largement supérieurs aux spécifications même dans des conditions très défavorables. Ces résultats obtenus ont montré que le choix de la loi comportement est très important et délicats dans les calculs de stabilité, et que les techniques de confortement optées sont efficaces et permettent d'assurer la stabilité des deux talus et limitent le risque d'une future réactivation de ces deux glissements.

Mots clés : CW137B, glissement, Slide, tirant d'ancrage

Abstract

Landslides are among the most common natural hazards, especially on roads that can be cause considerable damage, which in some cases can cause loss of life.

The present work consists of carried out a stability study and reinforcement of landslides that occurred on the CW137B at PK 12 and PK 20 in the south-west of Jijel Wilaya, which caused serious damage to infrastructure. Of this road. A geological, hydrological and geotechnical reconnaissance campaign was carried out at the two sites in order to identify and understand the causes of landslides, and thus to propose adequate reinforcement techniques. This campaign showed that the pk 12 site consists of good quality limestone according to the geomechanical classification systems RQD, RMR and GSI and surmounted by a layer of altered limestones of poor quality. The site of Pk20 is constituted by black marls surmounted by clays. The two sites are also characterized by a significant rainfall especially in the winter period marked by the presence of a shallow aquifer.

The stability analysis of landslides was carried out by the Slide software using two behavior laws Mohr-Colomb and Hoek-Brown, according to three variants of calculation, natural state, statistical and dynamic on the chosen solutions of comfort which are the anchor rods, geometric modification of the slope and drainage of groundwater, has given satisfactory results, which the FS obtained are much higher than the specifications even under very unfavorable conditions. These results have shown that the choice of the law behavior is very important and delicate in the stability calculations, and that the optimization techniques chosen are effective and ensure the stability of both slopes and limit the risk of a future reactivation of these two landslides.

Keywords : CW137B, Landslide, Slide, anchor rods

ملخص

تعد الانهيارات الأرضية من أكثر الاخطار الطبيعية شيوعا خاصة على الطرقات التي يمكن ان تكون كبيرة وتسبب اضرارا معتبرة والتي يمكن ان تسبب في بعض الحالات خسائر في الأرواح

يرتكز عمل نهاية الدراسة الحالي من اجراء دراسة للثبات و تثبيت انزلاق التربة الذي حدث على الطريق CW137B على مستوى PK12 و PK20 في الجنوب الغربي لولاية جيجل مما تسبب في اضرار جسيمة للبنية التحتية لهاته الطريق تم تنفيذ دراسة استطلاعية جيولوجية وهيد وجيولوجية و جيوتقنية للموقعين من اجل تحديد وفهم أسباب الانزلاقين وبالتالي اقتراح تقنيات تعزيز مناسبة أظهرت هذه الدراسة ان موقع PK 12 يتكون من حجر جيري جيد النوعية وفقا لأنظمة التصنيف الجيوميكانيكي RQD و RMR و GSI وتعلوه طبقة من الحجر الجيري المتغير بوجود طبقة مياه جوفي في عمق منخفض

تم اجراء تحليل ثبات الانزلاق بواسطة برنامج SLIDE باستخدام قانونين لسلوك MOHR COLOUMB و HOOK BROEN وفقا لثلاثه متغيرات من الحساب الحالة الطبيعية السكونية و الديناميكية على الحلول المختارة لضمان ثبات المنحدرين وهي قضبان المرساة التعديل الهندسي للمنحدر وتصريف المياه الجوفية أعطت نتائج مرضية حيث عامل الأمان المتحصل عليه اعلى بكثير من المواصفات حتى في ظل ظروف غير مواتية للغاية أظهرت هذه النتائج ان اختيار سلوك القانون مهم للغاية وحساسة في حسابات الاستقرار وان تقنيات التحسين المختارة فعالة وتضمن استقرار المنحدرات وتحد من خطر حدود هذه الانهيارات الارضية في المستقبل

الكلمات المفتاحية CW137B, الانهيارات الأرضية , SLIDE , قضبان المرساة

Table des matières

1. Liste des tableaux	i
2. liste des figures.....	ii
3. Introduction générale.....	1

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I.1. Introduction.....	4
I.2. Les mouvements de terrain : définitions et types.....	4
I.2.1. Les mouvements rapides.....	4
I.2.2. Les mouvements lents.....	5
I.3. Les glissements de terrain.....	6
I.4. Classification des glissements de terrain	7
I.4.1. Classification basée sur la surface de rupture	7
I.4.1.1. Glissement plan.....	7
I.4.1.2. Glissement rotationnel simple.....	7
I.4.1.3. Glissement rotationnel complexe.....	8
I.4.1.4. Glissements quelconques	8
I.4.2. Classification basée sur la vitesse du mouvement de glissement	8
I.4.3. Profondeur de la surface des glissements	9
I.5. Principaux causes du glissement de terrain.....	9
I.6. Méthodes de calcul	10
I.6.1. Approche analytique : l'équilibre limite.....	10
I.6.2. Approche numérique.....	11
I.6.3. Approche statistique probabiliste.....	12
I.6.4. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur	12
I.7. Méthodes de confortement des pentes	13
I.7.1. Dispositifs de drainage.....	13
I.7.2. Construction de renforts.....	13
I.7.3. Systèmes de terrassement	14
I.7.4. Substitution totale ou partielle	15
I.7.5. Boisement et reforestation	15
I.8. Conclusion	16

Chapitre II : Cadre géologique

II.1. Introduction	17
II.2. Cadre géologique régional	17
II.2.1. Domaine interne	17
II.2.1.1. Socle Kabyle.....	17
II.2.2.2. Couverture sédimentaire.....	18
II.2.2. Domaine de Flyschs.....	19
II.2.2.1. Les séries maurétaniennes	19
II.2.2.2. Les séries massyliennes	19
II.2.2.3. Le Numidien	20
II.2.3. Domaine externe : « Le sillon Tellien	20
II.2.3.1. Les séries Telliennes.....	20
II.2.3.2. Les séries de l'Avant pays	21
II.2.3.3. Les séries de l'avant pays autochtone.....	21
II.3. Cadre géologique local	22
II.3.1. Les unités à matériel Eocène	23
II.3.2. Les unités septentrionales	23
II.3.2.1. Unité des Bâbors.....	23
II.3.2.2. Unité de Draa el Arba — Erragène	23
II.3.2.3. Unité de Brek.....	24
II.4. Géologie des sites des deux glissements	24
II.4.1. Géologie du site du glissement PK 12.....	24
II.4.2. Géologie du site du glissement PK 20.....	25
II.5. Conclusion	26

Chapitre III : Etude hydro-climatologique

III.1. Introduction	27
III.2. Analyse des paramètres climatiques	27
III.2.1. Précipitations	27
III.2.2. Températures	30
III.2.3. Humidité.....	31
III.2.4. L'évaporation	32
III.2.5. L'aridité.....	33
III.2.6. Diagramme Ombro –thermique	34
III.3. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite	35

III.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) et ETPC	35
III.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)	35
III.4. Estimation du ruissellement	37
III.5. Calcul de l'infiltration (I)	37
III.6. Conclusion.....	38

Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques du site

IV.1. Introduction.....	39
IV.2. Reconnaissance géotechnique du site du PK12	39
IV.2.1. Les essais géotechniques.....	40
IV.2.1.1. Essais in situ.....	40
IV.2.1.2. Essais de laboratoire.....	42
IV.2.2. Classification géomécanique de la masse rocheuse du site du PK 12	43
IV.2.2.1. Classification selon le système RQD (Rock Quality Désignation).....	44
IV.2.2.2. Classification selon le RMR (Rock Mass Rating)	45
IV.2.2.3. Classification selon le GSI (Geological Strength Index)	47
IV.2.2.4. Caractéristiques géotechniques de la masse rocheuse du site du PK 12.....	48
IV.3. Reconnaissance géotechnique du site du pk 20	49
IV.3.1. Essai In-situ.....	51
IV.3.2. Essais de laboratoire.....	53
IV.4. Conclusion	55

Chapitre V : Etude de stabilité

V.1. Introduction	56
V.2. Paramètres considérés dans l'étude de stabilité des glissements des Pk 12 et Pk20	56
V.2.1. Géométrie des talus	56
V.2.2. Caractéristiques géotechniques du (terrain.....	57
V.2.3. Charges	57
V.2.3.1. Effet sismique.....	57
V.2.3.2. Charges considérées	58
V.3. Calculs de stabilité des deux glissements PK 12 et PK 20.....	58
V.3.1. Variantes de calculs.....	58
V.3.2. Approche de calcul	58
V.3.3. Lois de comportement	59
V.4. Résultats de calcul et interprétation.....	59

V.4.1. Glissement du PK 12.....	59
V.4.2. Glissement du PK 20.....	61
V.5. Étude de stabilité après confortement	63
V.5.1. Confortement du glissement du PK 12.....	64
V.5.2. Confortement du glissement du PK 20.....	64
V.6. Conclusion.....	65
Conclusion générale	66
Bibliographie	

Liste des tableaux

Tableau .I.1. Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme.....	8
Tableau .I.2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement	9
Tableau .III.1. Précipitations moyennes annuelles (Station du barrage El Agrem (2002-2017)	28
Tableau .III.2. Précipitation moyennes mensuelles station, El Agrem (2002-2017) (A.N.R.H)	29
Tableau .III.3. Distribution des températures moyennes mensuelles et saisonnières.....	30
Tableau .III.4. Humidité maximale et minimale en mm	31
Tableau .III.5. Evaporation maximal et minimal en mm	32
Tableau .III.6. Les types de climat selon l'indice de l'aridité	33
Tableau .III.7. Répartition des précipitations et des températures moyennes mensuelles	34
Tableau .III.8. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite.....	36
Tableau .IV.1. Lithologie du site du PK 12 et les profondeurs d'échantillonnage.....	40
Tableau .IV.2. Les levés piézométriques	40
Tableau .IV.3. Les résultats d'essai préssiométrique de Ménard norme NF P 94 – 110.....	41
Tableau .IV.4. Valeurs de E et Pl mesurées pour les principaux types de sols	42
Tableau .IV.5. Les résultats des essais de laboratoire.....	43
Tableau .IV.6. Classification de la résistance à la compression des roches (ISRM ,1978)	43
Tableau .IV.7. Classification de la qualité des roches selon le RQD	44
Tableau .IV.8. Détails de la classification RMR, d'après Bieniawski (1989).....	46
Tableau .IV.9. Classification géomécanique de la masse rocheuse du site du PK 12 selon RMR	46
Tableau .IV.10. Qualité de la masse rocheuse en fonction du système GSI.....	47
Tableau .IV.11. Qualité de la masse rocheuse du site du PK 12 en fonction du système GSI;	47
Tableau .IV.12. Corrélation entre RMR et caractéristiques mécaniques de la masse	49
Tableau .IV.13. Caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse du site de PK 12.....	49
Tableau .IV.14. logs des sondages carottés effectués et la profondeur des échantillons prélevés.....	51
Tableau .IV.15. Relevés piézométriques	51
Tableau .IV.16. Résultats des essais de Pénétromètre dynamique (PDL 01, PDL 02).....	52
Tableau .IV.17. Résultats des essais physiques, chimiques, mécaniques.....	53
Tableau .IV.18. Résultats des essais mécaniques et la Résistance à la compression RC	54
Tableau .V.1. Les caractéristiques géotechniques.....	57
Tableau .V.2. Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné sous forme de tableau	57
Tableau .V.3. Fs obtenus par le calcul de stabilité du glissement PK 12.....	61
Tableau .V.4. Fs obtenus par le calcul de stabilité du glissement PK 20.....	63
Tableau .V.5. Caractéristiques techniques des tirants d'ancrages	63
Tableau .V.6. Valeurs des Fs obtenues après confortement du talus de PK 12	64
Tableau .V.7. Etude de stabilité du talus de PK20 après le confortement	65

Liste des figures

Figure .I.1. Mouvements rapides (Aggaz H, 2016-2017).	5
Figure .I.2. Schéma illustratif d'une coulée boueuse catastrophique à Taiwan	5
Figure .I.3. Phénomène de fluage.....	6
Figure .I.4. Les éléments Morphologiques d'un glissement de terrain (Bendjeddou A, 2015) .	6
Figure .I.5. Glissement plan au niveau de la limite Est PDAU-Mila.....	7
Figure .I.6. Glissement complexe ; A : Basculement de blocs, B : Glissement rotationnel	8
Figure .I.7. Drainage de talus par barbacanes	13
Figure .I.8. Confortement d'une pente par la technique de clouage	14
Figure .I. 9. Confortement des pentes par des murs de soutènement.....	14
Figure .I.10. Méthodes de confortement par la technique de terrassement.....	15
Figure.II.1. Schéma structurale de la méditerranée occidentale d'après (Delga ,1980.....	17
Figure .II.2. Carte géologique du site de glissement PK12	22
Figure .II.3. Carte géologique du site de glissement PK 20	23
Figure .II.4. Coupe géologique du site de glissement PK 12.....	24
Figure .II.5. Projection stéréographique des données de mesures	25
Figure .II.6. Coupe géologique du site de glissement PK 20.....	25
Figure .II.7. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003	26
Figure .III.1. Pluviométrie Wilaya de Jijel (A.N.R.H,2007)	28
Figure .III.2. Distribution des Précipitations moyennes annuelles en mm	29
Figure .III.3. Distributions des précipitations moyennes mensuelles en mm	30
Figure .III.4. Distribution des températures moyennes mensuelles en C°	31
Figure .III.5. Courbe des humidités maximales et minimales en%	32
Figure .III.6. Courbe des évaporations maximales et minimales en (mm).....	33
Figure .III.7. Graphe ombro-thermique station du barrage El Agrem (2002-2017).....	34
Figure .III.8. Représentation graphique du bilan hydrologique station du barrage el-agrem...	37
Figure .IV.1. Localisation du site de PK12 et du sondage carotté	40
Figure .IV.2. Représentation graphique des résultats obtenus par l'essai.....	41
Figure .IV.3. Classification de la masse rocheuse du site du PK 12	48
Figure .IV.4. Localisation des sondages carottés	50
Figure .IV.5. Pénétrogrammes de la résistance de pointe du sol en fonction de la profondeur	52
Figure .V.1. Géométrie du talus au niveau de glissement de PK 12	56
Figure .V.2. Géométrie du talus au niveau de glissement de PK 20	56
Figure .V.3. Résultats de calcul de Pk 12, variante 01 : talus naturel	59
Figure .V.4. Résultats de calcul de Pk 12, variante 02 : charge du trafic seulement	60
Figure .V.5. Résultats de calcul de Pk 12, variante 03 : charge du trafic et effet sismique	60
Figure .V.6. Résultats de calcul de Pk 20, variante 01 : talus naturel	61
Figure .V.7. Résultats de calcul de Pk 20, variante 02 : charge du trafic seulement	62
Figure .V.8. Résultats de calcul de Pk 20, variante 03 : charge du trafic et effet sismique	62
Figure .V.9. Etude de stabilité du talus de pk 12 après le confortement	64
Figure .V.10. Etude de stabilité du talus de pk20 après le confortement	65

1. Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui sont considérés parmi les risques naturels fréquents dans la nature. Ils sont très souvent des accidents graves de grande ampleur qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines. Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine : terrassements, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques, ouverture de voies de communications ...

Ces phénomènes sont fréquents dans la wilaya de Jijel suite à la morphologie difficile de ses reliefs et la complexité lithologique de ses terrains ainsi les conditions climatiques dont elle est considérée parmi les wilayas les plus arrosées de l'Algérie. Tous ces paramètres sont des facteurs déclenchant les instabilités de tout type.

Parmi les glissements survenus dans la wilaya de Jijel est ceux de PK 12 et PK 20 sur le chemin wilaya CW137B qui ont causé des désordres remarquables du talus avec la destruction des parties de la route, et par la suite ils ont provoqué des problèmes de circulation soit aux habitants voisins, soit à ceux qui utilisent la route CW137B. Dans cette optique les autorités ont lancé des études d'investigation pour étudier ces deux glissements afin de trouver des solutions adéquates pour assurer leurs stabilités.

2. Situation géographique des sites

Les deux glissements se trouvent sur la route CW137B qui traverse la chaîne montagneuse des Babors, de Jijel vers Sétif (sens Nord-Sud). Les deux glissements sont situés sur :

- 1) Le premier glissement PK12** : se trouve au niveau du point kilométrique 12 dans la commune Ziama-Mansouria. Cette dernière est située au Sud-ouest de la wilaya de Jijel à une distance de 42 km chef-lieu
- 2) Le deuxième glissement PK20** : se trouve au niveau du point kilométrique 20 à la commune d'Irraguene. Cette dernière est située au Sud-ouest de la wilaya de Jijel à une distance de 65 Km au chef-lieu

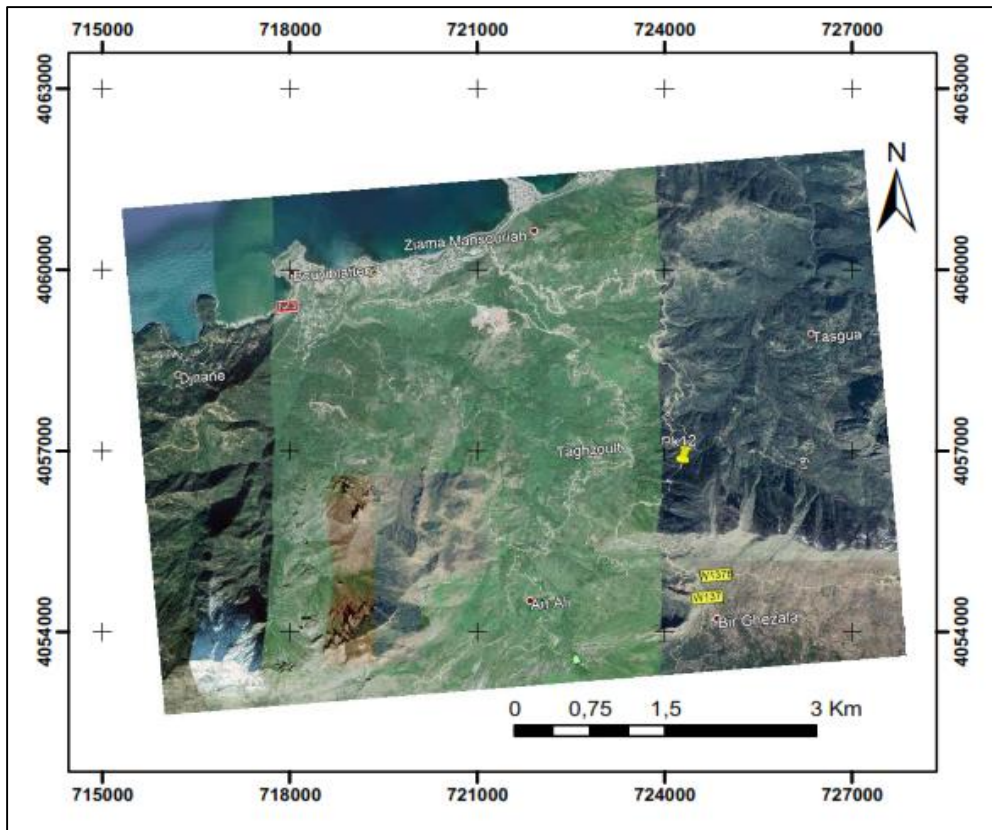


Figure 01 : Situation géographique du site de PK 12

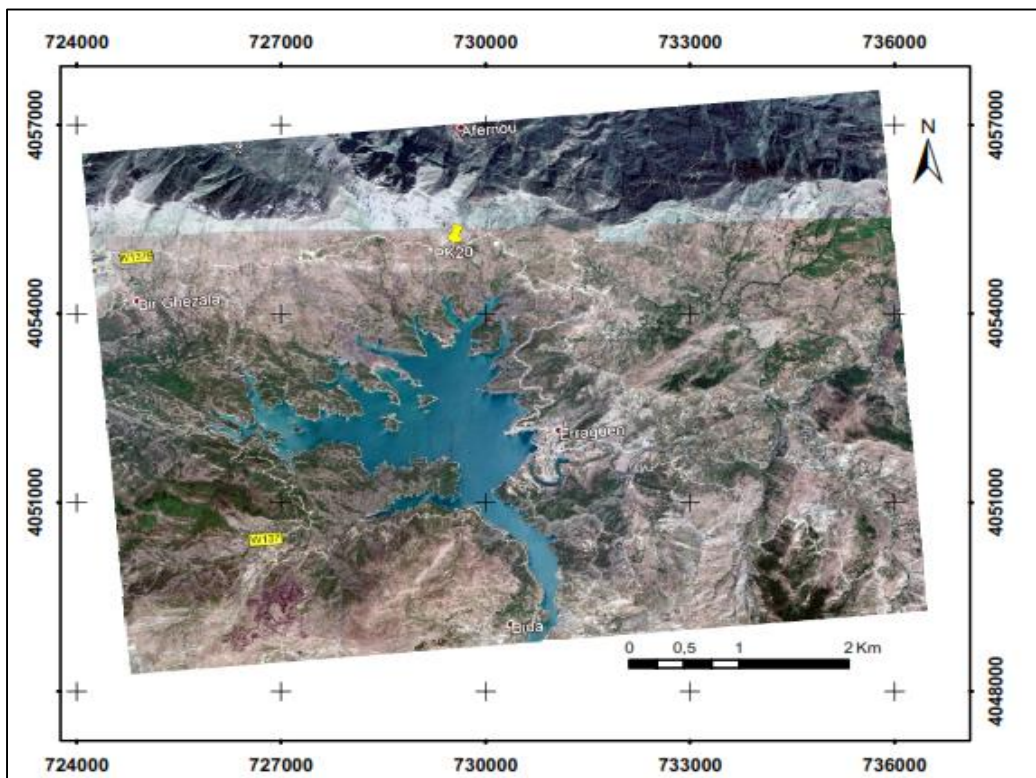


Figure 02 : Situation géographique du site de PK20

3. Objet et méthode de travail

Ce travail de fin d'étude est proposé dans le cadre d'étudier les glissements survenus au niveau de PK 12 et PK 20 sur la route CW137B

L'étude de ces deux glissements a commencé par une reconnaissance géologique et une étude climatologique, qui sont complétées par une reconnaissance géotechnique.

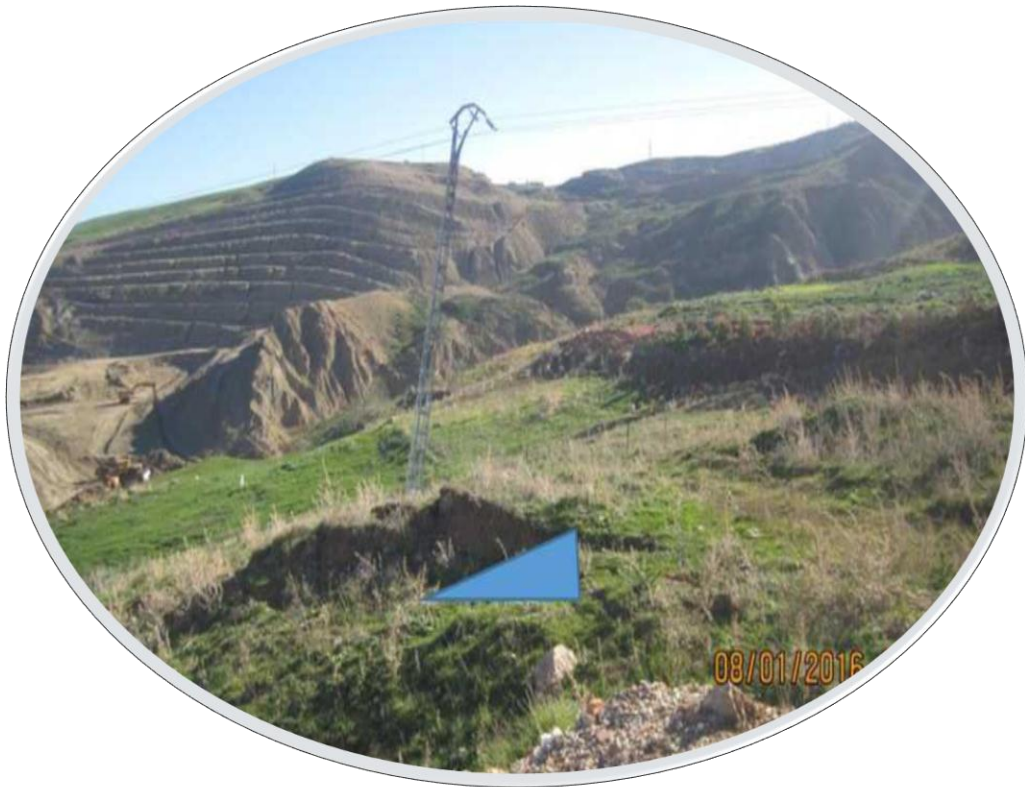
Les données et les résultats obtenues dans les phases de reconnaissance, nous a permis d'effectuer l'étude de stabilité des deux glissements selon l'approche de limite d'équilibre en utilisant le logiciel Slide. Cette étude a été complétée par la proposition des techniques de confortement avec la vérification de leurs efficacités

La réalisation de ce travail nous a permis d'organiser le mémoire de la manière suivante :

- Introduction Générale.
- Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain
- Chapitre II : Cadre géologique.
- Chapitre III : Synthèse hydro-climatologique.
- Chapitre IV : Reconnaissances géotechniques du site.
- Chapitre V : Etude de stabilité.
- Conclusion générale

Chapitre I

Généralité sur les mouvements de terrain



I.1. Introduction

Les glissements de terrain sont une partie de processus naturel qui façonne les montagnes et les paysages en distribuant les matériaux en bas des pentes.

I.2. Les mouvements de terrain : définitions et types

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission.

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...). Nous ne décrivons dans ce paragraphe que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués (Bendjeddou, 2015).

I.2.1. Les mouvements rapides

Ces mouvements peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié (Khalil & Senad, 2014).

- a) **Les effondrements** : qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface
- b) **Les chutes de pierres ou de blocs** : provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.
- c) **Les éboulements ou écroulements** de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants.



a) Éboulement du Cap Aokas 2005



b) Un écroulement

Figure.I.1. Mouvements rapides (Aggaz,2016-2017).

- d) **Coulées boueuses** : Elles sont dues à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements de sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide



Figure.I.2. Schéma illustratif d'une coulée boueuse catastrophique à Taiwan
(Djarfaroui, 2016)

I.2.2. Les mouvements lents

Ce type de mouvement pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- a) **Les affaissements** : consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels.
- b) **Les tassements par retrait** : de sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes).
- c) **Le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux** : en fonction de leur teneur en eau.
- d) **Fluage et solifluxion** : Les fluages (fig. I.3) correspondant à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture.

La Solifluxion est un cas particulier du fluage, elle est provoquée par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses), ce phénomène se matérialise par, d'une part, la présence d'ondulation du sol d'autre part, l'inclinaison des arbres.

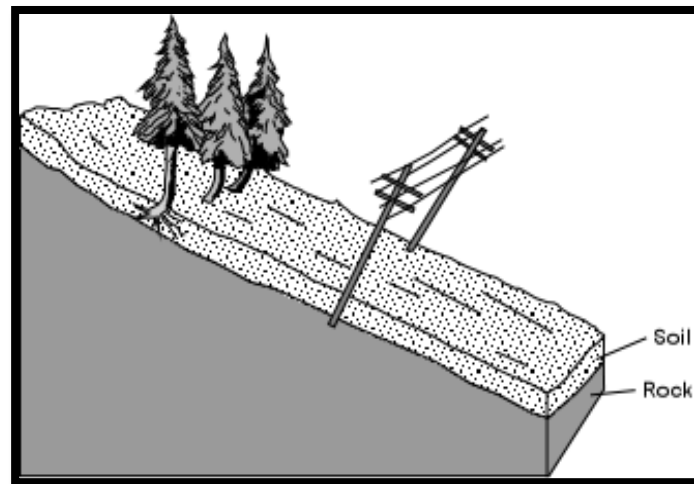


Figure.I.3. Phénomène de fluage

I.3. Les glissements de terrain

Ce phénomène comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure

Un glissement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.) (Fig.I.4).

Il se produit généralement en situation de forte saturation des sols en eau. Ils peuvent mobiliser des volumes considérables de terrain, qui se déplacent le long d'une pente.

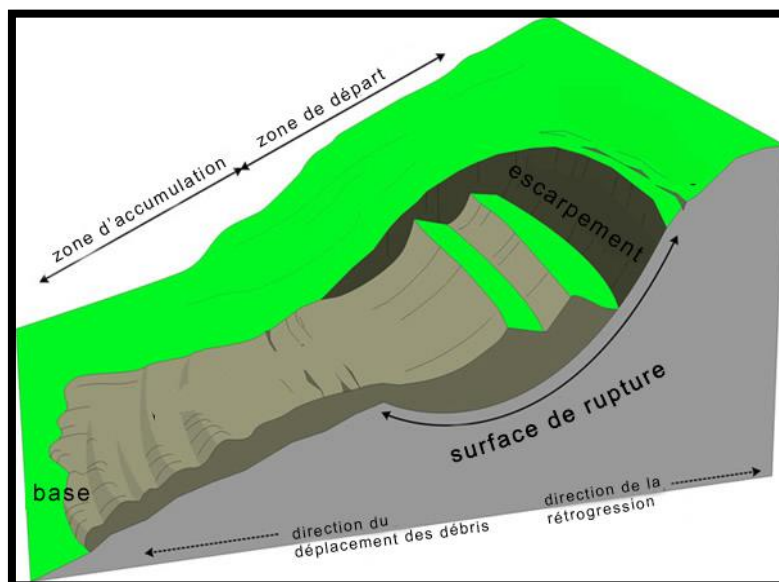


Figure.I.4. Les éléments Morphologique d'un glissement de terrain (Bendjeddou, 2015).

Les glissements peuvent aussi se transformer en glissements coulée (coulées de terre) et atteindre des zones très étendues. Il faut enfin prendre garde aux interactions entre glissements de terrain et cours d'eau, par lesquelles de grandes masses de matériaux alluvionnaires peuvent être mobilisées.

Ce phénomène peut conduire à la formation d'une retenue sur un cours d'eau, puis entraîner des débâcles (laves torrentielles) qui mettent en danger les zones situées en aval.

I.4. Classification des glissements de terrain

Il existe nombreuses classifications des glissements de terrain basées sur différents critères : vitesse, cinématiques, morphologie de la rupture, profondeur...

I.4.1. Classification basée sur la surface de rupture

Selon la morphologie de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements de terrains :

- Glissement plan
- Glissement rotationnel simple ou complexe,
- Glissement quelconque

I.4.1.1. Glissement plan

Généralement, le linge de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, sur laquelle s'exerce souvent, l'action de l'eau, une telle couche est appelée : couche savon (Fig.I.5)



Figure.I.5. Glissement plan au niveau de la limite Est PDAU-Mila
(Djarfaroui ; 2016)

I.4.1.2. Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus courant. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre.

I.4.1.3. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement en bas de la pente induit une perte de butée pour les terres situées au-dessus, provoquant ainsi, des glissements successifs remontant vers l'amont (fig. I.6)

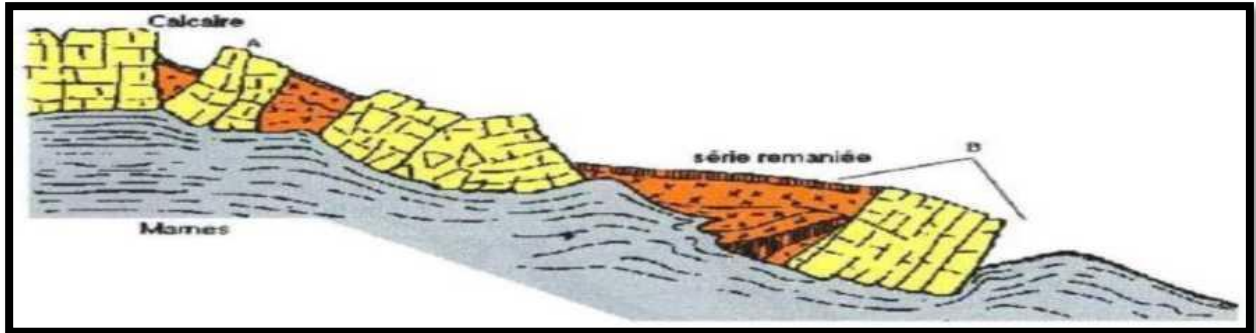


Figure.I.6. Glissement complexe ; A : Basculement de blocs, B : Glissement rotationnel (Bendjeddou A ; 2015)

I.4.1.4. Glissements quelconques

Ils sont sans aucun doute les glissements les plus fréquents et qui ont des caractéristiques semblables aux autres glissements précédemment définis. Dans la nature les terrains ne sont ni homogènes ni isotropes. En effet, ils existent beaucoup de glissements dont la surface de rupture est moins géométrique et même tout à fait quelconque. Cette forme de rupture a posé des difficultés pour le calcul manuel qui impose l'hypothèse de rupture de géométrie simple. Actuellement, le développement de logiciels permet de cerner cette difficulté.

I.4.2. Classification basée sur la vitesse du mouvement de glissement

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement substabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

Il existe quelques cas exceptionnels où le glissement peut être bien plus rapide et où la masse en mouvement, sans perdre sa compacité, peut atteindre plusieurs décimètres par jour.

Exceptionnellement, des mouvements très rapides peuvent se produire. (Djarfaroui ; 2016)

Tableau.I.1. Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilisé très lent	0-2 cm /an
Peu actif lent	2-10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapide)	Sup a 10cm/an

I.4.3. Profondeur de la surface des glissements

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de rupture, car lors l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer son volume ou sa vitesse, il faut aussi tenir compte des mouvements différentiels qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures.

Tableau.I.2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement

Glissement	Surface de glissement (sous la surface du sol)
Superficiel	0_2 m
Semi profond	2_10 m
Profond	Sup a 10 m

I .5. Principaux causes du glissement de terrain

Le glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent une action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui le déclenchent.

Les observations et les études effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence les causes envisageables des glissements de terrain

- La nature et les caractéristiques mécaniques du terrain constituant le site.
- La structure des terrains :
 - La tectonique, simple ou cassante,
 - Les différents types de discontinuités (plans de schistosité ou de foliation ou stratification, diaclases, shearzone...etc.) qui affectent les massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture
- Les diverses formes d'action de l'eau :
 - Action de la pluie et des eaux de ruissellement.
 - Émergence de nappes aquifères.
 - Les réseaux de distribution d'eau et égouts.
 - Les pressions interstitielles élevées dans les sols
 - Le Gel et dégel
 - La dissolution des roches solubles

- Les actions mécaniques externes, notamment :
 - Morphologie : Pente du versant.
 - Séisme et vibrations
- L'action de l'homme
 - Les modifications de l'équilibre naturel des pentes : Fouille et affouillement du pied. Surcharge et pente de crête
 - Modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau, pompage excessif d'eau
 - Déboisement du site

I.6. Méthodes de calcul

Il existe plusieurs méthodes dans la littérature. Elles apparaissent en général trop simples et trop figées ou trop élaborées et de maniement délicat. Ces dernières diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

I.6.1. Approche analytique : l'équilibre limite

De manière classique, il est supposé que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. Alors, l'ensemble des forces qui interviennent sur le massif se décomposent en forces de cisaillement le long de la surface de rupture et en forces de résistance au cisaillement que peut mobiliser le sol. Les conditions d'équilibre limite sont définies en utilisant un coefficient de sécurité. Ce dernier se définit comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface : $Fs = \tau_{max}/\tau$. Le facteur de sécurité peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite. L'objectif de calcul consiste à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

Le tableau 03 donne les valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure

Tableau.I.3. Valeur de Fs donnée en fonction de l'importance de l'ouvrage

La valeur de Fs	État de l'ouvrage
< 1	Danger
1-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour des ouvrage peu importants
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches :

- a) **Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1927)** : méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.
- b) **Méthode de Bishop (Bishop, 1955)** : Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée, elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces intertranches horizontales.
- c) **Méthode de Janbu (1965)** : méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.
- d) **Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965)** : Aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches
- e) **Méthode des perturbations** : La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

I.6.2. Approche numérique

L'utilisation de l'approche numérique dans les calculs de stabilité est indispensable pour obtenir des résultats applicables dans le réel. Cependant, les mécanismes et les équations mis en jeu sont relativement simples et font appel à des lois élémentaires de la mécanique des sols.

Parmi les méthodes numériques, il existe : méthodes des éléments finis, et les méthodes des différences finies

Le développement des méthodes de calcul numérique (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

La méthode numérique la plus utilisée est celle des éléments finis qui consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure. Cette méthode nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

I.6.3. Approche statistique probabiliste

Ces méthodes d'analyse probabiliste de la stabilité des pentes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. L'analyse probabiliste de la stabilité d'une pente fait intervenir trois éléments d'importance égale :

- La description des variations naturelles des propriétés physiques et mécaniques des sols et des conditions géométriques du problème traité
- Une méthode de calcul déterministe de la stabilité des pentes
- Une méthode de traitement analytique ou numérique des fonctions de variables aléatoires.

I.6.4. Calcul automatique à l'aide d'ordinateur

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. À cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudostatique ou la méthode dynamique directe.

Généralement chaque logiciel comporte en général trois phases principales :

- a) Première phase :** consiste à introduire les données : paramètres géométries (profil, charges), caractéristiques mécaniques de sol et les conditions hydrauliques
- b) Deuxième phase :** lancement des calculs
- c) Troisième phase :** affichage des résultats, notamment cercle critique de glissement

De nombreux logiciels de calcul de stabilité des pentes sont existés sur le marché, tels que : Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal, Geo5 ...

I.7. Méthodes de confortement des pentes

Généralement le dispositif de confortement est dépend du type d'instabilité, de la cinétique du phénomène, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité $Fs = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $Fs = 1,5$.

Il existe plusieurs méthodes de confortement .

I.7.1. Dispositifs de drainage

L'eau a fréquemment un rôle moteur dans les glissements de terrain, l'objectif du drainage est de contrôler la teneur en eau du sol et de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Le drainage peut évacuer l'eau de la zone ou encore éviter y l'alimentation en eau de la zone par collecte et canalisation des eaux de surface (Fig.I.7)

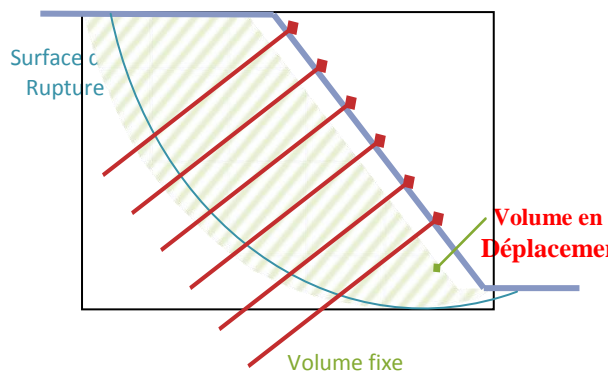


Figure.I.7. Drainage de talus par barbacanes (Desodt, 2017)

I.7.2. Construction de renforts

Le rôle de ces systèmes est d'armer la terre et de limiter son mouvement, on distingue :

- a) **Le clouage** : Ce dispositif transfère par un système d'accrochage (pieux, clous) les efforts du volume en mouvement vers le volume fixe (Fig .I.8)



a) Principe du clouage



b) Exemple de réalisation (Desodt, 2017)

Figure.I.8. Confortement d'une pente par la technique de clouage

b) **Le soutènement** : C'est un écran rigide ou souple qui bloque le volume en mouvement. Rigide, les efforts mis en jeu sont importants et peuvent amener à la rupture (Fig.I.9)



Figure.I.9. Confortement des pentes par des murs de soutènement (Desodt, 2017)

I.7.3. Systèmes de terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

a) **Remblai de pied** : Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du volume en mouvement (Fig.I.10.a) .

- b) Allègement en tête :** Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume en mouvement, et donc diminue les forces motrices (Fig.I.10.b) .
- c) Reprofilage :** Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

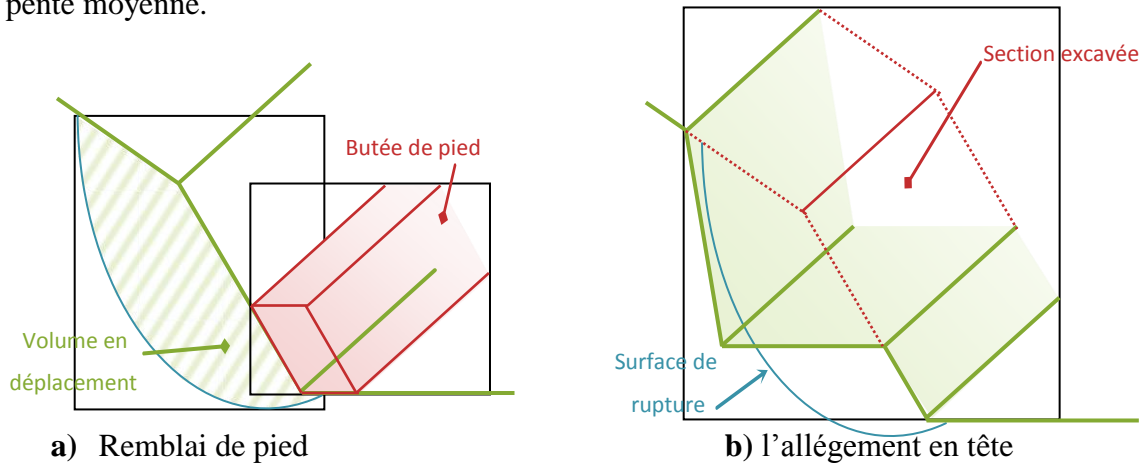


Figure.I.10. Méthodes de confortement par la technique de terrassement (Desodt, 2017)

I.7.4. substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

La substitution partielle est souvent employée sous forme de bûches ou de contreforts discontinus.

I.7.5. Boisement et reforestation

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, le rôle mécanique de la végétation est joué par les racines, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les service forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là où la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes.

I.8. Conclusion

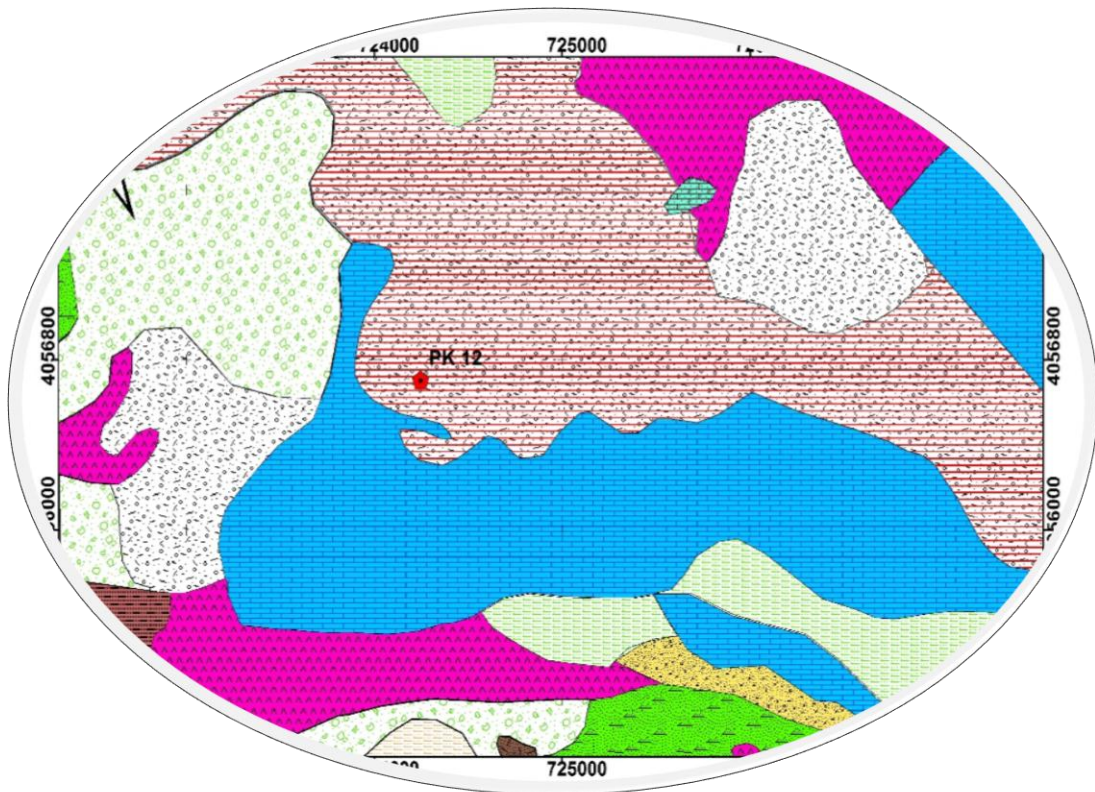
Dans ce chapitre, par une recherche bibliographique, nous avons défini le phénomène de glissement de terrain, leur classification selon différents critères (morphologie de la surface de rupture, vitesse, profondeur...), les principales causes pouvant induire ou déclencher ce phénomène, les approches de calcul de stabilité, ainsi les différentes méthodes de confortements

Cette recherche bibliographique nous a permis de constater que l'étude d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, alors pour réaliser cette étude il doit effectuer :

- Une étude géologique et géomorphologique : nature du terrain du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles...etc.
- Une étude hydrologique et hydrogéologique : repérage du niveau d'eau dans les puits, recueil des données météorologiques, mesures de débits de sources, mesures piézométriques ...etc.
- Une étude géotechnique : détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.
- Une étude de stabilité par les différentes approches et méthodes
- Un bon choix du dispositif de confortement pour le glissement de terrain.

Chapitre II

Cadre géologique



II.1. Introduction

La région de Jijel appartient à la Petite Kabylie, sa géologie est caractérisée par un ensemble de terrains sédimentaires d'âge Mésozoïque couvrant les terrains métamorphiques. Ces formations reposent soit sur le socle Kabyle, soit sur des terrains d'âge Crétacé ou sur les séries de type flysch.

II.2. Cadre géologique régional

Du point de vue structural, la marge Nord Algérienne est constituée par un empilement de nappes charriées sur la marge Africaine (Raoult, 1972 ; Bouillin 1977 ; Vila, 1980). Transversalement on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne (FigII.1).

- Domaine Kabyle ; domaine interne
- Domaine des flysch.
- Domaine tellien et de l'avant pays.

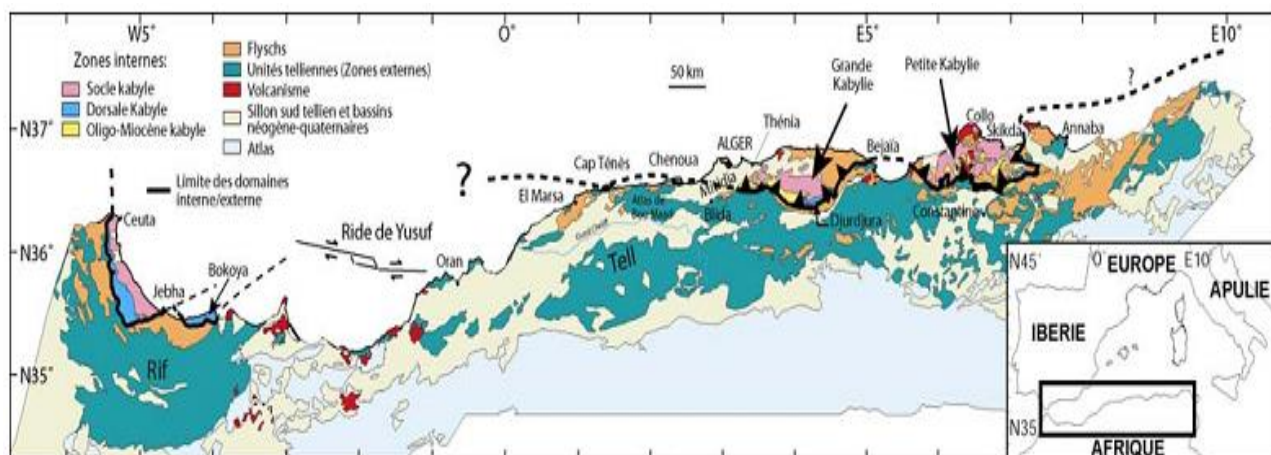


Figure.II.1. Schéma structural de la méditerranée occidentale d'après (Durand Delga, 1980)

II.2.1. Domaine interne

Ce domaine regroupe les massifs Kabyles à matériel antécambrien et paléozoïque, socle Kabyle, et ses couvertures sédimentaires dorsale kabyle, formations de l'OMK et les olistostromes.

II.2.1.1. Socle Kabyle

Il est constitué par des formations cristallophylliennes Antétriasiques charriées vers le sud sur les terrains Mésozoïques et Paléogènes (Durand Delga, 1955 ; Bouillin, 1977). Les formations cristallophylliennes du socle Kabyle comportent deux grands ensembles :

- Un ensemble supérieur formé essentiellement de schistes, de micaschistes et de phyllades surmontés en discordance par des formations Siluriennes (Durand Delga, 1955).
- Un ensemble inférieur constitué de gneiss à intercalation de marbres et d'amphibolites (Bouillin, 1977).

En Petite Kabylie les formations cristallophylliennes du socle Kabyle sont largement charriées vers le Sud sur les formations de type flysch et les formations telliennes (Durand Delga, 1955 ; Bouillin, 1977).

II.2.2.2. Couverture sédimentaire

Elle est représentée par la dorsale kabyle, les formations de L'OMK et les olistostromes, cvs

A) La dorsale Kabyle

C'est une zone étroite et discontinue qui caractérise l'axe interne de l'érogène nord-algérien : elle est subdivisée en trois unités (Raoult, 1974) :

- 1) **Dorsale interne** : Sur un substratum constitué de phyllades et de rares affleurements paléozoïques, existent un Permo-Trias gréseux, rouge, un Lias carbonaté, un Jurassique supérieur et un Crétacé carbonaté et noduleux comportant d'importantes lacunes et d'épaisseur réduite, un Tertiaire transgressif d'abord néritique jusqu'au Lutétien, puis un Oligo-Miocène gréseux et micacé.
- 2) **Dorsale Médiane** : Elle correspond à une série condensée continue du Crétacé inférieur à l'Eocène avec des faciès marneux et calcaire-marneux pélagiques. Son substratum est analogue à celui de la dorsale interne.
- 3) **Dorsale externe** : Définie par un Lias particulier souvent à Ammonites et Rhynchonelles puis par des séries conglomératiques du Dogger – Malm se terminant par des Radiolaires, gréseuses du Crétacé inférieur et conglomératiques du Sénonien au Lutétien.

La dorsale externe correspond à un ensemble de lames et d'écailles empilé qui sont chevauchées par le socle Kabyle.

B) Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes

1) **Oligo-Miocène Kabyle (O.M.K)** : C'est une formation détritique, constitue la couverture sédimentaire, transgressive et discordante du socle Kabyle (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1977). Elle comporte trois termes (Bouillin, 1977) :

- Un terme de base formé de conglomérats reposant en discordance sur le socle Kabyle
- Un terme médian comporte des grés micacés à débris de socle associés à des petites micacés
- Un terme de sommital formé de silexites

2) **Olistostromes** : Ce sont des formations tectono-sédimentaires synchro nappes de blocs et klippes de flysch dans des passées de grés-micacées. L'âge de ces formations est supposé Aquitaniens à Burdigalien inférieur probable (Bouillin et Raoult, 1971 ; Bouillin et Al, 1973 et Bouillin, 1977).

3) **Nummulitique** : Formations grés-micacées d'âge Priabonien (Eocène supérieur) à Oligocène supérieur, qui constitue la couverture de la chaîne calcaire (dorsale Kabyle) et du flysch mauritanien. (Bouillin, 1977 ; Raoult 1979).

II.2.2. Domaine de Flyschs

La complexité structurale de la zone des flysch ainsi que la pauvreté de celle-ci en fossiles, ils ont été pendant longtemps mal connus. Distingue :

- Les flysch de type « Guerrouch » (Tithonique- Crétacé inférieur), ou flysch mauritaniens.
- Les flysch « schisto-quartzeux », (flysch albo-aptiens de Glangeaud, 1932), ou flysch Massyliens.
- La nappe numidienne.

II.2.2.1. Les séries maurétaniennes

Elles comportent « un flysch calcaire » au Néocomien, un flysch à gros bancs de grés jusqu'à l'Albien moyen et un flysch à micro brèches calcaires plus ou moins sableuses de l'Albien supérieur au Lutétien. Au-dessus se dépose durant l'Oligocène une série grés-micacée puissante débutant par un flysch à micro brèches rouges et atteignant le passage Stampien-Aquitaniens. La série mauritanienne constituée de bas en haut :

- De radiolarites attribuées au Jurassique terminal.
- D'un flysch schisto-gréseux d'âge Crétacé inférieur (Néocomien à l'Albien). C'est le flysch de type Guerrouch.
- D'un Cénomaniens conglomératique à bandes silicifiées blanches très caractéristiques, suivi d'une série d'âge sénonien à lutétien supérieur plus ou moins conglomératique.
- D'une puissante série grés-micacée débutant par un flysch à micro brèches rouges et atteignant le passage Stampien-Aquitaniens. (Bouillin, 1977 ; Raoult 1979).

II.2.2.2. Les séries massyliennes

Le terme de flysch Massylien a été proposé par J.P. Raoult (1969), pour caractériser les formations détritiques schisto-quartzitiques. Ce flysch comporte une série allant du Néocomien au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont du bas en haut (Djellit, 1987 :

- Des calcaires sableux et des argiles du Néocomien sur 10m.
- Un flysch pélito-quartzeux où dominant les couleurs vertes : c'est le flysch « Albo Aptien » pouvant atteindre 300m d'épaisseur. Il est surmonté par des calcaires fins jaunâtres du Vraconien, épais de quelques mètres.
- Des phanites noirs et blancs sur 20m (Cénomaniens et Turoniens), localement remplacés par des brèches polychromes.
- Un ensemble flyschoides marno-microbréchiques où l'on date tous les étages du Sénonien et qui peut dépasser 200m d'épaisseur.
- Des formations tertiaires aujourd'hui décollées et repoussées plus au Sud, comprennent des argiles vertes et des niveaux de silexites. Cet ensemble atteint l'Oligocène inférieur.
- Tous les critères sédimentologiques montrent que les formations massyliennes se sont déposées dans une zone profonde et sans doute à substratum océanique. Le flysch massylien d'origine plus méridionale surmonte très généralement le flysch maurétanien.

II.2.2.3. Le Numidien

Dans l'édifice structural de la Petite Kabylie, le flysch numidien occupe la position la plus haute de l'édifice Alpin. Il est composé de trois termes qui sont en continuité stratigraphique (Durand Delga ; 1955) :

On désigne la trilogie suivante :

- Des argiles vari colorées à Tubotomaculum dites : argiles sous numidiennes.
- Des bancs de grès épais à grains hétérogènes.
- Des argiles, marnes et silexites appelées : supra-numidienne.

II.2.3. Domaine externe : « Le sillon Tellien »

Le domaine externe représenté dans le Nord Est de l'Algérie par les séries telliennes, les séries de l'avant pays allochtone et séries de l'avant pays atlasique autochtone (Chadi ,2004).

II.2.3.1. Les séries Telliennes

Les séries telliennes sont constituées par un empilement de trois grandes séries qui sont d'après. Vila, 1980 du Nord au sud :

a) Une série ultra-tellienne ou un domaine septentrional

C'est le domaine où se déposent des marno-calcaires de teintes claires renfermant de riches microfaunes. Ils caractérisent vraisemblablement une surélévation à eaux oxygénées, l'ensemble date du Crétacé au Lutétien supérieur.

b) Une série méso-tellienne ou domaine central

Ce domaine centralo-tellien est situé entre la zone ultra-tellienne et les régions telliennes externes (zone pénitellienne et néritique). Il reçoit durant le Crétacé et le Paléogène plusieurs milliers de mètres de sédiments vaseux, de teinte sombre.

Durant le Sénonien et le Paléogène, cette zone se caractérise par une sédimentation marneuse de teinte sombre ; durant l'Eocène inférieur et moyen par une sédimentation calcaire et argileuse. Cette zone est très pauvre en microfaune.

Cette série correspond aux formations carbonatées du Jurassique, elle est considérée comme la couverture de la plate-forme constantinoise (Vila, 1980).

c) Domaine méridional

Il regroupe les formations pénitelliennes et le domaine néritique et sa couverture. Ce domaine méridional correspond à la remontée du bassin en direction de l'avant pays. Il reçoit une sédimentation variée, constituée parfois par des carbonates (plateforme néritique Constantinoise), parfois par des vases comparables à celles qui envahissent le sillon tellien.

II.2.3.2. Les séries de l'Avant pays

On peut considérer, successivement d'Est en Ouest les unités et domaines suivants :

a) Unité néritique Constantinoise

Les séries néritiques Constantinoises forment des massifs isolés, de tailles variables. Elles sont caractérisées principalement par des formations carbonatées, du Mésozoïque

b) Unités Sud sétifiennes

Ces unités considérées ont été décrites par Vila, (1980) sous l'appellation « ensemble allochtone sud-sétifien ». Elles sont caractérisées par des séries mésozoïques de plates formes admettent les intercalations pélagiques.

c) Unités des Sellaoua

Elles affleurent au Sud-Est des massifs composant l'unité néritique constantinoise et comprennent essentiellement des terrains marno-calcaires crétacés avec un léger apport détritique dans le Crétacé supérieur ; Le Paléocène et le Lutétien supérieur sont marneux, par contre l'Yprésien est carbonaté et riche en Nummulites

II.2.3.3. Les séries de l'avant pays autochtone

Elles sont caractérisées par les séries sédimentaires mésozoïques épaisses, très plissées, localisées au niveau de l'Atlas tunisien, l'Atlas saharien, les monts du Hodna, les monts de Batna et les monts des Aurès (Guiraud ; 1973).

II.3. Cadre géologique local

Les deux sites des glissements (PK 12 et PK 20) situés sur la route CW 137 B, concernés par notre étude, sont faits partie du domaine Tellien, plus exactement dans la chaîne des Babors (voir fig. II.2. et II.3.)

Les Babors orientaux font partie du domaine tellien interne, leurs chaînons calcaires séparent Petite et Grande Kabylies. Il s'agit de l'entité géographique s'étendant d'Ouest en Est, et du Nord au Sud, de la méditerranée au (Dj Babors) (Obert, 1981).

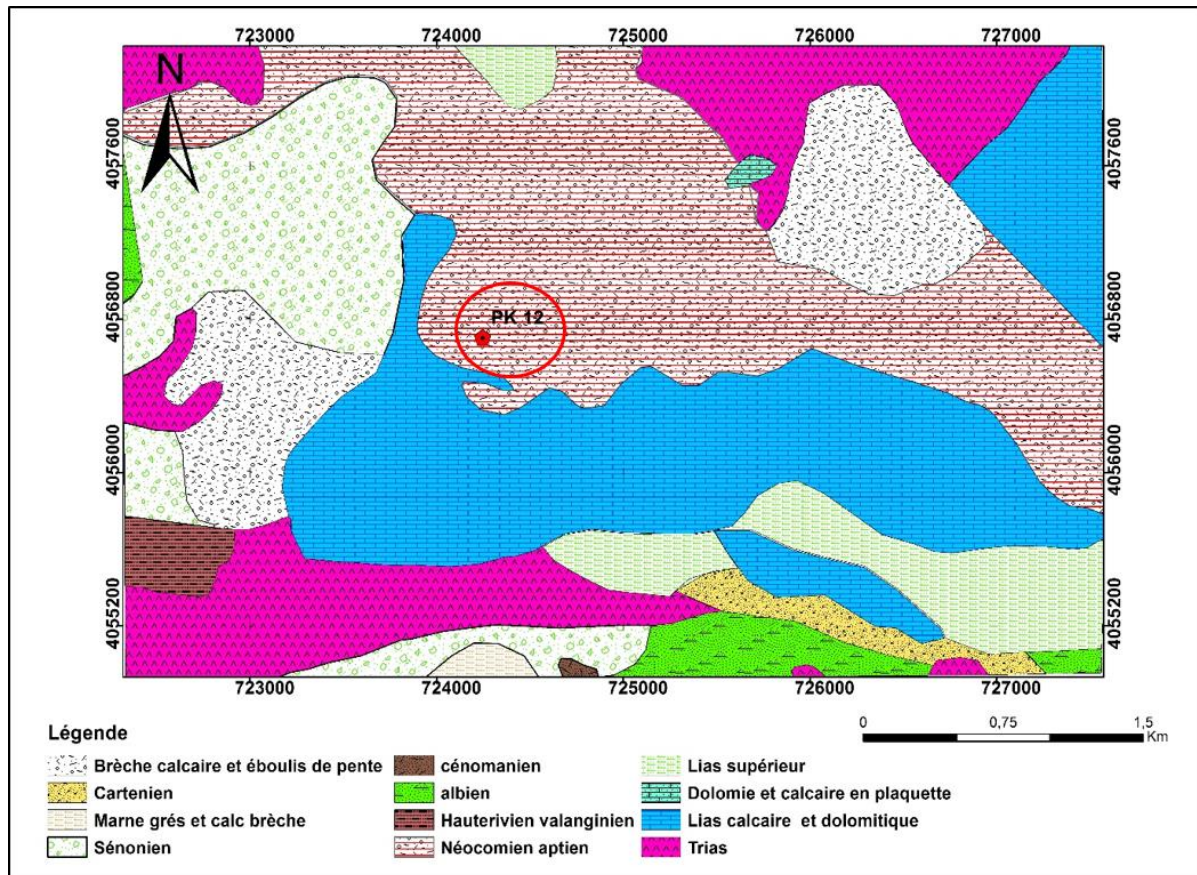


Figure II.2. Extrait de la carte géologique du site du glissement PK 12

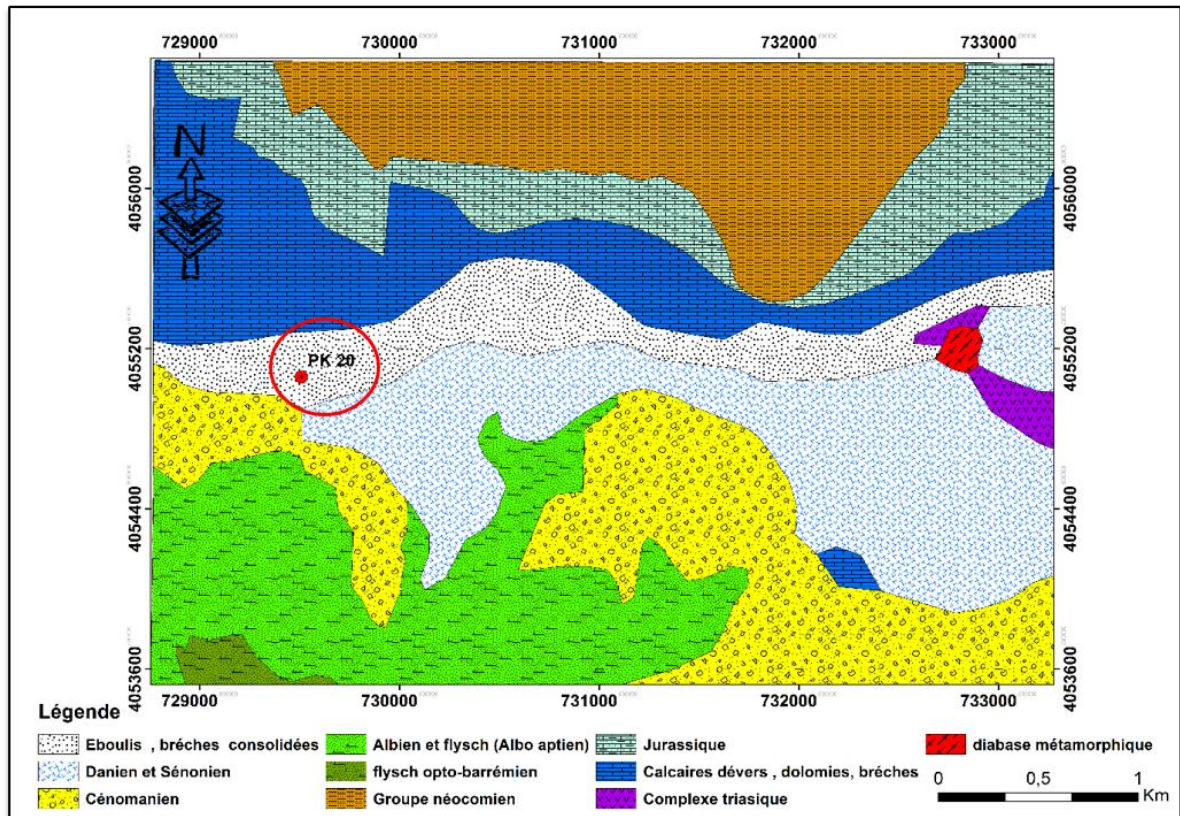


Figure II.3 Extrait de la carte géologique du site du glissement PK 20

Plusieurs unités distinctes ont été reconnues (Leikine, Obert et Bouillin, 1975), et caractérisées par leurs compositions stratigraphiques et leurs évolutions métamorphiques, chaque unité a été morcelée en sous-unités comme suit :

II.3.1. Les unités à matériel Eocène

Ces unités sont bien exprimées dans la partie sud du front des Babors. Elles sont considérées comme diversification de série de provenance plus septentrionale que la nappe de Djemila (Obert, 1981).

II.3.2. Les unités septentrionales

Elles constituent un ensemble allochtone qui s'étend dans la direction nord-ouest, sud-est et présente une évolution stratigraphique continue des séries jurassiques et crétacées.

Les sous-unités septentrionales sont en partant de l'extérieur (Sud) du domaine des Babors, on distingue

II.3.2.1. Unité des Bâbors

Elle a été morcelée en sous-unités : Kherrata, Dj Bâbord et Adrar. Ces sous-unités présentent des caractères stratigraphiques communs et une évolution métamorphique identique (Obert, 1981).

II.3.2.2. Unité de Draa el Arba — Erragène

Cette unité comporte les sous unités : l'Ahzerouftis. Beni - Felkai - Tababor, Dj. Boukouna au Dj. Pachachit. Cette unité est constituée par des terrains allant du Trias au Paléocène. Elle apparaît comme une série appartenant à un milieu le plus individualisée. (Obert, 1981)

II.3.2.3. Unité de Brek

Formé essentiellement du Sud vers le Nord par une masse de calcaires dolomitiques d'âge Jurassique, s'allongent de l'Adrar el Alem au Dj. Tazeguezaout.

II.4. Géologie des sites des deux glissements

Les deux glissements (PK 12 et PK 20) sont faits partie du domaine Tellien,

II.4.1. Géologie du site du glissement PK 12

Le site de PK 12 est occupée principalement par un calcaire sain à nodules de silex, d'âge Néocomien – Aptien, qui est recoupé par des fractures remplies très souvent par la calcite, et subi également à l'altération en surface.

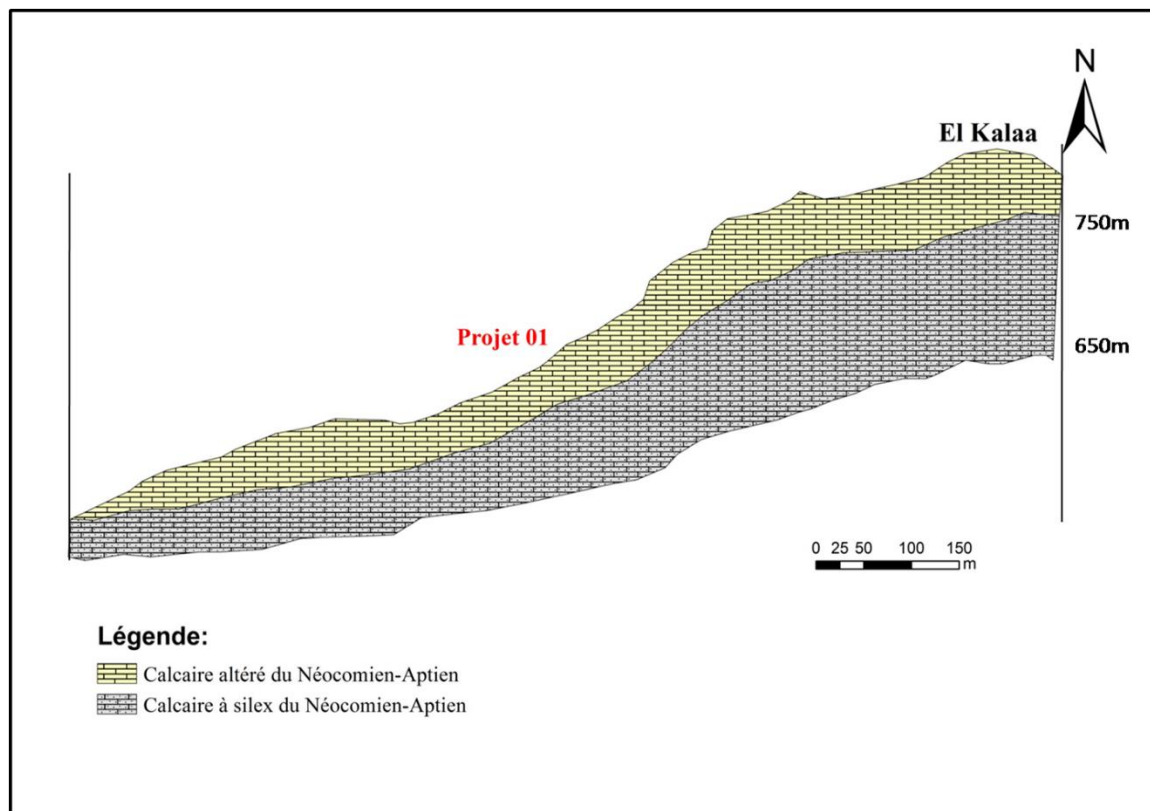


Figure II.4. Coupe lithologique au niveau du glissement PK12

L'étude structurale a montré que la direction de la stratification des couches est NW-SE avec des pentages allant de 45° à 55°SW (Fig. II.5)

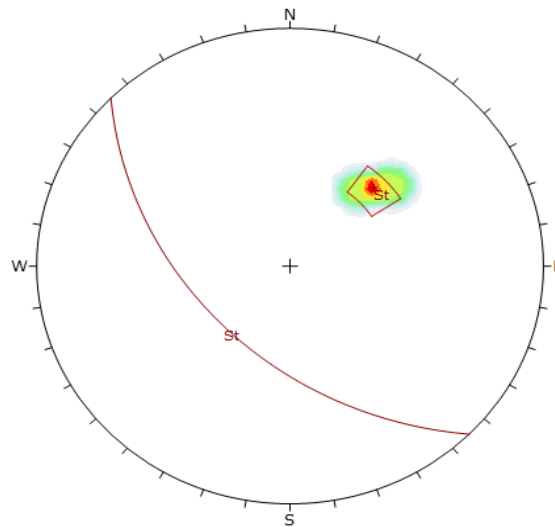


Figure II.5. Projection stéréographique des données de mesures

II.4.2. Géologie du site du glissement PK 20

Les différentes formations géologiques affleurant au niveau du site du glissement de PK 20 sont :

- Eboulis de pente, déchet d'ancien carrière et brèches.
- Argile marneuse, schisteuse noirâtre plus ou moins altérées d'âge Emschérien.
- Marne noirâtre d'âge campanien

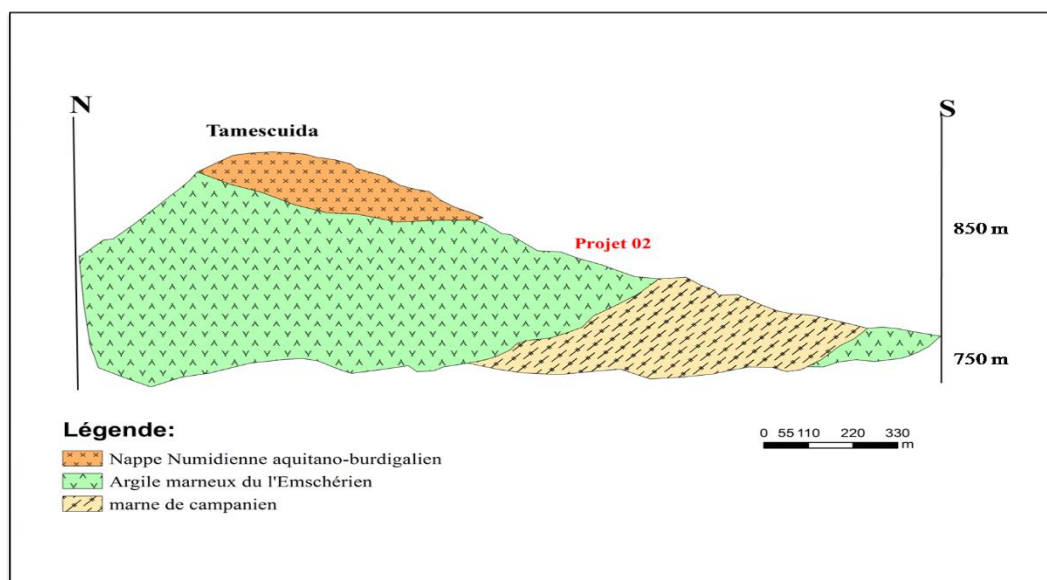


Figure. II.6. Coupe lithologique au niveau de glissement PK 20

II.6. Sismicité du site

Suite au tremblement de terre du 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le Centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS), et conformément à RPA version 2003 (Règles Parasismiques Algérienne), le territoire Algérien a été subdivisé en quatre zones de sismicité (Fig II.7)

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **Zone III** : sismicité élevée

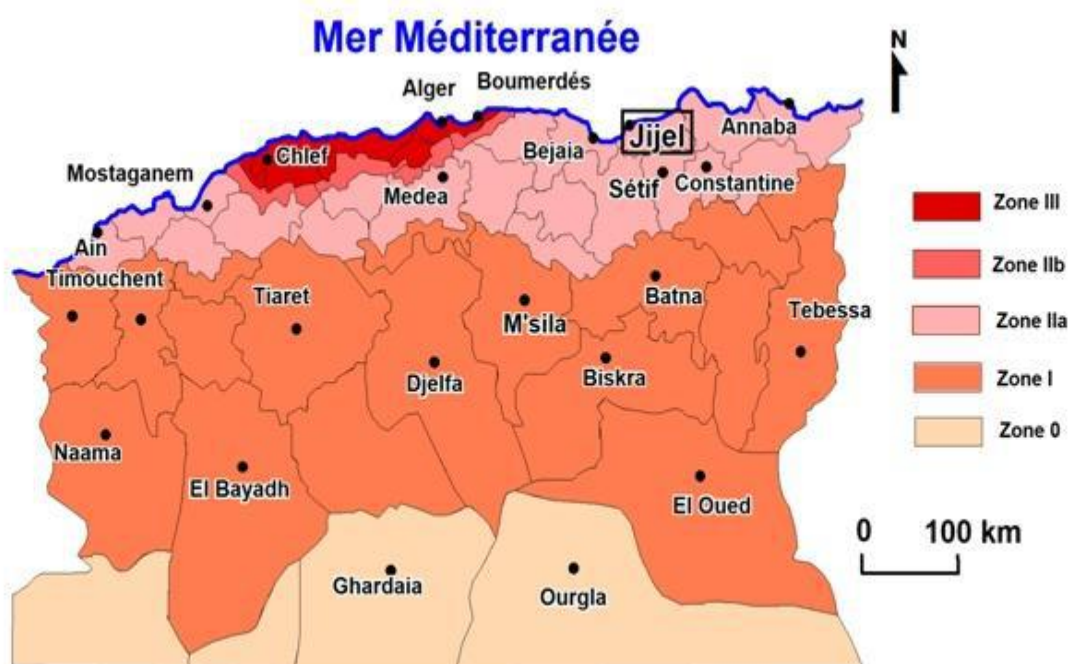


Figure II.7. Carte sismique de l'Algérie selon le RPA version 2003

II.5. Conclusion

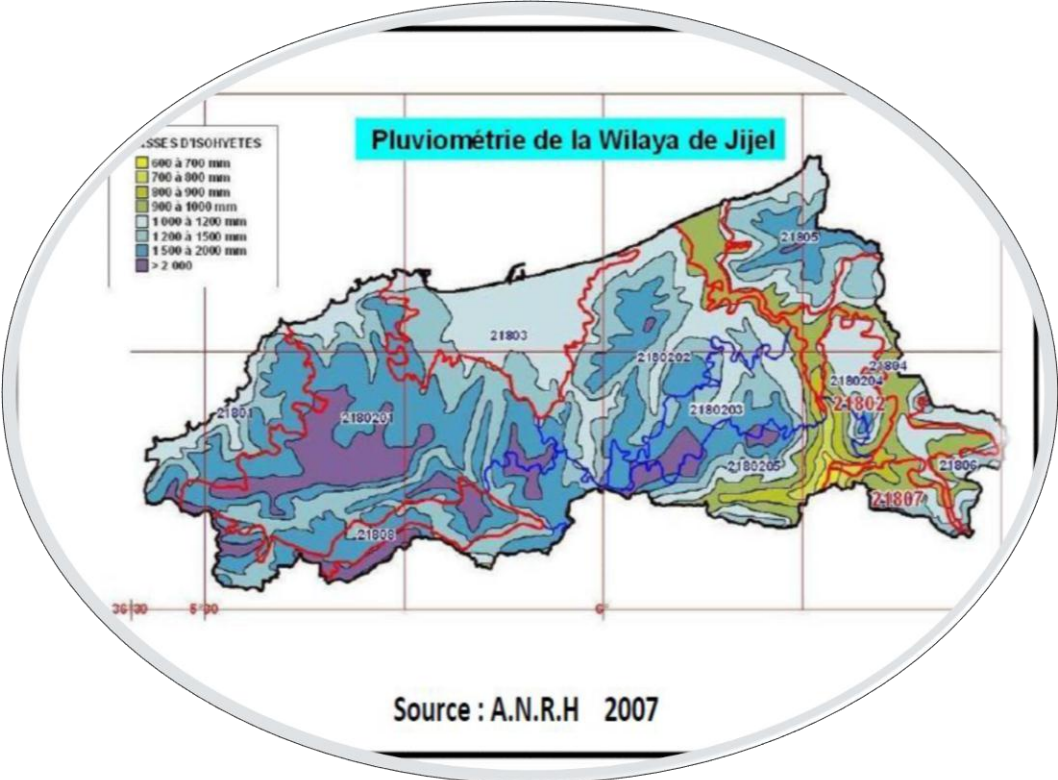
À la lumière des résultats obtenus par l'étude géologique, il ressort que les sites des deux glissements PK 20 et PK12 sur la route 137 B est occupé par les formations telliennes à savoir :

- Le site du PK 12 est occupé par la formation de calcaire fracturés à silex de Néocomien-Aptien.
- Le site du PK 20 est occupé par les marnes noirâtres d'âges campanien en profondeur, surmontées par les argiles marneuses d'âge l'Emschérien.

Selon le RPA 99 versions 2003, les deux sites des glissements sont caractérisés par une sismicité moyenne (zone IIa).

Chapitre III

Synthèse hydro-climatologique



III.1. Introduction

Le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de terrain nous mène à réaliser une étude climatologique des sites des deux glissements survenus sur la route CW 137 B au niveau PK 12 et PK20, autrement dit caractériser certains termes du cycle de l'eau responsables des glissements de terrains.

Les variations dans les conditions climatiques et par conséquent hydrologiques, essentiellement la pluviométrie, est l'une des principales causes d'instabilité des terrains. Les auteurs montrent qu'il y a une relation directe entre les pluies de forte intensité et les différents mouvements des sols.

Cette étude consiste en la détermination des apports d'eau en déterminant le rapport entre les quantités d'eaux infiltrées dans le sol, celles perdues par évapotranspiration et celles ruisselant à la surface. Ainsi, on essaye d'établir le bilan hydrologique afin de pouvoir comprendre les mécanismes d'alimentation et de circulation des eaux de surface et souterraines.

III.2. Analyse des paramètres climatiques

En général, deux groupes de facteurs, géographiques (éloignement par rapport à la mer, altitude, exposition des versants par rapport aux vents pluvieux du Nord-Ouest) et météorologiques (déplacement des masses d'air polaire océanique, froid et humide, des masses d'air tropical chaud et humide de l'Atlantique Sud et enfin des masses d'air tropical continental ou anticyclone saharien) influencent la répartition spatiale des précipitations mais aussi les structures des régimes pluviométriques (Chaumont et Paquin 1971).

L'étude des données climatiques, les précipitations et les températures, de la station du barrage d'EL-Agrem, sur une période de 2002 à 2017, nous a permis d'apprécier les caractéristiques hydro-climatologiques des deux sites des glissements.

L'étude hydro-climatologique porte sur l'analyse des paramètres déterminants, telles les précipitations, les températures de l'air, le vent, l'humidité relative et l'évaporation.

III.2.1. Précipitations

A l'échelle locale, la carte pluviométrique de la wilaya de Jijel (Fig.III.1), montre une croissance de la pluviométrie du Nord au Sud. Généralement, la pluviométrie dans la wilaya de Jijel varie de 600 mm/an dans la partie avale et littorale, à 2000 mm/an sur les reliefs du Sud (Fig. III.1)

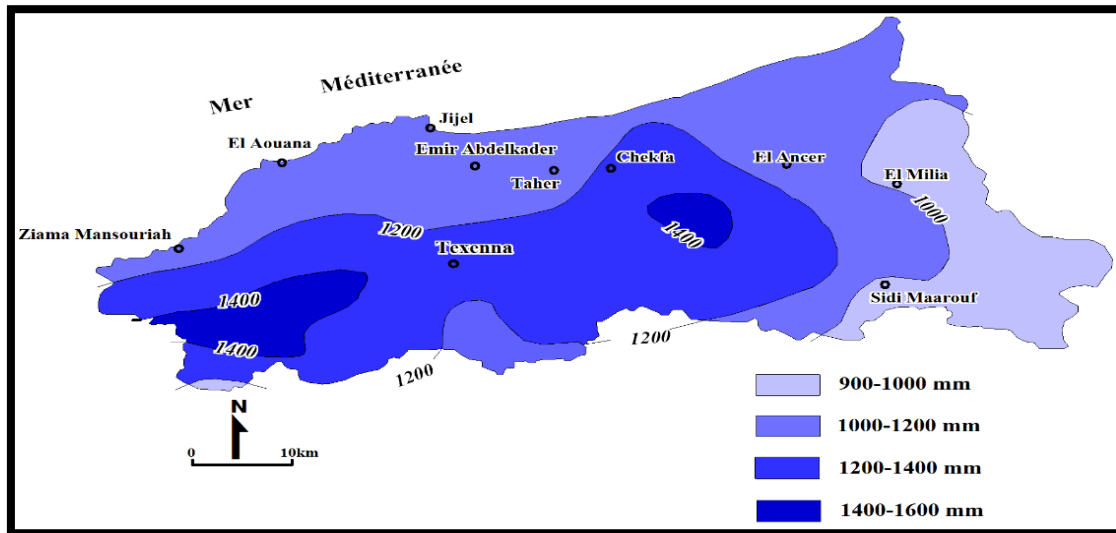


Figure III.1 Pluviométrie Wilaya de Jijel (A.N.R.H, 2007)

Le tableau III.1. Donne les précipitations moyennes annuelles de Jijel, enregistrées au niveau de la station du barrage d'El Agram, sur une période étalée de 2002 -2017.

Tableau. III.1. Précipitations moyennes annuelles (Station du barrage El Agrem (2002-2017))

Année	Précipitations (mm)
2002-2003	1204,3
2003-2004	1171,3
2004-2005	1301,1
2005-2006	1049
2006-2007	866,4
2007-2008	1147,8
2008-2009	1190,2
2009-2010	1100,3
2010-2011	1190,1
2011-2012	1232,6
2012-2013	1338,7
2013-2014	1032,11
2014-2015	1265
2015-2016	865
2016 -2017	687,2
Moyen	1095,42

La figure III.2 est une représentation graphique les précipitations moyennes annuelles de la wilaya de Jijel, enregistrées au niveau de la station du barrage d'El Agrem, sur une période étalée de 2002 -2017.

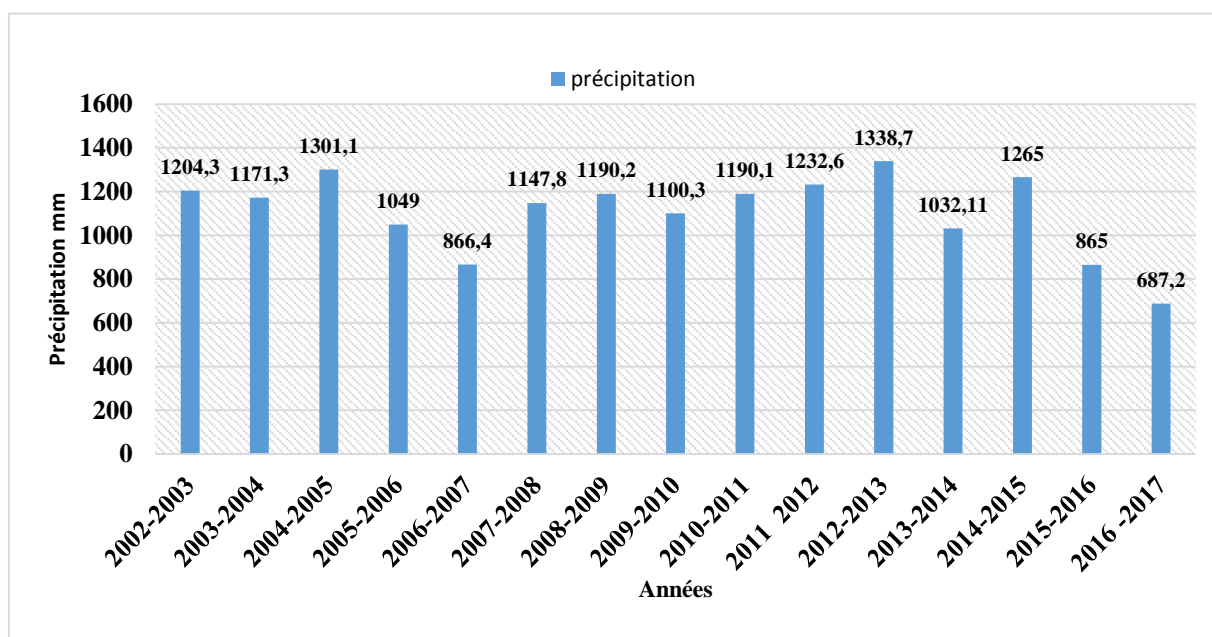


Figure.III.2. Distribution des Précipitations moyennes annuelles en mm
Période (2002-2017), Station du barrage El Agrem.

D’après les résultats obtenus dans le tableau 1 et la figure.III.2, le maximum des précipitations est observé au niveau de l’année 2012-2013 (1338,7mm) et le minimum au niveau de l’année 2016 -2017 (687,2mm) avec une moyenne de l’ordre de 1095,42mm.

Le tableau III.2. Donne les précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Jijel, enregistrées au niveau de la station du barrage d’El Agrem, sur une période étalée de 2002 - 2017.

Tableau.III.2. Précipitations moyennes mensuelles (station du barrage El Agrem A.N.R.H
2002-2017)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Av	Mai	Juin	Juil.	Aou	Total
P(mm)	71,3	102,57	150,85	188,34	174,73	150,64	119,7	82,3	41,88	17,56	0,9	8,7	1109,54

La représentation graphique des données de précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Jijel, enregistrées au niveau de la station du barrage d’El Agrem, est donnée sur la figure III.3.

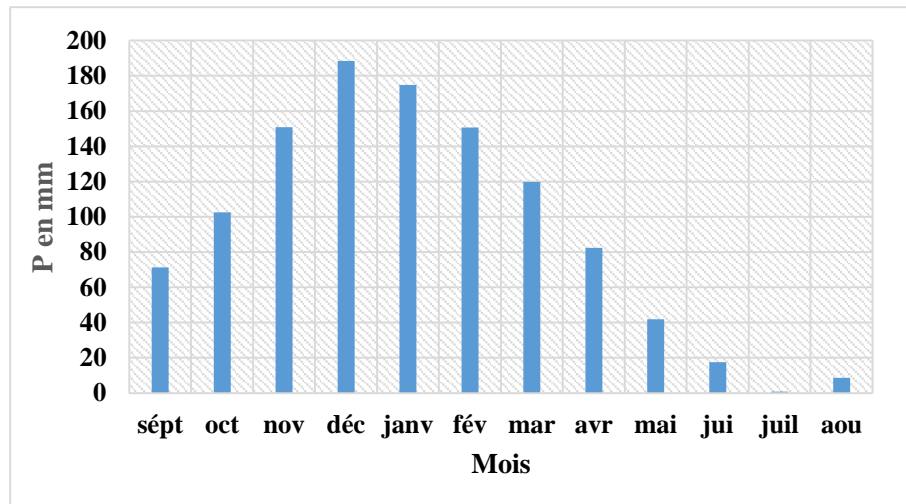


Figure.III.3. Distributions des précipitations moyennes mensuelles en mm

Période (2002-2017), station barrage d'El Agrem

III.2.2. Températures

La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique. Du fait de son impact sur le déficit d'écoulement par l'effet de l'évapotranspiration. La température constitue avec les précipitations l'élément majeur qui régit le climat d'une région. Elle constitue un facteur très important qui intervient dans le calcul des paramètres climatiques.

Le tableau III .3 et la figure III.4 présentent les températures moyennes mensuelles de la station du barrage d'El-Agrem, pour une série allant de 2002 à 2017.

Tableau.III.3. Distribution de la température moyenne mensuelle et saisonnière

(Station du barrage El-Agrem 2002/2017).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moyenne
T moyennes Mensuelles	23,61	19,44	15,64	12,01	11,6	11,49	13,54	16,27	18,95	23,2	26,45	26,9	18,32
T moyennes Saisonnières	19.56			11.70			16.25			25.51			
	Automne			Hiver			Printemps			Été			

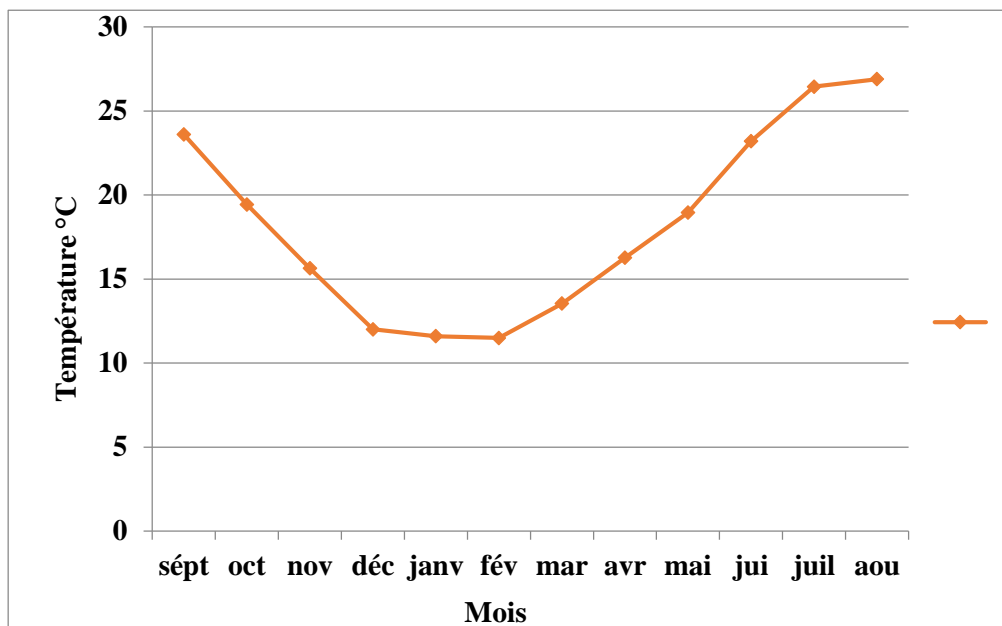


Figure.III.4. Distribution des températures moyenne mensuelle
(Station Barrage El-Agrem 2002/2017)

D'après les résultats obtenus dans le tableau. 3, le maximum de température est observé au niveau du mois d'Aout (27°C) et le minimum au niveau du mois de Février (11 °C) avec une moyenne de l'ordre de 18 °C

III.2.3. Humidité

L'humidité est la présence d'eau ou de vapeur d'eau dans l'air ou dans une substance (linge, pain, produit chimique). Elle représente un rapport de la tension de vapeur d'eau observée à la tension de vapeur de saturation pour une température donnée, exprimé en pourcentage.

Le tableau III .4 et la figure III.5 donnent la variation mensuelle moyenne de l'humidité en mm de la station du barrage El-Agrem pour une série allant de 2002 à 2017.

Tableau.III.4. Humidité maximal et minimal en mm (station Barrage
El Agrem (A.N.R.H, période, 2003-2015)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
H_{min}(%)	9,33	11,5	12,83	20,58	18,5	13,08	19,83	11	12,91	13,8	6,08	4,08
H_{max}(%)	92,33	92,75	92,66	93,08	92,66	92,33	92,33	92,5	92,08	91,25	91,08	92

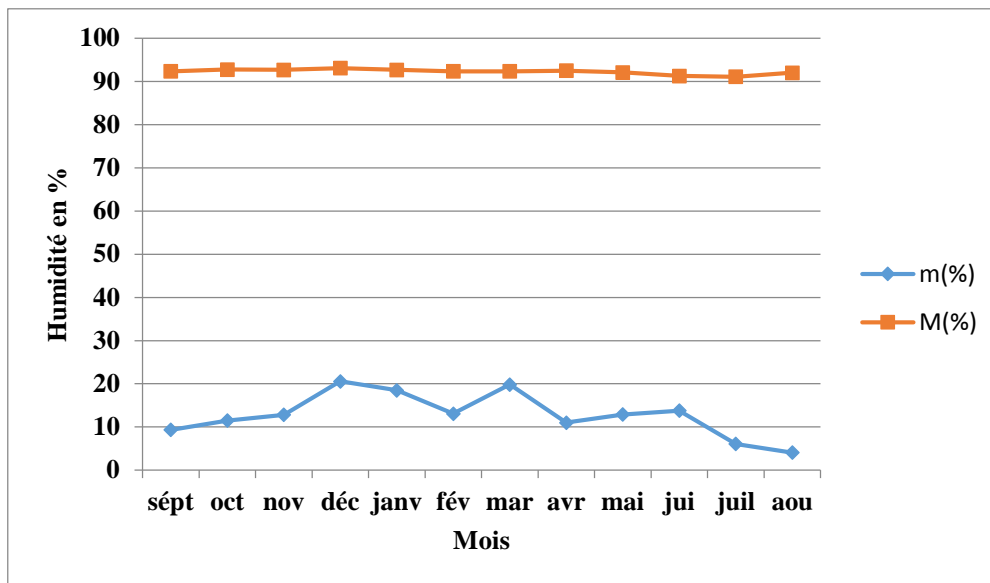


Figure.III.5. Courbes des humidités maximales et minimales en %, Station du Barrage El- Agrem (2003-2015)

m = Humidité moyenne des minima du mois, M = Humidité moyenne des maxima du mois

III.2.4. L'évaporation

L'évapotranspiration est le phénomène de transformation de l'eau en vapeur par l'effet physique. Cette évapotranspiration se constate lors de la formation de pellicules d'eau fines qui recouvrent les feuilles, les tiges de plantes ainsi que la surface d'eau stagnante et les couches superficielles du sol.

Le tableau III .5 et la figure III.6 donnent l'évaporation moyenne mensuelle minimale et maximales en mm pour une série allant de 2002 à 2017

Tableau.III.5. Evaporation maximal et minimal en mm Station du Barrage El- Agrem (2003-2015)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
m_{min}(mm)	0,93	0,31	0,04	0,1	0,01	0,02	0,05	0,2	0,62	1,83	2,38	2,61
M_{max} (mm)	7,57	7,21	5,2	5,26	4,23	4,61	13,3	6,5	7,74	9,34	9,61	10,46

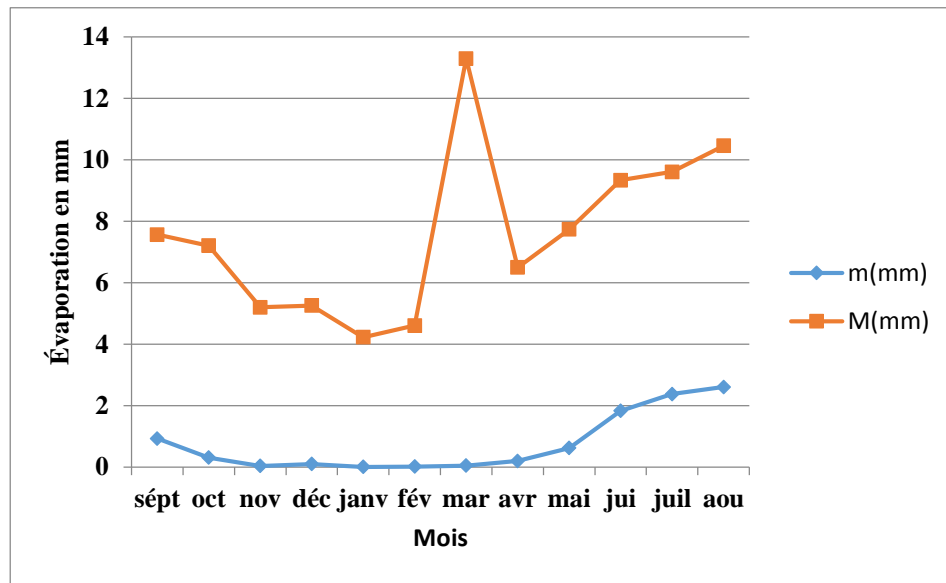


Figure.III.6. Courbes des évaporations maximales et minimales en (mm), Station du barrage El- Agrem (2003-2016)

III.2.5. L'aridité

L'indice d'aridité de Martonne, est exprimé par la formule :

$$I = P_{\text{moy}} / T_{\text{moy}} + 10$$

Avec : I : Indice d'aridité de E. Martonne.

P moy : Précipitation moyenne annuelle (mm).

T moy : Température moyenne annuelle (°C).

Les types de climat selon l'indice de l'aridité sont donnés dans le tableau III.6 :

Les valeurs de I, correspondent des types de climat selon la valeur de I

Tableau III .6. Les types de climat selon l'indice de l'aridité

I	Climat
$I < 10$	Très sec (Très aride)
$I < 20$	Sec (Aride)
$I < 30$	Humide
$I > 30$	Très humide

L'indice de l'aridité correspond à notre région est :

$$I = 1109,54 / 18,32 + 10 = 39,17$$

D'après le tableau III.6.et la valeur trouvée de l'indice de l'aridité, notre région est caractérisée par un climat très Humide.

III.2.6. Diagramme Ombro –thermique

Ce diagramme est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année des températures et des précipitations. Il a été développé par H. Gaussen et F. Bagnoulis pour mettre en évidence les périodes de sécheresse définies par une courbe des précipitations se situant en dessous de la courbe des températures. Ces diagrammes permettent de comparer facilement les climats de différents endroits.

Le diagramme Ombro –Thermique est tracé selon des graduations standardisées : $P = 2T$
Le tableau III.7 regroupe la répartition des précipitations et des températures moyennes mensuelle.

*Tableau.III.7 : Répartition des précipitations et températures moyennes mensuelles
(Station du Barrage El-Agrem, 2003/2015)*

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
p(mm)	174,73	150,64	119,7	82,3	41,88	17,65	0,9	8,7	71,28	102,57	150,85	188,34
T(C°)	11,66	11,41	13,47	16,33	18,99	23,13	26,44	26,97	23,76	19,65	16,06	12,1

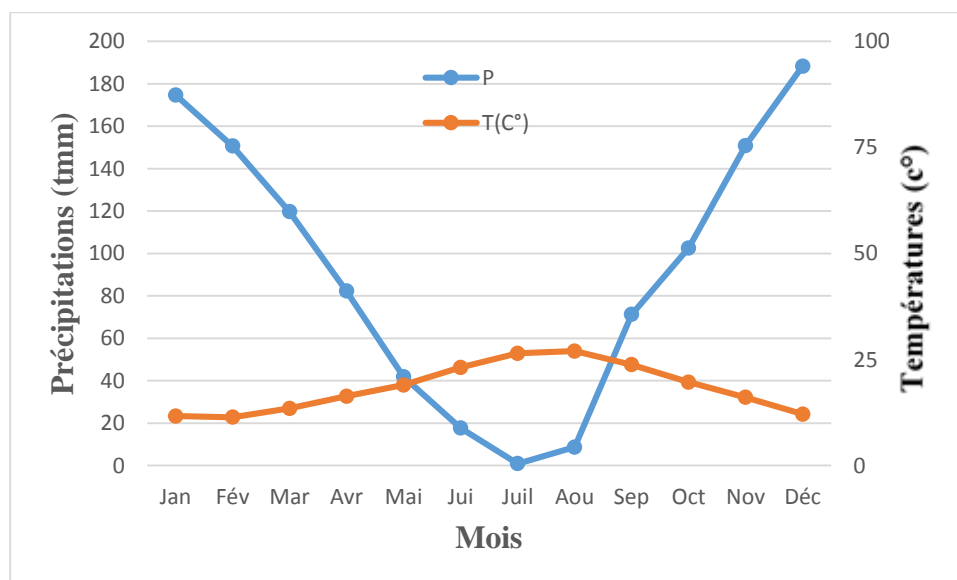


Fig.III.7. Graphe ombro-thermique station de Barrage El Agrem (2002-2017)

Selon le diagramme ombro-thermique ci-dessus on constate que la période humide s'étale entre le début de Septembre jusqu'à Mai et la période de sécheresse s'étale entre le début de Mai jusqu'à août.

III.3. Bilan hydrologique selon la méthode de Thornthwaite

L'établissement du bilan hydrologique selon Thornthwaite est primordial pour l'évaluation des réserves d'eau transmises ou emmagasinées dans une région. Ce bilan s'effectue sur une année hydrologique, période d'environ 12 mois choisie pour que les variations des réserves soient minimales. Il est exprimé par la formule suivante :

$$P = ETR + R + I + Wa \dots\dots\dots (1)$$

Avec : P : Précipitations moyennes annuelles en mm

ETR : Evapotranspiration réelle en mm

R : Ruissellement en mm

I : Infiltration moyenne en mm

Wa : Variation des réserves (terme souvent négligeable).

III.3.1. Calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) et ETPc

L'évapotranspiration potentielle (ETP) correspond à l'évapotranspiration d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour évaporer la quantité d'eau maximale permise par les conditions climatiques. A cet effet, Thornthwaite a établi une corrélation entre la température moyenne mensuelle et l'évapotranspiration potentielle mensuelle. La formule utilisée pour le calcul d'ETP selon Thornthwaite est donnée comme suit :

$$ETP \text{ (mm)} = 16 (10. T / I)^a$$

$$ETPC = ETP. K$$

Avec : ETPC : Evapotranspiration potentielle mensuelle corrigée.

K : Coefficient de correction.

ETP : Evapotranspiration potentielle en mm

T : Température moyenne mensuelle du mois considéré exprimé en °C.

I : Indice thermique annuel égal à la somme des indices mensuels des 12 mois.

$$a = 0,016. I + 0,5 \longrightarrow I = \sum i \longrightarrow i = (T / 5)^{1,514}$$

D'après les données de la station El Agrem (2002-2017) on a trouvé : I= 88.06 et a=1.9

III.3.2. Calcul de l'évapotranspiration réelle (ETR)

Par définition l'évapotranspiration réelle (ETR) est la quantité d'eau évaporée ou transpirée selon les conditions climatiques réelles l'ETR est une fonction de l'ETP et de la quantité d'eau présente dans le sol.

L'évapotranspiration réelle désigne la quantité d'eau réellement perdue sous forme de vapeur d'eau par le couvert végétal. Alors, L'ETR traduit l'ensemble des interactions : sol, plante, climat. L'E.T. R peut calculer selon la méthode de Thornthwaite comme suit :

- Si les précipitations du mois (P) sont supérieures à l'évapotranspiration potentielle : $ETR=ETP$. La quantité d'eau qui reste (P-ETR) va alimenter la RFU jusqu'à son maximum (100 mm) et si elle dépasse cette valeur il y aura un excès qui va partir soit sous forme d'infiltration efficace vers la nappe, soit sous la forme de ruissellement.
- Si les précipitations du mois (P) sont inférieures à l'évapotranspiration potentielle, la valeur de $ETR = P + RFU$, jusqu'à égalisation avec ETP. Si la RFU est nulle, il va se produire un déficit agricole $Da = ETP - ETR$, ce dernier paramètre représente alors le besoin des cultures à l'irrigation.

Tableau.III.8. Bilan hydrologique selon la méthode Thornthwaite

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P	71.28	102.57	150.85	188.34	174.73	150.64	119.7	82.30	41.88	17.65	0.9	8.7	1109.54
T(C°)	23.76	19.65	16.06	12.10	11.66	11.41	13.47	16.33	18.99	23.13	26.44	26.97	/
ETP	104	73.28	49.76	28.96	27.04	25.92	35.36	51.36	68.48	99.68	128.96	133.92	/
K	1.03	0.97	0.86	0.84	0.87	0.85	1.03	1.1	1.21	1.22	1.24	1.26	/
ETPC	107.12	71.08	42.80	24.32	23.52	22.03	36.42	56.49	82.86	121.60	159.91	168.73	916.88
P-ETPC	-35.84	31.49	108.06	164.02	151.21	128.61	83.28	25.81	-40.98	-104.04	-159.01	-160.03	/
RFU	0	31.49	100	100	100	100	100	100	59.02	0	0	0	/
ETR	71.28	71.08	42.80	24.32	23.52	22.03	36.42	56.49	82.86	76.67	0.9	8.7	517.07
DA	35.84	0	0	0	0	0	0	0	0	44.93	159.01	160.03	399.81
EX	0	0	39.54	164.02	151.21	128.61	83.28	25.81	0	0	0	0	592.47

La représentation graphique du bilan hydrologique de la région est donnée sur la figure III.8

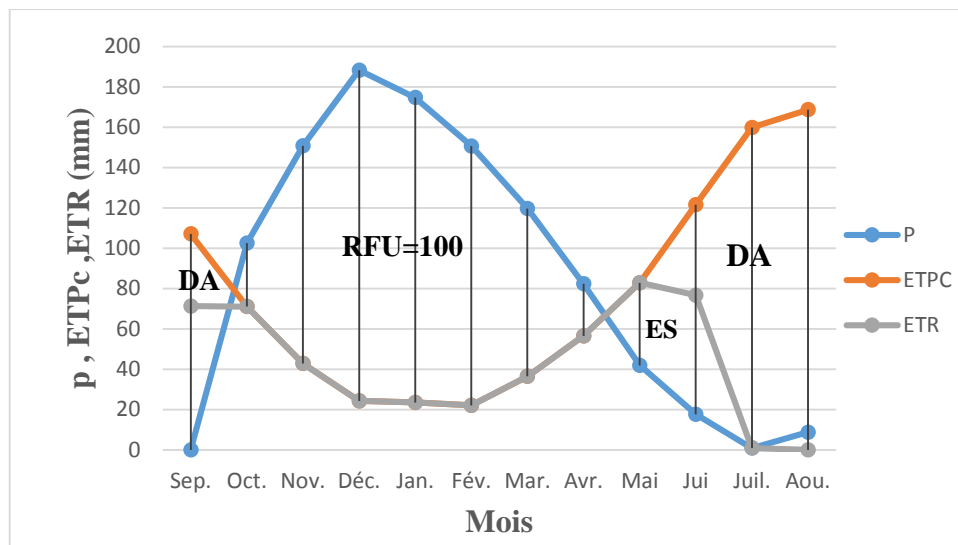


Figure. III.8. Représentation graphique du bilan hydrologique station du Barrage El-Agrem (2002-2017)

L'observation des données résumées dans le tableau précédent (III.8) et les courbes du bilans hydrologiques (fig.III.8) nous a permis de déduire les résultats suivants :

- Les précipitations atteignent leur, maximum au mois de décembre (188.34mm), période durant laquelle l'évapotranspiration potentielle (ETP) atteint son minimum au mois de février (25.92mm)
- L'évapotranspiration potentielle (ETP) atteint son maximum (168,73) au mois d'Aout
- Le déficit agricole observé entre juin et septembre
- Epuisement de stock observé entre mi-avril et juillet

III.4. Estimation du ruissellement

Selon Numer Chuck : Le ruissellement est exprimé par : $R = P^3 / 3$

Avec : $p = 1,10954 \text{ mm}$ donc : $R = (1,10954)^3 / 3$ donc $R = 0.455m$

$R\% = R (m) \cdot 100 / P \longrightarrow R\% = 0.455 \cdot 100 / 1109,54 \longrightarrow R\% = 41\%$

Donc le ruissellement représente 41% des précipitations

III.5. Calcul de l'infiltration (I)

L'infiltration est exprimée par : $I = P - ETR - R = EX - R$

$I = (1109,54 - 517,07) - 455 \longrightarrow I = 137,47mm$

$I\% = I \cdot 100 / P \longrightarrow I\% = 137,47 \cdot 100 / 1109,54 \longrightarrow I\% = 12,38\%$

- L'infiltration est très importante, elle est de l'ordre 50.87

Donc l'infiltration représente 12,38% des précipitations.

III.6. Conclusion

L'étude hydro-climatologique laisse apparaître que la région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen très humide, marqué par des précipitations importantes de l'ordre de 188.34mm en mois de décembre avec une température moyenne de 18°C.

Les précipitations annuelles sont de l'ordre de 1095.42 mm dont 41% sont des ruissellements, et 12, 38 % sont sous forme des infiltrations.

La quantité importante des précipitations joue un rôle important dans l'accélération des Mouvements de terrain. Elle contribue remarquablement à l'alimentation des nappes aquifères.

Chapitre IV

Reconnaitssances géotechniques du site



IV.1. Introduction

La conception, la réalisation et la maintenance des ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages souterrains) nécessitent une bonne connaissance des caractéristiques de sol : sa nature et son comportement. L'étude géotechnique nous a permis de définir les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des sols afin de pouvoir optimiser le dimensionnement des différents ouvrages.

Lors la manifestation des instabilités au niveau des deux points kilométriques PK 12 et PK 20 sur la route du CW137B qui sont traduites par des glissements de terrain. Le DTP¹ fait appel au laboratoire SETS² pour effectuer la reconnaissance géotechnique des deux sites de glissements

IV.2. Reconnaissance géotechnique du site du PK12

Le programme de la reconnaissance géotechniques du site de PK 12, qui a été réalisé par le laboratoire SETS, comprend :

- Un sondage carotté de 12 m de profondeur.
- Etude des discontinuités.
- Installation d'un piézomètre de 12 m à l'aide d'un Tube PVC Crépine.
- Un essai de Pressiomètre selon la norme NF P (94 – 110).
- Prélèvement des échantillons pour effectuer les essais de laboratoire.
- Détermination de la teneur en eau naturelle selon la norme NF P (94- 050).
- Détermination de la masse volumique humide et sèche selon la norme NF P (94-053).
- Détermination la résistance à la compression simple selon la norme NFP (94-077).

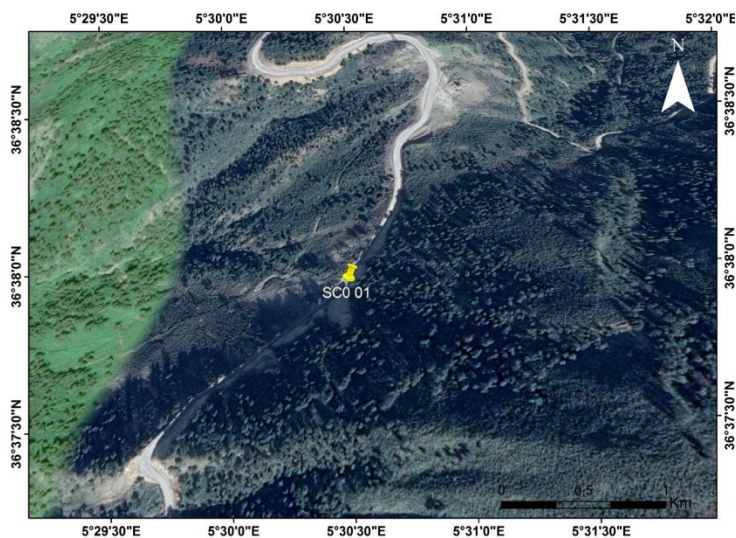


Fig.IV.1. Implantation du sondage carotté réalisé sur site

¹ DTP : Direction des travaux publique de la wilaya de Jijel

² SETS : société d'étude technique de Sétif

IV.2.1. Les essais géotechniques

La lithologie du site de glissement est donnée dans le tableau IV. 1 Elle est déterminée par le sondage carotté réalisé à partir de la chaussée de la route CW137B.

Tableau IV.1. Lithologie de site de PK 12 et les profondeurs d'échantillonnage

PK 12 : SC 01 (X= 724245,71 m ; Y =4056705.23 m)		
Prof. (m)	Lithologie	Profondeurs des échantillons
00 -0.70	Corps de chaussé.	
0.70 - 2.50	Calcaires altérés et très fracturés	
2.50-12.00	Calcaire à silex avec passage marneux a dans la profondeur (6.5, 8.5-8.7 m)	3.5 -3.90
		9.70 -10.00
		10.5-10.80

Les levés piézométriques de la nappe, effectués dans le sondage réalisé, sont rapportés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Les levés piézométriques

PK 12 : SC 01 (X= 724245,71 m ; Y =4056705.23 m)	
Date des levés piézométriques	Profondeur de la nappe (m)
20/02/2018	08.40
12/06/2018	12.00
08/08/2018	12.00

IV.2.1.1. Essais in-situ

L'essai de préssiomètre a été réalisé conformément à la norme NF P 94 - 110 dans le sondage réalisé.

Les résultats obtenus de l'essai : le Module Préssiométrique (EM), la Pression de fluage (Pf), et la Pression limite nette (PL) sont donnés dans le tableau IV.2.

Tableau IV.3. Les résultats d'essai préssiométrique de Ménard norme NF P 94 – 110

PK 12 : Essai de pressiomètre (X= 724245,71 m ; Y =4056705.23 m)					
Prof (m)	E (MPa)	PL (MPa)	PF (MPa)	E /PL	Lithologie
01,00	255	3,74	2,19	68,3	Corps de chaussé
02,00	272	3,15	1,84	86,3	Calcaires altérés et très fracturés
03,00	187	2,29	1,33	81,7	
04,00	261	2,89	1,68	90,2	Calcaire à silex
05,00	194	2,63	1,52	73,8	
06,00	279	3,43	1,98	81,5	
07,00	199	3,62	2,09	55	
08,00	339	2,72	1,55	125	
09,00	132	1,68	0,937	78,6	
10,00	183	3,11	1,77	58,7	
11,00	188	3,65	2,09	51,5	
12,00	102	3,55	2,02	28,7	

La figure IV.2. Représente la variation du Module Préssiométriques (EM), de la Pression de fluage (Pf), et la Pression limite nette (PL) et (E/P) en profondeur

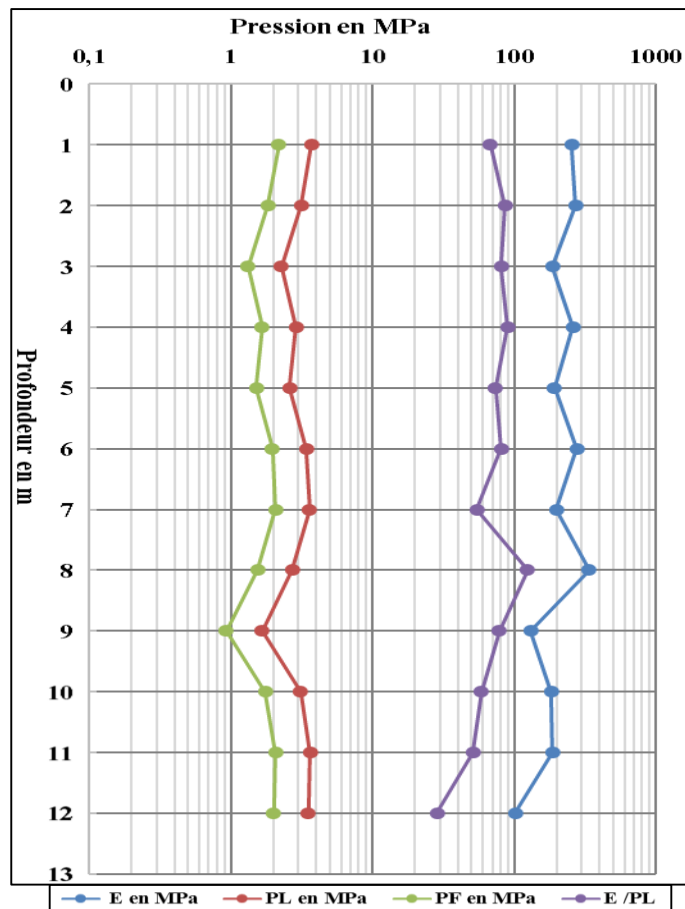


Figure. IV.2. Représentation graphique des résultats obtenus par l'essai Préssiométrique de Ménard (norme NF P 94 – 110)

Tableau. IV.4. Valeurs de E et Pl mesurées pour les principaux types de sols

Sol	E (bar)	Pl (bar)
Vases et tourbes	2 à 15	0.2 à 1.5
Argiles molles	5 à 30	0.5 à 3
Argiles plastiques	30 à 80	3 à 8
Argiles raides	80 à 400	6 à 20
Marnes	50 à 600	6 à 40
Limons	10 à 100	1 à 15
Sables vaseux	5 à 20	1 à 5
Sables – graviers	80 à 400	12 à 50
Sables sédimentaires	75 à 400	10 à 50
Roche calcaire	800 à 200 000	30 à >100

D'après les résultats obtenus par l'essai de préssiomètre, on constate que :

$$1.68 < PL < 3.74 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad 102 < Em < 279 \text{ MPa}.$$

Alors, le terrain étudié est caractérisé par une compacité moyenne à élever.

IV.2.1.2. Essais de laboratoire

L'ensemble des essais de laboratoire, physiques et mécaniques, réalisés sur les échantillons prélevés sont :

- La teneur en eau naturelle selon la norme NF P 94- 050
- La masse volumique humide et sèche selon la norme NF P 94-053
- La résistance à la compression simple selon la norme NFP94-077

L'ensemble des résultats sont présentés dans le tableau IV.

Tableau. IV.5. Résultats des essais de laboratoire

Profondeur (m)	Lithologie	Paramètres d'identification			Paramètres mécaniques		
		γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Wn (%)	RC (MPa)	Classification ISRM	
03,50-03,90	Calcaire à silex	2,67	2,69	0,58	27,83	RC4	Moyenne
10,50-10,80		2,64	2,65	02,07	62.31	RC3	Élevée

Tableau. IV.6. Classification de la résistance à la compression des roches (ISRM, 1978)

Catégorie	RC (MPa)	Résistance
RC1	>250	Extrêmement élevée
RC2	100- 250	Très élevés
RC3	50-100	Élevée
RC4	25-50	Moyenne
RC5	5-25	Faible
RC6	1-5	Très faible
RC7	<1	Extrêmement

D'après les résultats obtenus par les essais de laboratoire, nous a permis de constater que :

- **Teneur en eau naturelle** : Les valeurs obtenues de teneur en eau caractérisent une roche légèrement humide : $0 < W_n < 25 \%$.
- **Densité** : la roche intacte est très dense ($\gamma_d > 18 \text{ kN/m}^3$)
- **Résistance à la compression RC** : d'après le tableau IV.6. La résistance de la roche est moyenne à la profondeur de 3 à 4 m et élevée à la profondeur de 10 -11 m

IV.2.2. Classification géomécanique de la masse rocheuse du site du PK 12

La masse rocheuse est constituée de roche intacte et de discontinuités, donc leurs propriétés sont tributaires des paramètres des discontinuités et de sa matrice, ainsi que des conditions aux limites. Les changements de son comportement, de l'état élastique continu de la roche intacte aux masses rocheuses discontinues fortement fracturés, dépendent essentiellement de la présence des discontinuités. Pour cela, plusieurs classifications géomécaniques ont été développées pour déterminer le comportement global de ces masses rocheuses.

La classification géomécanique consiste à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre. Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'une masse rocheuse, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne.
- Estimer le temps durant lequel la masse rocheuse peut tenir sans soutènement (stand-up Time). C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation.
- Donner des recommandations de soutènement des ouvrages

Des méthodes empiriques, basées sur une classification géotechnique du rocher, ont été mise au point et servent aux recommandations du soutènement :

- RQD (Rock Quality Designation) de Deere (1967);
- RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski (1976);
- Q-system (Barton, 1974) ;
- GSI (Geological Strength Index) de Hoek et al., (1995);

La masse rocheuse (calcaire à silex) du site de PK 12 par trois systèmes de classification : RQD (Deere, 1968), RMR (Bieniawski, 1989) et GSI (Hoek et al., 1995).

IV.2.2.1. Classification selon le système RQD (Rock Quality Désignation)

Le Rock Quality Désignation (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influence le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par les forages.

Il est défini comme le rapport en pourcentage entre la longueur cumulée des carottes supérieures à 10 cm et la longueur totale de carotte considérée.

$$RQD = \sum \frac{\text{Longueurs de carottes de } long \geq 10\text{cm}}{\text{Longueur du forage}} \times 100$$

La classification de la roche selon le paramètre RQD est donnée dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7. Classification de la qualité des roches selon le RQD

RQD (%)	Classes	Description de la fracturation
>90	I	Très bonne
90 à 75	II	Bonne
75 à 50	III	Moyenne
50 à 25	IV	Faible
< 25	V	Très faible

D'après le log de sondage réalisé sur le site de PK 12, la classification selon RQD c'était comme suit :

- En surface, corps de chaussée aucune indication sur le RQD ;
- Depuis le corps de chaussée de 0.7 m jusqu'à 2,50m de profondeur, correspond à la couche de calcaire altéré et très fracturé, le RQD moyen calculé est toujours inférieur à 25% (RQD<25%), ce qui implique que la roche est de très faible qualité.
- Au-dessous de 2.5 m, correspond à la formation du calcaire à silex, le RQD moyen calculé est correspond à la classe IV (50 à 70 %) ce qui implique que la roche est de moyenne qualité.

IV.2.2.2. Classification selon le RMR (Rock Mass Rating)

Le système RMR de Bieniawski a été proposé pour la première fois en 1973. Il part du principe que le comportement d'un massif rocheux est conditionné par les propriétés de la roche intacte et celles des discontinuités. Le RMR c'est une note qui traduit la « qualité » de la masse rocheuse, il était calculé à l'origine à partir de huit paramètres. En 1976 puis en 1989, après quelques années de pratique, Bieniawski a amélioré sa classification en 1989 et n'a conservé que 5 paramètres et un ajustement :

- A1 : La résistance à la compression,
- A2 : Le RQD (Rock Quality Désignation),
- A3 : L'espacement des discontinuités,
- A4 : Les conditions des discontinuités,
- A5 : Les conditions hydrauliques
- B : Un ajustement, fonction de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage.

Donc RMR est la somme des notes attribuées à chaque paramètre

$$\mathbf{RMR}_{89} = \mathbf{A1+A2+A3+A4+A5+B}$$

Le RMR est compris entre 0 et 100. La qualité de la masse rocheuse se répartit alors en 5 classes (Tableau IV .8).

Tableau. IV.8. Détails de la classification RMR, d'après Bieniawski (1989)

Classification parameters and their ratings									
Paramètre				Range of values					
1	Strength of intact rock material	Point-load Strength index	> 10MPa	4 -10 MPa	2 -4 Mpa	1 -2 Mpa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. Strength	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25 - 50 Mpa	5 -25 MPA	1 - 5 Mpa	< 1 Mpa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of		>2 m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	< 60m		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (see E)		Very rough surfaces not continuous No siparation Unweathered wall rock	Slightiy rough surface Separation < 1mm Selitghtly weathered walls	Slightiy rough surface Separation < 1mm Selitghtly weathered walls	Slightiy rough surface Separation < 1mm Selitghtly weathered walls	soft gouge>5mm thick or separation >5mm continuos		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(joint water press)/ (Major panicipalσ)	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 05	> 0,5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

Le tableau IV.9 résume la classification de la masse rocheuse du site PK12 en question selon le système RMR89

Tableau IV.9. Classification géomécanique de la masse rocheuse du site de PK 12 selon RMR89

Paramètres	Calcaire altéré (0.70m – 3.90 m)		Calcaire à silex (à partir de 4 m)	
	Classe	Note	Classe	Note
A1	RC = 27 MPA	4	RC = 65 MPA	7
A2	RQD < 25%	3	50 <RQD < 75%	13
A3	200 – 60 mm	10	2 m – 60 mm	15
A4	Ouvertures < 5 mm	10	Ouvertures < 1 mm	20
A5	Sec	10	Sec	10
RMR	Mauvaise qualité	37	Bonne qualité	65

IV.2.2.3. Classification selon le GSI (Geological Strength Index)

Le système GSI est Introduit par Hoek et al., en 1995, sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologiques. Il est déterminé empiriquement, donc il s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux, et estimée à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités.

Ce système est un nombre sans dimension, qui varie entre 5 et 95. L'application directe de sa valeur sert à estimer les paramètres du critère de résistance de Hoek & Brown pour les massif rocheux Tableau IV.10.

Tableau IV. 10. Qualité de la masse rocheuse en fonction du système GSI

Classes	I	II	III	IV	V
GSI	95-76	56-75	55-41	40-21	< 20
Qualité de la masse rocheuse	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Pour déterminer la qualité de la masse rocheuse du site de PK 12, l'évaluation du système GSI a été effectuée par deux méthodes :

- 1) **Méthode directe** : à partir des diagrammes de HOEK et al., 1997 (Fig. IV .3)
- 2) **Méthode indirecte** : par corrélation avec le système RMR

Si $RMR_{89} > 23$, $GSI = RMR_{89} - 5$, avec condition

$RMR = RMR_{89} = A1+A2+A3+A4+A5$, avec $A5 = 15$ (conditions hydraulique) (Tab.IV.11)

Tableau.IV.11. Qualité de la masse rocheuse du site de PK 12 en fonction du système GSI

/	RMR	GSI	Qualité
Calcaire altéré	37	32	Mauvaise
calcaire à silex	65	60	Bonne

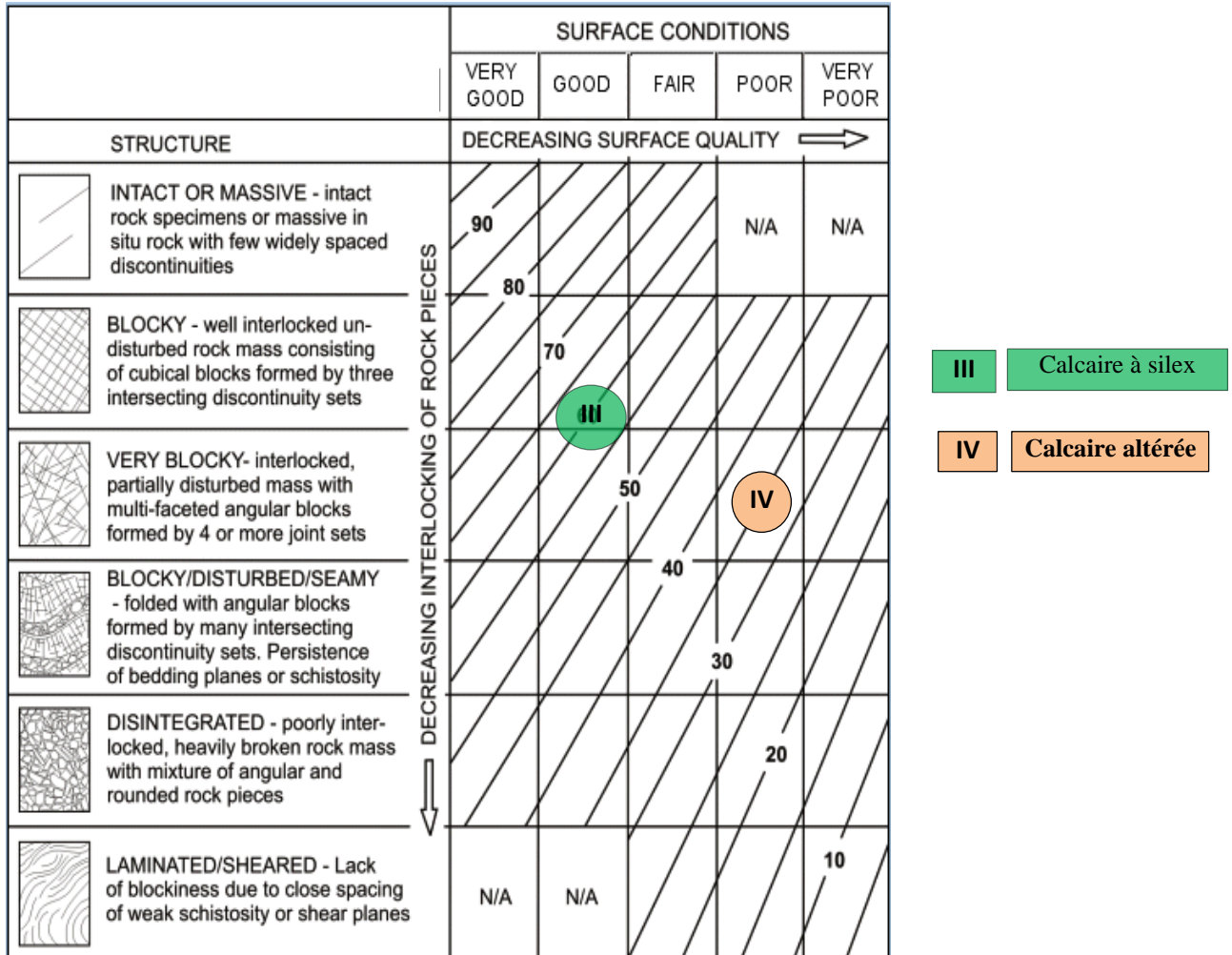


Figure. IV. 3. Classification de la masse rocheuse du site de PK 12

IV.2.2.4. Caractéristiques géotechniques de la masse rocheuse du site de PK 12

Plusieurs auteurs ont proposé des corrélations empiriques entre les systèmes de classification géomécanique et les paramètres mécaniques équivalents de la masse rocheuse

Dans le tableau IV.12 Bieniawski a proposé des corrélations entre les notes du RMR et les paramètres mécaniques équivalents, cohésion et l'angle de frottement, de la masse rocheuse

Tableau. IV.12. Corrélation entre RMR et caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse

Classe	I	II	III	IV	V
Notes RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Qualité du massif	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise
Cohésion du massif (KPa)	>400	400-300	300-200	200-100	<100
Angle de frottement interne du massif	>45°	45°-35°	35°-25°	25°-15°	<15°

La détermination des paramètres mécaniques de la masse rocheuse du site de PK 12, par la corrélation avec le système GSI, a été effectuée par le logiciel Roc Data de Rocsciences.

Tableau. IV.13. Caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse du site de PK 12

Couches	RMR	Cohésion C en KPa	Angle de frottement (°)
Calcaire altéré	37	100 -200	25°-15°
Calcaire à silex	65	300 - 400	35°-25°
GSI déterminé directement			
Calcaire altéré	35	183	30°
Calcaire à silex	55	336	40
GSI déterminé indirectement (corrélation avec RMR)			
Calcaire altéré	32	167	28°
Calcaire à silex	60	402	41°

IV.3. Reconnaissance géotechnique du site du PK 20

Le programme de la reconnaissance géotechnique du site de PK 20 , qui a été réalisé par le laboratoire SETS, comprend :

- Deux sondages carottés de 20 m de profondeur,
- Deux essais de pénétromètre dynamique lourd
- Installation d'un piézomètre l'aide d'un Tube PVC Crépine dans le sondage SC 02
- Prélèvement des échantillons pour effectuer les essais de laboratoire
- Détermination de la teneur en eau naturelle selon la norme NF P 94- 050
- Analyse granulométrique par tamisage à sec selon la norme NF P 94-056
- Analyse granulométrique par sédimentométrie NF P 94-057

- Valeur du bleu de Méthylène selon la norme NF P 933 -9
- Détermination de la masse volumique humide et sèche selon la norme NF P 94- 053
- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de type C.D selon la norme NF P 94-071-1
- Les analyses chimiques sommaires NF P 94 .048 de :
 - La teneur en insolubles
 - La teneur en carbonates CaCO_3 (NF P 94 .048)
 - La teneur en gypses $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
 - La Teneur en sulfate SO_4^{2-} (NF P 99-009).

Les deux sondages carottés ont été réalisés depuis le terrain naturel (TN). Les têtes de sondages sont à cotées à partir du plan topographique (fig.IV.4)



Figure .IV.4.Implantation des sondages carottés au niveau du PK 20

Tableau .IV.14. logs des sondages carottés effectués et la profondeur des échantillons prélevés

SC 01 : X = 729488.53 m, Y = 4055058.00 m (Haut du talus)		
Profondeur (m)	Lithologie	Profondeurs (m) d'échantillonnage
0 -7.50 m	Argiles marneuses graveleuses	4,50 -50 m
7,50 – 17 m	Marno-calcaire à silex friables	6,30 – 7 m
17 – 20 m	Alternances des marnes et calcaire noir	
SC 02 : X = 729519.96 m, Y = 4055059.25 m		
Profondeur (m)	Lithologie	Profondeurs (m) d'échantillonnage
00 -3.00 m	Remblais.	
3.00 - 15.5 m	Marnes noirâtres avec passage de marnes graveleuses dans la profondeur (9.7-9.9 m).	5.30 – 5.70 6.70 – 7.50 9.00 – 9.50 10.60 – 10.80 12.10 -12.50 14.30 -14.70
15.5-18.70 m	Marnes noirâtres sableuses.	16.00 – 16.40 17.00 – 18.00 18.50 -18.70
18.7-20.00 m	Marnes noirâtres	

Les levés piézométriques de la nappe, ont été effectués dans le sondage SC02, sont rapportés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.15. Levés piézométriques

Sondage	PK 20	Période	Niveau de la nappe (ml)
SC 02	PK 20+000	20/02/2018	06.60 /TN
		12/06/2018	09.30 /TN
		08/08/2018	11.40 /TN

IV.3.1. Essai In situ

Deux essais de pénétration dynamique lourd selon la norme ont été effectués au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd type APAFOR 100 selon la norme NF P94-115.

Cet essai permet d'une part de déterminer la résistance du sol par battage, ainsi de localiser une profondeur potentielle du substratum.

Les résultats obtenus de la résistance de pointe Rp (Tableau IV.16). Sont représentés sous forme des diagrammes appelés pénétrogramme, qui montrent la variation de Rp en fonction de la profondeur.

La capacité portante du sol, Qs peut se déterminer à partir du RP selon la formule suivante :

$$Q_s = R_p / 20$$

Tableau IV.16. Résultats des essais de pénétromètre dynamique (PDL 01, PDL 02)

PDL 01		
Profondeur (m)	RP(BAR)	Qs
0.2	235	11.75
0.4	235	11.75
0.6	235	11.75
0.8	200	10
1	90	4.5
1.2	35	1.75
1.4	30	1.5
1.6	35	1.75
1.8	30	1.5
2	40	2
2.2	65	3.25
2.4	40	2
2.6	55	2.75
2.8	60	3
3	100	5
3.2	105	5.25
3.4	105	5.25
3.6	140	7
3.8	170	8.5
4	190	9.5
4.2	245	12.25
4.4	300	15
4.6	380	19
4.8	470	23.5
PDL 02		
0.2	235	11.75
0.4	235	11.75
0.6	210	10.5
0.8	200	10
1	285	14.25
1.2	175	8.75
1.4	310	15.5
1.6	500	25

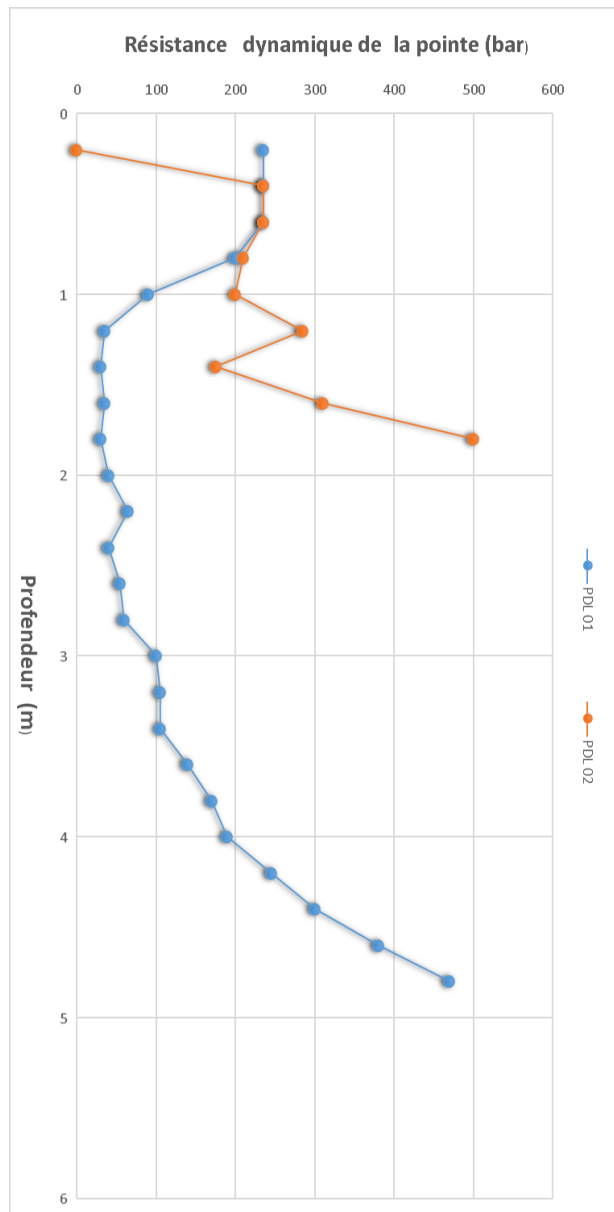


Fig. IV.5. Pénétrogrammes de la résistance de pointe RP en bar du sol en fonction de la profondeur en mètres

D'après les résultats obtenus par l'essai de pénétromètre dynamique, le terrain est constitué par deux couches en fonction de la résistance dynamique :

- **La couche 01** : caractérisée par une résistance dynamique moyenne de 52.72 bar
- **La couche 02** : caractérisée par une résistance dynamique moyenne de 169.37 bar

IV.3.2. Essais de laboratoire

Les essais sont réalisés sur des échantillons « intacts » prélevés ; l'ensemble des résultats des essais physiques, chimiques et mécaniques réalisés, sont présentés sous forme des tableaux regroupés par sondage, ci-dessous :

Tableau IV.17. Résultats des essais physiques, chimiques, mécaniques

Résultats des essais physiques										
N° SC	Prof (m)	Lithologie	Paramètres physiques					Analyse granulométrique		
			γ _d (t/m ³)	γ _h (t/m ³)	W _n (%)	S _r (%)	VBs	Graviers	Sables	Argiles
								2 -20 mm (%)	0.8-2 mm	80 pm (%)
01	04.50 - 05.00	Marno-calcaire à silex	1.79	2.09	16.94	93.41	2.30	/	/	/
	06.30 - 07.00		1.74	2.03	16.17	84.64	1.82	/	/	/
02	05.50 - 05.70	Marnes noirâtres	1.84	2.12	15.39	92.61	2.10	06.71	29.81	63.48
	09.00 - 09.50		1.99	2.19	09.78	78.10	1.76	07.80	14.87	77.33
	12.10-12.50		2.67	2.67	00.10	/	/	/	/	/
	14.30-14.70		2.05	2.30	12.17	110	2.42	05.79	19.47	74.74
	17.00-18.00		2.16	2.35	08.37	97.72	1.61	0.6.75	15.13	79.12
Résultats des essais chimiques										
N° SC	Prof (m)	Lithologie	Carbonates (%)	Matières organiques (%)	Sulfates	Insolubles				
01	04.50 - 05.00	Marno-calcaire à silex friables	18.23 %	1.52%	0.397 %	/				
02	05.30 - 05.70	Marnes noirâtres	21.74%	2.82 %	0.377 %	/				
	09.00 - 09.50		23.97 %	2.90 %	0.360 %	/				
	14.30-14.70		33.10%	2.54 %	0.289 %	/				

Tableau IV.18. Résultats des essais mécaniques et la Résistance à la compression RC

Résultats des essais mécaniques						
N° SC	Prof (m)	Lithologie	Caractéristiques de pic		Caractéristiques résiduelles	
			C (bar)	φ	Cr (bar)	Φ_r
01	5.30-05.70	Marno-calcaire à silex friables	1.14	5.85°	0	15.77
02	14.30-12.50	Marnes noirâtres	20	25.87°	0.48	22.9°
Résistance à la compression RC						
02	12.10-12.50	Marnes noirâtres	RC= 11.41 MPA		Très faible	

D'après les résultats obtenus par les essais de laboratoire, les interprétations pouvant ressortir :

1) Paramètres physiques

- **Teneur en eau** : les valeurs obtenues ($0 < W_n < 25$) caractérisent un sol légèrement humide
- **Densité** : la couche de surface (marno-calcaire) est considérée comme un sol moyennement dense ($16 < Y_d < 18 \text{ Kn/m}^3$, par contre les marnes noirâtres, en profondeur sont très denses ($Y_d > 18 \text{ Kn/m}^3$))
- **Saturation** : partiellement saturé à saturé ($50 < S_R < 100$).
- **Granulométrie** : La granulométrie des sols en question est caractérisée par une fraction fine moyenne à importante, dont les passants à 0,08 mm représentent plus de 63 à 79 %, il s'agit de sols fins plus ou moins sableux.
- **Argilosité** : Selon les valeurs obtenues du Bleu de méthylène ($1.5 < VBS < 2.5$), le sol testé est classé comme étant un sol sablo- argileux à limoneux peu plastique.

2) Paramètres chimiques

- Le sol est carbonaté marneux d'après les teneurs obtenues de carbonate ($\text{CaCo}_3 > 10$) signifient que.
- Le sol est faiblement agressif ($0.24 < \% \text{SO}^4 < 0.6$).

3) Paramètres mécaniques

- La couche de surface (marno-calcaire) est caractérisée par un frottement moyen à faible avec une cohésion faible à forte (caractère des sols mixtes et des intermédiaires).
- Les marnes noirâtres en profondeurs sont caractérisées par une résistance à la compression faible.

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre ; la reconnaissance géotechnique des sites des deux glissement (PK12 et PK 20) a été effectuée pour déterminer expérimentalement, par biais des essais in-situ et de laboratoire, les caractéristiques géotechniques de leurs terrains. Les résultats obtenus par cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

1) Le site du glissement au niveau de PK 12 :

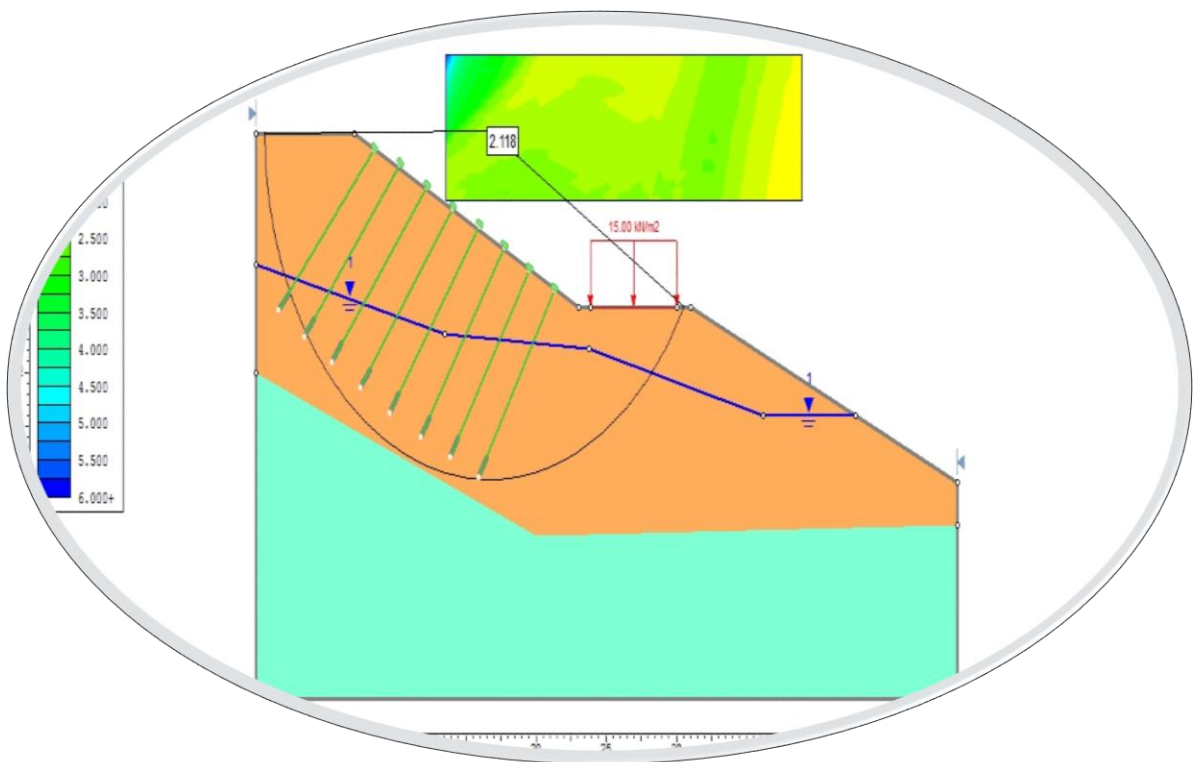
- Du point de vue lithologique ce site est composé par des calcaires à silex en profondeurs, à partir de 2 à 3 m, qui sont surmontées par une couche des calcaires altérés de 1 à 2 m d'épaisseur.
- La présence de la nappe à une profondeur de 8 m en mois de février et 12 m dans la saison d'été.
- Les calcaires à silex sont caractérisés par une densité très forte et une légère humidité
- Le calcaire du site, mécaniquement, est quasi-homogènes dans la profondeur investiguée d'après les résultats de l'essai pressiométrique, avec une forte résistance à la compression et densité très forte.
- La qualité de la masse rocheuse de calcaire est évaluée par trois systèmes de classification géomécanique RQD, RMR et GSI, dont les résultats obtenus ont montré que les calcaires altérés sont de mauvaise qualité et les calcaires à silex sont de bonne qualité.

2) Le site de glissement au niveau de PK 20 :

- Du point de vue lithologique ce site est composé en surface par une couche altérée d'épaisseur de 1 à 2 m, constituée soit par le marno-calcaire, soit des argiles, et des marnes noirâtres en profondeur à partir de 2 à 3 m
- La présence de la nappe à une profondeur de 6 m en mois de février et de 9 à 11 m dans la saison d'été.
- Les marnes noirâtres sont caractérisées par une humidité légère avec un taux moyen de saturation, et une très forte densité, elles sont caractérisées également par une faible agressivité. Du point de vue mécanique, les marnes noirâtres sont caractérisées par une résistance à la compression faible avec une densité moyenne
- La couche de surface, qui est constituée par des fragments des marnes et des calcaires et parfois par des argiles, généralement elle est caractérisée par des caractéristiques physiques et mécaniques faibles.

Chapitre V

Etude de stabilité



V.1. Introduction

Un glissement de terrain, c'est une séparation d'une masse du reste du massif stable suivant une surface de rupture. Donc l'étude de stabilité est d'étudier la stabilité de la masse mobile par rapport au massif qui est fixe

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre forces motrices et forces résistantes

V.2. Paramètres considérés dans l'étude de stabilité des glissements des PK 12 et PK 20

La fiabilité des résultats obtenus par les calculs de stabilité dépend de plusieurs paramètres, dont les plus importants : la géométrie des talus, les caractéristiques géotechniques de sol, les charges considérés...etc.

V.2.1. Géométrie des talus

La géométrie de chaque talus est donnée dans les figures V.1, V.2

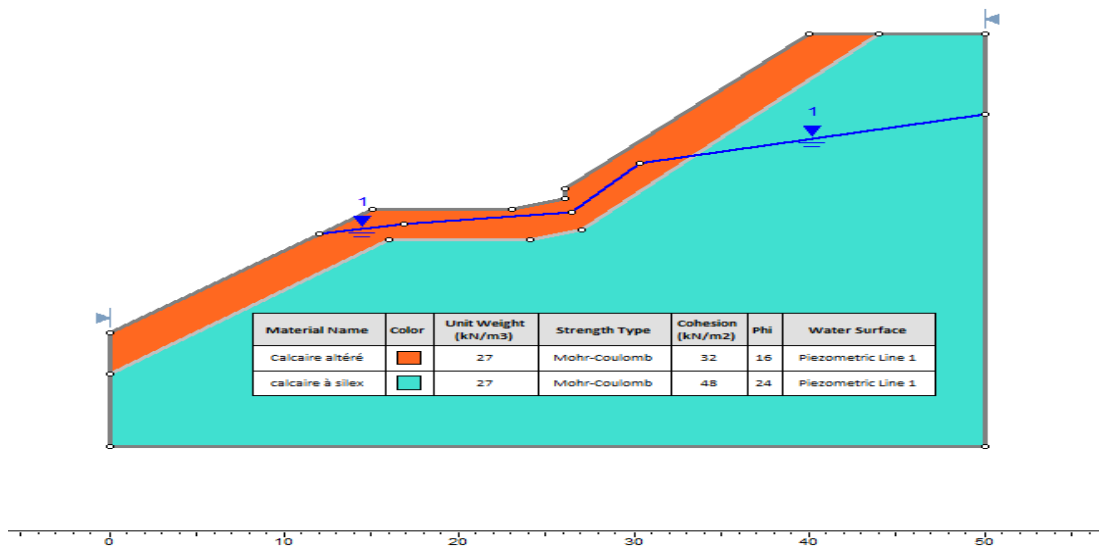


Figure.V.1. Géométrie du talus au niveau de glissement de PK 12

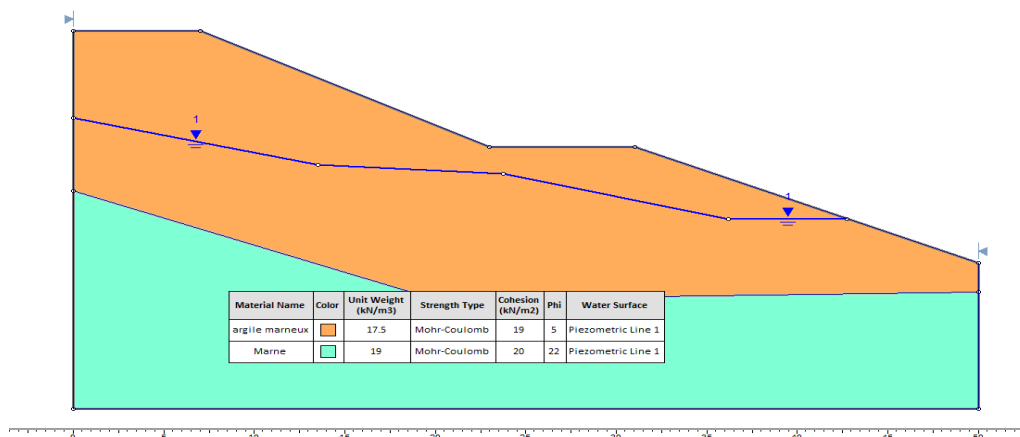


Figure.V.2. Géométrie du talus au niveau de glissement de PK 20

V.2.2. Caractéristiques géotechniques du terrain

Les caractéristiques géotechniques des couches optées pour les calculs de stabilités des deux talus PK12 et PK 20 sont données dans le tableau suivant :

Tableau.V.1. Les caractéristiques géotechniques

Talus	Pk 12		PK 20	
Lithologie	Calcaire altéré	Calcaire à silex	Marne	Argile marneuse
γ (KN/m ³)	27	27	19	17.5
C (KN/m ²)	32	48	22	19
Φ (°)	16	24	20	5

V.2.3. Charges

Deux charges sont considérées dans les études de stabilité des deux glissements en question PK 12 et PK 20 : la charge du trafic routier et l'effet sismique

V.2.3.1. Effet sismique

En Algérie, pour tout calcul d'ouvrage de génie civil et selon le RPA, un coefficient d'accélération est attribué, fonction de la zone et du groupe de l'ouvrage, suivant le tableau V.2 ci-après :

Tableau.V.2 : Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné sous forme de tableau

Groupe	Ouvrages	Zone			
		I	IIa	IIb	III
1A	Ouvrage d'importance vitale	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	Ouvrage de grande importance	0.12	0.20	0.25	0.30
2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne	0.10	0.15	0.20	0.25
3	Ouvrage de faible importance	0.07	0.10	0.14	0.18

Alors, d'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99, version 2003), la zone de glissement étudié est localisée dans la wilaya de Jijel, en zone de sismicité moyenne (Zone **IIa**) et les ouvrages correspondant aux ouvrages du groupe 2 - Ouvrages courants ou d'importance moyenne. L'accélération sismique ainsi définie par le RPA est :

$$A_0 = 0,15 \times g.$$

Les composantes horizontales et verticales de l'effort sismique sont calculées selon les formules suivants :

$$K_h = 0,5 \times a_n = 0,5 \times 0,15 g = 0,075 g$$

$$K_v = 0,3 \times K_h = 0,3 \times 0,075 g = 0,023 g$$

V.2.3.2. Charges considérées

Les glissements de PK12 et PK 20 sont survenus au niveau des routes, alors la charge considérée lors des calculs est celle du trafic routier qu'est estimée égale à 15 KN/m² par mètre linéaire.

V.3. Calcul de stabilité des deux glissements PK 12 et PK 20

Il est recommandé lors des calculs de stabilité, notamment à l'aide de l'ordinateur, de bien choisir l'approche de calcul, et d'opter plusieurs variantes pour pouvoir déterminer les facteurs influençant la stabilité des talus et de bien choisir le confortement qui assure la stabilité dans les cas les plus défavorables.

V.3.1. Variantes de calculs

Afin de connaître les paramètres influençant l'instabilité des talus en question, trois variantes ont été optées à savoir :

- **Variante 01** : talus naturel, sans charge du trafic routier et sans effet sismique
- **Variante 02** : charge du trafic routier, sans effet sismique
- **Variante 03** : charge du trafic routier avec l'effet sismique

V.3.2. Approche de calcul

Actuellement, il existe plusieurs approches de calculs de stabilité telle que : équilibre limite, numériques, abaque...etc. L'approche analytique d'équilibre limite a été choisie pour étudier la stabilité des deux glissements PK12 et pk 20

Le calcul de stabilité a été effectué automatique par l'ordinateur en utilisant le logiciel Slide 6.0 de Rocsciences (2016). Ce dernier est conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes naturelles, les remblais, les barrages en terre et les talus et bord de mines. Il a la capacité d'analyser à la fois une surface de rupture non circulaire définie par l'utilisateur et la recherche de la surface de rupture minimale non circulaire. Slide a une interface graphique qui fournit un large éventail de modélisation et d'interprétation de données de fonctionnalités (slide Rocsciences, 2016).

Ce logiciel a été choisi pour le calcul de stabilité des deux talus Pk12 et Pk 20 parce qu'il peut définir avec beaucoup de certitude plusieurs facteurs influençant la stabilité : la géométrie, les conditions géologiques (sols, strates, discontinuités, conditions des eaux souterraines, ...etc.), les propriétés des matériaux ...etc.

En outre, Slide comporte plusieurs méthodes d'analyse d'équilibre limite telle que : Fellenius, Bishop, Spencer...etc., d'où l'utilisateur peut sélectionner une ou toutes les méthodes lors de la phase de calcul. Il donne également des résultats sous forme graphique tels que :

la surface de glissement avec le facteur de sécurité le plus bas ; codages par couleur en fonction du facteur de sécurité de toutes les surfaces de glissement.

V.3.3. Lois de comportement

Parmi les paramètres qu'ils doivent choisir avec soin lors des calculs de stabilité c'est la loi de comportement. Il est préférable d'opter des lois qui peuvent simuler la nature des terrains et les matériaux utilisés. En fonction de la nature de terrain, les données disponibles et les matériaux utilisés, Les lois optées pour l'étude de stabilité des deux glissements PK 12 et PK 20 sont :

- 1) **Le glissement de PK 12** : le calcul a été effectué en utilisant deux lois de comportement :
 - **Mohr – Colomb** : qui dépend de l'angle de frottement interne et de la cohésion.
 - **Hoek – Brown 2002** : qui est conçu spécialement pour simuler le comportement des masses rocheuses.
- 2) **Le glissement de PK 20** : le calcul a été effectué en utilisant la loi de Mohr – Coulomb.

V.4. Résultats de calcul et interprétation

Quatre méthodes sont sélectionnées dans le logiciel Slide pour étudier la stabilité des deux talus PK 12 et PK 20 : Fellenius, Bishop, Janbu et Spencer.

V.4.1. Glissements du PK 12

Les résultats de calcul de stabilité obtenus par Slide, selon les quatre variantes optées, sont représentés sur les figures V.3, V.4 et V.5

L'examen des résultats obtenus par l'étude de stabilité, présentés sur les figures, nous a permis de constater que l'instabilité est localisée au niveau de la partie amont du talus

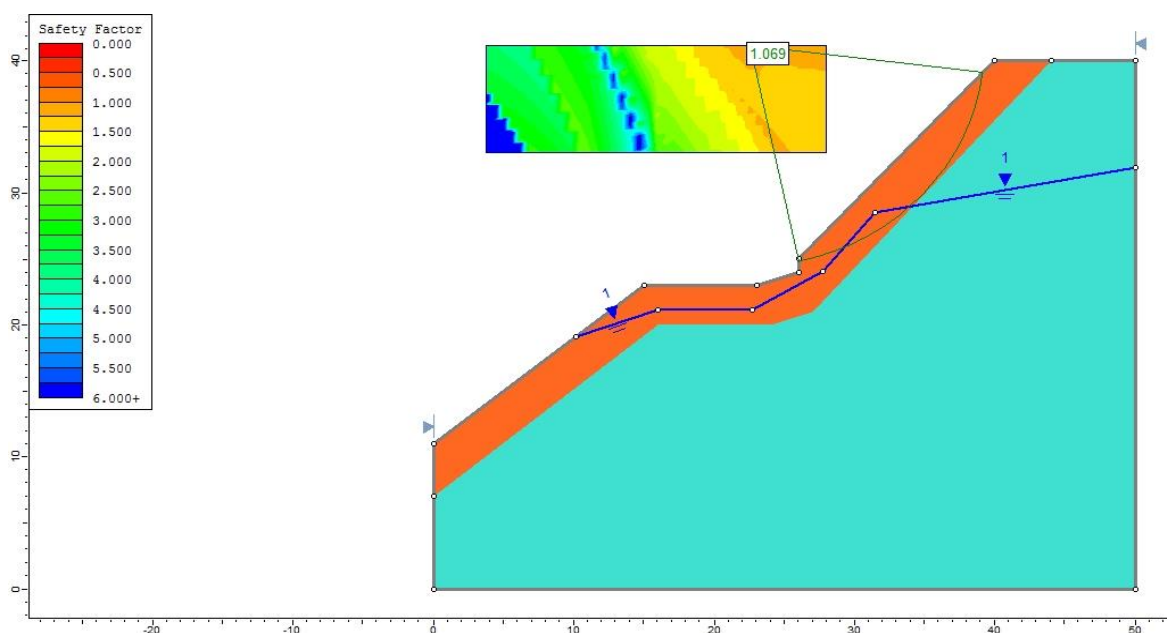


Figure V.3. Résultats de calcul du Fs au PK 12, variante 01 : talus naturel

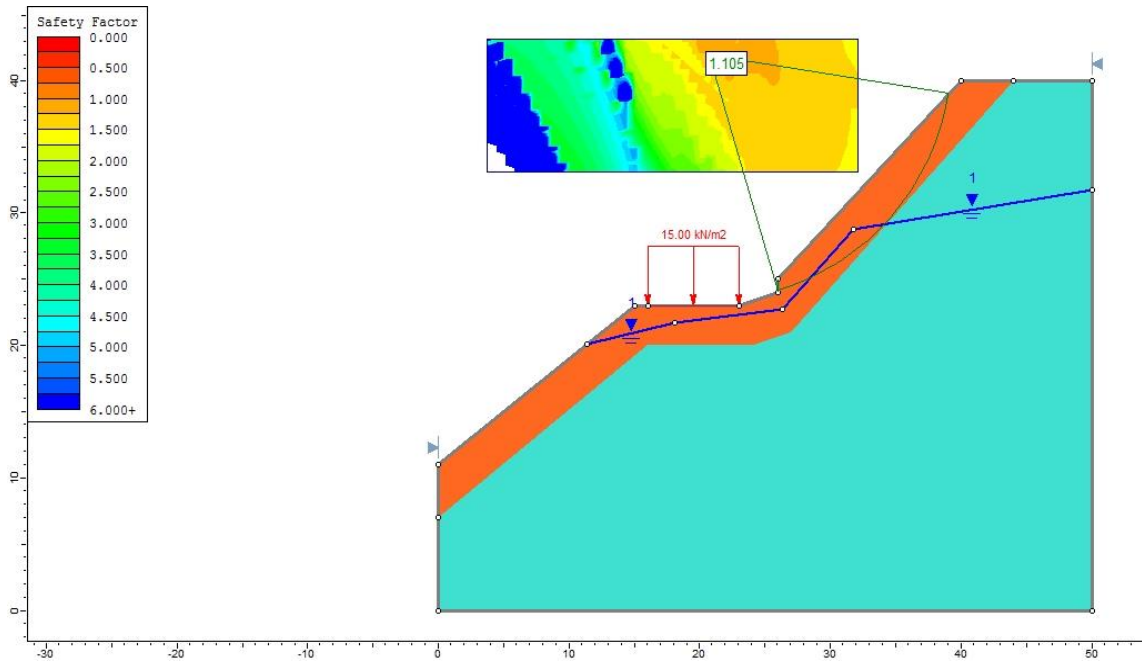


Figure V.4 : Résultats de calcul du Fs au PK 12, variante 02 : charge du trafic seulement

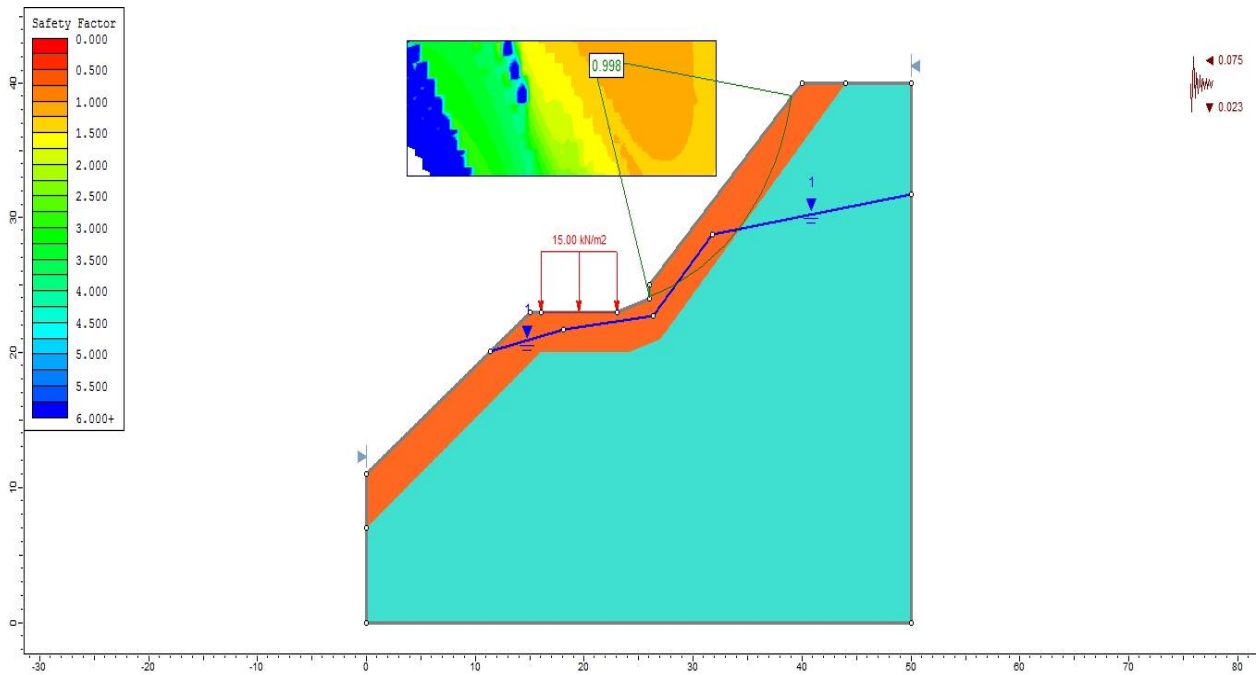


Figure V.5. Résultats de calcul du Fs au niveau du PK 12, variante 03 : charge du trafic et effet sismique

Les valeurs de Fs obtenus par le calcul de stabilité sont regroupées dans le tableau V.3

Tableau .V.3. Fs obtenus par le calcul de stabilité du glissement PK 12

PK 12			
Loi de comportement de Mohr – Colomb			
Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
	Talus naturel	Charge du trafic routier sans effet sismique	Charge du trafic routier effet sismique
Fellenius	1.086	1.134	1.025
Bishop	1.069	1.105	0.998
Janbu	1.30	1.181	1.045
Spencer	1.242	1.236	1.080
Commentaire	stable à douteux	stable à douteux	instable
Loi de comportement de Hoek-Brown 2002			
Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Fellenius	1.257	1.257	1.108
Bishop	1.300	1.300	1.152
Janbu	1.219	1.219	1.070
Spencer	1.290	1.291	1.142
Commentaire	stable	Stable	douteux à stable

V.4.2. Glissement du PK 20

Les résultats de calcul de stabilité obtenus par Slide, selon les quatre variantes optées, sont représentées sur les figures V.6, V.7 et V.8.

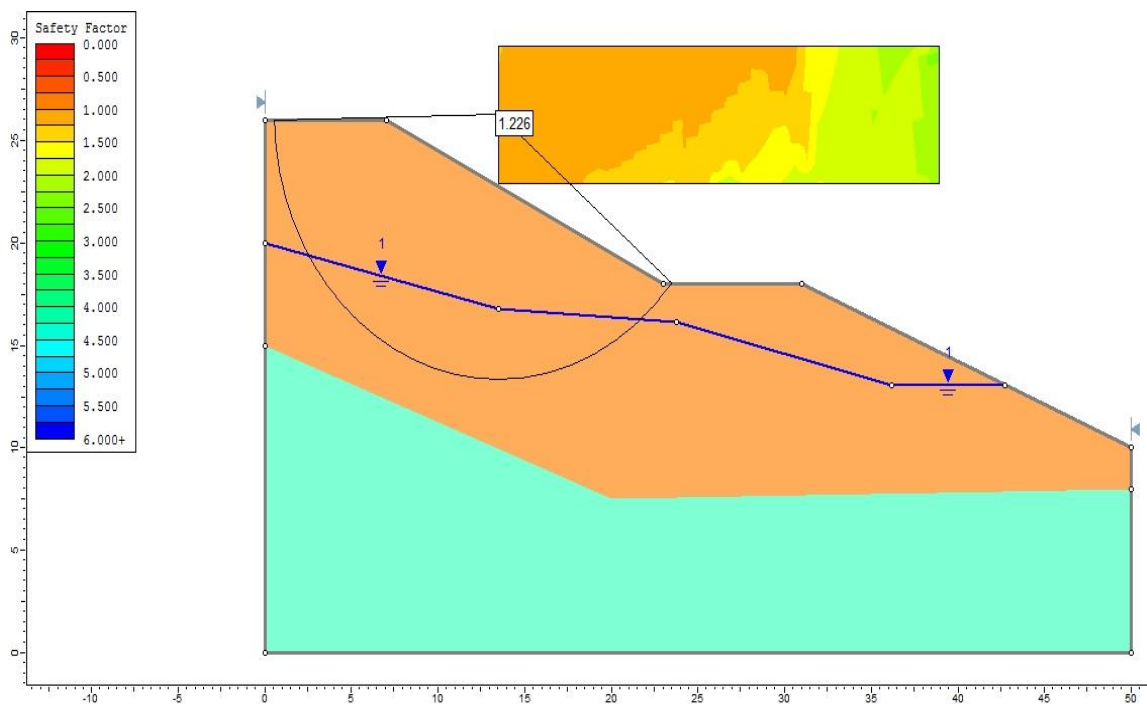


Figure.V.6. Résultats de calcul du Fs au PK 20, variante 01 : talus naturel

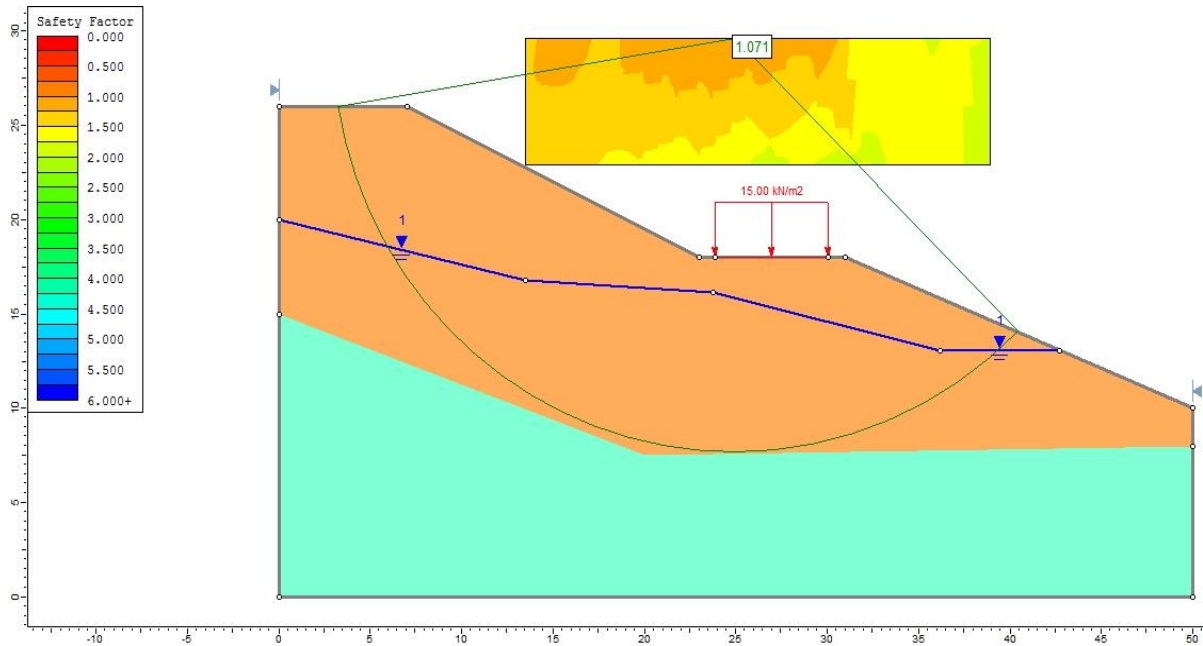


Figure V.7. Résultats de calcul du Fs au PK 20, variante 02 : charge du trafic seulement

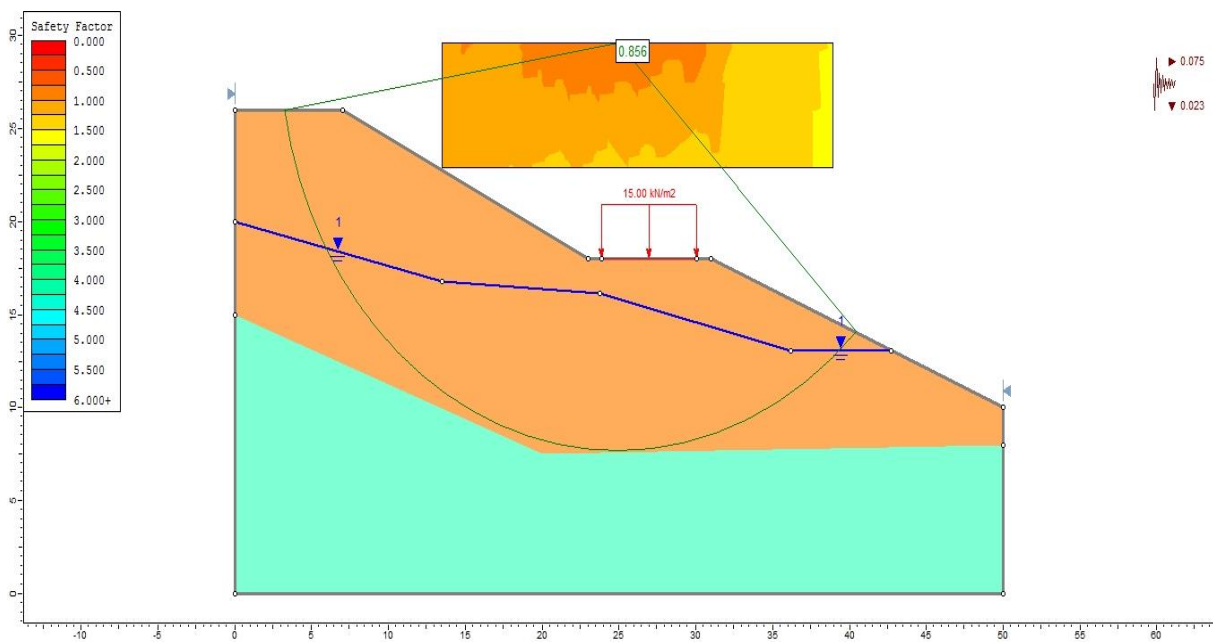


Figure V.8. Résultats de calcul du Fs au niveau PK 20, variante 03 : charge du trafic et effet sismique

D'après les résultats de calculs des trois variantes, figure V.8 l'instabilité est localisée au niveau de l'amont du talus.

Les valeurs de F_s les plus basses, obtenues par le calcul de stabilité, sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau .V.4. F_s obtenus par le calcul de stabilité du glissement PK 20

PK 20			
Loi de comportement de Mohr – Colomb			
Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
	Talus naturel	Charge du trafic routier sans effet sismique	Charge du trafic routier effet sismique
Fellenius	1.226	1.007	0.804
Bishop	1.296	1.075	0.858
Janbu	1. 240	0.942	0.749
Spencer	1.300	1.071	0.856
Commentaire	stable	stable à douteux	instable

V.5. Étude de stabilité après confortement

Sur la base des résultats obtenus par l'étude de stabilité des deux talus, et pour assurer leurs stabilités dans les conditions les plus défavorables, les tirants d'ancrage sont optés comme une technique de confortement. Ces tirants d'ancrage sont placés dans la partie amont du talus.

Ces tirants d'ancrage sont soutenus par un système de drainage pour réduire le niveau de la nappe, avec un reprofilage bien adapté du talus

Afin de vérifier l'efficacité des tirants d'ancrage dans la stabilisation des deux talus, dans les conditions les plus défavorables prévues, une nouvelle étude de stabilité a été effectuée selon la variante 03 (charge du trafic routier et l'effet sismique) avec un niveau de nappe plus profond que celui trouvé lors la phase de reconnaissance géotechnique

Les tirant d'ancrage choisis sont ceux disponibles sur le marché, dont leurs caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

TableauV.5. Caractéristiques techniques des tirants d'ancrages

Support	type	Force application	Out-of – plane spacing	Tensile capacity	Plate capacity	Shear capacity	Compressin capacity	Bond streaght	Materiel dependent
Tirants	Grouted tieback	Actif (méthode A)	1.5	400	450	100	0	50	NO

V.5.1. Confortement du glissement du PK 12

Les résultats de calcul de stabilité du talus de PK12 après confortement sont donnés dans la figure suivante :

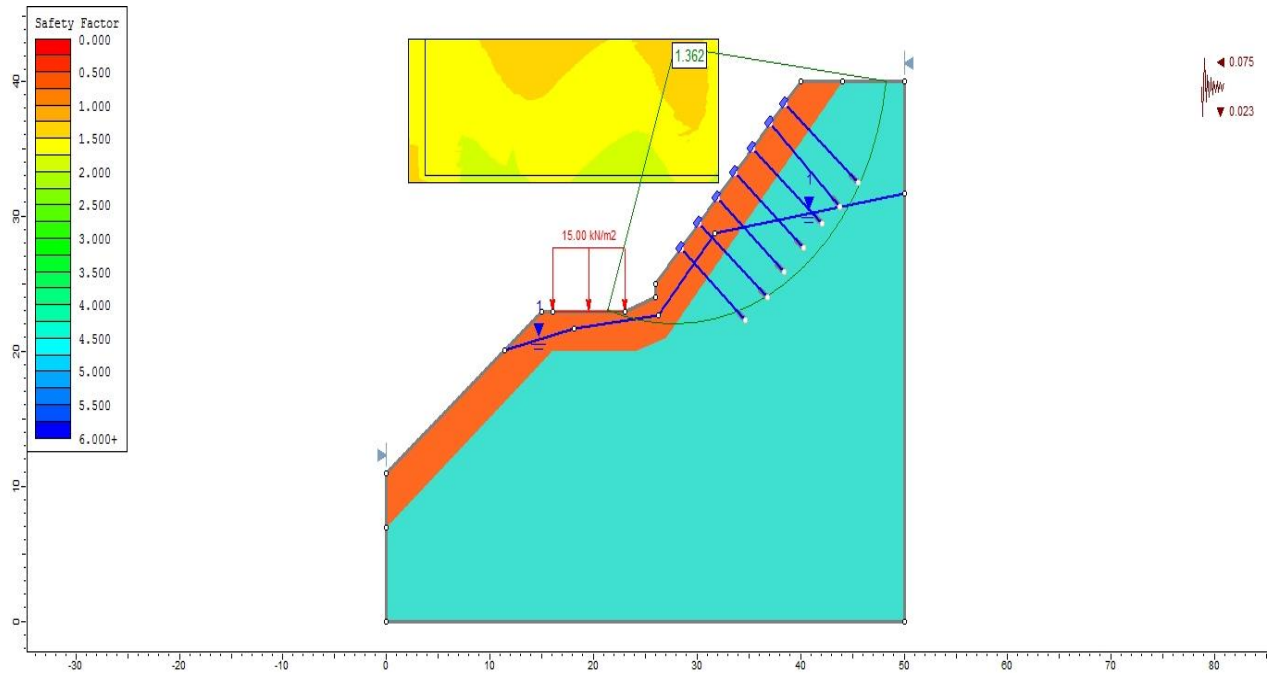


Figure V.9 : Etude de stabilité du talus de PK 12 après confortement

Les valeurs les plus faibles de Fs obtenus par le calcul de stabilité pour les trois variantes sont regroupées dans le tableau V.5 :

Tableau V.6 : Valeurs de Fs obtenues après confortement du talus de PK 12

Pk 12					Commentaire
Méthodes	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	
Mohr–Colomb	1.324	1.362	1.317	1.409	stable
Hoek – Brown	2.393	2.505	2.276	2.473	stable

D’après le tableau les valeurs de FS obtenus après confortement sont :

- Supérieures à 1.3, dans le cas d’utilisation de la loi de comportement de Mohr – Coulomb.
- Supérieures à 2.2, dans le cas d’utilisation de la loi de comportement de Hoek – Brown.

Donc le talus est suffisamment stable après confortement.

V.5.2. Confortement du glissement du PK 20

Les résultats de calcul de stabilité du talus de PK 20 après confortement sont donnés dans la figure suivante :

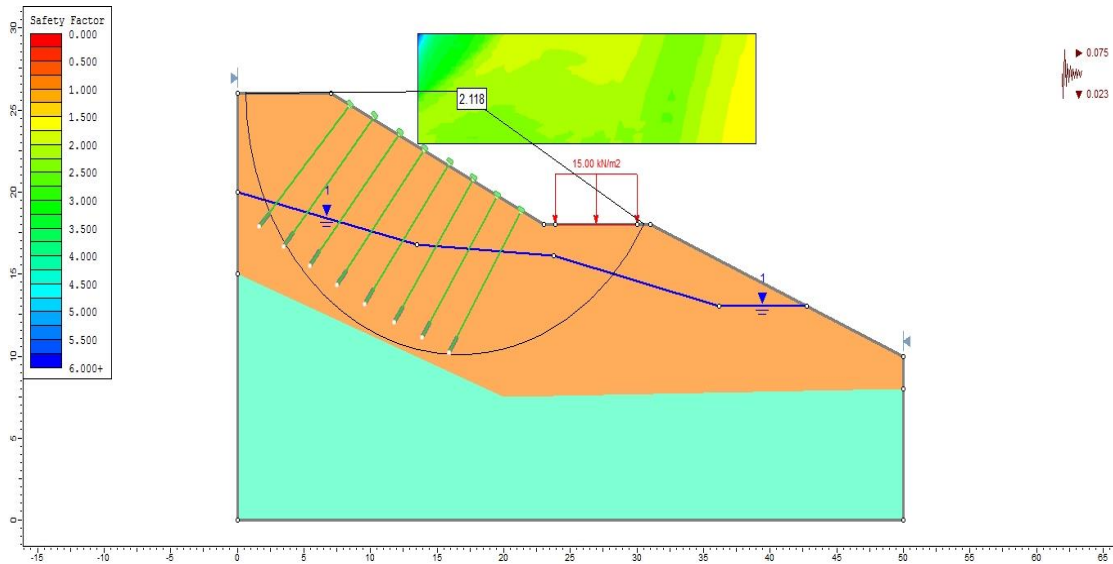


Figure V.10 : Etude de stabilité du talus de PK 20 après confortement

Les valeurs les plus faibles de F_s obtenus par le calcul de stabilités pour les trois variantes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau .V.7 : valeurs de F_s obtenues après confortement du talus de PK 12

Pk 20					Commentaire
Méthodes	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	
FS	2.172	2.537	2.118	2.543	Stable

Les valeurs de F_s obtenus après confortement nous a permis de constater que le talus est stable dans les conditions les plus défavorables prévues ($F_s > 1.5$).

V.6. Conclusion

A l’image des résultats obtenus par l’étude de stabilité, on peut conclure que :

- L’étude de Pk 20 a montré que le choix de la loi comportement est très important dans les calculs de stabilité parce que le comportement de la masse rocheuse varie à ceux du sol.
- L’instabilité est localisée à l’amont du talus pour les deux sites : PK12 et PK20
- Les tirants d’ancrage c’est une technique de confortement efficace pour assurer la stabilité des deux talus dans les conditions les plus défavorables prévues
- Il doit soutenir les tirants d’ancrage par :
 - Un système de drainage bien adapté
 - Un reprofilage

Conclusion générale et recommandation

L'étude que nous avons effectuée dans ce travail concerne l'étude de stabilité des deux glissements survenus sur la route CW 137B entre Ziama Mansoria et Irraguène au niveau des PK 12 et PK 20. Elle a été faite dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de risque et à l'identification des facteurs qui en sont à l'origine. Cette étude s'est basée sur la combinaison des données géologiques, hydro-climatologiques et géotechniques.

Les conclusions qu'on peut ressortir sont :

- La nature géologique, des deux sites de glissements, est constituée essentiellement par des calcaires à silex et calcaires très altérées en surface d'âge néocomien-Aptien au niveau de PK 12, et des marnes noirâtres d'âge campanien surmontées par des argiles l'argile marneuses d'âge Emschérien au niveau de PK20.
- Les données hydro-climatologiques mettent en évidence une forte pluviométrie, avec, cela est sans doute l'un des causes de l'instabilité.
- La qualité de la masse rocheuse au niveau du PK12 est évaluée par trois systèmes de classification géomécaniques RQD, RMR et GSI, dont les résultats obtenus ont montré que les calcaires altérés sont de mauvaise qualité par contre les calcaires à silex sont de bonne qualité.
- L'étude de stabilité a été effectuée selon l'approche de l'équilibre limite en utilisant le logiciel Slide10. Cette étude a montré que les instabilités sont localisées au niveau de la partie amont des deux talus PK et PK 20).

A la lumière des résultats obtenus par notre étude, on recommande :

- Les tirants d'ancrages sont considérés comme une technique de confortement satisfaisante qu'il doit maintenir par un reprofilage de talus et un système de drainage.
- De bien choisir la loi de comportement lors des calculs de stabilité car une masse rocheuse ne comporte pas comme un sol.
- Les glissements sont fréquents dans les routes ce qui nécessite des études de surveillances périodiques, pourquoi pas des mettre des appareils d'auscultation dans les points sensibles.

Références bibliographiques

- **Adjroud R & Toutou H (2016-2017)**. Étude de glissement de terrain au niveau de la RN77A du Pk1+200 au Pk1+540, Temmentout, wilaya de Jijel, mémoire de master, page (32), (13).
- **Aggaz H, Bali M (2016-2017)**. Cartographie géotechnique, des risques de glissement de terrain de la ville de Béjaïa. Mémoire master 2, université de Béjaïa, page, (12), (13).
- **Bendadouche H (2013)**. Glissement de terrain et de confortements, copyright pages bleues internationales.
- **Bendjeddou A (2015)**. Étude de glissement routière au nord-est de l'Algérie, mémoire de magister en génie civil, université de Biskra, page (4), (6).
- **Boulassel M (2015)**. Étude d'impact sur l'environnement cas de la carrière de djebel Marada ziamamensouriah (contamination par métaux lourds), université de Béjaïa.
- **Bouillin JP (1979)**. La transversale de Collo et d'El Milia (Petite Kabylie) une région clef pour l'interprétation de la tectonique alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Thèse de Doctorat, Paris, France.
- **Bourtal M & Laalem F (2018)**. Risque de glissement de terrain, cas de la commune EL Amir abd el Kader wilaya de Jijel approche SIG, mémoire de master, université mohammed saddik ben Yahia, Jijel.
- **Chadi M., (1991)**. Etude géologique de monts de Ain M'Lila (Algérie orientale). Thèse de Doctorat de l'Université de Nancy1. Page (191).
- **Djellit H (1987)**. Evolution tectono-métamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place des nappes de flyschs en Petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct. Univ d'Orsay Paris, 206P .
- **Cherboul (2015-2016)**. Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain, mémoire master, université de Tébessa, page (3).
- **Derouiche A (2008)**. Contribution de la géophysique et de la photo –interprétation à l'étude de l'instabilité de terrain dans la région de Constantine » mémoire de magister, université de Constantine, page (14).
- **Desodt C & Launay J (2017)**. Les glissements de terrain, modélisation et prévision.
<http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay> Page (17), (18).

- **Djarfaroui I (2015-2016).** Le risque de glissement de terrain dans le communs de Mila, cause et effets : cas de la city des 185 longmen, lotissement boumarka ,Mila, mémoire de master, université Mssila, page (19), (20).
- **Durand Delga M (1971).** Les unités à Mésozoïque métamorphique d'El-Milia et Texenna (Algérie) et leurs cadre structural". Bull. Soc. Géol. France. XIII, P328-337.
- **Moulley.** Cour de géologie algérienne (3^{ém} année), université de Ferhat Abbas de Sétif.
- **Guiraud. (1971).** Aperçu sur les principaux traits structuraux du hodna et des Régions voisines. Pubs erv. géol. Algérie. Bull. N°41, page (45), (49).
- **Hammadi. Y (2011).** Cartographie géotechnique, des risques de glissements (CRG) et de risques d'inondations (cri) de la ville de Bejaïa thèse magistère université a mira Bejaïa.
- **Iarbi M & Kabou Y (2013).** Étude De Stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua ouzemour (Bejaia), mémoire master, université de Bejaia, page (4).
- **Khalil N & Senad B (2014).** Étude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements mezghitane (Jijel), mémoire master ; université de Bejaia, page (2), (4), (5), (53).
- **Louradi S & Djafer kh.** Étude d'un glissement de terrain contournement de bouira remblais pk 190+90, mémoire de fin d'étude en vue d'obtention des diplômes d'ingénieurs d'état en travaux publique, page (11), (12), (16), (17).
- Risque liée au mouvement de terrain dans tell constantinois mémoire de magister université de Batna.
- **Smahi A & Zeghar Z (2014-2015).** Étude de confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kharrata willaya de Bejaia, mémoire de fin d'étude, université de Bejaia, page (25), (27), (28).
- **Souiki. S (2007).** Les argiles du bassin de Mila -Constantine : position minérale, chimique, caractéristique géotechnique et répartition des gisements, mémoire de magister, université mentouri –Constantine, page :(19), (20), (21), (22).

Résumé

Les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels plus fréquents notamment sur les routes qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables, dont dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines.

Le présent travail de fin d'étude consiste d'effectuer une étude de stabilité et un confortement des glissements de terrain survenus sur la route CW137B au niveau de PK 12 et PK 20 dans le Sud-Ouest de la Wilaya de Jijel, qui ont causés des graves dégâts aux infrastructures de cette route. Une campagne de reconnaissance géologique, hydrologique et géotechnique a été menée au niveau des deux sites afin de dégager et comprendre les causes de glissements, et de ce fait de proposer des techniques de confortements adéquates. Cette campagne a montré que le site de pk 12 est constitué par des calcaire de bonne qualité selon les systèmes de classification géomécanique RQD, RMR et GSI et surmontés par une couche des calcaires altérés de mauvaise qualité. Le site de Pk20 est constitué par des marnes noirâtres surmontés par des argiles. Les deux sites sont caractérisés également par une pluviométrie importante notamment dans la période hivernale marqué par la présence d'une nappe à faible profondeur.

L'analyse de stabilité des glissements a été effectuée par le logiciel Slide en utilisant deux lois de comportements différents Mohr-Colomb et Hoek- Brown, selon trois variantes de calcul, état naturel, statistique et dynamique sur les solutions optées de confortement qui sont les tirants d'ancrage, la modification géométrique du talus et le drainage des eaux de la nappe, a données des résultats satisfaisants dont les FS obtenus sont largement supérieurs aux spécifications même dans des conditions très défavorables. Ces résultats obtenus ont montré que le choix de la loi comportement est très important et délicats dans les calculs de stabilité, et que les techniques de confortement optées sont efficaces et permettent d'assurer la stabilité des deux talus et limitent le risque d'une future réactivation de ces deux glissements.

Mots clés : Glissement, route, Slide, CW137B, tirant d'ancrage

Abstract

Landslides are among the most common natural hazards, especially on roads that can be cause considerable damage, which in some cases can cause loss of life.

The present work consists of carried out a stability study and reinforcement of landslides that occurred on the CW137B at PK 12 and PK 20 in the south-west of Jijel Wilaya, which caused serious damage to infrastructure. Of this road. A geological, hydrological and geotechnical reconnaissance campaign was carried out at the two sites in order to identify and understand the causes of landslides, and thus to propose adequate reinforcement techniques. This campaign showed that the pk 12 site consists of good quality limestone according to the geomechanical classification systems RQD, RMR and GSI and surmounted by a layer of altered limestones of poor quality. The site of Pk20 is constituted by black marls surmounted by clays. The two sites are also characterized by a significant rainfall especially in the winter period marked by the presence of a shallow aquifer.

The stability analysis of landslides was carried out by the Slide software using two behavior laws Mohr-Colomb and Hoek-Brown, according to three variants of calculation, natural state, statistical and dynamic on the chosen solutions of comfort which are the anchor rods, geometric modification of the slope and drainage of groundwater, has given satisfactory results, which the FS obtained are much higher than the specifications even under very unfavorable conditions. These results have shown that the choice of the law behavior is very important and delicate in the stability calculations, and that the optimization techniques chosen are effective and ensure the stability of both slopes and limit the risk of a future reactivation of these two landslides.

Keywords : Glissement, route, Slide, CW137B, tirant d'ancrage

ملخص

تعد الانهيارات الأرضية من أكثر الأخطار الطبيعية شيوعًا، خاصة على الطرقات التي يمكن أن تكون كبيرة وتسبب أضرارًا معتبرة، والتي يمكن أن تسبب في بعض الحالات خسائر في الأرواح.

يرتكز عمل نهاية الدراسة الحالي من إجراء دراسة للثبات وتثبيت انزلاق التربة الذي حدثا على الطريق CW137B على مستوى PK 12 و PK 20 في الجنوب الغربي لولاية جيجل، مما تسبب في أضرار جسيمة للبنية التحتية لهذه الطريق. تم تنفيذ دراسة استطلاعية جيولوجية وهيدرولوجية وجيوتقنية للموقعين من أجل تحديد وفهم أسباب الانزلاقين، وبالتالي اقتراح تقنيات تعزيز مناسبة. أظهرت هذه الدراسة أن موقع pk 12 يتكون من حجر جيرى جيد النوعية وفقًا لأنظمة التصنيف الجيوميكانيكي RQD و RMR و GSI وتعلوه طبقة من الحجر الجيري المتغير من نوعية رديئة. يتكون موقع Pk20 من مرل أسود يعلوه الطين. يتميز الموقعان أيضًا بهطول الأمطار الكبير خاصة في فترة الشتاء التي تتميز بوجود طبقة مياه جوفية عمق منخفض.

تم إجراء تحليل ثبات الانزلاق بواسطة برنامج Slide باستخدام قانونين لسوك Mohr-Colomb و Hoek-Brown، وفقًا لثلاثة متغيرات من الحساب الحالة الطبيعية، السكونية والديناميكية على الحلول المختارة لضمان ثبات المنحدرين وهي قضبان المرساة، التعديل الهندسي للمنحدر وتصريف المياه الجوفية، أعطت نتائج مرضية حيث عامل الأمان المتحصل عليه أعلى بكثير من المواصفات حتى في ظل ظروف غير مواتية للغاية. أظهرت هذه النتائج أن اختيار سلوك القانون مهم للغاية وحساسة في حسابات الاستقرار، وأن تقنيات التحسين المختارة فعالة وتضمن استقرار المنحدرات وتحد من خطورتها هذه الانهيارات الأرضية في المستقبل.

كلمات الرئيسية: انزلاق، الطريق، slide، CW137B، مرساة