



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Larbi Tebessi – Tébessa
معهد المناجم
Institut des mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan d'expérience Cas d'étude : région de Souk-Ahras

Présenté et soutenu par

Ibrahim MERAH

Seif Eddine BELGOT

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	Dounia AMRANI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	Yacine BERRAH	MCB	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	Ali HAMDANE	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 245 مؤرخ في 2020/05/21 يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،

- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي رقم 09-08 المروج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه، وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،

- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،

- وبعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2020/05/20،

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعَيَّنُ بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالب (ة):

مراح إبراهيم، المولود (ة) بتاريخ 1994/10/04 ب ابن باديس - سيدي بلعباس، والموسومة ب

Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan d'expérience

Cas d'étude : région de Souk-Ahras

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسة
2	ياسين براح	أستاذ محاضر - ب	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	علي حمدان	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسَلَّمُ نسخة عنه إلى كل من الطالب المعني والمشرّف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملف البيداغوجي للطلاب المعني، وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُررَ بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وتنفويض منه

مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة
بوعولمي زويبير



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرّر رقم 246 مؤرخ في 2020/05/21 يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،

- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار

مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي

رقم 08-09 المروج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008

الذي يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،

- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر،

لاسيما المادتان 10 و 11 منه،

- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة

لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،

- وبعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2020/05/20،

يقرّر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرّر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضّرة من طرف الطالب (ة):

بلقوط سيف الدين، المولود (ة) بتاريخ 1994/02/28 ب بغداد - العراق، والموسومة ب

Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan d'expérience

Cas d'étude : région de Souk-Ahras

والمسجّل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكّل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسة
2	ياسين براح	أستاذ مخاضر - ب	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	علي حمدان	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرّر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كلّ من الطالب

المعني والمشرف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرّر في الملفّ البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النشرة الرّسمية

لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حرّر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وبتفويض منه

مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة
د. عولمي زويهر



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 280 مؤرخ في 2020/05/21 يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،
- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار
مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي
رقم 08-09 المرّوج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي
يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،
- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما
المادة 7 منه،
- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة
لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،
- وبموجب المقرر رقم 245 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 21 ماي 2020،
يقرّر ما يأتي:
المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) مراح إبراهيم، المولود (ة) بتاريخ 1994/10/04 ب ابن باديس - سيدي
بلعباس، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب

**Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan d'expérience
Cas d'étude : région de Souk-Ahras**

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب
المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.
المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية
لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وبتفويض منه
مدير المعهد

جامعة العربي التبسي
مدير المعهد المناجم بالنيابة
د. عولسي زويبير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 281 مؤرخ في 2020/05/21 يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،
- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار
مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي
رقم 08-09 المرؤج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي
يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،
- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما
المادة 7 منه،
- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة
لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،
- وبموجب المقرر رقم 246 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 21.05.2020،
يقرر ما يأتي:
المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) بلقوط سيف الدين، المولود (ة) بتاريخ 1994/02/28 ب بغداد - العراق،
بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب

Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan d'expérience
Cas d'étude : région de Souk-Ahras

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب
المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.
المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية
لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، ويتفويض منه
مدير المعهد

مدير المعهد المناجم بالنيابة
د. عولمي زواير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد مراح إبراهيم، الصفة: طالب، الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 100814614 والصادرة بتاريخ: 2016.09.18 المسجل بمعهد المناجم، قسم: المناجم والجيوتكنولوجيا. والمكلف بإنجاز أعمال بحث مذكرة الماستر
عنوانها:

Contribution à l'étude des glissements des terrains par la méthode des plans
d'expériences dans la région de Souk Ahras.

أصرح بشرفي أنني التزم بمراعاة المعايير العلمية والمنهجية ومعايير الأخلاقيات المهنية والنزاهة الأكاديمية المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 2020.../09/22

إمضاء المعني



بظرو وصدق علي إمضاء
لسادة: حماد
رقم: 100814614
البريد الإلكتروني: 26 سبتمبر
2020
المجلس الشعبي البلدي



رئيس المجلس الشعبي البلدي
و بالتفويض منه
إمضاء: بوسعيد عباس

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العلي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العلي : جامعة العربي التمشي - تسة

تصريح شرفي

خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضى أثناء،

السيد (ة).....بيلقوش.....لسيف الدين.....الصفة : طالب، باحث دائم : ..طالب.....

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم :933048..... و الصادرة بتاريخ27/04/2010.....

المسجل بمعهد ..العناجم..... قسم ..جيولوجيا.....

و المكلف بتحيز أصل بحث (منكرة التخرج، منكرة ماستر، منكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

.....تحديد عوازل التربة.....

.....Contribution a l'etude des glissement de terrain par le pny d'experience.....

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية

المطلوبة في تحيز البحث المذكور اعلاه.

التاريخ:27/09/2020.....

إمضاء المعنى (ة)



TERRAZ

الموصى به
بيلقوش
بيلقوش

933048

7 SEPT 2020

جامعة العربي التمشي
بلادي و تسة

Année universitaire : 2019-2020

Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

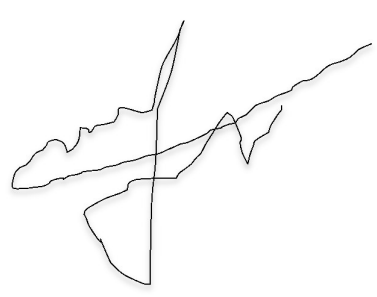
1-----Merah Ibrahim

2-----Belgot Seif Eddine

Niveau : -2^{ème} Année Master- Option : -- Géotechnique

Thème : **Contribution à l'étude des glissements de terrains par le plan
d'expérience Cas d'étude : région de Souk-Ahras** -----

Nom et prénom de l'encadreur : ----BERRAH YACINE-----

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre I Recherche bibliographique sur les glissements des terrains	
Chapitre II Paramètres qui affectent la stabilité des pentes et talus	
Chapitre III Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes	
Chapitre IV Présentation et reconnaissances de la région d'études	
Chapitre V Plans d'expérience appliqué dans l'analyse de stabilité	

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir Donné la santé, la volonté et la force pour mener à la finalité de ce Modeste travail.

Nous adressons notre gratitude à notre encadreur Mr. BERRAH YACINE

Pour nous avoir fourni une aide précieuse, nous avoir dirigé et accompagné pendant cette période de travail. A vous monsieur les membres de jury pour avoir bien Voulu examiner ce modeste travail. Nous exprimons tous nos remerciements à tous les Enseignants qui nous ont éclairé le chemin par leur savoir et Expériences. Ainsi À tous les membres de l'Institut des mines Université Larbi Tebessi Sans oublier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration (LTPO).

Dédicaces

Je dédie mon travail :

A mes chers parents qui m'ont beaucoup aidés et qui se sont sacrifiés pour mon bien et qui m'ont encouragés et soutenu au long de ma vie et durant mon cursus, que dieu vous préserve et vous procure la santé et la longue vie.

A mes chers frères : Mohammed et Khaled et Mourad et Imade

A Mes chères sœur : Sadika et Habiba

A meilleure amie pour la vie : Wafa

A tout la famille Merah et Hadjouni sans exception qui me souhaite un avenir prospère.

A chers amis de l'Institut des mines et tous mes camarades de de l'Institut sans exception.

A chers amis d'Ain tellout, Djalal.B, Reda.K, Boudali.B, Idriss.B, M.Sayah, Moumen.M,

Salim.M, Boubaker.N, islam.t

Et à toute personne que j'ai connue

Ibrahim MERAH

Dédicaces

Je dédie mon travail :

A ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices qu'elle

A consentis pour moi.

A mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire

A mes chers amis : Ishak.R , Fouzia.S ,Ishak.B ,karim.B , Islam.T , Ibrahim.M

Et a toute mes camarades de de l'Institut.

Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.

Belgot Seif Eddine

Résumé

Les concepts et les techniques de la méthode des plans d'expérience (Design of experiments (DOE) ont été intensivement appliqués dans plusieurs branches de la technologie, particulièrement dans les secteurs de l'industrie, médicales, biologique et chimique. Ce mémoire présente une application de la méthodologie dans la géotechnique, et spécifiquement au mouvement d'instabilité des terrains dans laquelle l'évaluation de la signification d'un grand nombre de facteurs ou de paramètres et leurs interactions, aussi bien qu'obtenir un rapport simple qui définit la réponse comme une fonction des facteurs significatifs et des interactions de grand intérêt. DOE est appliqué à l'analyse de coefficient de sécurité des glissements de terrains dans la région de Souk-Ahras, dans lesquelles plusieurs paramètres, physique et mécanique, sont exigés pour calculer et modéliser le déplacement de pente naturel ou sous différentes charges. Les facteurs les plus significatifs qui affectent les glissements des terrains dans la région sont identifiés et les modèles numériques par la méthode des équilibres limites sont obtenus à l'aide du programme Geostudio (Geoslope). Les résultats sont également utiles pour effectuer l'analyse de régression par la méthodologie de surface de réponse avec les itérations possible et optimisé la solution (maximiser ou minimiser la réponse), dans le but final d'obtenir un modèle qui permet d'estimer mieux coefficient de sécurité et de généraliser la solution sur toute la région de Souk-Ahras.

Mots clés : Plans d'expérience, glissement de terrain, paramètres géotechniques, coefficient de sécurité, surface de réponse.

Les modèles de rechange peuvent efficacement remplacer des analyses numériques compliquées, sont plus faciles à employer et expliquer, et beaucoup plus rapide à replier pour la simulation.

Abstract

The concepts and techniques of the Design of experiments (DOE) method have been extensively applied in several branches of technology, particularly in the industry, medical, biological and chemical sectors. In the present work it is aimed at the application of the methodology in geotechnics, and specifically to the movement of ground instability in which the evaluation of the significance of a large number of factors or parameters and their interactions, as well as obtaining a simple report which defines the response as a function of significant factors and interactions of great interest. DOE is applied to the analysis of the coefficient of safety of landslides in the Souk-

Ahras region, in which several parameters, physical and mechanical, are required to calculate and modeling the natural slope displacement or under different loads. The most significant factors which affect the landslides in the studied region are identified and the numerical models with limit equilibrium method are obtained using the Geostudio program (Geoslope). The results are also useful to perform the regression analysis by the response surface methodology with the possible iterations and optimized the solution (maximize or minimize the response), with the final goal of obtaining a model that allows us to estimate better the safety coefficient and to generalize the solution throughout Souk-Ahras region.

Keywords: Design of Experiments, landslide, geotechnical parameters, safety factor, response surface methodology.

ملخص

تطبيق مفاهيم وتقنيات تصميم التجارب (DOE) على نطاق واسع في العديد من فروع التكنولوجيا ، لا سيما في القطاعات الصناعية والطبية والبيولوجية والكيميائية. في هذه المذكرة سيتم تطبيق المنهجية في مجال الجيوتقنية ، وتحديدًا على حركة عدم استقرار الأرضي التي يتم فيها تقييم أهمية عدد كبير من العوامل وتفاعلاتها وعلاقاتها، وكذلك الحصول على تقرير بسيط يحدد استجابة كدالة لعوامل مهمة وتفاعلات ذات أهمية كبيرة. يتم تطبيق DOE على تحليل معامل أمان انزلاقات التربة في منطقة سوق أهراس ، حيث يلزم وجود العديد من المعلمات ، الفيزيائية والميكانيكية ، لحساب ونمذجة الانزلاقات الطبيعية للمنحدرات أو تحت الأحمال المختلفة أهم العوامل التي تؤثر على الانزلاقات الأرضية يتم تحديدها في هذا البحث، في المنطقة التي تم اختيارها لهذه الدراسة يتم الحصول على نماذج التوازن العددي باستخدام برنامج Geostudio (Geoslope) النتائج مفيدة أيضًا لإجراء تحليل الانحدار من خلال منهجية سطح الاستجابة مع التكرارات الممكنة وتحسين الحل (تعظيم الاستجابة أو تقليلها) ، مع الهدف النهائي المتمثل في الحصول على نموذج يسمح لنا بتقدير أفضل. معامل الأمان وتعميم الحل في جميع أنحاء منطقة سوق أهراس.

الكلمات الدالة

مخططات تجريبية ، انزلاقات أرضية ، معلومات جيوتقنية ، معامل أمان ، سطح استجابة.

SOMMAIRE

Remerciement.....	
Dédicace.....	
Résumé.....	
Sommaire.....	
Liste des tableaux.....	
Liste des figures	
Introduction générale.....	01
Chapitre I : Recherche bibliographique sur les glissements des terrains	
I.1. Introduction	03
I.2. Les mouvements des terrains	03
I.2.1. Définition des mouvements des terrains	03
I.2.2. Classification des mouvements de terrain	03
I.2.2.1. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres	04
I.2.2.2. Les coulées de boues	04
I.2.2.3. Les écroulements	05
I.2.2.4. Le fluage	05
I.2.2.5. Solifluxion	06
I.2.2.6. Les glissements	06
I.2.2.6.1. Les type de glissement de terrain	07
I.2.2.6.1.1. Glissement plan	08
I.2.2.6.1.2. Glissement rotationnel	08
I.2.2.6.2. La classification des glissements de terrain	09
I.2.2.6.3. Principales causes de glissement de terrain	10
I.2.2.6.4. L'intensité de glissement	11
I.2.2.6.4.1. Critères d'évaluation de l'intensité	11
I.2.2.6.4.2. Effets dommageables possibles	12
I.2.2.6.4.2.1. Effets dommageables dans le monde	13
I.2.2.6.4.2.2. Effets dommageables dans l'Algérie	14
CONCLUSION.....	15
Chapitre II : Paramètres qui affectent la stabilité des pentes et talus	
II.1. Introduction	17
II.2. Les facteur d stabilité	17
II.2.1 Facteurs permanents.....	17
II.2.1.1 Propriétés géotechniques des matériaux.....	18
II.2.1.1.1. Résistance au cisaillement	18
II.2.1.1.2 La densité	19
II.2.1.1.3 La perméabilité	19
II.2.1.1.4. L'angle de repos	19
II.2.1.2. État de contraintes	19
II.2.1.3. Géométrie de la pente.....	19
II.2.1.4. Discontinuités géologiques	20
II.2.1.5. Érosion.....	22
II.2.1.6. L'eau	23

II.2.1.6.1	23
II.2.1.6.2. Action chimique	23
II.2.1.7. La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains	23
II.2.1.8. La structure des terrains	24
II.2.1.9. La morphologie	24
II.2.1.10. Le couvert végétal	24
II.2.2 Facteurs variables dans le temps.....	25
II.2.2.1 Les précipitations.....	25
II.2.2.2 Influences thermiques et climatiques.....	26
II.2.2.3 Le Gel et dégel	26
II.2.2.4. Le séisme et le volcanisme	26
II.2.2.5. L'action de l'homme	27
II.3. Autre classification des fractures d'instabilité	27
II.3.1. Les facteurs hydrauliques	28
II.3.1.1. Précipitations ou fonte des neiges	28
II.3.1.2 Humidification du sol et infiltration	29
II.3.1.3. Ruissellements de surface	30
II.3.1.4. Evapotranspiration	30
II.3.1.5. Phénomène du retrait-gonflement	30
II.3.1.6. Vidange rapide	31
II.3.1.7. Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal)	31
II.3.1.8. Déboisement – déforestation	31
II.3.2. Facteurs dynamiques	31
II.3.2.1. Tremblement de terre et vibrations	31
II.3.2.2. Mouvements tectoniques.....	32
II.3.3. Facteurs mécaniques	32
II.3.3. 1. Terrassements	32
II.3.3.2. Surcharges sur un versant	32
CONCLUSION.....	32

Chapitre III : Méthodes d'analyse et calcul des glissements de terrain

III.1. Introduction.....	34
III.2. Méthode de calcul de stabilité	34
III.2.1 Notion sur le coefficient de sécurité	34
III.2.2. Hypothèses de calcul	35
III.2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	36
III.2.4. Calcul de coefficient de sécurité	36
III.2.5. Calcul à la rupture	38
III.2.5.1. Analyse de la rupture plane dans une pente infinie	38
III.2.5.2. Méthode des tranches	39
III.2.5.2.1. Equation générale du problème	39
III.2.5.2.2. Méthode de FELLENIUS	41
III.2.5.2.3. Méthode de BISHOP simplifiée	43
III.2.5.2.4. Méthode de SPENCER	44
III.2.5.2.5. Méthode de JANBU	46
III.2.6. Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture	47
III.3. Les méthodes numériques	48
III.3.2.1. Utilisation d'abaques	49
III.3.2.2. La méthode basée sur les éléments finis	49
III.3.3. Méthodes d'équilibre limite.....	50

III.3.3.1. Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches	50
III.3.3.2. Méthode de Bishop.....	51
III.3.3.3. Méthode de Janbu.....	51
III.3.3.4. Méthode de Morgenstern et Price.....	51
III.3.3.5. La méthode des perturbations	51
III.3.3.5.1. Logiciel SLOPE/W	52
CONCLUSION	52

Chapitre IV : Présentation et reconnaissances de la région d'études

IV.1. Introduction	54
IV.1.1. Daïras et communes de la wilaya de Souk-Ahras	55
IV.2. Cadre géologique	56
IV.2.1. Aperçu structural et tectonique	57
IV.2.2. La litho stratigraphie de la région	58
IV.2.3. Paléogéographie de la région	59
IV.3. Le cadre hydro climatologique	60
IV.3.1. L'analyse des facteurs climatiques	61
IV.3.1.1. Les précipitations	61
IV.3.1.1.1. Variation interannuelle des précipitations	62
IV.3.1.1.2. Répartition saisonnière des précipitations	62
IV.3.1.2. Les températures.....	63
IV.4. Le cadre hydrogéologique	64
IV.4.1. Interprétation de la carte hydrogéologique	65
IV.4.1.1. Zone A	65
IV.4.1.2. Zone B	66
IV.4.1.3. Zone C	66
IV.4.1.4. Zone D	66
IV.4.1.5. Zone des affleurements triasiques	66
IV.5. Le cadre hydrographique	66
IV.5.1. Le réseau hydrographique	66
IV.5.2. Les principaux oueds	67
IV.5.3. Le bassin de la Medjerda.....	67
IV.6. Couvert végétal occupation du sol et foret	68
IV.6.1. Couvert végétal, occupation du sol	68
IV.6.2. Foret	68
IV.7. Activité sismique	68
IV.7.1. Activité sismique de la région de souk miras	69
IV.8. Programme de reconnaissance géotechnique.....	70
IV.8.1. Les essais de reconnaissance in-situ	70
IV.8.1.1. Sondages carottés de reconnaissance	70
IV.8.2. Les essais laboratoire	71
IV.8.2.1. Les essais physiques (Essais d'identification).....	71
IV.8.2.1.1. Teneur en eau	71
IV.8.2.1.2. Degré de saturation.....	72
IV.8.2.1.3. Les densités	73
IV.8.2.1.4. Analyse Granulométrique par tamisage des granulats NFP 18 -560.....	74
IV.8.2.1.4.1. But de l'essai	74
IV.8.2.1.4.2. Principe de l'essai.....	75
IV.8.2.1.5. Limites D'Atterberg NFP 94 - 051	75
IV.8.2.1.5.1. Définition	75

IV.8.2.1.5.2. But de l'essai	75
IV.8.2.1.5.3. Principe de l'essai	76
IV.8.2.2. Les essais mécaniques	77
IV.8.2.2.1. Essai Oedométrique	77
IV.8.2.2.1.1. But de l'essai.....	77
IV.8.2.2.1.2. Principe e l'essai	77
IV.8.2.2.2. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande	78
IV.8.2.2.1.1. Principe de l'essai	78
IV.8.3. Analyse des résultats	79
IV.8.3.1. Présentation du logiciel	79
IV.8.3.2. Application au glissement étudié	80
IV.8.3.2.1 Paramètre géotechnique	80
IV.8.3.2.2. Construction de modèle numérique de talus	82
CONCLUSION.....	86

Chapitre V : Plans d'expérience appliqué dans l'analyse de stabilité

V.1. Introduction.....	88
V.2. Modélisation du facteur de sécurité	88
V.2.1. Analyse de variance (ANOVA)	88
V.2.2. Méthodologie des surfaces de réponses	89
V.3. Analyse de la variance (ANOVA).....	90
Conclusion générale.....	97

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Principales classes de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concerné.....	06
Tableau I.2 : Classification de glissement de terrain d'après la profondeur de rupture.....	10
Tableau I.3 : Classification de glissement de terrain selon l'activité.....	10
Tableau I.4 : Evaluation de l'intensité.....	12
Tableau I.5 : Regroupement quelques glissements des terrains à travers le monde	13
Tableau I.6 : Les séismes qui ont déclenchent souvent les glissements de terrains	15
Tableau II.1 : les facteurs affectant la rupture de pente.....	17
Tableau II.2 : Etude statistique sur les causes des glissements de terrain.....	28
Tableau III.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état d'un ouvrage glissements de terrain, Calcul de stabilité....	36
Tableau IV.1 : Les daïras et les communes la wilaya de Souk-Ahras.....	55
Tableau IV.2 : Représentation de l'échelle stratigraphique.....	58
Tableau IV.3: Précipitations moyennes mensuelles dans la station de Souk-Ahras.....	61
Tableau IV.4 : Années humide dépassant la moyenne dans la station Souk-Ahras.....	62
Tableau IV.5 : Températures Moyennes mensuelle dans la station de Souk-Ahras (1986/2007).....	63
Tableau IV.6 : Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau.....	71
Tableau IV.7 : Résultats de la teneur en eau de notre travail.....	72
Tableau IV.8: Echelle de saturation.....	72
Tableau IV.9 : Résultats du degré de saturation de notre travail.....	73
Tableau IV.10: Classification des sols selon γ_h et γ_d	74
Tableau IV.11 : Résultats de le poids volumique de notre travail.....	74
Tableau IV.12 : Résultats de l'analyse granulométrique de notre travail.....	75
Tableau IV.13 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.	76
Tableau IV.14 : Résultats de l'essai limite d'Atterberg de notre travail.....	77
Tableau IV.15 : Résultats de l'essai de cisaillement de notre travail.....	79
Tableau IV.16 : Caractéristique géotechnique des couches de talus (S01).....	81
Tableau IV.17 : Caractéristique géotechnique des couches de talus (S02).....	81
Tableau IV.18 : Caractéristique géotechnique des couches de talus(S05).....	81
Tableau IV.19 : Résultats de coefficient de sécurité de notre travaille	86
Tableau V.1 : Analyse de la variance (ANOVA) pour le coefficient de sécurité (Fs).....	91

Liste des figures

Figure I.1 : éboulement d'un massif rocheux.....	04
Figure I.2 : Une coulée de boue.....	04
Figure I.3 : Écroulement par glissement banc sur banc.....	05
Figure I.4 : Le phénomène de fluage.....	05
Figure I.5 : Phénomène de la Solifluxion.....	06
Figure I.6 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.....	07
Figure I.7: glissement plan.....	08
Figure I.8 : glissement rotationnel.....	08
Figure I.9 : Rupture rotationnelle simple.....	09
Figure I.10 : Rupture rotationnelle avec profil initial.....	09
Figure I.11 : Rupture rotationnelle simple.....	09
Figure I.12 : Glissement de Val Pola,Italie 1987.....	13
Figure I.13 : Construction partiellement ,Seca Venezuela 1999.....	13
Figure I.14 : glissement de la route de port Oran 2016.....	14
Figure I.15 : glissement de terrain 2019 à Mersa el Kebir à Oran.....	14
Figure II.1 : Essai de rupture des discontinuités ou entre deux plans.....	18
Figure II.2 : Effet de l'angle de pente sur la stabilité de la pente.....	20
Figure II.3 : Terminologie définissant l'orientation de la discontinuité.....	21
Figure II.4: illustre l'effet de l'orientation de la discontinuité sur les types de rupture de pente.....	21
Figure II.5: Effets de la persistance sur la stabilité de la pente.....	22
Figure II.6 : Relation entre mouvement de pente et végétation.....	25
Figure III.1 : Surface de rupture potentielle.....	35
Figure III.2 : Contrainte normale au plan de rupture.....	37
Figure III.3 : Rupture plane.....	38
Figure III.4 : Définition de la surface de glissement.....	39
Figure III.5 : Equilibre d'une tranche de sol.....	40
Figure III.6 : Equilibre d'une tranche de sol.....	42
Figure III.7 : Equilibre d'une tranche de sol.....	43
Figure III.8: Equilibre d'une tranche de sol.....	44
Figure III.9 : Equilibre d'une tranche de sol.....	46
Figure IV.1 : Localisation des différentes communes de la wilaya de Souk-Ahras.....	54
Figure IV.2 : Localisation de la wilaya de Souk-Ahras (google earth).....	54
Figure IV.3 : Carte géologique Souk-Ahras.....	56
Figure IV.4 : Carte géologique de la zone de Souk-Ahras.....	59
Figure IV.5 : Carte pluviométrie de Wilaya de Souk-Ahras (1986 à 2007).....	61
Figure IV.6 : Précipitations moyennes mensuelles dans la station de Souk-Ahras.....	62
Figure IV.7 : Répartition saisonnières des précipitations (1986/2007).....	63
Figure IV.8 : Températures moyennes mensuelles à la station de Souk-Ahras (1986-2007.....	64
Figure IV.9 : Températures moyennes interannuelles à la station de Souk-Ahras (1986-2007).....	64
Figure IV.10 : Carte hydrogéologique de la Wilaya de Souk-Ahras.....	65
Figure IV.11 : Carte des types de sol de la wilaya de Souk-Ahras.....	68
Figure IV.12 : Classification de la Wilaya de Souk-Ahras dans Les zones Sismiques.....	69
Figure IV.14 : La boîte Casagrande (LTPO-Oran).....	76
Figure IV.15 : Boîte de Casagrande.....	78
Figure IV.17 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S01).....	82
Figure IV.18 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S02).....	82
Figure IV.19 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S05).....	82

Figure IV.20 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S01).....	83
Figure IV.21 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S02).....	83
Figure IV.22 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S05).....	83
Figure IV.23 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S01).....	84
Figure IV.24 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S02).....	84
Figure IV.25 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S05).....	84
Figure IV.26 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S01).....	85
Figure IV.27 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S02).....	85
Figure IV.28 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S05).....	85
Figure V.1 : Les contributions des termes significatifs du modèle et la relation entre le coefficient obtenu par modélisation et celui calculé.....	93
Figure V.2 : Contribution de tous les paramètres et l'interaction de chacun d'eux.....	94
Figure V.3 : Effet des paramètres de poids volumique et angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité (F_s) avant optimisation.....	94
Figure V.4 : Effet des paramètres de poids volumique et angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité (F_s) après optimisation et maximisation de la réponse.....	95



Introduction générale



Introduction Générale :

L'analyse de stabilité, généralement basée sur un calcul d'équilibre limite conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie (équilibre des masses), l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassements, drainage, soutènements et amélioration des efforts résistant) par ordre d'efficacité. La réponse obtenue qui définit la stabilité en générale est appelé le coefficient de sécurité, dans cette étude ce paramètre a été étudié comme une réponse qui dépend de différents paramètres géotechnique physique et mécanique qui sont les paramètres d'entrée (γ_d (t/m^3), γ_h (t/m^3), w (%), WL %, WP %, IP %, F ($\% < 0,008mm$), C_u (bar), Φ ($^\circ$)), qui affecte le coefficient de sécurité (F_s) obtenu pour une réponse de la solution, ceci peut être optimisé et maximisé ou minimisé ; on peut en effet conduire à éliminer une solution qui aurait pu être optimale.

Le présent projet de mémoire de fin d'étude a pour objet d'étudier la région de Souk-Ahras où une majorité de terrains naturels ou urbains présente des signes d'instabilité d'ordre géotechnique représenté par des glissements des terrain superficielles et profondes.

Ce mémoire est composé de cinq chapitres classés comme suit :

Le premier chapitre présente une recherche bibliographie sur les mouvements de terrains, la typologie et la classification.

Dans le deuxième chapitre ; les paramètres et les facteurs de déclenchement et d'évolution de mouvements de terrain affectant la stabilité des terrains sont étudiés, détaillés et regroupés.

Le troisième chapitre présente les différentes méthodes de calcul et d'analyse de la stabilité des pentes ainsi la méthodologie d'étude et modélisation des glissements de terrain et la notion de coefficient de sécurité.

Le quatrième chapitre est consacré à la reconnaissance géologique et géotechnique de la région de Souk-Ahras choisie comme cas d'étude dont le but est de faire une récolte de la base de données géotechnique et de faire des simulations et modélisations numériques à l'aide du code de calcul Géo-studio 2018 R1 pour obtenir les différents résultats de coefficient de sécurité ; ces données peuvent servir dans le dernier chapitre qui présente l'application de la méthode des plans d'expérience en géotechnique sur les glissements des terrains afin de pouvoir présenter des résultats intéressants. Enfin une conclusion générale sur les différentes parties de ce mémoire.



Chapitre 1

Recherche bibliographique sur les glissements des terrains



I.1. Introduction :

Le terme mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes bien différents

- Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs
- Les glissements de terrain

Ces mouvements, plus ou moins rapides, du sol et du sous-sol interviennent sous l'effet de facteurs naturels divers comme de fortes précipitations, une alternance de gel et dégel, des températures très élevées ou sous l'effet d'activités humaines touchant aux terrains comme le déboisement, l'exploitation de matériaux ou les travaux de terrassement. Si ces mouvements restent ponctuels, ils constituent un risque majeur en raison des conséquences lourdes, matérielles et humaines, qu'ils peuvent entraîner [1].

I.2. Les mouvements des terrains :

I.2.1. Définition des mouvements des terrains :

Les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures. [2]

I.2.2. Classification des mouvements de terrain :

De nombreuses classifications ont été proposées à cause de la diversité des mouvements de terrain [3] Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrains affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- L'éboulement, chutes de blocs et de pierres
- Coulées.
- Eroulement.
- Fluages.
- Solifluxion.
- Glissements.

I.2.1. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres :

L'éboulement est un phénomène qui affecte les roches compétentes. Il se traduit par le détachement d'une portion de roche de volume quelconque depuis la masse rocheuse.

La cinématique est très rapide. On différencie les éboulements d'après la taille des blocs détachés [17].

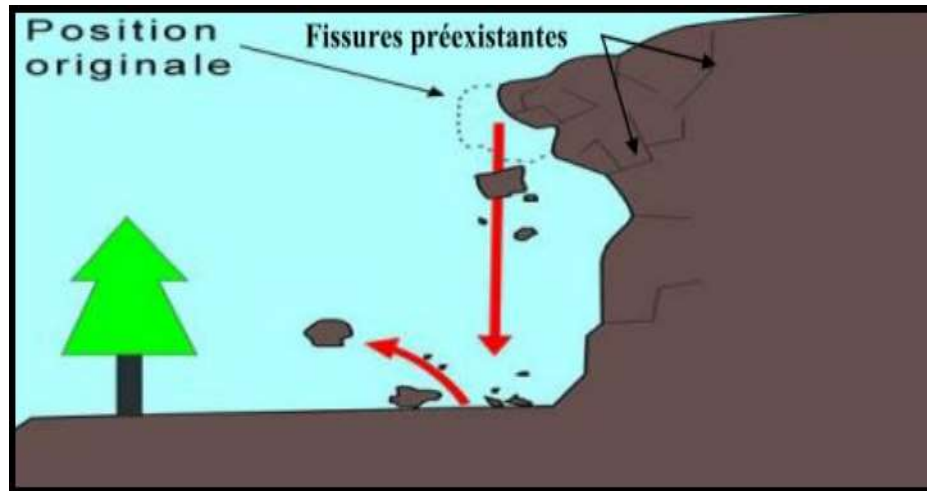


Figure I.1 : éboulement d'un massif rocheux [8]

I.2.2.2. Les coulées de boues :

Elles consistent en la propagation des matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposés ou des éboulis fins. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain [2].

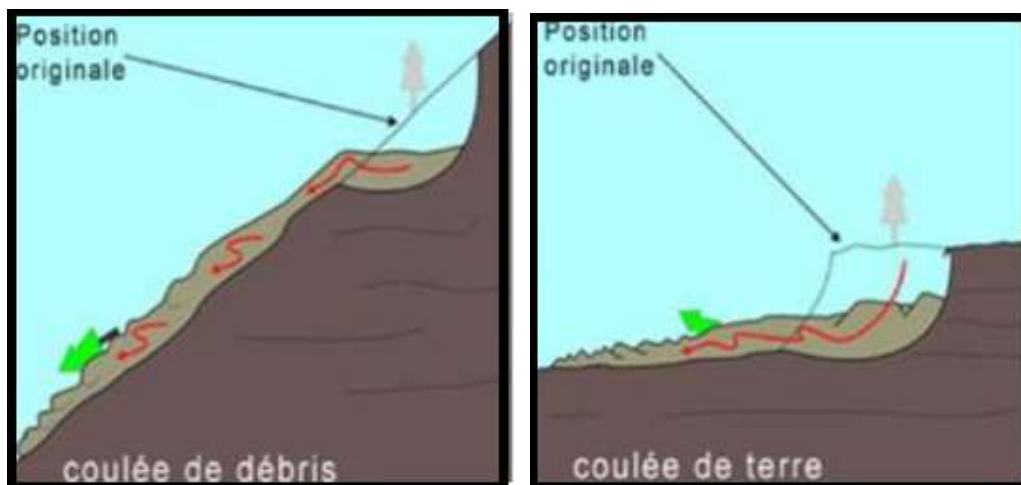


Figure I.2 : Une coulée de boue [2]

I.2.2.3. Les écroulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^3 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant [9].

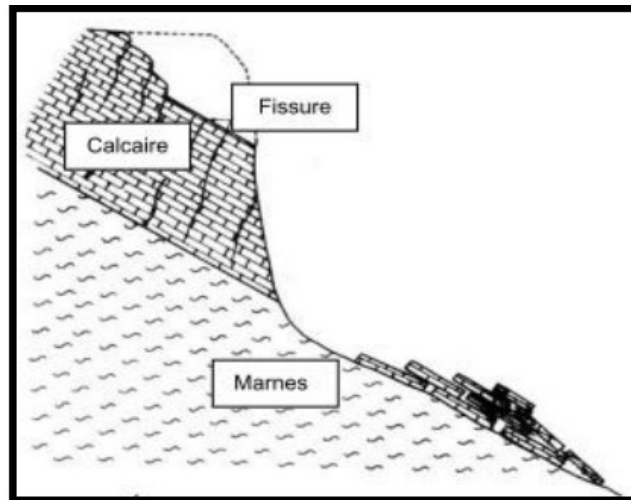


Figure I.3 : Écroulement par glissement banc sur banc [9]

I.2.2.4. Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrainte au glissement) en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La figure suivante montre le mécanisme du phénomène de fluage.

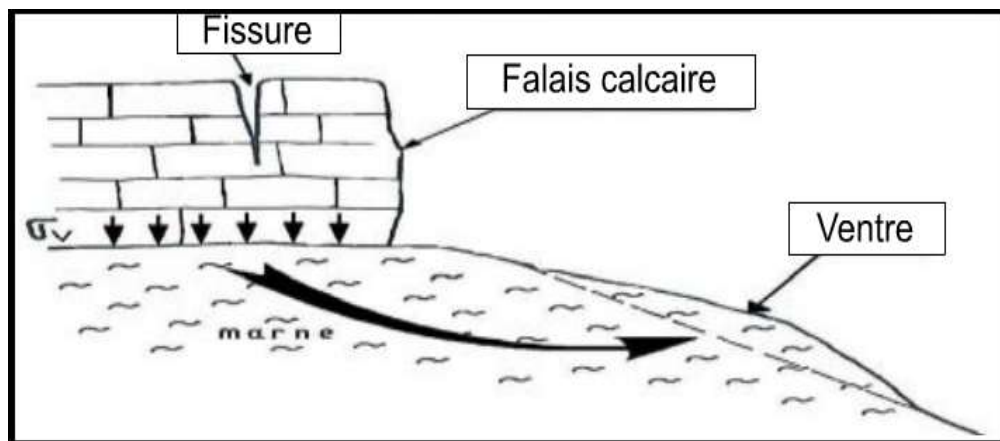


Figure I.4 : Le phénomène de fluage [3].

I.2.2.5. Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché .

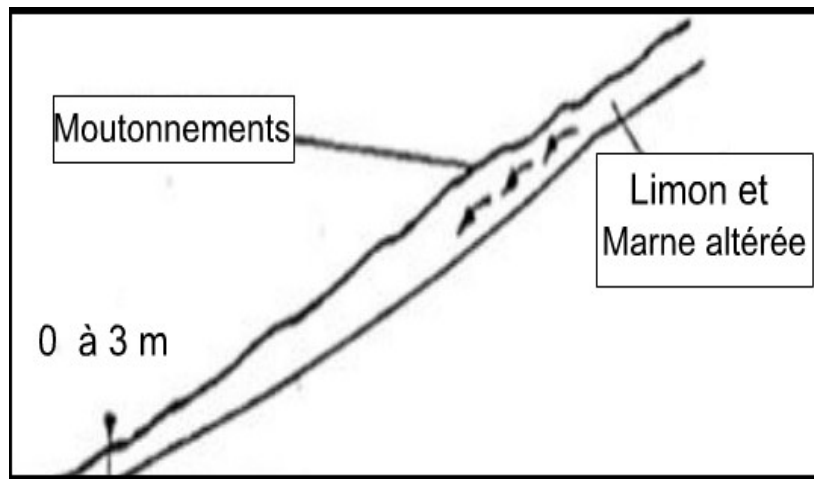


Figure I.5 : Phénomène de la Solifluxion [3].

lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau. Une compilation de quelques types de mouvements de terrain est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Principales classes de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concerné [3]

Classes	Terrains concernés	Vitesse moyenne
Glissement de terrain	Roches peu cohérentes : - marnes, alluvions, moraines, calcaires.	Quelques cm à quelques m par jour. Discontinu (saisons)
Coulées	Roches meuble.	Plusieurs m par seconde (variable selon fluidité).
Ecoulement	Roches cohérentes.	Déclenchement très rapide. Chute en quelques secondes.
Fluage	Roches stratifiées ou non	Très lent, quelques cm par année .

I.2.6. Les glissements :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnelles. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre

décimètre par année. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau [1].

- **Description d'un glissement de terrain :**

Les différents éléments définis un glissement de terrain sont les suivants :

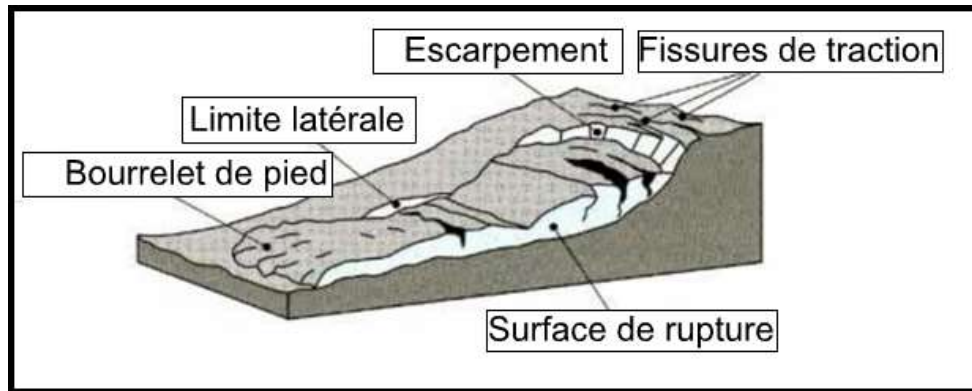


Figure I.6 : Les différents éléments d'un glissement de terrain [4]

- Escarpement principale : c'est une surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieur et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- Couronne : zone située au-dessus de l'escarpement principale, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- Tête : c'est la limite amont du glissement autrement dit c'est la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principale.
- Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements en mouvement ont une structure en escalier.
- Élément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.
- Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principale.
- Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale.
- Surface de rupture : surface séparant la masse glissée de terrains en place. [4]

I.2.2.6.1. Les types de glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages de génie civil et génie minier. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme. Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements [5]

I.2.2.6.1.1. Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

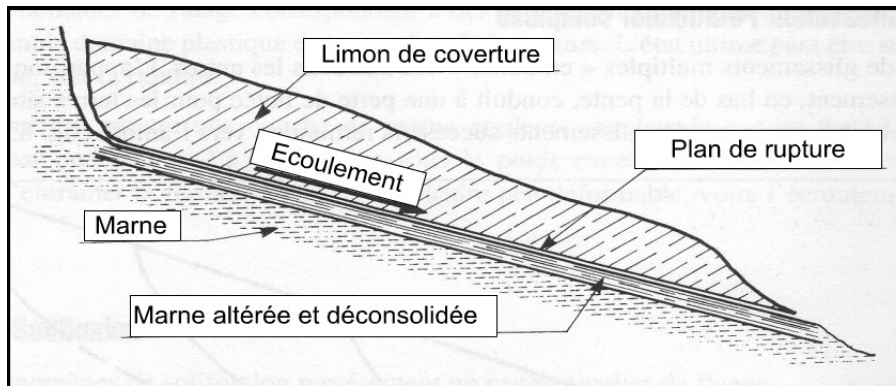


Figure I.7: glissement plan [5]

I.2.2.6.1.2. Glissement rotationnel :

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire. Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.

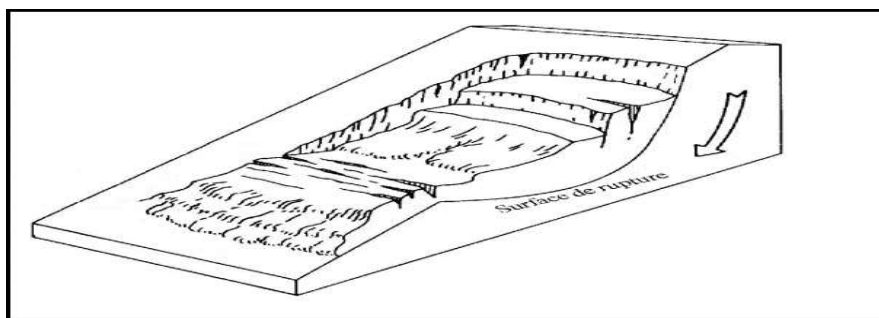


Figure I.8 : glissement rotationnel [5].

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

a) Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. D'où le nom de glissement circulaire.

Il comprend :

- En tête : des fissures de traction,

- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base : un bourrelet formé par des matières glissées.

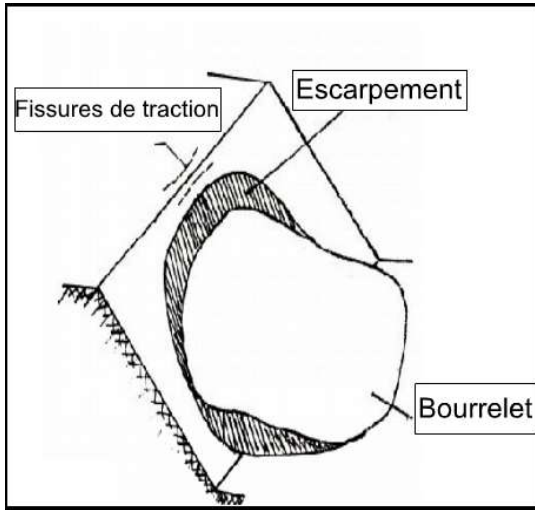


Figure I.9 : Rupture rotationnelle simple [5]

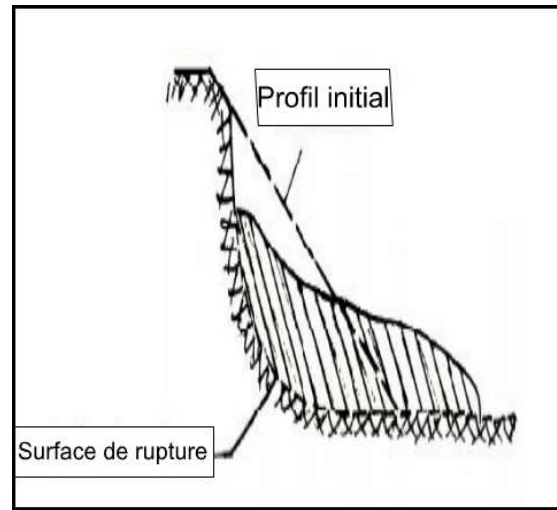


Figure I.10 : Rupture rotationnelle avec profil initial [5]

Les terrains favorables à ce type de glissement sont les remblais, les sols, et les roches homogènes peu compétentes ainsi que les roches résistantes mais dont le niveau de fraction leur confrère des caractéristiques en masse très faible.

b) Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissement multiple (emboîtés) les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont

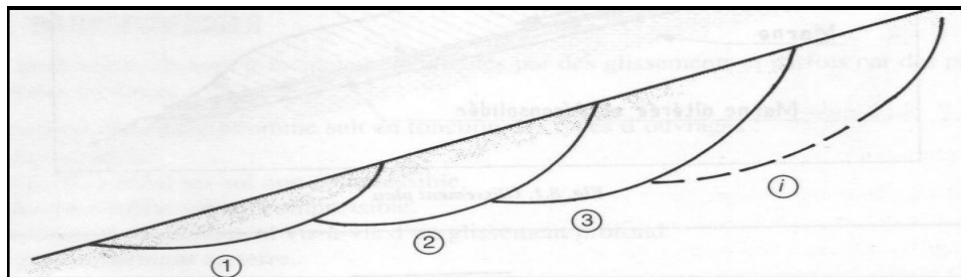


Figure I.11 : Rupture rotationnelle simple

III.2.2.1.2. La classification des glissements de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement [6].

Tableau I.2 : Classification de glissement de terrain d'après la profondeur de rupture [6]

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

Tableau I.3 : Classification de glissement de terrain selon l'activité [6]

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

I.2.2.6.3. Principales causes de glissement de terrain :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement [7]. Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les facteurs passifs et facteurs actifs (déclenchant).

a) Facteurs passifs :

- **La géologie :** - La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau. - La structure : le pendage, la présence de joints soit de stratification, de plis ou de schistosité
- **La pente :** Les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20° à 30°.
- **L'orientation :** La plupart des glissements de terrain sont exposés au Nord.
- **La végétation :** La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et au niveau de la cohésion et de la fixation du sol.

- **Le contexte hydrogéologique et hydrographique** : En premier lieu il concerne, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, en deuxième lieu le réseau hydrographique (ruissellement, proximité d'une source).
- **Le contexte climatique** : Englobant la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelle, la possibilité d'accumulation de neige, et la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

b) Facteurs actifs et déclenchant (causes directes) :

Cause hydrique : (Le climat)

- L'infiltration d'eau dans un terrain (pluie, neiges etc.) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement.
- Des surpressions se produisent sous des blocs ou sous terrain lui-même, s'il y'a une importante présence d'eau. Notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.
- Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

Causes mécaniques : (vibration et explosion)

- Sismicité et vibration dues à un séisme ou à des activités humaines, donc augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
- Le phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

Causes mécaniques : (modification de la géométrie)

- Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente par exemple lors de la construction des ouvrages de génie civil ou génie minier.
- L'origine du déclenchement d'une instabilité des talus est rarement unique, mais c'est la conséquence d'une combinaison des facteurs passifs et des facteurs déclenchant.

I.2.2.6.4. L'intensité de glissement :

I.2.2.6.4.1. Critères d'évaluation de l'intensité :

La plupart des glissements montrent des mouvements continus, combinés quelque fois avec des phases rapides de réactivation. On admet une intensité faible lorsque les mouvements moyens annuels à long terme sont inférieurs à 2cm/an et une intensité moyenne s'ils atteignent une valeur d'un à quelques dm/an. On se réserve la possibilité de considérer une intensité forte dans les zones de cisaillement ou de mouvement différentiel marqué. Une intensité forte peut également être attribuée si des phénomènes de forte réactivation ont été observés ou peuvent

survenir dans des secteurs localisés avec des déplacements horizontaux supérieurs à un mètre par événement. De plus, une intensité forte peut qualifier des glissements de faible épaisseur avec des vitesses rapides ($v > 0.1\text{m/jour}$). Pour les glissements de terrain, ces critères d'intensité seront directement traduits en classe de danger. [10]

Tableau I.4 : Evaluation de l'intensité [6]

Intensité faible	Intensité moyenne	Intensité forte
$V : \leq 2\text{cm/an}$	$V : \text{dm/an} (> 2\text{cm/an})$	<ul style="list-style-type: none">• $V > 0.1\text{m/j}$ pour les glissements superficiels• Déplacement $> 1\text{m}$ par événement

I.2.2.6.4.2. Effets dommageables possibles :

A-Intensité faible :

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

B-Intensité moyenne :

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment. L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. Les infrastructures subissent des dommages. Les drainages peuvent se boucher. [10]

C-Intensité forte :

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible. Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du

bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites. Un barrage de cours d'eau est possible.

I.2.6.4.2.1. Effets dommageables dans le monde :

Le tableau 05 regroupe quelques effets les plus spectaculaires des glissements des terrains à travers le monde :

Tableau I.5 : Regroupement quelques glissements des terrains à travers le monde [11]

Date	Lieu	Type	Conséquences
1756	Chine	Glissements de terrain	100 000 victimes (glissements dus à un séisme)
1881	Suisse	Éboulement en grande masse	10 millions de m ³ de matériaux détruisent la ville d'Untertal et une partie de celle d'Elm, causant de mort de 115 personnes.
9 oct. 1963	Val Serpentine, Italie	Glissement de terrain	Inondation de 6 villages, 2000 morts et 6 milliards de liras de dégâts.
28 juill. 1987	Val Pola, Italie	Éboulement et glissement	30 à 40 millions de m ³ glissent du mont Zandila dans un lac, créant une vague qui cause 27 victimes dans le village d'Aquilone.
1988	Petropolis, Brésil	Coulées boueuses	160 victimes et 10 000 personnes évacuées.
29 mars 1993	Équateur	Glissement de terrain	20 millions de m ³ de matériaux causent plusieurs dizaines de morts et entraînent la création d'un lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique.
Déc. 1999	Vénézuela	Glissement de terrain	Des centaines de coulées boueuses tuent plus de 20 000 personnes
31 mars 2003	Chima, Bolivie	Glissement de terrain	Plusieurs centaines de disparus, 400 maisons ensevelies.



Figure I.12 : Glissement de Val Pola, Italie 1987 [12]



Figure I.13 : Construction partiellement Seca Venezuela 1999 [13]

I.2.6.4.2.2. Effets dommageables dans l'Algérie :

Le nord de l'Algérie est confronté à des glissements de terrain qui affectent, en plusieurs endroits, son tissu urbain. Les causes varient d'un site à un autre et peuvent être liées à des conditions géomorphologiques, géologiques, climatiques, sismotectoniques.

On citera quelques glissements spectaculaires et leurs conséquences tels que :

- Les glissements de terrain dans les quartiers Smina et Tizi à Bejaia qui ont complètement détruit des maisons et menacent maintenant des quartiers entiers. A la moindre forte précipitation, le glissement peut s'aggraver, mettant en danger des vies humaines d'où nécessité de surveiller l'évolution du glissement [15].
- Un glissement de terrain le 3 août 2016, endommageant une partie de la route du port d'Oran.
- Un glissement de terrain le 19 juillet 2019 à Mersa el Kebir à Oran pendant les travaux de la nouvelle route du port Oran.



Figure I.14 : glissement de la route de port Oran 2016



Figure I.15 : glissement de terrain 2019 à Mersa el Kebir à Oran

Tableau I.6 : Les séismes qui ont déclenchent souvent les glissements de terrains [16] :

Date du séisme	Lieu	Conséquences
17 février	1949 Kherrata, Bejaia	Des pertes humaines et des dommages importants suite à des glissements.
27 octobre 1985	La chaîne des Babors	De nombreux glissements et chutes de pierres se sont déclenchés.
18 août 1994	Mascara	Certaines routes étaient bloquées suite à des glissements.
10 novembre 2000	Béni Ourtilane, Sétif	Déclenchement de nombreux glissements.
20 mai 2003	Boumerdès	Les glissements ont généré des dégâts matériels très importants.
20 mars 2006	Laâlam, Bejaia	Constructions endommagées ou complètement effondrées lors des glissements.


CONCLUSION :

Dans ce chapitre, il a été souligné que les mouvements de terrain regroupent plusieurs types de phénomènes très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées de boues, etc.), leur comportement, ainsi leur conséquence soit les dégâts matériels ou humaines. Dans leur principe, ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et la position de la nappe aquifère ou par la modification géométrique provoquée par des travaux d'aménagement et leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.



Chapitre 11

*Paramètres qui affectent la
stabilité des pentes et talus*



II.1. Introduction :

Une rupture de pente se produit lorsque les mouvements vers le bas du matériau en raison de la gravité et des contraintes de cisaillement dépassent la résistance au cisaillement. Par conséquent, les facteurs qui tendent à augmenter les contraintes de cisaillement ou à diminuer la résistance au cisaillement augmentent les risques de rupture d'une pente. Différents procédés peuvent conduire à une réduction de la résistance au cisaillement de la masse rocheuse. L'augmentation de la pression interstitielle, la fissuration, l'enflure, la décomposition des charges de roches argileuses, le fluage sous des charges soutenues, le lessivage, l'assouplissement des déformations, l'altération et la charge cyclique sont des facteurs courants qui diminuent la résistance au cisaillement de la masse rocheuse. Par contrat, la contrainte de cisaillement dans la masse rocheuse peut augmenter en raison de charges supplémentaires au sommet de la pente et l'augmentation de la pression de l'eau dans les fissures au sommet de la pente, l'augmentation du poids du sol en raison de l'augmentation de la teneur en eau, excavation au fond de la pente et effets sismiques. En plus de ces raisons facteur contribuant à la rupture de la pente sont les propriétés de la masse rocheuse, (géométrie de la pente), l'état de contrainte, la température et l'érosion. Les facteurs affectant la rupture de pente ont été présentés au tableau 01 et des facteurs importants ont été décrits dans ce chapitre. [18]

Tableau II.1 : les facteurs affectant la rupture de pente

Sr. Non	Nom des paramètres et des Propriétés	Détails
1	Discontinuités géologiques	Défaut, Joint.
2	Eau	Eau souterraine, schéma de drainage, précipitations, Perméabilité, aquifère.
3	Force	Force de cisaillement, force compressive, résistance force.
4	Paramètres géotechniques	Taille des grains, teneur en humidité, limite d'Atterberg.
5	Méthode de construction	Pelle, dumper, BWE ou combinaison.
6	Forces dynamiques	Activité sismique.
7	Géométrie de la pente	Hauteur et angle de pente, hauteur et angle de banc.

II.2. Les facteur d'stabilité :

II.2.1 Facteurs permanents :

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc.).

II.2.1.1 Propriétés géotechniques des matériaux :

II.2.1.1.1. Résistance au cisaillement:

Les propriétés géotechniques importantes affectant la stabilité d'une pente sont la résistance au cisaillement du matériau, la distribution granulométrique, la densité, la perméabilité, la teneur en humidité, la plasticité et l'angle de repos. La force de la masse rocheuse est un facteur très important qui affecte la stabilité des pentes. Elle est fonction de la vitesse de déformation, de l'état de drainage pendant le cisaillement, des contraintes effectives agissant sur le sol avant le cisaillement, de l'historique des contraintes du sol, de la trajectoire des contraintes et de tout changement de la teneur en eau et de la densité qui peut se produire au fil du temps. Il se compose de la cohésion et l'angle de friction du matériau. La friction est une force de résistance entre deux surfaces. La cohésion résulte d'une liaison entre les surfaces des particules. Elle dépend de nombreux facteurs, y compris les propriétés du matériau, l'ampleur et la direction de la force appliquée et le taux d'application, les conditions de drainage dans la masse et l'ampleur de la pression de confinement.

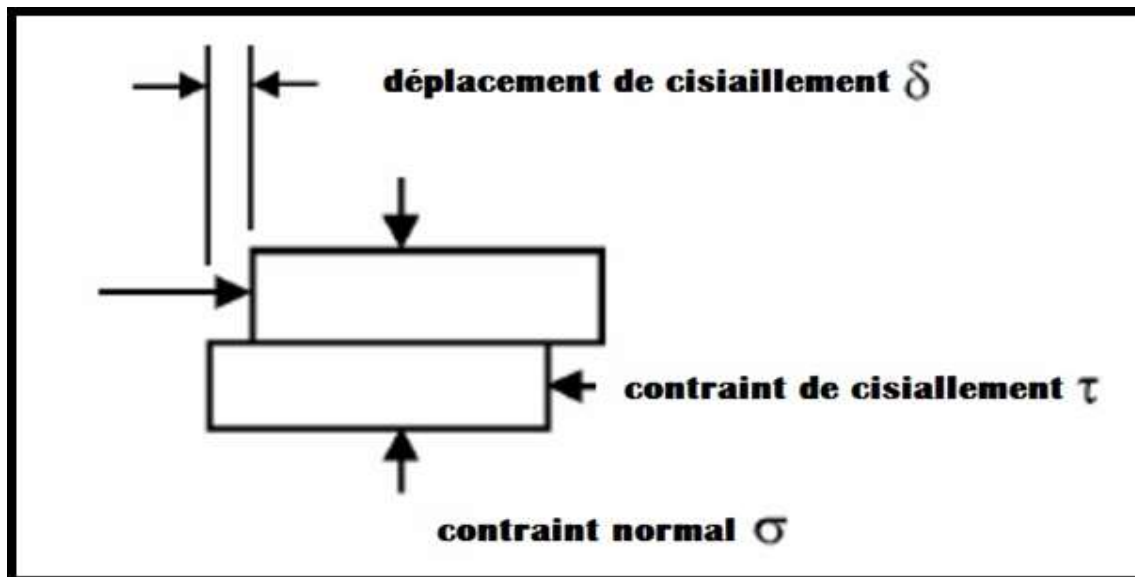


Figure II.1 : Essai de rupture des discontinuités ou entre deux plans

Les matériaux grossiers ou ayant une texture rugueuse ont des forces de frottement opposées plus grandes ou une résistance au cisaillement pour résister au mouvement. Cependant, les matériaux non consolidés, comme les sédiments et le sol, qui n'ont pas de matériau cimentaire solide ou de structure cristalline imbriquée, sont beaucoup moins

stables que les roches dures. Le taux de charge, le degré de compactage et la teneur en humidité de la masse rocheuse influent également sur la stabilité de la pente. [18]

II.2.1.1.2 La densité :

La densité est également un facteur important dans la stabilité de la pente. Cependant, son effet est plus dans les décharges de déchets miniers où il est fonction de la manière de dépôt, gradation, et l'histoire de chargement. Une augmentation relativement faible de la densité peut augmenter la force de cisaillement du dépotoir, mais elle augmente également les contraintes dues à la charge gravitationnelle.

II.2.1.1.3 La perméabilité :

La perméabilité du sol ou des déchets influe sur le profil d'infiltration et les niveaux d'eau dans la pente. Cela peut à son tour affecter la résistance au cisaillement du matériau en fonction de la taille et de la forme des particules, du degré de compactage et de la gradation du sol et de sa densité [19]

II.2.1.1.4. L'angle de repos:

L'angle de repos du matériau meuble est influencé par la taille et la forme de ses particules. Les particules lisses et arrondies ont un angle de repos plus faible que les particules rugueuses et angulaires. Les fragments grossiers peuvent maintenir une plus grande pente que les fragments fins.

II.2.1.2. État de contraintes:

À certains endroits, des contraintes in situ élevées peuvent être présentes dans la masse rocheuse. Des contraintes horizontales élevées agissant à peu près perpendiculairement à une pente de coupe peuvent faire en sorte que les blocs se déplacent vers l'extérieur en raison du soulagement des contraintes fournies par la coupe. Des contraintes horizontales élevées peuvent également provoquer l'écaillage de la surface d'une pente de coupe. Les contraintes stockées sont très probablement soulagées dans une certaine mesure près de la surface du sol ou perpendiculairement aux murs de pente.

II.2.1.3. Géométrie de la pente :

Les paramètres importants de la géométrie de la pente qui influent sur sa stabilité comprennent la hauteur et l'angle de pente. La hauteur critique de la pente dépend de la résistance au cisaillement, de la densité et de la capacité portante de la fondation de la pente. La stabilité de la pente diminue généralement avec l'augmentation de la hauteur de la pente. À mesure que la hauteur de la pente augmente, la contrainte de cisaillement à l'intérieur du pied de la pente augmente en raison du poids ajouté. La contrainte de cisaillement est également

liée à la masse du matériau et à l'angle de pente. Avec un angle de pente croissant, la contrainte tangentielle augmente, ce qui entraîne une augmentation de la contrainte de cisaillement, ce qui réduit sa stabilité (figure 2).

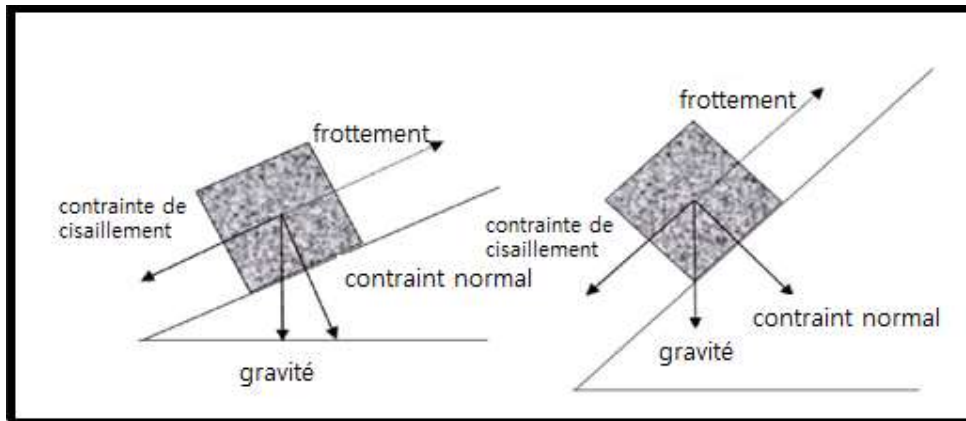


Figure II.2 : Effet de l'angle de pente sur la stabilité de la pente

II.2.1.4. Discontinuités géologiques:

La stabilité des pentes rocheuses est fortement influencée par la discontinuité structurale de la roche dans laquelle la pente est excavée. Une discontinuité est un plan ou une surface qui marque un changement dans les caractéristiques physiques ou chimiques d'un sol ou d'une masse rocheuse. Une discontinuité peut prendre la forme d'un plan de litère, d'une schistosité, d'un feuillage, d'une articulation, d'un clivage, d'une fracture, d'une fissure, d'une fissure ou d'un plan de rupture.

Cette discontinuité contrôle le type de rupture qui peut se produire dans une pente rocheuse. Les propriétés des discontinuités comme l'orientation, la persistance, la rugosité et le remplissage jouent un rôle important dans la stabilité du talus rocheux articulé. Les discontinuités peuvent se produire plusieurs fois avec à peu près les mêmes caractéristiques mécaniques dans un jeu de discontinuité, ou peuvent être une seule discontinuité. Il rend le sol ou la masse rocheuse anisotropie.^{135°}

L'orientation d'une discontinuité géologique majeure par rapport à une structure d'ingénierie contrôle également la possibilité de conditions instables. L'orientation mutuelle des discontinuités détermine la forme des blocs individuels. L'orientation d'une discontinuité peut être définie par son inclinaison (inclinaison maximale vers l'horizontale) et sa direction de chute (direction de la trace horizontale de la ligne de creux, mesurée dans le sens horaire à

partir du nord). La frappe est perpendiculaire à la direction du pendage, et la relation entre la frappe et la direction du pendage est illustrée à la figure 3.

(Figure 4a) expliquer la possibilité si le plan tombe en panne à la valeur inférieure de l'angle de piqué par rapport à l'angle de pente cependant, à mesure que l'angle de déclivité augmente et devient subparallèle à l'angle de pente, la pente devient relativement stable (Figure 4b). Toutefois, une augmentation supplémentaire de l'angle de chute en discontinuité rend est susceptible de subir une rupture de renversement. (Figure 4c)

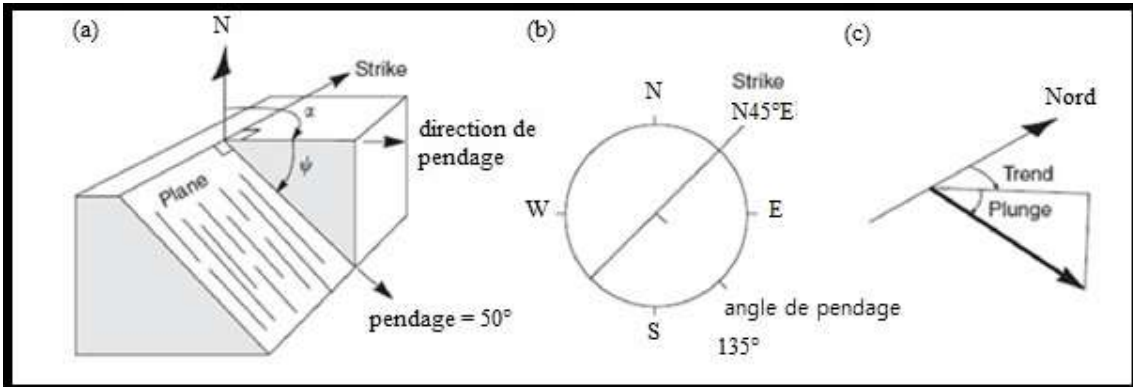


Figure II.3 : Terminologie définissant l'orientation de la discontinuité (a) vue isométrique du plan (direction du creux et du creux, (b) vue plan du plan (c) vue isométrique de la ligne (pendage et tendance).

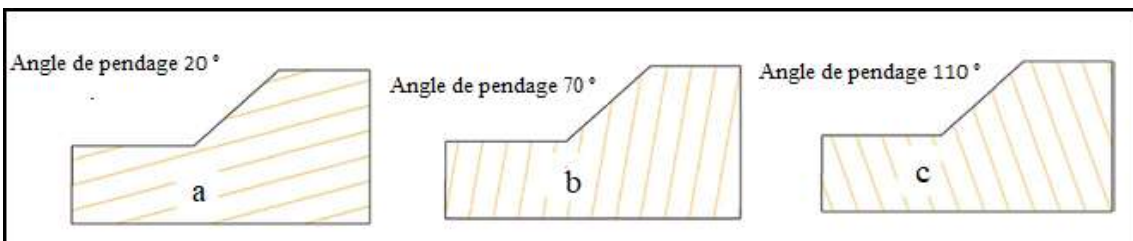


Figure II.4 : illustre l'effet de l'orientation de la discontinuité sur les types de rupture de pente.

Une roche jointée présente une perméabilité plus élevée et une résistance au cisaillement réduite le long des plans de discontinuité, à l'exception d'une déformabilité accrue et d'une résistance à la traction négligeable dans des directions normales à ces plans. Le degré de fracturation d'une masse rocheuse est contrôlé par le nombre de joints dans une direction donnée. Une masse rocheuse contenant plus de joints est également considérée comme plus fracturée. L'espacement des joints adjacents contrôle en grande partie la taille des blocs individuels qui contrôlent le mode de défaillance. Un espacement étroit des joints donne une faible cohésion de la masse rocheuse et responsable de la rupture circulaire ou même de l'écoulement. Elle influence également la perméabilité de la masse rocheuse.

La persistance des discontinuités définit, avec l'espacement, la taille des blocs qui peuvent glisser à partir de la taille (figure 5). De plus, une petite zone de roche intacte entre les discontinuités de faible persistance peut avoir une influence positive sur la stabilité parce que la résistance de la roche sera souvent beaucoup plus élevée que la contrainte de cisaillement agissant dans la pente.

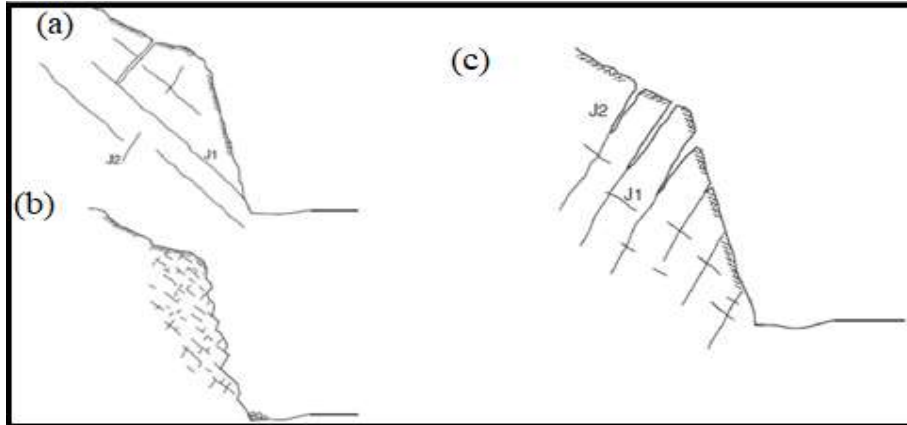


Figure II.5: Effets de la persistance sur la stabilité de la pente

La rugosité de la surface du joint est une mesure de l'inégalité inhérente et de l'ondulation de la surface de discontinuité par rapport à son plan moyen. L'angle de frottement d'une surface rugueuse comprend deux éléments, le frottement du matériau rocheux (ϕ), et l'enclenchement produit par les irrégularités de la surface (i). [20]

II.2.1.5. Érosion :

Deux aspects de l'érosion doivent être considérés du point de vue de la stabilité des pentes. Le premier est une érosion à grande échelle, comme une érosion de la rivière qui se produit à la base d'une pente. La deuxième est une érosion relativement localisée causée par les eaux souterraines ou le ruissellement de surface. Dans le premier type, l'érosion modifie la géométrie de la masse rocheuse potentiellement instable. L'enlèvement du matériau au pied d'une glissière potentielle réduit la contrainte de confinement qui peut stabiliser la pente. L'érosion localisée du matériau de remplissage des joints, ou des zones de roche altérée, peut réduire efficacement l'enchevêtrement entre les blocs rocheux adjacents. La perte d'un tel enclenchement réduit considérablement la résistance au cisaillement de la masse rocheuse. La diminution de la résistance au cisaillement qui en résulte peut permettre à une masse rocheuse auparavant stable de se déplacer, causant une rupture de pente. De plus, l'érosion localisée peut également accroître la perméabilité et le débit des eaux souterraines, ce qui a une incidence sur la stabilité du talus rocheux.

II.2.1.6. L'eau :

Elle est un facteur très déterminant pour la genèse d'un glissement de terrain. Elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur permanent et un facteur variable dans le temps (précipitation). [21]

II.2.1.6.1. Action mécanique :

Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente. Ces zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière. Elles indiquent dans la plupart des cas une forte probabilité d'avoir une instabilité dans une pente.

L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse. L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs.

II.2.1.6.2. Action chimique :

On peut citer en particulier l'hydrolyse, qui est un processus lent et qui conduit à la transformation climatique de certains minéraux silicatés, comme par exemple les feldspaths, dont l'altération entraîne la formation d'argiles.

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite,) accompagnée de gonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

II.2.1.7. La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains :

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain.

Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.

Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables.

Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des alternances de niveaux durs et tendres (marno-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement mécanique et hydraulique particulier, souvent défavorable à la stabilité.

Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine.

La variation importante lithologique, dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

II.2.1.8. La structure des terrains :

La tectonique, simple ou cassante, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités.

Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (glissements plans, des glissements de dièdres, etc.) en se basant sur leurs orientations.

Les joints sédimentaires, plan de schistosité ou de foliation sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

II.2.1.9. La morphologie :

Pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements.

On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau.

II.2.1.10. Le couvert végétal :

Le rôle stabilisateur du couvert végétal et des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines : Le terrain du versant se trouve emprisonné dans un radiculaire dense et donc il est stable.

Le drainage par l'évapotranspiration : Les arbres prélèvent dans le terrain une quantité d'eau considérable par l'évapotranspiration.

- La rétention des eaux de pluie : La couverture végétale permet la rétention des eaux pluviales qu'elles ne viennent pas imbiber la masse de terrain.
- La protection contre l'érosion : La couverture végétale représente un tapis protecteur qui réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

A l'inverse, l'action de la végétation peut être déstabilisante en :

- Chargeant le versant ;
- Favorisant l'infiltration ;
- Interceptant l'énergie éolienne et induction des forces de traction dans le sol ;
- Créant une structure étagée : roche mère, roche altérée et sol compacté par la structure des racines ;

- L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices à l'écoulement.

Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres en pipe, arbres inclinés, paquets d'arbres isolés

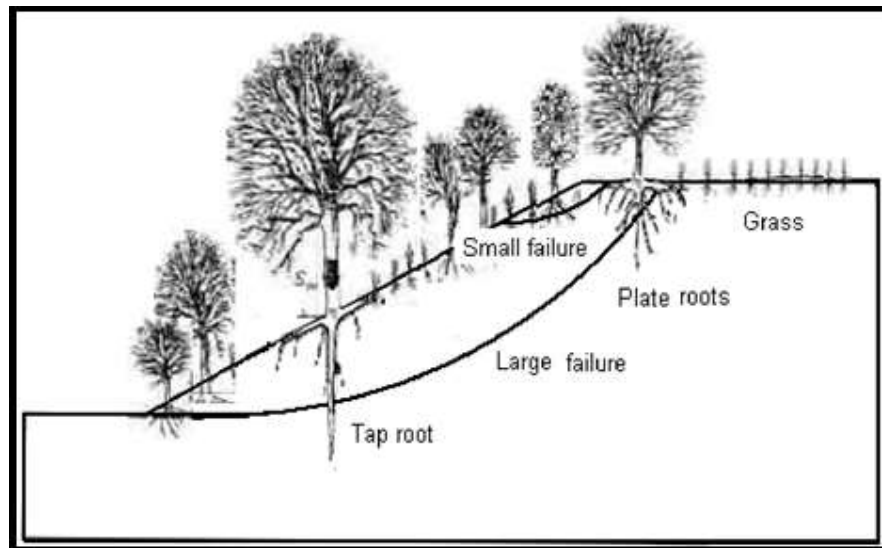


Figure II.6 : Relation entre mouvement de pente et végétation [22]

II.2.2 Facteurs variables dans le temps :

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

II.2.2.1 Les précipitations :

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau, lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité W_i , le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.

- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modification de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes telles que la pression de courant et érosion souterraine.

II.2.2.2 Influences thermiques et climatiques :

Beaucoup d'entre eux sont liés à des facteurs climatiques ou thermiques. La glace souterraine est associée à bon nombre, sinon à la plupart des glissements de terrain dans les sédiments glaciaires exposés au dégel. La fonte non seulement réduit la cohésion mais peut encore réduire la force de friction du sédiment, surtout si le volume de la glace & passe la porosité. L'eau engendrée par le dégel tend à s'échapper, mais tant qu'elle ne l'a pas fait elle soutient le poids des sédiments de pente, ce qui diminue la friction entre les particules du sol.

D'autres glissements de terrain sont liés directement à des événements climatiques extrêmes tels que des précipitations anormalement fortes ou des températures estivales élevées. Des pluies abondantes peuvent saturer directement le sol, engendrant une mobilisation de la pente, ou accroître la pression de l'eau interstitielle jusqu'au point d'instabilité ; les rivières gonflées par les pluies peuvent & Oder la base de leurs berges, provoquant des glissements de terrain.

Si les conditions dans le sol sont très sèches la couche organique peut être brisée en totalité, mettant à nu des sédiments glaces et entraînant une rupture de la couche active par détachement, mobilisant peut-être même la pente dans une rapide coulée de débris.

II.2.2.3 Le Gel et dégel :

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion).

Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures. Ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain.

Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements

II.2.2.4. Le séisme et le volcanisme :

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente très variés tels que glissements, chutes de blocs ou écroulements, soit par action mécanique directe, soit par la modification des pressions interstitielles.

Des phénomènes plus spécifiques se produisent également, comme des glissements à morphologie particulière, survenant dans des sites sujets à la liquéfaction de couches sableuses ou soumis à une forte amplification des vibrations.

L'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des versants.

L'action de surpression de gaz et de vapeur d'eau peut, en outre, favoriser le déclenchement de mouvement de pentes sur les flancs du volcan.

II.2.2.5. L'action de l'homme :

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou déclenchement des instabilités, notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes ; talutage en pied de versant, remblaiement en tête de versant ;
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

II.3. Autre classification des factures d'instabilité :

Les facteurs de déclenchement et d'évolution de mouvements de pente, appelés auparavant facteurs variables dans le temps, sont nombreux et variés. Certains auteurs les ont regroupés en trois familles principales :

- Modification du moment moteur ;
- Modification des conditions hydrauliques ;
- Modification des caractéristiques géotechniques et rhéologiques des terrains.

Alors, différentes études statistiques ont fait apparaître que les causes les plus fréquentes sont d'origine hydraulique. (Tableau 01)

Tableau II.1 : Etude statistique sur les causes des glissements de terrain [23]

	ALLAL (1993)	E.GERVEAU (1991)	DESVARREUX (1988)	J. DUVILLE & J. LACUBE
Modification moment moteur	34%	31%	/	/
Modification condition hydraulique	53%	49%	52%	61%
Modification caractéristique et géotechnique et rhéologique	13%	20%	/	/
Nombre de mouvements étudiés	32	50	250	?

D'une façon générale, il y a une seule cause globale de tous les mouvements de pente, c'est une modification de l'équilibre du massif considérée. Cette cause a été décomposée en plusieurs causes de différentes.

Pour plus de clarté et de simplicité, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente [27]. Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

- Facteurs hydrauliques ;
- Facteurs mécaniques ;
- Facteurs dynamiques.

II.3.1. Les facteurs hydrauliques:

II.3.1.1. Précipitations ou fonte des neiges :

Une corrélation entre une forte pluie annuelle et la fréquence des glissements pour plusieurs zones en Tchécoslovaquie.

Fukuoka a reporté qu'une relation définitive semble exister entre une forte pluie et la vitesse de glissement du sol pour de nombreux glissements au Japon.

Les glissements ravageurs dans Rio De Janeiro en Brésil durant 1966 et 1967 se sont produits pendant ou après de très forts orages [24].

Des pluies torrentielles dans la région de Saguenay au Canada pendant l'année de 1996 ont déclenché plusieurs mouvements de terrain.

Alors toute augmentation de la pression interstitielle tout le long de la surface de glissement, diminue la contrainte normale effective et par suite la résistance par frottement (de cisaillement).

Les précipitations et fonte des neiges font naître trois processus :

- Humidification du sol et infiltration ;
- Ruissellement de surface ;

- Evapotranspiration.

II.3.1.2 Humidification du sol et infiltration :

L'eau qui tombe à la surface du sol commence par humidifier la fraction supérieure du sol. Si la pluie se poursuit suffisamment et longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante et entraîne une infiltration, c'est à dire une arrivée d'eau à la nappe (réalimentation des nappes). Ces phénomènes peuvent jouer un rôle mécanique dans l'équilibre de la pente, et ceci à différents niveaux :

- **Augmentation du degré de saturation :** Ceci va avoir deux conséquences mécaniques :
 - Le poids volumique de sol situé au-dessus de la nappe augmente ;
 - Les forces de capillarité, qui se développent à l'interface entre la phase air et la phase eau, vont diminuer avec la raréfaction de la phase air. Il va alors y avoir diminution de la succion qui joue un rôle cohésif sur le sol.
- **Forces de volume dues à l'eau :** C'est un paramètre important, il est nécessaire de pouvoir les diminuer (les forces) par des réseaux de drainage performants pour améliorer la stabilité.
- **Elévation brutale du niveau de la nappe ou du niveau d'eau dans un réseau fissuré :** Lorsque le front d'infiltration atteint le niveau de la nappe, celle-ci va supporter une surpression qui peut être importante (quelques Kpa) et qui peut apparaître brutalement. En même temps que la hauteur de la nappe augmente, le coefficient de sécurité de la pente chute.
Dans un massif rocheux fissuré il peut arriver qu'une venue d'eau apparaisse brutalement, entraînant une augmentation des pressions d'eau et par conséquent une baisse du coefficient de sécurité.
- **Ecoulements souterrains :** Ils ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes, et qui sont :
 - La pression de courant : Elle correspond aux frottements visqueux liés à l'écoulement qui sont transmis aux grains solides (force d'entraînements). L'écoulement freiné par le milieu poreux transmet à ce dernier des efforts mécaniques (principe de l'action et de la réaction). L'eau exerce donc une poussée sur le matériau qu'elle traverse et mis en question la stabilité de la pente.

- Colmatage des terrains : Il résulte du dépôt des particules qui se trouvaient en suspension dans le liquide filtrant (l'eau), dans les interstices du milieu. Ce phénomène peut changer les conditions aux limites hydrauliques, et notamment la pression interstitielle, en diminuant la perméabilité des terrains à l'aval des versants. Il est fréquent à l'origine des ruptures survenant en pied des pentes.
- Erosion souterraine : C'est le transport des particules du matériau dans les terrains, traduit par une augmentation des débits qui vont causer le phénomène du renard (érosion régressive), ce dernier diminue la résistance mécanique des terrains.
- **Un ramollissement des sols d'origine chimique** : Lorsque l'eau infiltrée est agressive ou usée, elle peut par une action électrolytique (échange d'ions) modifier la structure de certaines argiles par floculation ou défloculation du milieu colloïdal, ce dernier phénomène correspond à un ramollissement.

II.3.1.3. Ruissellements de surface :

Lorsque l'intensité de la pluie est forte, la pellicule d'eau en surface peut circuler sur la tranche supérieure du sol saturé (sur une faible épaisseur). Ils induisent, essentiellement, des phénomènes d'érosion externe (superficielle) qui ont pour effet de modifier la géométrie des versants et donc leurs conditions de stabilité (sapement des berges fluviales ou des falaises côtières, ravinement des versants).

II.3.1.4. Evapotranspiration :

Ce terme regroupe généralement évaporation et transpiration. Pendant et après un épisode pluvieux, une partie non négligeable de l'eau arrivée au sol est immédiatement évaporée. Le phénomène de la transpiration joue dans le même sens que l'évaporation, les racines des plantes sont capables de reprendre de l'eau du sol. Cela provoque le phénomène de retrait, donc la formation des fissures.

II.3.1.5. Phénomène du retrait-gonflement :

Pour bien comprendre l'impact du phénomène sur le glissement de terrain , Un échantillon d'argile est successivement desséché puis humidifié plusieurs fois de suite. Posé sur une surface horizontale, il conserve sa position. Mais sur une surface inclinée, il progresse doucement vers le bas, donc le retrait/gonflement de l'argile favorisent l'action de la pesanteur (reptation des talus).

Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent leur maximum de retrait et se fissurent très profondément (diminution de la résistance mécanique). Après, lorsque

les pluies surviennent, toutes les fissures se remplissent d'eau en causant le gonflement de l'argile, où la résistance au cisaillement diminue d'avantage et une coulée boueuse peut s'amorcer. [25]

II.3.1.6. Vidange rapide :

L'expérience a montré qu'un versant baigné par un plan d'eau est fréquemment touché par des mouvements de pente lors de l'abaissement brutal de ce plan d'eau.

On peut citer comme exemples, le glissement se produisant lors du drainage du lac Steep Rock en Canada et le mouvement de pente pendant la vidange du réservoir look Out Point en Oregon, Canada

Cette instabilité provient de la pression de courant des eaux interstitielles du massif qui, en s'écoulant, charge le haut du massif.

Ce type de mouvement provient particulièrement dans les digues, les barrages en terre, et le pied des versants des lacs artificiels.

II.3.1.7. Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal) :

Le remplissage du réservoir peut déclencher aussi de grands mouvements de masse, comme c'était le cas à Vajont en Italie, le cas du réservoir à Gepatsch en Autriche, et le cas du remplissage du lac FRANKLIN ROOSVELT à Washington au Etats Unis où plus de 500 glissements se sont produits.

La fuite des réservoirs et des barrages peut causer une rupture par une érosion interne régressive ou par une canalisation. Comme se développe, l'écoulement de l'eau augmente et le toit de la conduite ainsi créée peut s'affaisser et causer un glissement.

II.3.1.8. Déboisement – déforestation :

Le déboisement d'un versant est une action favorable pour les mouvements de pente, parce qu'il désorganise le terrain en profondeur et favorise la pénétration des eaux dans la masse.

II.3.2. Facteurs dynamiques :

II.3.2.1. Tremblement de terre et vibrations :

Les vibrations d'autres origines (machines vibrantes, engins de terrassement, battage de pieux, etc.) ont les mêmes conséquences qu'un séisme.

On peut évoquer le glissement de la province de Kansu en Chine de 1920, déclenché par un séisme. Le glissement de Surte en Suède de 1950 qui s'est produit sur

une argile sensible molle, il a été provoqué par les vibrations du battage des pieux . Le glissement se produisant à Turtle Mountain à Alberta au Canada,

II.3.2.2. Mouvements tectoniques :

Les mouvements tectoniques dans la croûte terrestre peuvent causer une augmentation de l'angle de la pente et depuis contribuer aux mouvements de pente.

II.3.3. Facteurs mécaniques :

II.3.3. 1. Terrassements :

Cette action mécanique a des répercussions défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas bien faite.

On sait que la pente des versants représente un paramètre qui conditionne sa stabilité et qu'il existe une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaisse. Parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement.

Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité.

II.3.3.2. Surcharges sur un versant :

Cette surcharge peut être un remblai, un immeuble, un mur de soutènement, une décharge, etc. qui se trouve en tête ou à mi-pente d'un versant. L'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui est favorable à l'apparition d'une rupture rationnelle.


CONCLUSION:

Beaucoup de difficultés surviennent quand il s'agit de classer les mouvements de pente. Certains s'interrogent même sur la légitimité d'une telle entreprise, à cause de la diversité des facteurs d'instabilité et des paramètres à prendre en compte, malgré qu'elle réduise la complexité de ces événements. Ceci est bien représenté par le fait qu'il y a d'autres phénomènes, comme le ravinement (qui est considéré comme une instabilité dans notre cas d'étude) ou l'érosion, qui ne sont pas décrit ci-dessus à cause de la divergence du point de vue des auteurs de ces classifications. Aussi, dans une perspective de gestion du risque, faire la différence entre les familles de mouvements de pente est primordiale. Ainsi, il faut noter l'importance de la cinématique du développement de la rupture et du déplacement des masses rompues, où l'eau joue très souvent un rôle majeur.



Chapitre III

Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes



III.1. Introduction :

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces stabilisatrices sont suffisamment supérieures aux forces qui tendent à provoquer un glissement. L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture (S), on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe.

III.2. Méthode de calcul de stabilité :

III.2.1 Notion sur le coefficient de sécurité :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

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

$$1. F = \frac{\text{Effort résistance}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

$$2. F = \frac{\text{Moment résistance}}{\text{Moment moteur}}$$

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

$$3. F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}}$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$). La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure 01) est

atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\text{tg}\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

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

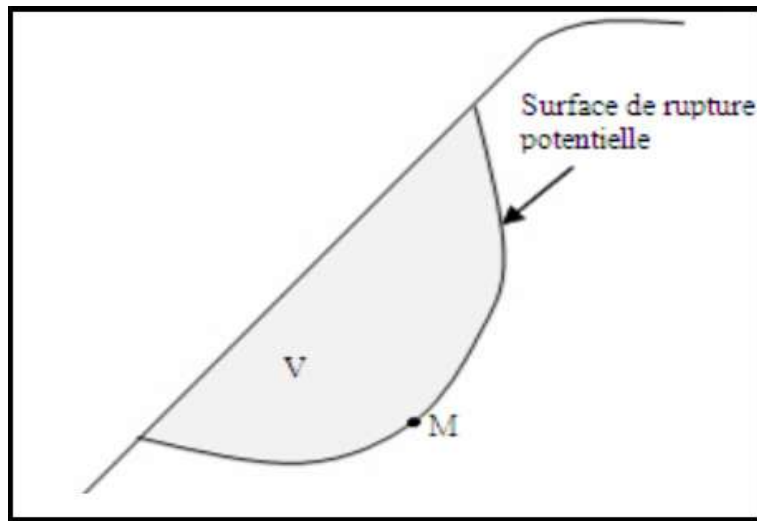


Figure III.1 : Surface de rupture potentielle.

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F_S = 1$ les caractéristiques correspondantes.
- Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

III.2.2. Hypothèses de calcul :

Il existe, en principe, deux possibilités pour calculer la stabilité d'une pente. La première est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, donc le sol a un comportement rigide-plastique et donc qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture ; ce sont les méthodes de calcul à la rupture, les seules encore employées pratiquement à ce jour. La seconde possibilité est d'appliquer la méthode des

éléments finis en choisissant une loi de comportement réaliste en réduisant, par exemple, les caractéristiques de sol jusqu'à la rupture.

III.2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le coefficient de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donnent les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure

Tableau III.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état d'un ouvrage glissements de terrain, Calcul de stabilité.

FS	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des coefficients de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que FS = 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop). [27]

III.2.4. Calcul de coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle q . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée

de cisaillement τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 . Contrainte normale au plan de rupture :

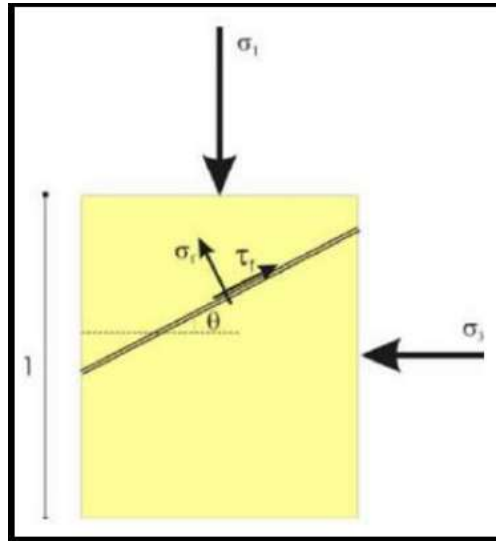


Figure III.2 : Contrainte normale au plan de rupture

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad \text{(III.1)}$$

On définit le coefficient de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation (σ_1, σ_3) et en fonction du critère de rupture (c, φ).

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire :

$$F_s = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad \text{(III.2)}$$

En remplaçant les équations (III.1) et (III.2) dans l'équation (III.3), on trouve :

$$F_s = \frac{c + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta} \quad \text{(III.3)}$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi/2$ par rapport à la direction principale σ_3 . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de θ par $45 + \varphi/2$ dans la relation (4), nous trouvons :

$$F_s = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{\left[\frac{c}{\tan \varphi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin \varphi \right] \tan \varphi}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos \varphi} \quad \text{(III.4)}$$

III.2.5. Calcul à la rupture :

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes les plus connues sont données dans le tableau ci-après. Ce tableau montre les points de différence entre les méthodes de calcul vis-à-vis des hypothèses adoptées. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces inter-tranches. [29]

III.2.5.1. Analyse de la rupture plane dans une pente infinie :

On dit une rupture plane quand la surface de rupture potentielle est parallèle à la surface de la pente, et quand la hauteur est petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie. La pente est inclinée à l'horizontale d'un angle β , et de hauteur h , le niveau d'eau est situé à hw et considéré comme parallèle à la pente (Figure 03).

La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre [30]. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, On peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = \frac{T_{max}}{T}$

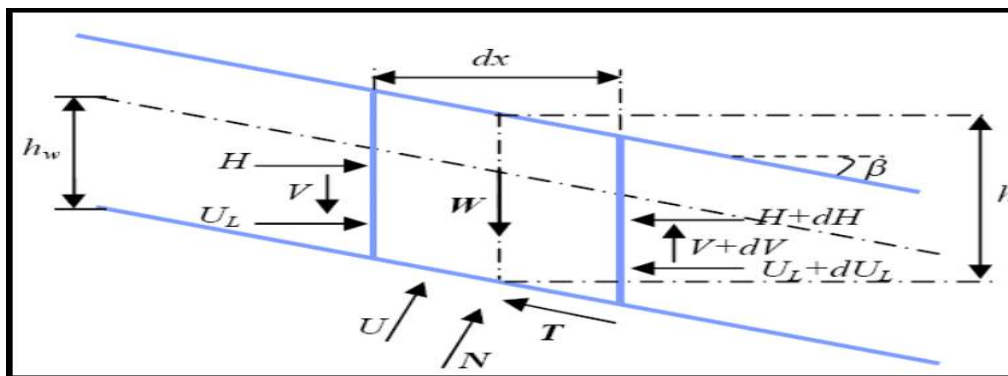


Figure III.3 : Rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = C' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \tan \varphi' \quad (\text{III.5})$$

On obtient l'expression suivante pour le cas générale

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{C'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \tan \beta} \tan \varphi' \quad (\text{III.6})$$

III.2.5.2. Méthode des tranches :

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère :

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

III.2.5.2.1. Equation générale du problème :

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane. On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser (Figure 04).

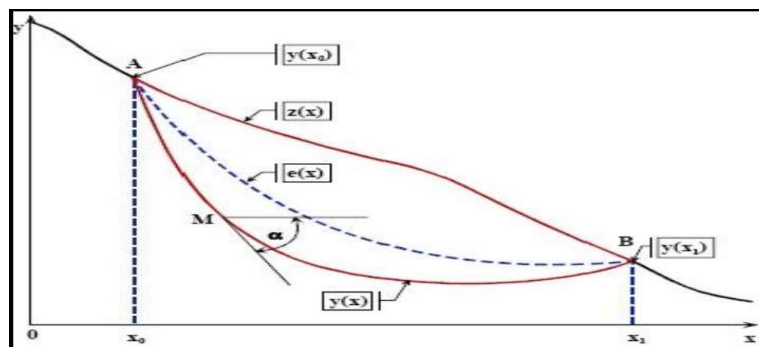


Figure III.4 : Définition de la surface de glissement

Avec :

$Z(x)$: l'équation de la ligne de talus.

Chapitre III Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes

$Y(x)$: l'équation de la ligne de rupture étudiée.

$\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$: Tangente à la ligne de rupture.

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (Figure 05).

On désigne : $e(x)$, ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale, $V(x)$ et $H(x)$, les composantes verticales et horizontale de la force interne.

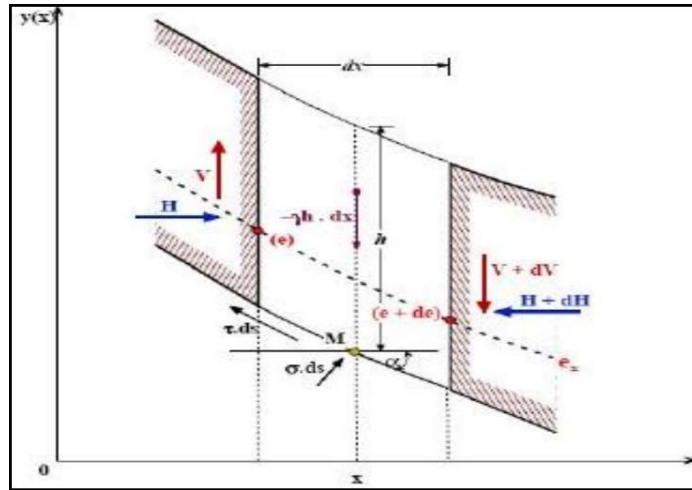


Figure III.5 : Equilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau...)
- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche $\gamma h \cdot dx$
- Forces inter tranches horizontales H et $(H + dH)$
- Forces inter tranches verticales V et $(V + dV)$ Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe $e(x)$.
- Contrainte normale totale σ , pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds .

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire.

Chapitre III Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes

En projetant les forces élémentaires normales $\sigma.ds$ et tangentielles $\tau.ds$ à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

$$\text{Projection des forces élémentaires sur Ox : } -dH + (\sigma .ds) \sin\alpha + (\tau .ds) \cos\alpha=0 \quad \text{(III.7)}$$

$$\text{Projection des forces élémentaires sur Oy : } -dV-(\gamma h dx) +(\sigma .ds) \cos \alpha - (\tau.ds) \sin \alpha = 0 \quad \text{(III.8)}$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de : $\gamma.h.dx$, $\sigma .ds$ et $\tau.ds$ (moment de la tranche par rapport à M)

$$-Vdx + Hde + dH(e-y) = 0 \quad \text{(III.09)}$$

$$\text{Avec } ds = \frac{d_e}{\cos\alpha}$$

$$\sigma = (\gamma h. \cos^2 \alpha) + (\tan \alpha. \frac{dH}{dx} + \frac{dv}{dx}) \cos^2 \alpha \quad \text{(III.10)}$$

$$\tau = -(\gamma h. \cos \alpha. \sin \alpha) + (\frac{dH}{dx} - \frac{dv}{dx} \tan \alpha) \cos^2 \alpha \quad \text{(III.11)}$$

$$\int_0^{x_1} [\sigma(x + [y \tan \alpha] + \tau(y - [x \tan \alpha])) dx = \int_0^{x_1} (x\gamma h) dx \quad \text{(III.12)}$$

On a donc cinq fonctions inconnues : $H(x)$, $V(x)$, $\sigma(x)$, $\tau(x)$, $e(x)$ et le coefficient de Sécurité F.

On dispose des quatre équations (III.7), (III.8), (III.09) et (III.12) et de la loi de Mohr-Coulomb. Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience. L'hypothèse complémentaire peut porte soit :

- Sur une répartition des forces internes .
- Sur la position de la ligne d'action .
- Sur l'orientation des efforts inter tranches ..
- Sur la répartition de la contrainte normale généralement appelée méthode des perturbations.

On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement

III.2.5.2.2. Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (Figure 06)

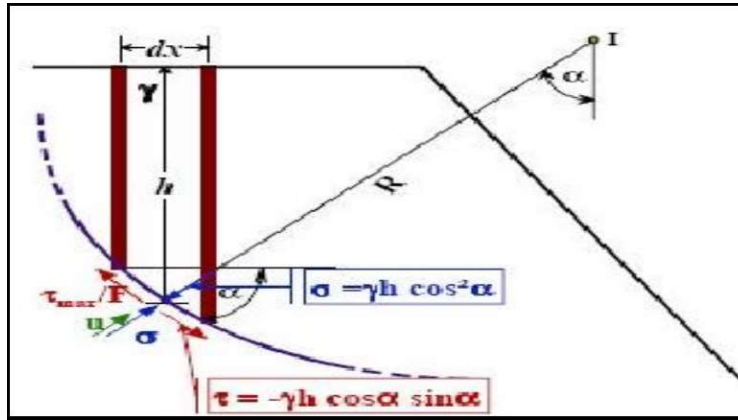


Figure III.6 : Equilibre d'une tranche de sol

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i , on obtient :

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{III.13})$$

$$\tau = -\gamma \cdot h \cdot \cos \alpha \sin \alpha \quad (\text{III.14})$$

Conformes aux équations (III.10) et (III.11) Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface Conformes aux équations (III.10) et (III.11) Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (\text{III.15})$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \tan \varphi' + c' \quad (\text{III.16})$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma h \cdot \cos^2 \alpha) - u] \tan \varphi' + c'}{F} = -\gamma h \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (\text{III.17})$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan. Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_1^n \frac{[(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) \tan \varphi'_i + c'_i] ds_i}{F} R = \sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \sin \alpha_i) ds_i] R \quad (\text{III.18})$$

$$F = \frac{\sum_1^n [(\gamma_i h_i \cdot \cos^2 \alpha_i) - u_i] \tan \varphi'_i + c'_i ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i h_i \cdot \cos \alpha_i \sin \alpha_i] ds_i} \quad (\text{III.19})$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$W_i = \gamma_i h_i dx_i \quad (\text{III.20})$$

Avec : $dx_i = ds_i \cos \alpha_i$

D'où $W_i = \gamma_i h_i ds_i$ et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n \left[w_i \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right] \tan \varphi'_i + \frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.21})$$

III.2.5.2.3. Méthode de BISHOP simplifiée :

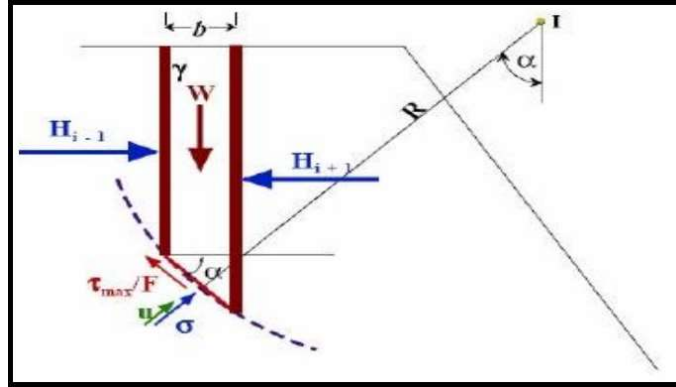


Figure III.7 : Equilibre d'une tranche de sol [31]

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est Circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il ya seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq$

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec :

$$T = \frac{(\sigma - u) \tan \varphi'}{F} + \frac{c'}{F} \quad (\text{III.22})$$

$$W = [(\sigma' + u) b] + \sigma' b \tan \alpha \left(\frac{\tan \varphi'}{F} \right) + \left(\frac{c''}{F} b \tan \alpha \right) \quad (\text{III.23})$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F} \sum_1^n [(\sigma'_i \tan \varphi'_i) + c''] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i F} = \sum_1^n w_i \sin \alpha_i \cdot R \quad (\text{III.24})$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F = \frac{\sum_1^n \left(\frac{((w_i - u_i b_i) \tan \varphi') + c'_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi'_i}{F}} \right)}{\sum_1^n w_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.25})$$

La valeur initiale du coefficient F_0 est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius On opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée. [29]

III.2.5.2.4. Méthode de SPENCER :

Celle-ci considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \tan \theta_i = \lambda \quad (\text{III.26})$$

λ : est un paramètre à déterminer ; l'angle θ , doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale La figure (09) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

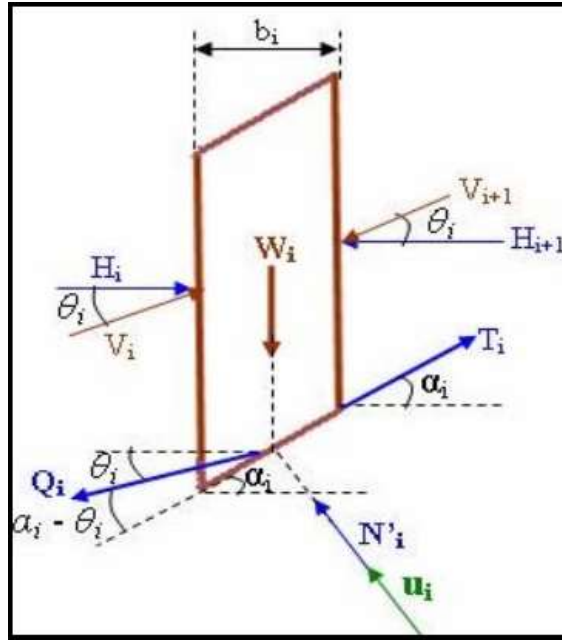


Figure III.8: Equilibre d'une tranche de sol [29]

Q_i représente la résultante des efforts inter tranches. Elle fait un angle égal à $(\alpha - \theta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \cdot \frac{\tan \alpha_i}{F} \quad (\text{III.27})$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - \theta_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{III.28})$$

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N'_i + U + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{III.29})$$

Remplaçant T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C'_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \frac{\tan \varphi'_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{III.30})$$

Soit :

$$C'_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \tan \varphi'_i - F Q_i \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i) - F w_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N'_i + U + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - w_i = 0$$

$$Q = \frac{\frac{c'_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{\tan \varphi'_i}{F} (w_i \cos \alpha_i - u) - w_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left(1 + \frac{\tan \varphi'_i}{F} \tan(\alpha_i - \theta_i)\right)} \quad (\text{III.31})$$

En éliminant N_i entre ces deux expressions on peut calculer Q . Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts inter tranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\sum Q_I \cos \theta_I = 0 \quad \sum Q_I \sin \theta_I = 0 \quad (\text{III.32})$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces inter tranches par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$$\sum Q_I R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (\text{III.33})$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc $R =$ une Constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_I \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (\text{III.34})$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (III.32 et III.34) Spencer considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire $\theta = \text{Cte}$ l'équation (III.29) se réduit à :

$$\sum Q_I = 0$$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale Largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
- 2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la Fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient Qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{mo} .
- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. L'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (III.32) pour calculer Q . Ensuite, partant De la première tranche à la dernière, on calcule les efforts inter tranches eux – mêmes.

5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on Trouve les points d'application des efforts inter tranches, qui seront alors reportés sur la section du talus. [28]

III.2.5.2.5. Méthode de JANBU :

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Janbu propose de Considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force D'équilibre de toute la masse glissée.

Janbu suppose la ligne d'action des forces inter tranches située au tiers de la hauteur des tranches.

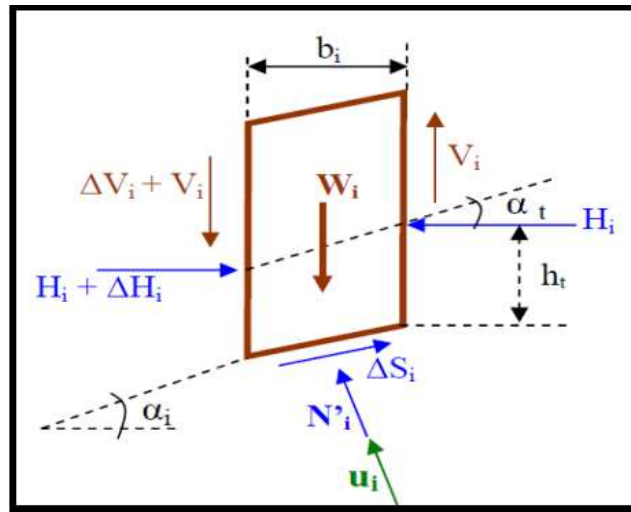


Figure III.9 : Equilibre d'une tranche de sol

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta v_i) \tan \alpha_i} \quad (\text{III.35})$$

$$S_i = \frac{C'_i + \left(\frac{w_i + \Delta v_i}{b_i} \right) \tan \varphi'_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'_i}{F}} \quad (\text{III.36})$$

Les forces inter tranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les conditions d'équilibre :

$$\begin{cases} H_i - H_{i+1} = (w_i + \Delta v) \tan \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \\ V_i = -H_i \tan \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{cases} \quad (\text{III.37})$$

Dans les quelles :

ΔH_i : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives

ΔHV_i : est la différence des forces parallèles aux côtés de deux tranches successives

α_t, h_t : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée (figure 09)

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle d'un Seul.

L'utilisation des équations (III.33), tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches.

La méthode de Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche. [30]

III..2.6. Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture :

En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price). La sensibilité du facteur de sécurité aux hypothèses faites sur les forces inter tranches et pour lesquelles les conditions d'équilibre sont satisfaites, a été examinée. Les facteurs de sécurité dont l'un est lié à l'équilibre des forces horizontales F_m et l'autre aux moments d'équilibre F_f ont été déterminés en utilisant une fonction des forces inter-tranches $f(x)$ constante et sont reportés en fonction du facteur d'échelle λ sur le graphique ci-après. Le facteur d'échelle se définit par la relation :

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

X : composante verticale de la réaction inter-tranche ;

E : composante horizontale de la réaction inter-tranche ;

$f(x)$: fonction définissant la forme de la ligne d'action dans la zone de rupture potentielle, x étant la coordonnée horizontale.

λ : paramètre détermine la position de la ligne d'action des forces inter tranches.

Deux cas ont été étudiés : une surface circulaire et une surface non circulaire. Cette figure montre que le facteur de sécurité du moment F_m déterminé à partir des moments d'équilibre est relativement insensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches.

Dans ces cas là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec λ choisi pour

satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4%. A l'inverse, le facteur de sécurité de la force F_f déterminé en satisfaisant l'équilibre des forces est très sensible à λ). Par conséquent les méthodes ne satisfaisant que l'équilibre des forces sont moins précises que la méthode de Bishop qui satisfait les moments d'équilibre. Fredlund et Krahn ont aussi démontré que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

De cette étude comparative des méthodes d'analyse, on en déduit les points suivants :

- Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de Janbu rigoureuse, Spencer, Morgenstern et Price donnent des résultats précis.
- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.
- Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit se faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter tranches.
- Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent (méthode ordinaire de tranches) être très imprécises.
- Le facteur de sécurité F_f , déterminé à partir de l'équilibre des forces est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter tranches que le facteur de sécurité F_m déterminé par les moments d'équilibre. Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait (celle de Bishop par exemple).
- Toutes les méthodes sont imprécises dans le cas où un remblai est sur une fondation fortement compressible, car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration. [32]

III.3. Les méthodes numériques :

La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante et elle intervient aujourd'hui dans tous les domaines sans exception.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats.

D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes, il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

En géotechnique, l'objectif de la modélisation est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe.

Les méthodes numériques ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions « déplacement ».

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée doit être fait en fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.).

En mécanique des sols, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer les réponses d'un milieu à des sollicitations. L'évaluation d'un facteur risque peut être traitée par des méthodes à l'équilibre limite, qui nécessitent une faible puissance de calcul. Les calculs en déformations, par contre, requièrent en général l'utilisation de méthodes du type éléments finis ou éléments discrets qui sont très gourmandes en ressources informatiques. [33]

III.3.2.1. Utilisation d'abaques :

Les calculs sont longs et fastidieux à effectuer. Actuellement les calculs sont souvent réalisés sur ordinateur à l'aide de logiciels. Pour dégrossir un problème, les abaques sont toujours utiles. Le massif est supposé à géométrie simple, homogène, rupture circulaire et en absence de nappe. Nous citons à titre d'exemple l'abaque de Taylor-Biares ; l'abaque de Taylor simplifié et modifié (méthode globale). [02]

III.3.2.2. La méthode basée sur les éléments finis :

La méthode des éléments finis 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.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate 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 pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal ... [34]

III.3.3. Méthodes d'équilibre limite :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'ils 'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

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

- Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la "méthode globale"(par exemple méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ...).
- Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (par exemple méthode de FELLENIUS ; BISHOP...).

Nous citons certaines méthodes d'Equilibre Limite : [29]

III.3.3.1. Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches :

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. [33]

III.3.3.2. Méthode de Bishop:

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 inter-tranches horizontales.

III.3.3.3. Méthode de Janbu:

Méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

III.3.3.4. Méthode de Morgenstern et Price:

Aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches.

III.3.3.5. La 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.

Les auteurs proposent une loi de répartition de type $\sigma = \gamma h \cdot \cos 2\alpha \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan \alpha)$ qui est plus satisfaisante que celle de FELLENIUS $\sigma = \gamma h \cdot \cos 2\alpha$

Remarques sur la méthode des perturbations :

Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire. Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé Géo studio on utilise le sous-programme SLOPE/W qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les conditions du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime.

III.3.3.5.1. Logiciel SLOPE/W :

SLOPE/W, développé par GEO-SLOPE International Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite discutés dans les sections précédentes, et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenu de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule les surfaces de cisaillement circulaire est automatiquement recherchées.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer le coefficient de sécurité on utilisant la méthode Ordinaire, Bishop, Janbu généralisée, Spencer, Morgenstern –Price, Sarma, Lowe Karafiath, et d'autres.

CONCLUSION :

Pour un calcul de coefficient de sécurité par la méthode d'équilibre limite en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; cette méthode par demeure reste applicable, autant donné qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux comprendre le problème sur plusieurs aspects dont la reconnaissance géotechnique et le pilier principale de l'étude.

Dans la pratique géotechnique, il ya plusieurs sources d'incertitudes dans l'analyse de la stabilité des pentes, par exemple, incertitudes spatiales (topographie et stratigraphie d'emplacement, etc...).


L'analyse déterministe de la stabilité des pentes par le calcul du coefficient de sécurité, n'est pas une bonne manière pour considérer la variabilité des paramètres de résistance du sol.

Toutefois, notre étude au chapitre suivant est basée sur des simulations pour le calcul de la stabilité des déférents talus dans la région de Souk-Ahras avec le logiciel de GEO-SLOPE SLOPE/W ; pour pouvoir visualisé les cercles de glissement ainsi les coefficients de sécurités.



Chapitre IV

Présentation et reconnaissances de la région d'études



IV.1. Introduction :

La wilaya de Souk-Ahras se situe à l'extrême nord-est de l'Algérie, limitée au nord et à l'ouest par les wilayas d'El Tarf et Guelma, au sud-ouest par la wilaya d'Oum el Bouaghi, au sud-est par la wilaya de Tébessa et à l'est par la Tunisie (Figure 01). 640 kilomètres de la capitale.

Sur le plan administratif, la wilaya de Souk-Ahras est composée de 10 daïras et 26 communes elle compte 441 468 habitants sur une superficie de 4360 km². La densité de population de la wilaya de Souk Ahras est donc de 101 habitants par km².

Souk-Ahras est distante de 97 km de l'aéroport international et du port de Annaba, elle est également à 40km de la frontière tunisienne par le poste frontalier d'El-Hadada.

D'après la carte de situation géographique de la wilaya de Souk-Ahras elle est limitée :

En longitude entre $x_1 = 7,282368999^\circ$ $x_2 = 8,410148004^\circ$

En altitude entre $y_1 = 35,80545000^\circ$, $y_2 = 36,46985200^\circ$ [35]

Présente un relief accidenté avec une altitude moyenne de 1000 m au nord et 650 m au sud.

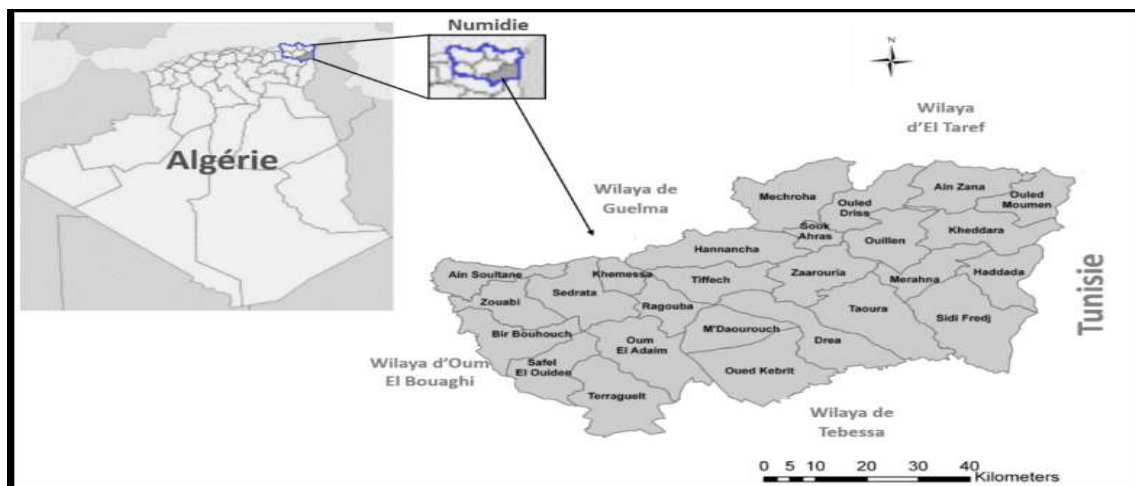


Figure IV.1 : Localisation des différentes communes de la wilaya de Souk-Ahras [36]



Figure IV.2 : Localisation de la wilaya de Souk-Ahras (google earth) [37]

IV.1.1. Daïras et communes de la wilaya de Souk-Ahras :

Issue du découpage administratif de 1984, la Wilaya est composée de 26 communes regroupées en 10 daïras.

Tableau IV.1 : Les daïras et les communes la wilaya de Souk-Ahras [38]

N°	Daïra	Commune	Superficie (km ²)
01	SOUK-AHRAS	SOUK-AHRAS	46,38
02	SEDRATA	SEDRATA	355,00
		KHEM ISSA	35,00
		AIN-SOLTANE	42,00
03	M'DAOUROUCH	M'DAOU ROUCH	160,00
		TIFF ECH	148,00
		RAGOUBA	110,00
04	MERAHNA	MERAHNA	302,44
		OUI LLEN	161,00
		SIDI-FREDJ	200,00
05	HEDDADA	HEDDADA	180,00
		KHEDRA	146,00
		OULED-MOUM EN	200,87
06	OUM-LADHEIM	OUM-LADH EIM	139,33
		TERREGUELT	123,23
		OUED-KEBRIT	175,60
07	BIR-BOUHOUC	BIR-BOUHOUC	201,91
		ZOUABI	244,69
		SEF-EL-OUIDEN	190,00
08	MECHROHA	MECH ROH A	176,00
		HENNENCHA	223,00
09	TAOURA	TAOU RA	113,00
		DREA	226,00
		ZAAROURIA	211,40
10	OULED-DRISS	OULED DRISS	89,41
		AIN-ZANA	159,39

IV.2. Cadre géologique :

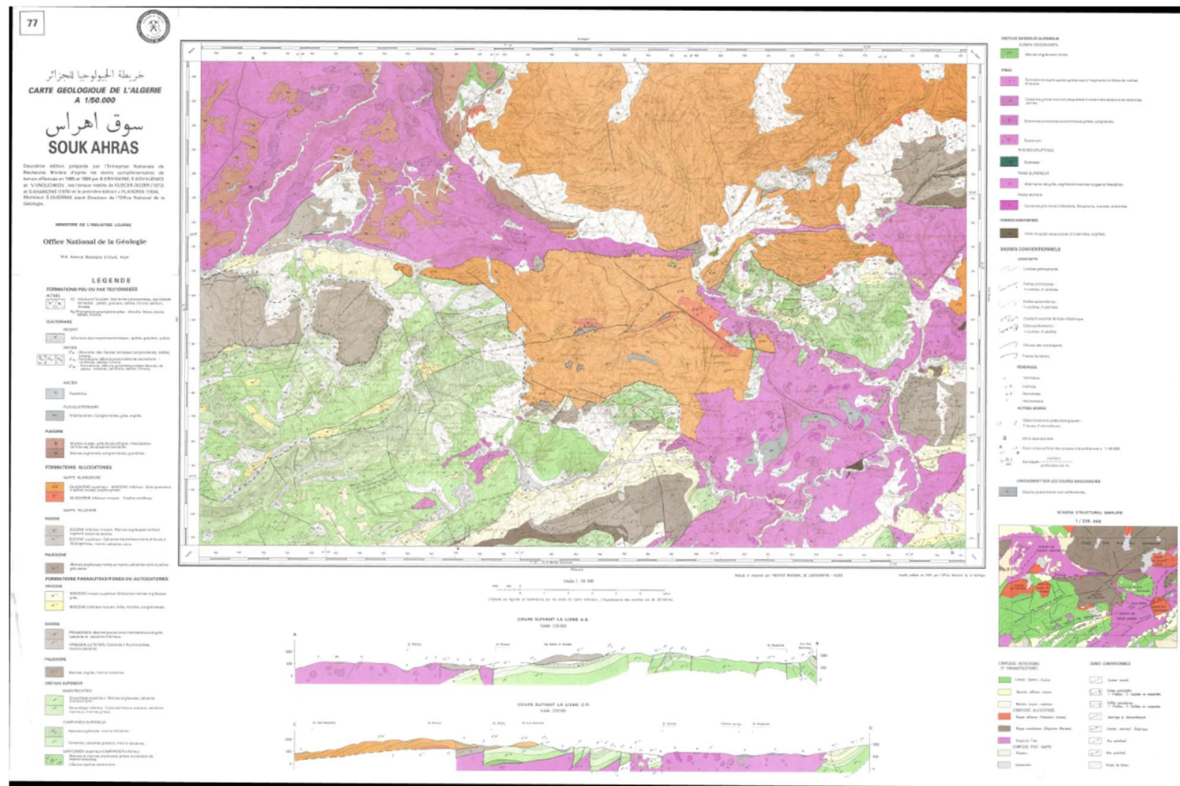


Figure IV.3 : Carte géologique Souk-Ahras [39]

La feuille de Souk Ahras comprend une région accidentée où la complexité des phénomènes géologiques (notamment le diphasisme triasique) a contribué à la formation d'une topographie confuse d'où les grandes lignes sont absentes. Il en résulte une certaine difficulté à dégager et définir des unités géographiques nettes.

On peut cependant y reconnaître les régions naturelles suivantes :

Au nord, le massif gréseux du Mahabouba qui s'étend depuis la région de Laverdure, à l'ouest jusqu'à la limite orientale de la carte. Ce massif culmine à 1.303 m. au Djebel El Madjène. Plus au sud, deux autres massifs gréseux de moindre importance, détachés du précédent par l'érosion, possèdent encore des sommets dépassant 1.200 m. ce sont au nord de Souk-Ahras, le massif de Djebel Bakhouch (1.207 m) et à l'W.N.W. de cette ville le massif plus étendu de Djebel Rezgoum, Djebel Kelaia (1.286 mètres).

Toute la partie N.W. de la feuille est occupée par le dôme triasique de Laverdure dont les dépôts chaotiques (calcaire, dolomitiques, gypse, cargneules, argiles bigarrés et psammites) constituent une région de faible relief où les oueds s'entaillent de profondes vallées (O.-Ranem).

Symétrique, dans la partie S.W. de la feuille, s'étend le dôme triasique de Souk-Ahras. Là encore les vallées encaissées, aux versants fréquemment gypseux (O.-Madjerda, O. Mengoub, O. El Hammem, O.-Djedra, O.-El Achrek), contribuent seules à accidenter le paysage.

Les grès numidiens et les dépôts triasiques qui constituent les régions que nous venons de citer recouvrent à eux seuls à peu près les 3/5 de la feuille de Souk-Ahras laminés par le mouvement ascensionnel des sédiments de Trias où masqués par ceux transgressifs du Numidien, les dépôts crétacés et éocènes de la région n'occupent plus que d'assez faibles surfaces isolées les unes des autres.

Dans la région S.-W, de la feuille cependant, où le Trias et le numidien sont absent, les dépôts sénoniens s'étalent très largement. Ils constituent, grâce aux plis imbriqués qui les ont accidentés lors des mouvements Pyrénées, une série de chainons parallèles formés par les calcaires à Incérâmes du sénonien supérieur. Ce sont, du Nord au Sud, les chainons du Kef Sed Bennour – Kef-El-Hammam, celui du Koudiat-el-Hadria – Koudiat Mhaït-el-Adjerat – Djebel. -Bou-Arous – Kef-el-Guerguit, celui du Djebel. -Tebaga – Kef-Senebsa et celui de Djebel. -Garboussa – Kef. -Djeffara – Kef-el-Taïr.

Au Nord de ce dernier, et surmontant en concordance les dépôts sénoniens, s'étalent les sédiments de l'Eocène inférieur qui constituent le massif calcaire du Djebel. -Salfat-el-Aoueid, du Djebel. -el-Koutz et du Koudiat Gulia.

Dans le prolongement des chainons sénoniens sur-cités, mais séparés d'eux par 15 km de dépôts numidiens, on retrouve, dans-le coin N.-E. de la feuille, le même type de structure s'appliquant ici aux dépôts marneux et calcaire de l'océane inférieur. [39]

IV.2.1. Aperçu structural et tectonique :

La région d'étude s'étale sur le territoire de la wilaya de Souk-Ahras. Elle constitue une zone charnière entre deux domaines structuraux distincts à savoir : l'Atlas Tellien au Nord et l'Atlas Saharien au Sud.

C'est une zone à structure généralement simple au Sud et complexe au Nord. Il s'agit donc, en zone de l'Atlas Saharien d'une structure plissée d'une orientation dominante Sud-ouest/Nordeste.

Cette structure dite Aurasienne est composée d'une série de plis synclinaux larges et d'anticlinaux plus étroits datant du Crétacé. Leur couverture est généralement mince, elle présente une épaisseur de quelques milliers de mètres au maximum.

Au Nord, vers le Tell et compte tenu des poussées tangentielles venues du Nord, les plis adoptent une orientation Ouest, Cette orientation dite Numidienne est très visible, surtout dans

la zone Nord-ouest. Cette compression latérale a réduit la taille de l'ensemble des plis en donnant des synclinaux couchés, dans la plupart de ces failles.

Il est donc, à remarquer un passage progressif de la structure Atlasique à la structure Tellienne sans différence fondamentale. La nuance réside dans les efforts tangentiels générateurs des décollements de la couverture se produisant à la base du système Numidien entre le Crétacé et le Tertiaire, qu'a connu la zone Tellienne. Aussi, la présence des fractures transversales responsables des bassins d'effondrement (Taïoura) afin que les plis Telliens aient subi une légère torsion vers le Nord du côté de la frontière Tunisienne.

Le Trias quant à lui réagit pour son propre compte, il est toujours responsable de certaines complications qui comme la zone, il se trouve en position stratigraphique anormale (Discordante). Sa grande plasticité lui permet de monter à travers les terrains sous-jacents. Il est remarqué dans les anticlinaux, dans les grandes fractures ou dans les massifs (le massif de Souk-Ahras).

La mise en place de cette structure s'est faite comme pour toute la chaîne montagneuse Nord orientale au cours de nombreuses phases orogéniques [39]

IV.2.2. La litho stratigraphie de la région :

D'après les cartes géologiques couvrant le territoire de la Wilaya de Souk-Ahras. Une carte lithologique au 1/50000 (Figure 04) a été dressée pour servir de base à l'établissement de la carte pédologique. Elle traduit la nature lithologique des grandes formations géologiques rencontrées et qui vont du Trias, étant la plus ancienne formation, au Quaternaire qui représente les terrains les plus récents de l'échelle stratigraphique résumée comme suit :

Tableau IV.2 : Représentation de l'échelle stratigraphique [42]

Age	Lithologie
Quaternaire	Alluvions, terrasses.
Mio-pliocène continental	Argiles rouge, sables, agglomérats.
Miocène supérieur	Argiles et argiles sableuses.
Miocène inférieur	Argiles sableuses, argiles et calcaires
Oligocène	Argiles rouge et argiles sableuses de
Éocène moyen	Marnes et nappes de calcaires.
Éocène inférieur	Marnes et nappes de calcaires.
Crétacé supérieur	Calcaire Sénonien et marnes.
Crétacé inférieur et moyen	Marnes et calcaire marneux Turoniens.
Trias	Marnes Gypses, calcaires et dolomie.

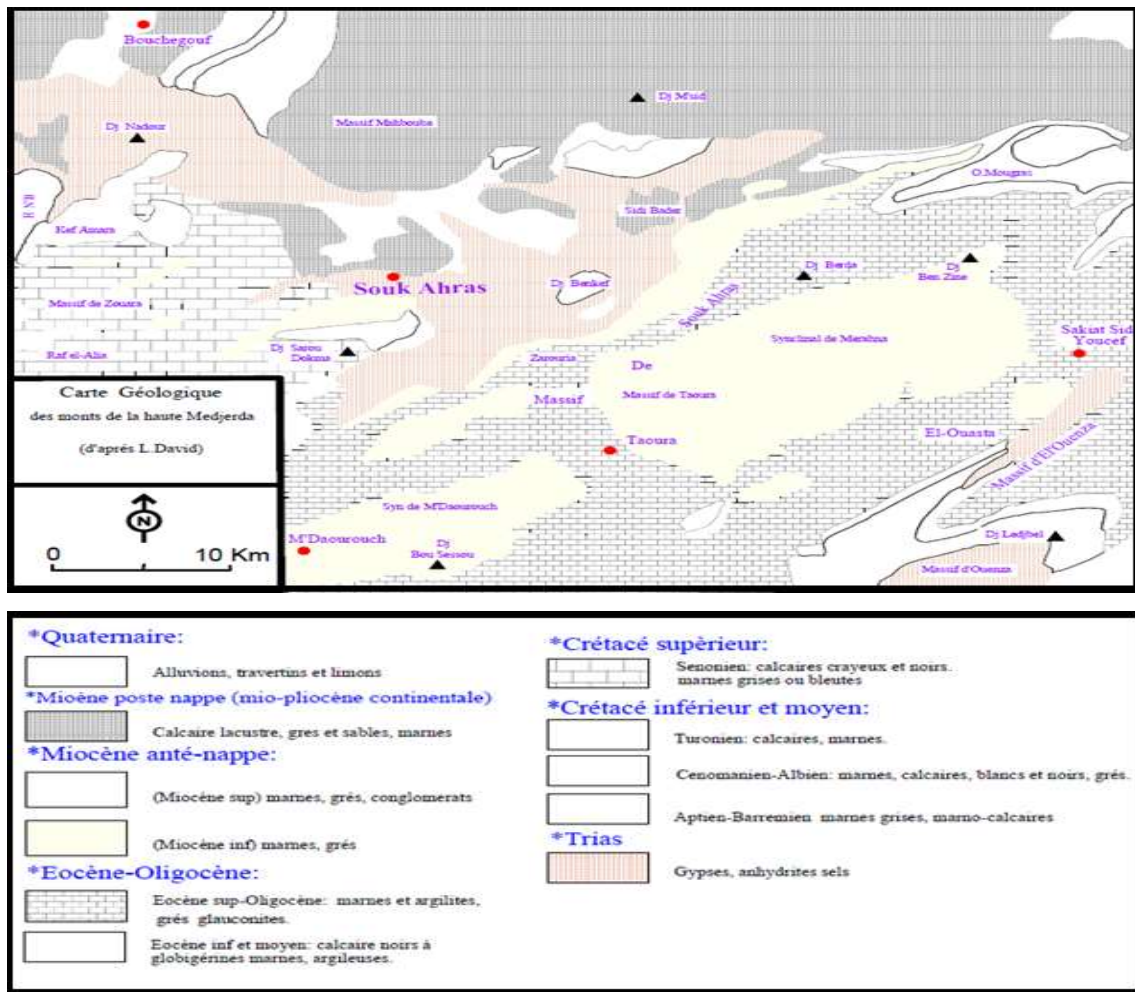


Figure IV.4 : Carte géologique de la zone de Souk-Ahras [40]

V.2.3. Paléogéographie de la région :

La région comporte deux domaines distincts :

Au Nord, le domaine externe de la chaîne des Maghrébines avec les nappes Numidienne et Tellienne et les Sellaouas comme substratum. Cette chaîne se situe au Nord de l'axe Sedrata -Tiffech - Souk-Ahras.

Au Sud se trouve le domaine Nord - Aurésien comportant quant à lui, la région de Bir Bouhouch celle de Oum El-Adeim, le Sud de Sedrata ainsi que le synclinal de Drea -Taoura -Merahna et le complexe Salifère.

Durant le Miocène inférieur, la tectonique compressive fut responsable de la mise en place des nappes Telliennes et de l'écaillage des Sellaoua.

La tectonique intensive, accompagnée d'une tectonique de réajustement de l'édifice (Tectonique d'effondrement), a débuté, quant à elle au Miocène moyen jusqu'à l'actuel [39]

IV.3. Le cadre hydro climatologique :

Les glissements de terrain dans la région de Souk-Ahras ont fait l'objet d'un grand nombre d'études et de publications, et d'une multiplicité d'approches dont le point commun est la compréhension des mécanismes engendrant le mouvement. Les relations entre pluviométrie et fluctuations du niveau de la nappe comprise dans les mouvements de terrain ou dans des substrats instables peuvent être aussi un sujet important pour des études détaillées. Les relations hydrogéologiques entre substrat et formations superficielles sont moins souvent abordées ou quasiment absentes, bien que l'importance du comportement hydrodynamique des aquifères sur la stabilité des versants déjà affectés par des mouvements de terrain peut faire l'objet d'une recherche scientifique. Une approche hydrologique peut conduire à s'interroger sur le rôle des eaux souterraines dans l'occurrence et la répartition des glissements de terrain, et à reconsidérer la question de la susceptibilité au glissement, en ajoutant aux paramètres structurels et conjoncturels habituellement pris en compte dans les modélisations.

Dans la région de Souk Ahras, les glissements de terrain anciens connaissent des réactivations superficielles, dont le fonctionnement, notamment en ce qui concerne la circulation de l'eau en leur gorge, est complexe et peu connu. Une approche hydrologique, basée sur l'identification des niveaux aquifères, la cartographie des sources et la spatialisation des ressources en eau à partir de campagnes de mesures sérielles, croisée à une cartographie géomorphologique permet de préciser les interactions entre aquifères et glissements de terrain s'avèrent indispensables et nous recommandons aux services concernés de prendre en compte ce genre d'étude et d'en réserver un budget spécial. Les premières observations montrent que la vidange aquifère s'effectue essentiellement dans l'oued Medjerda qui concentre, dans sa partie aval, les volumineux glissements de terrain hérités d'une période pluviale à surplus hydrologique marqué. Ainsi nous pouvons corréler les réactivations superficielles à la vidange aquifère plutôt qu'à l'infiltration directe des précipitations.

Les caractéristiques climatiques influencent les variations des réserves des eaux souterraines, de ce fait il est impératif de connaître leurs évolutions dans le temps et dans l'espace. Pour mieux comprendre le fonctionnement et les influences d'un système hydraulique de surface dans une région donnée, il est nécessaire d'établir un bilan hydrique.

L'évaluation de ce bilan exige la connaissance des paramètres suivants : les précipitations, l'infiltration, l'évaporation et les ruissellements, La carence en matière de données climatiques se fait sentir du fait que nous n'avons pu disposer que des valeurs de la station de Souk-Ahras pour une période qui va de 1986 à 2007. [07]

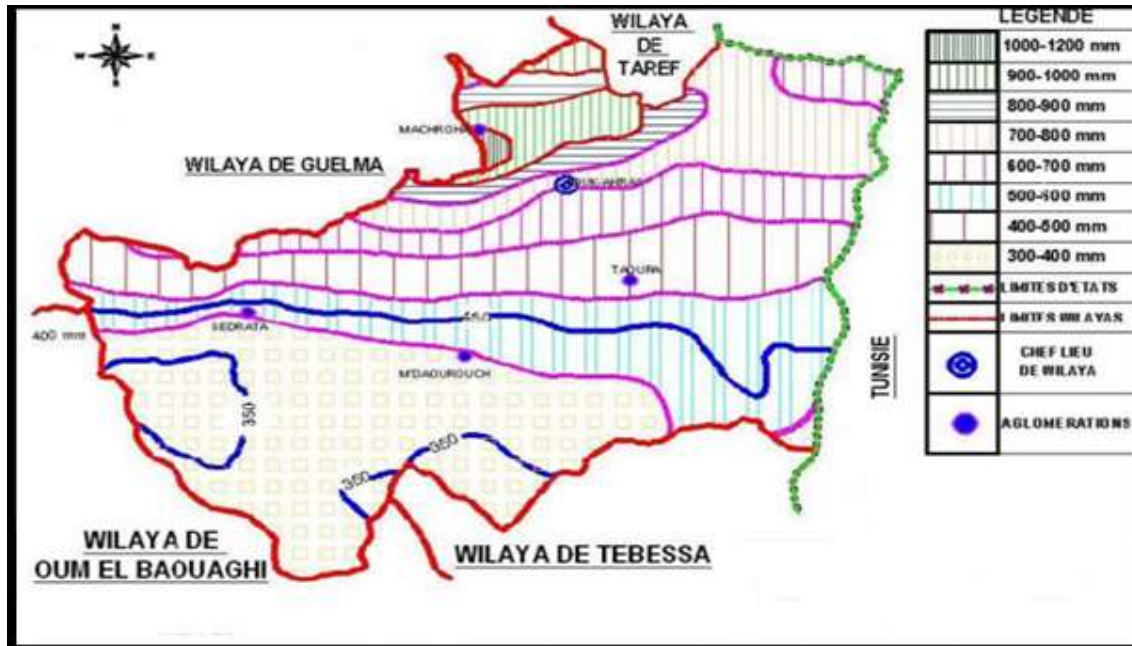


Figure IV.5 : Carte pluviométrique de Wilaya de Souk-Ahras (1986 à 2007) [41]

IV.3.1. L'analyse des facteurs climatiques :

Les facteurs climatiques jouent un rôle déterminant dans l'alimentation des nappes souterraines par le biais de l'infiltration ; cette dernière dépend directement du taux des précipitations tombées dans la région. [38]

IV.3.1.1. Les précipitations :

Les précipitations constituent le premier facteur important dans le cycle de l'eau, leur distribution dans le temps et dans l'espace conditionne la forme des écoulements et les apports aux nappes. (Le tableau 03), donne un aperçu sur la répartition des précipitations mensuelles au niveau de la station de Souk-Ahras le long de la période considérée. On remarque dans la Figure 06 que les mois les plus pluvieux sont Novembre, Décembre, Janvier, Février Mars, Avril et Mai.

Tableau IV.3: Précipitations moyennes mensuelles dans la station de Souk-Ahras (1986/2007) [38]

Moi	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P(mm)	35.05	38.8	64.29	97.35	99.82	75.6	61.15	66.99	57.7	23.3	8.5	28.05

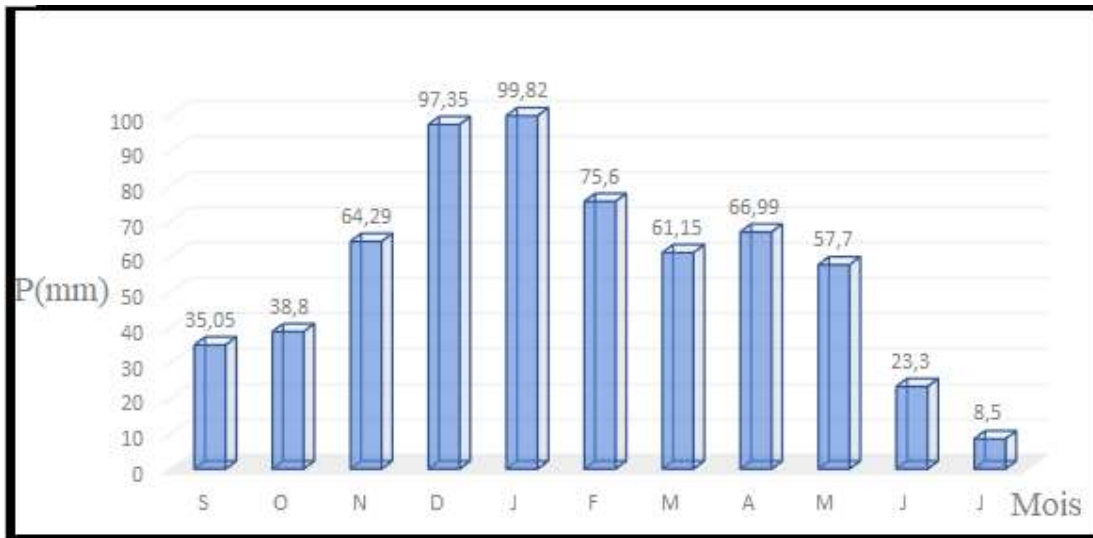


Figure IV.6 : Précipitations moyennes mensuelles dans la station de Souk-Ahras

IV.3.1.1. Variation interannuelle des précipitations :

L'analyse de la courbe des variations interannuelles des précipitations, sur une période de 21 ans (1986-2007), montre que l'année 2004 est l'année la plus arrosée avec 1162.4mm/an par contre l'année 1993 est la plus sèche avec 391.3 mm/an. Notons que les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 653.6 mm/an. Le tableau suivant (04), récapitule les années humides dépassant la moyenne, le reste des années sont considérées comme sèches.

Tableau IV.4 : Années humide dépassant la moyenne dans la station Souk-Ahras[39]

Années	1986	1987	1990	1992	1997	1998	2007
Humides	1999	2000	2001	2001	2003	2004	

IV.3.1.2. Répartition saisonnière des précipitations :

La subdivision des pluies de l'année pour chaque saison est faite suivant les saisons agricoles (automne : Septembre, Octobre, Novembre, l'hiver : Décembre, Janvier, Février, printemps : Mars, Avril, Mai, été : Juin, Juillet, Aout).

En observant (figure 07) , on note pour la période considérée que la saison hivernale est la plus pluvieuse, au total, il tombe 272.76 mm soit 41.62% des pluies annuelles. En printemps le total des précipitations est de l'ordre de 185.83 mm soit 28.36 %du total annuel.

La saison estivale et automnale sont les plus sèche, la pluviométrie enregistrée est la plus faible de l'ordre de 37.45% de la totalité des pluies. Selon ces normes la région d'étude est soumise à un climat, semi-aride caractérisé par deux saisons ; l'une humide marquée par une moyenne de pluviosité allant du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril et par une faible température. L'autre sèche de forte température atteignant leur maximum au mois de Juillet. [39]

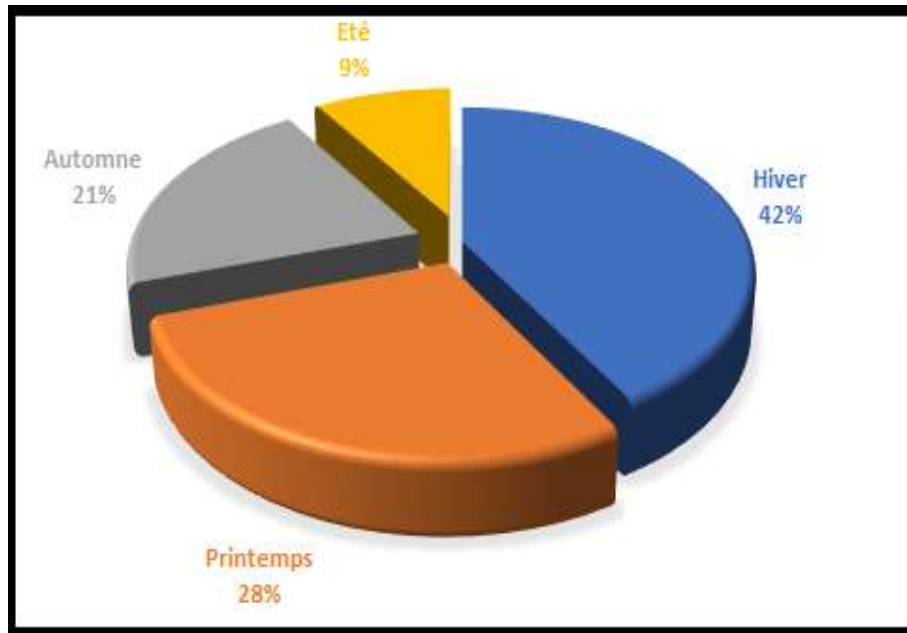


Figure IV.7 : Répartition saisonnière des précipitations (1986/2007)

IV.3.1.2. Les températures :

La température est le deuxième élément important dans l'étude du climat, elle joue un rôle important dans la détermination des paramètres climatiques particulièrement la détermination du bilan hydrologique. Pour réaliser notre travail, nous nous sommes basés sur les données recueillies à la station de Souk-Ahras (tableau 05).

La période considérée s'étale de 1986 à 2007. L'observation des températures enregistrées montre qu'à :

- L'échelle mensuelle les hivers sont très froids et humides, les étés sont chauds et secs avec des enregistrements de température minimale de 7.28 °C au mois de Janvier et maximale de 26.36 °C au mois d'Août. (Figure 08)

Tableau IV.5 : Températures Moyennes mensuelle dans la station de Souk-Ahras (1986/2007) [39]

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
Moy	22.3	18.1	12.6	8.9	7.28	8.1	10.5	12.7	17.5	21.8	25.6	26.36

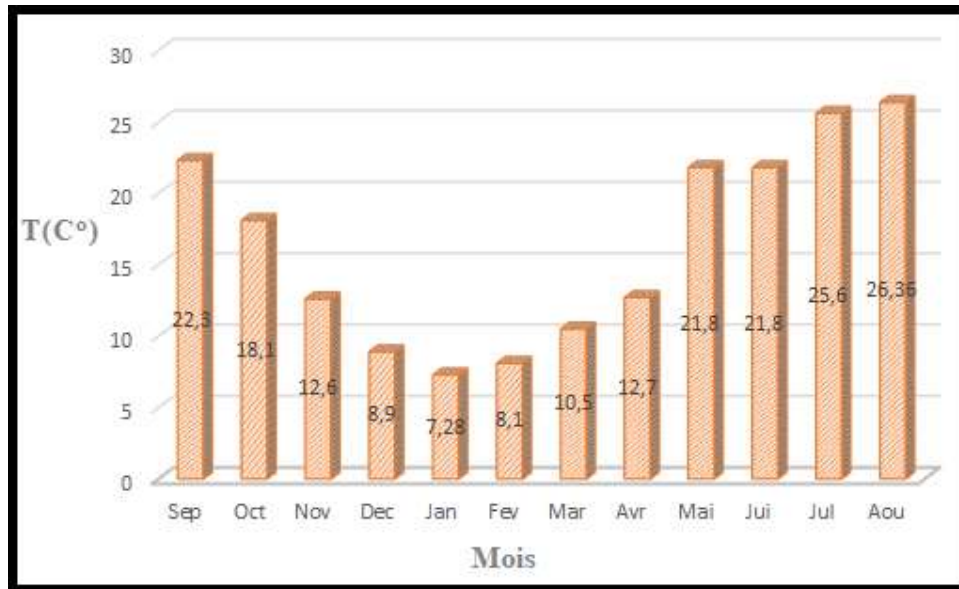


Figure IV.8 : Températures moyennes mensuelles à la station de Souk-Ahras (1986-2007)

- A l'échelle annuelle, une fluctuation thermique de faible amplitude donnant une certaine constance de l'allure générale. La moyenne annuelle est de 16.01°C. (Figure 09)

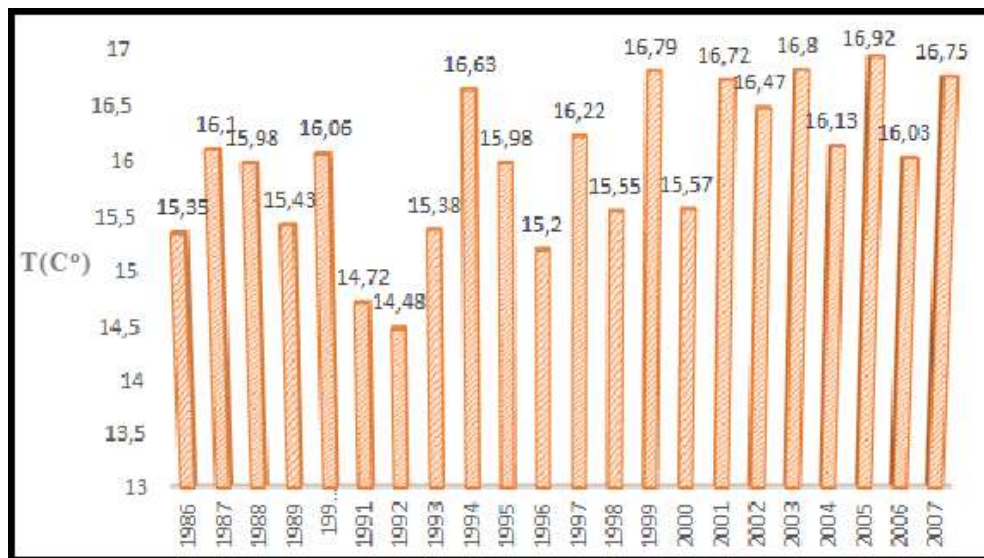


Figure IV.9 : Températures moyennes interannuelles à la station de Souk-Ahras (1986-2007)

IV.4. Le cadre hydrogéologique :

Le but de l'étude hydrogéologique est de déterminer le mode de gisement la nature et les ressources en eaux souterraines des aquifères de la région de Souk-Ahras. Dans une partie très généralisée de zone d'étude, on trouve une unité hydrogéologique surtout, qui constitue, en de nombreux points, un aquifère qui agit hydrauliquement comme s'il était tout relie donnant

l'impression d'une seule unité, le Mio-Pliocène → Crétacique supérieur, tout en moins lorsque cette dernière formation est sous-jacente de la première.

IV.4.1. Interprétation de la carte hydrogéologique :

L'analyse de l'environnement hydrogéologique permet d'identifier la nature des matériaux et les structures des formations existantes ainsi que les ressources souterraines. La région d'étude est caractérisée par des formations allant du Trias jusqu'au Quaternaire constituées, généralement, par des calcaires, des argiles, des marnes, des grés et des cailloutis. Les caractéristiques hydrogéologiques des différentes zones de la wilaya de Souk-Ahras sont représentées comme suit (Figure 10).

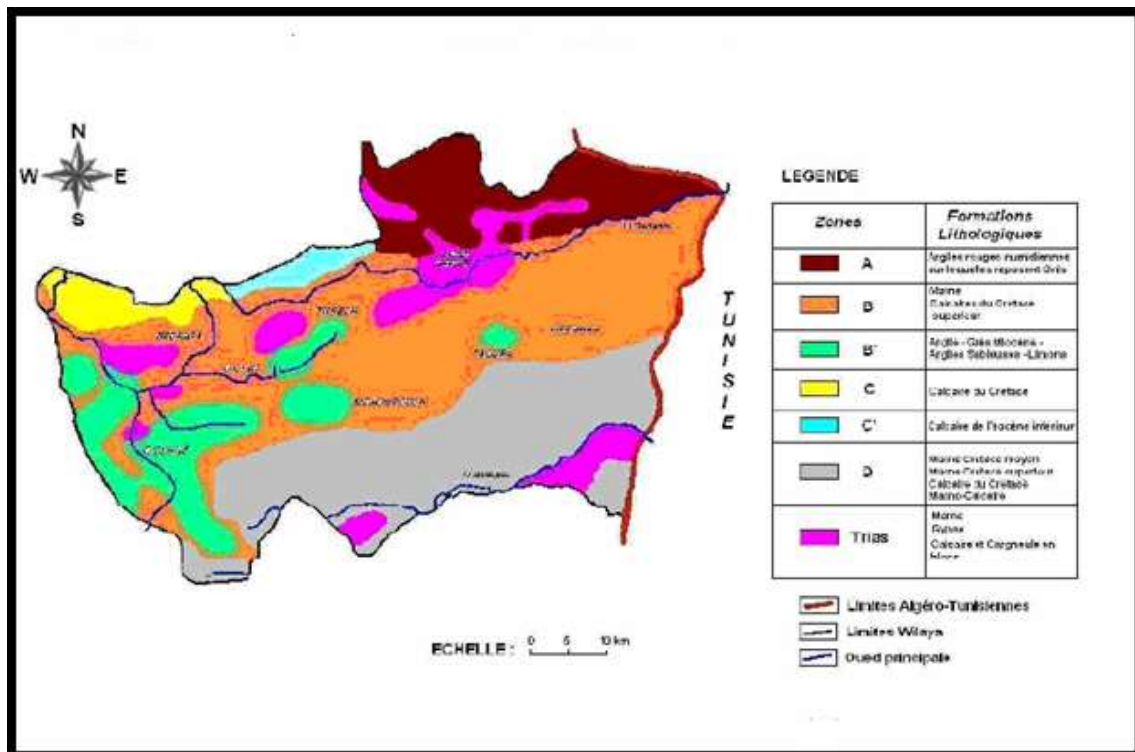


Figure IV.10 : Carte hydrogéologique de la Wilaya de Souk-Ahras [38]

IV.4.1.1. Zone A :

C'est la zone montagneuse au Nord-est de la wilaya. La partie majeure de cette zone est constituée d'argiles rouges numidiennes, sur lesquelles reposent des grés peu perméables. Ces grés sont fragmentés en nombreux panneaux indépendantes. Les sources sont nombreuses, mais leurs débits sont faibles et comme les réserves sont toujours réduites elles tarissent fréquemment en été (période du déficit hydrique). On trouve aussi des affleurements des marnes et calcaires marneux du crétacé supérieur et l'éocène, quasiment imperméables sauf quelques bancs calcaires éocènes qui donnent naissance à de petites sources

IV.4.1.2. Zone B :

C'est la zone de plaines et de collines. Elle comportant essentiellement une succession d'épaisses séries marneuses et de calcaires du crétacé supérieur. Dans le creux des synclinaux se trouvent des argiles et grès miocènes et des formations de cailloutis, argiles sableuses, limons (B' sur la carte). Les structures synclinales du crétacé supérieur peuvent contenir des nappes aquifères alimentées par des infiltrations sur les calcaires eux-mêmes, les grés et sables miocènes et les alluvions du Quaternaire lorsque ces différentes formations sont en contact. Quant aux calcaires sont trop profonds, il est probable qu'ils ne sont plus assez karsts fiés pour avoir une bonne perméabilité d'ensemble. Des nappes phréatiques s'établissent dans les formations quaternaires reposant sur les argiles miocènes. Ces nappes sont drainées par différents affluents de l'oued Medjerda et Oued Cherf.

IV.4.1.3. Zone C :

C'est la région Nord-Ouest de la wilaya. Cette partie est marquée par la présence de dalles calcaires du crétacé plus fractionnées et redressées que celles de la zone C', s'y ajoutent d'ailleurs des dalles calcaires de l'éocène inférieur qui présentent à peu près le même aspect.

Des sources parfois assez importantes sortent des calcaires au contact des marnes pour la zone C', présence de dalles calcaires perchées sur des marnes et de nombreuses sources jalonnent le contact des calcaires et des marnes sous-jacentes.

IV.4.1.4. Zone D :

C'est la zone des plaines des Oueds Kebarit et Mellègue au Sud de la wilaya. Pratiquement sur toute cette zone affleurent des marnes du crétacé moyen et supérieur. De plus la pluviométrie est faible (moins 350 mm), l'évaporation intense sali l'eau des oueds et de leur sous écoulement. Les chances de trouver l'eau en quantité suffisante et de bonne qualité dans des calcaires du crétacé inférieur ou les marno-calcaires turoniens sont très faibles.

IV.4.1.5. Zone des affleurements triasiques :

Ces zones correspondent à des affleurements de marnes, gypses et roches plus résistantes (notamment calcaires et cargneules en blocs). Elles sont très pauvres en eaux souterraines, seuls quelques "blocs" calcaires de grandes dimensions (1 à 2 km²) renferment de petites nappes qui donnent naissance à de petites sources. [38]

IV.5. Le cadre hydrographique :

IV.5.1. Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Il peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombre et longueur des cours d'eau) et son profil en long.

Le bassin d'Oued Medjerda draine un ensemble de région hétérogène des hautes altitudes au Nord à sa tête par un relief accidenté où les écoulements ont un régime torrentiel.

Le profil en long irrégulier du talweg principal (Oued Medjerda) et ses principaux affluents tels que: Oued Djedra, Oued Chouk, Oued Hammam et Oued Er Rnem.

IV.5.2. Les principaux oueds :

L'oued Medjerda se range parmi les oueds de portée internationale, il traverse le territoire de deux états : L'Algérie dans la partie haute du courant et la Tunisie dans ses parties moyennes et basses, qui prend naissance du côté de Khemissa " Ruine Romaine " puis s'écoule vers l'Est avant de se jeter dans la Méditerranée " golf de Tunis". Ces principaux affluents sont au tableau ci-dessous :

IV5.3. Le bassin de la Medjerda :

Il est constitué de deux grands cours d'eau, l'oued Mel lègue au Sud et l'oued Medjerda au Nord, dont la confluence s'effectue en territoire tunisien, à une quarantaine de km au Nord-est de la frontière. Le bassin comprend, dans sa partie algérienne, cinq sous-bassins répartis sur une superficie de 7 870 km².

L'oued Medjerda s'étire Sud-ouest Nord- Est, le long du versant méridional des monts arrosés de Medjerda. Ayant pris sa source à la limite du front des nappes telliennes (dominance de sédiments marno-gréseux du Miocène), il franchit le diapir salifère (Trias) de Souk Ahras. Sur la haute vallée de Medjerda est implanté le barrage d'Ain Dalia, au Sud-ouest de la ville de Souk Ahras.

L'oued Mellègue, d'orientation Sud-Nord puis Est-Ouest, possède un bassin beaucoup plus vaste, à dominance semi-aride. Il est formé dans sa partie supérieure par deux branches, l'oued Meskiana qui naît dans les Hautes Plaines (issu d'un exutoire du chott Esbikha, perché à 1 065 m d'altitude) bordant le piémont septentrional de Nememcha, et l'oued Chabro, dans le flanc Nord des monts de Tébessa.

L'oued Mellègue s'enfonce d'Ain Dalaa jusqu' à Meskiana, au coeur d'un ample dôme crétacé supérieur. A partir de là, le parcours de l'oued est influencé par la complexité des structures géologiques en présence des diapirs triasiques (Mesloulou, Ouenza) et des fossés subsidient transversaux (Morsot, oued Bou Rhanem) [38]

IV.6. Couvert végétal occupation du sol et foret :

IV.6.1. Couvert végétal, occupation du sol :

La végétation joue le rôle d'écran qui conditionne la rapidité du ruissellement superficiel et amortit son agressivité. Ainsi, les formes et l'importance de l'érosion hydrique sont directement liées, en plus d'autres facteurs, à la répartition de la couverture végétale dans le bassin.

La configuration géographique de la zone d'étude laisse apparaître 3 grands ensembles nettement distincts :

- Nord-est : Zone montagneuse faisant partie de la chaîne Tellienne et qui constitue le patrimoine forestier de la région.
- Sud-est : Zone constituée de plaines agricoles et de pâturages.
- Sud : Zone des hauts plateaux.

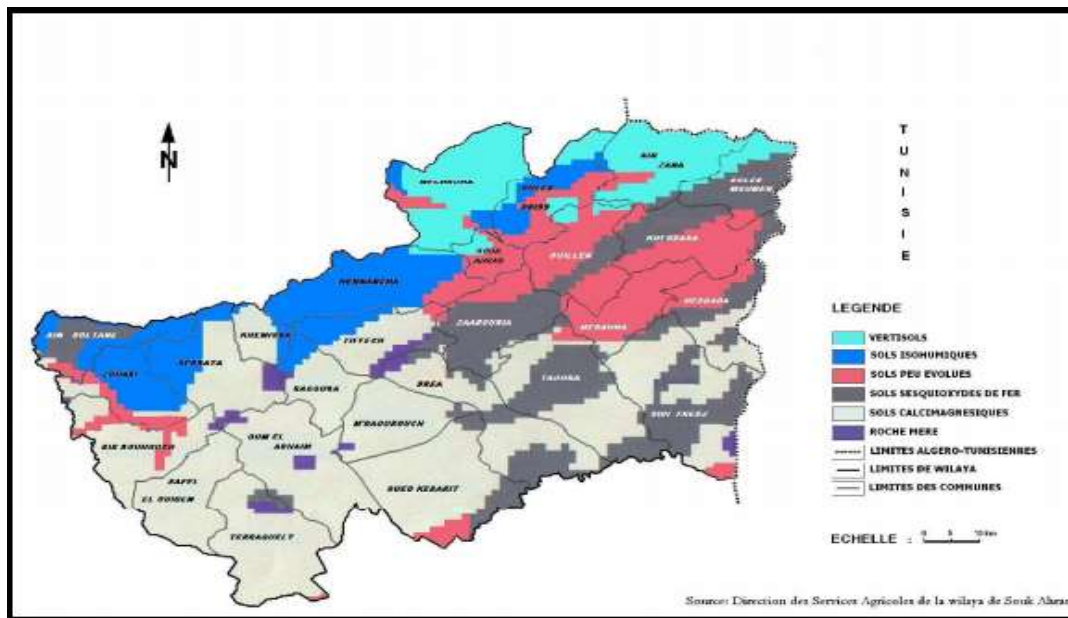


Figure IV.11 : Carte des types de sol de la wilaya de Souk-Ahras [42]

IV.6.2. Foret :

La superficie forestière de la zone d'intérêt est estimée à 114341,03 Hectares soit 44.41 % de la superficie totale des communes et elle est concentrée essentiellement au niveau des communes de Mechrouha (75,48 %), Ouled-Moumen (50,01 %), Ain-Zana (52,98 %) et Zaarouria (49,53 %).[08]

IV.7. Activité sismique :

La cote méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent la plus active sismiquement. L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants tremblements de terre le long de son histoire.

Cette situation est le résultat de la convergence de la plaque africaine avec la plaque européenne, le bord Nord-africain pousse sur la croûte océanique de la Méditerranée dans la dénommée zone de collision, et les tremblements de terre sont relativement fréquents, pouvant arriver à être catastrophiques.

La carte sismique dans la Figure 11 de l'Algérie montre la distribution des différentes zones sismiques en fonction de l'intensité des tremblements de terre enregistrés.

IV.7.1. Activité sismique de la région de Souk miras :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité ci-dessous qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. La classification sismique partage par endroit la wilaya entre deux zones sismiques différentes.

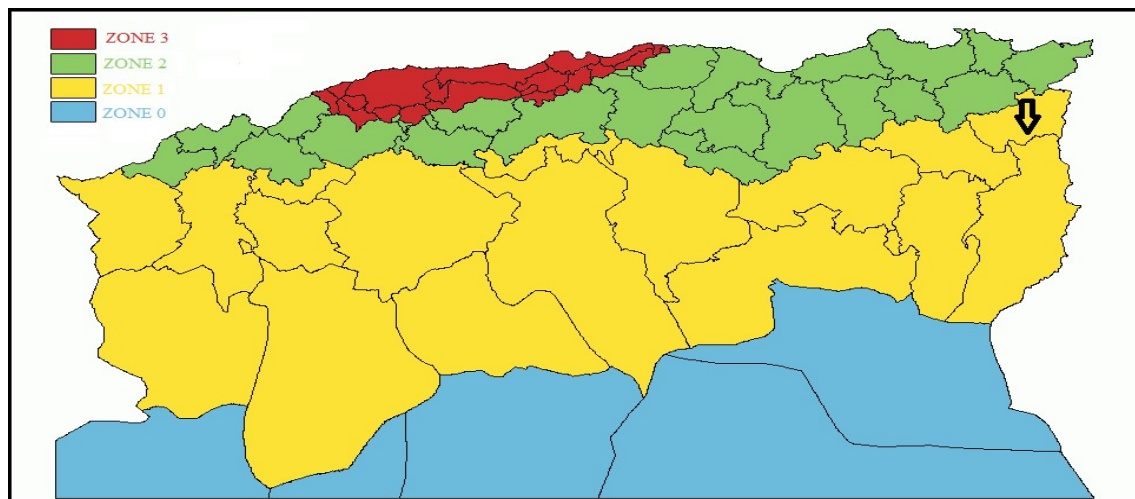


Figure IV.12 : Classification de la Wilaya de Souk-Ahras dans Les zones Sismiques

D'après cet aperçu on remarque que la wilaya de Souk Ahras peut être classé dans la zone I, qui est une zone de faible sismicité, mais cette classification n'explique pas nettement l'intensité des instabilités de terrain qui sont réparties dans toute la surface étudiée, car mise à part le Nord de la Wilaya qui est moyennement actif et qui engendre un lien étroit entre la sismicité et les glissements de terrain qui peuvent se déclencher de temps à autre, les autres glissements et instabilités de terrain peuvent alors avoir d'autres causes directes.

IV.8. Programme de reconnaissance géotechnique :

La géotechnique étudie les caractéristiques des terrains en vue de leur utilisation comme matériaux ou support de construction. Globalement l'étude géotechnique a pour le but de révéler la présence de tout facteur environnemental lié au sol et roc. Dans son ensemble, ces reconnaissances comprennent la planification, la recherche, ainsi que la cueillette et la communication des données relatives aux propriétés du sol. Ses objectifs sont les suivantes :

- Déterminer la nature, la profondeur et la pression des diverses nappes d'eau Souterraine (leur fonctionnement, sens des écoulements et la répartition des pressions interstitielles dans le sol).
- Mesurer les caractéristiques physiques ainsi que les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol et du roc en en prélevant des échantillons.
- Mesurer les propriétés mécaniques en place en réalisant des essais sur le terrain.

Dans le but de réaliser une étude générale sur les glissements de terrains et les zones instables dans la wilaya de Souk Ahras et déterminer la nature de sols, et les caractéristiques physico-mécaniques de chaque type de sol, on a fait 32 sondages dans différent point. [45].

IV.8.1. Les essais de reconnaissance in-situ :

Toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in-situ qui permet de déterminer les caractéristiques des sols en place.

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différentes étapes de l'étude d'un sol.

IV.8.1.1. Sondages carottés de reconnaissance :

L'investigation par sondages mécaniques constitue une étape très importante dans n'importe quelle étude géotechnique,

Dans notre cas d'étude on a trouvé la région étudiée présente une géologie très hétérogène, , constituée généralement par des calcaires, des grés, des marnes, des cailloutis et des alluvions.

IV.8.2. Les essais laboratoire :

IV.8.2.1. Les essais physiques (Essais d'identification) :

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ces essais sont appelés « essais d'identification », ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques avec précision. [43]

IV.8.2.1.1. Teneur en eau :

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_s de ses éléments secs. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche). La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.

$$W_{(\%)} = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Avec :

: Poids de l'eau dans l'échantillon.

: Poids des grains solides dans l'échantillon. [44]

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans lequel le sol se trouve, à titre d'exemple le tableau 10 donne une par classification adoptée FAER en fonction de ce paramètre :

Selon la teneur en eau du sol naturel on le classe comme résumé (Tableau 10).

Tableau IV.6 : Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [45].

W (%)	Etat
01 –25 %	Légèrement humide
25 –50 %	Humide
50 –75 %	Mouillé
75 –90 %	Détrempé
100 %	Saturé

Tableau IV.7 : Résultats de la teneur en eau de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	W %
S 01	8,20 – 8,80	15,23
S 02	5,10 – 5,90	27,05
S 03	4,10 – 4,60	22,67
S 04	2,30 – 2,60	26,82
S 05	5,00 – 5,30	15,37
S 06	04,30 – 04,60	15,95
S 07	04,30 – 04,80	25,59
S 08	05,60 – 06,00	22,45
S 09	08,30 – 08,80	15,56
S 10	03,70 – 04,30	13,23

Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus dans les sondages (SC01...SC32) on remarque des différentes formations de sol.

IV.8.2.1.2. Degré de saturation :

C'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

Tableau IV.8: Echelle de saturation [46].

S_r	Etat du sol
0	Sec
1 –25	Peu humide
25 –50	Humide
50 –75	Très humide
100	Saturé

Tableau IV.9 : Résultats du degré de saturation de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	Sr %
S 01	8,20 – 8,80	92,09
S 02	5,10 – 5,90	96,5
S 03	4,10 – 4,60	97,17
S 04	2,30 – 2,60	87,94
S 05	5,00 – 5,30	80,19
S 06	04,30 – 04,60	83,88
S 07	04,30 – 04,80	92,52
S 08	05,60 – 06,00	96,37
S 09	08,30 – 08,80	79,48
S 10	03,70 – 04,30	90,4

IV.8.2.1.3. Les densités :

Les résultats obtenus à partir des essais au laboratoire ont permis d'obtenir les caractéristiques physiques de sol décrit par un ensemble de paramètre sous plusieurs forme (densité sèche, densité humide, er densité déjàugée)

La densité humide γ_h

C'est le poids volumique (spécifique) total ou humide $\gamma_h = \frac{W}{V}$

Avec :

W : poids de l'échantillon humide.

V : volume total.

La densité sèche γ_d

C'est le poids des grains solides. $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

Avec :

: Poids des grains solides.

V : volume total.

Le tableau ci-après donne une classification du sol selon ces deux paramètres

Tableau IV.10: Classification des sols selon γ_h et γ_d [47].

Nature du sol	(KN/m ³)	(γ_d KN/m ³)
Sable	17 à 20	14 à 18
Argile	16 à 22	10 à 20
Tourbe	13 à 17	03 à 10

Tableau IV.11 : Résultats de le poids volumique de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	(KN/m ³)	(γ_d KN/m ³)
S 01	8,20 – 8,80	21,2	18,4
S 02	5,10 – 5,90	19,3	15,2
S 03	4,10 – 4,60	20,1	16,4
S 04	2,30 – 2,60	20	14,7
S 05	5,00 – 5,30	20,3	17,6
S 06	04,30 – 04,60	20,4	17,6
S 07	04,30 – 04,80	19,2	15,3
S 08	05,60 – 06,00	20,1	16,4
S 09	08,30 – 08,80	21	17,5
S 10	03,70 – 04,30	21,6	19,1

Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenues la classification de γ_h et γ_d on a conclusion la plu part des point le sol est une argile.

IV.8.2.1.4. Analyse Granulométrique par tamisage des granulats NFP 18 -560 :

IV.8.2.1.4.1. But de l'essai :

L'analyse granulométrique est un essai qui consiste a étudier la granulométrie du granulats, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leur dimension en déterminant par pesée l'importance relative de classes de grains de dimension bien définis par pourcentages.

Elle se fait par tamisage pour la fraction de granulat dont le diamètre des grains est supérieur a 0.080 mm et par sédiment métrie pour la fraction des sols dont le diamètre des grains est inférieur à 0.080 mm.

Pour ce travail l'analyse granulométrique c'est limité au tamisage.

Tableau IV.12 : Résultats de l'analyse granulométrique de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	% <0,08(mm)
S 01	8,20 – 8,80	100
S 02	5,10 – 5,90	100
S 03	4,10 – 4,60	96
S 04	2,30 – 2,60	100
S 05	5,00 – 5,30	100
S 06	04,30 – 04,60	100
S 07	04,30 – 04,80	98
S 08	05,60 – 06,00	100
S 09	08,30 – 08,80	100
S 10	03,70 – 04,30	77

IV.8.2.1.4.2. Principe de l'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen, une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des grains ; Obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

IV.8.2.1.5. Limites D'Atterberg NFP 94 - 051 :

IV.8.2.1.5.1. Définition :

La limite d'Atterberg informe sur l'étendue de la plage de teneur en eau à l'intérieure de laquelle le sol remanié a un comportement plastique. C'est-à-dire pâteux. C'est l'un d'essais de laboratoire les plus complexes car elle demande la présence. L'attention ainsi que le bon sens de l'opérateur. L'essai s'effectue sur les fines des cinq limites d'Atterberg étaient déterminés au laboratoire. Il s'agit de la limite de liquidité et celle de plasticité. [45]

IV.8.2.1.5.2. But de l'essai :

L'essai limite d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité), permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

- W_p : c'est la limite de plasticité qui caractérise la transition entre un état plastique et un état solide.
- W_l : c'est la limite de liquidité qui caractérise la transition entre un état liquide et un état plastique.
- I_p : Indice de plasticité : $I_p = w_l - w_p$

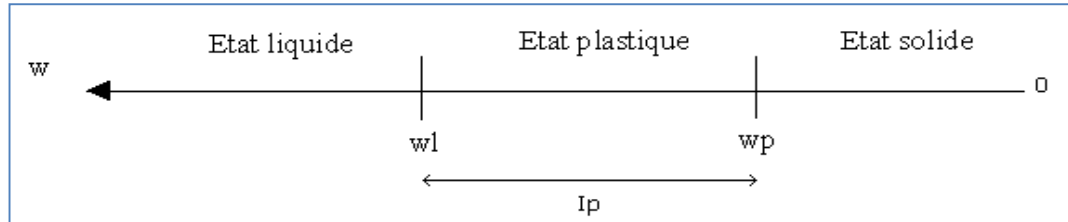


Figure IV.13 : Définition de la limite [45]

IV.8.2.1.5.3. Principe de l'essai :

L'essai s'effectue en deux phases :

La recherche de la limite de liquidité : recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de chocs appliqués.

La recherche de la limite de plasticité : Il s'agit de rechercher la teneur en eau pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.



Figure IV.14 : La boîte Casagrande (LTPO-Oran)

Tableau IV.13 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

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

Tableau IV.14 : Résultats de l'essai limite d'Atterberg de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	WL %	WP %	IP %
S 01	8,20 – 8,80	57,75	28,26	28,49
S 02	5,10 – 5,90	75,9	38,44	37,46
S 03	4,10 – 4,60	61,56	27,7	33,86
S 04	2,30 – 2,60	77,99	39,55	38,44
S 05	5,00 – 5,30	50,44	25,13	25,31
S 06	04,30 – 04,60	49,07	26,02	23,05
S 07	04,30 – 04,80	56,27	28,59	27,68
S 08	05,60 – 06,00	73,615	35,41	38,21
S 09	08,30 – 08,80	56,42	26,83	29,59
S 10	03,70 – 04,30	48,37	28,17	20,19

IV.8.2.2. Les essais mécaniques :

IV.8.2.2.1. Essai Oedométrique :

IV.8.2.2.1.1. But de l'essai :

L'odomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique. Cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol (intacte de préférence) sous un effort donné, et son gonflement au cours du déchargement des efforts soumis auparavant. L'opération de chargement et déchargement s'effectue par palier et en fonction du temps, afin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols, ainsi la classification des sols (sol tassant, très tassant ou non ; sol peu gonflant, gonflant ou très gonflant). [45]

IV.8.2.2.1.2. Principe e l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. L'odomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle comporte deux parties :

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- Un système de mise en charge.

La méthode d'essai est choisie pour les terrains qui pourraient être saturés lors de fortes pluies, on se place ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes.

La compressibilité est un phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. Ainsi, l'essai oedométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. Le but de l'essai étant de déterminer quelque caractéristique du sol, à savoir :

- La pression de consolidation σ_c
- Le coefficient de compression C_c
- Le coefficient de gonflement C_g
- Le module oedométrique E

IV.8.2.2.2. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande :

IV.8.2.2.1.1. Principe de l'essai :

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol peuvent être déterminée à partir d'un essai de cisaillement à la "Boîte de Casagrande".

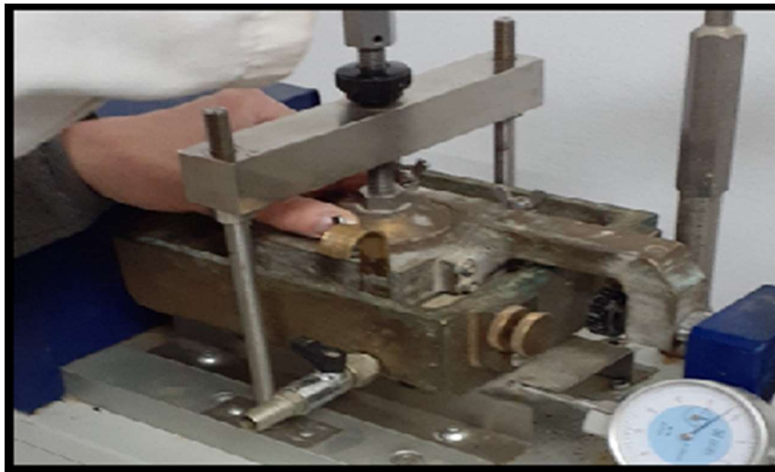


Figure IV.15 : Boîte de Casagrande

Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demi-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale σ avant d'être cisailé à vitesse constante. Par conséquent la contrainte de cisaillement τ s'accroît jusqu'à une valeur maximum que l'on mesure. On en déduit l'état de contrainte τ_r, σ_r de l'échantillon de sol à la rupture.

En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes verticales, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion C et angle de frottement interne φ .

Tableau IV.15 : Résultats de l'essai de cisaillement de notre travail

Sondage	Profondeur(m)	Cu	ϕ
S 01	8,20 – 8,80	0,34	22,4
S 02	5,10 – 5,90	0,44	6
S 03	4,10 – 4,60	0,42	12
S 04	2,30 – 2,60	0,25	3
S 05	5,00 – 5,30	0,14	8
S 06	04,30 – 04,60	0,09	14
S 07	04,30 – 04,80	0,34	5
S 08	05,60 – 06,00	0,11	1
S 09	08,30 – 08,80	0,07	1
S 10	03,70 – 04,30	0,38	5

IV.8.3. Analyse des résultats :

En générale, le calcul de stabilité des talus est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide plastique.

Les logiciels informatique de nos jours facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réaliste de la stabilité des talus. Dans cette étude le logiciel de calcul est GEO-SLOP, développé par Geo-Slop international ltd.

Ce logiciel nous a permis de modéliser le glissement de terrain appliquant les résultats des analyses expérimentales et la géométrie réel de ce glissement, le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différentes modules, par sa souplesse, ce logiciel répond bien aux objectif fixés dans cette étude.

IV.8.3.1. Présentation du logiciel :

Le logiciel Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique qui analyse la stabilité des terrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiés suivant plusieurs méthodes. Pour notre cas, on utilise la méthode de Morgenstern price :

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W** : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W** : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

- **SIGMA/W** : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- **QUAKE/W** : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- **TEMP/W** : Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis) et autres logiciels.

Parmi ces programmes on s'intéresse à SLOPE/W.

IV.8.3.2. Application au glissement étudié :

Logiciel géoslope nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculé ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres géotechniques d'entrée de chaque couche sont :

- Le poids volumique : γ (KN/m³),
- La cohésion : C (kN/m²),
- L'angle de frottement : ϕ (°).
- ✓ Les coordonnées x_i, y_i de chaque couche en m.
- ✓ Les coordonnées de la nappe x_i, y_i en m.
- ✓ Une surcharge est appliquée au niveau de la chaussée

Après l'obtention des coefficients de sécurité (Fs), on choisit la valeur minimale de ces derniers, cette valeur permet de déterminer le cercle de glissement.

IV.8.3.2.1 Paramètre géotechnique :

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituent les talus obtenus l'or de l'étude expérimentale par laboratoire.

Les tableaux suivants représentent 3 cas sur les talus totaux étudiés.

Tableau IV.16 : Caractéristique géotechnique des couches de talus (S01)

Profondeur(m)	Couleur	Cohésion C' (KN/m ²)	Angle de frottement interne ϕ' (degré)	Poids volumique saturé γ_{sat} (KN/m ³)
8.2 – 8.8		34.2	22.4	18.4
10.3 – 11		42.4	10	16.9
18.5 – 19		109	37	18.9
22.4 – 23		44	3	19
24.5 – 25		40.1	21	16.6
28.6 – 29		96	6	16.7
33.6 – 34		57.6	6	17.6

Tableau IV.17 : Caractéristique géotechnique des couches de talus (S02)

Profondeur(m)	Couleur	Cohésion C' (KN/m ²)	Angle de frottement interne ϕ' (degré)	Poids volumique saturé γ_{sat} (KN/m ³)
5.10 – 5.9		44	6	15.2
10.7 – 11.1		44	9	16.7
13.5 – 14		36	18.4	17.2
17.8 – 18.2		26	22	18.4
19.5 – 20.1		31	1	18.3
27.6 – 28.2		20.7	2	17
30.9 – 31.4		19.3	8	18

Tableau 18 : Caractéristique géotechnique des couches de talus (S05)

Profondeur(m)	Couleur	Cohésion C' (KN/m ²)	Angle de frottement interne ϕ' (degré)	Poids volumique saturé γ_{sat} (KN/m ³)
05 – 05.3		14	8	17.6
11 – 11.45		46	6	17.9

IV.8.3.2.2. Construction de modèle numérique de talus :

Pour faire la construction de talus nous devons suivre plusieurs étapes

A. Création de modèle géométrique :

Afin de construire notre modèle géométrique de talus, nous avons besoin les coordonnées x_i , y_i de chaque couche. Les figures suivantes représentent 3 cas sur les talus totales étudiées.

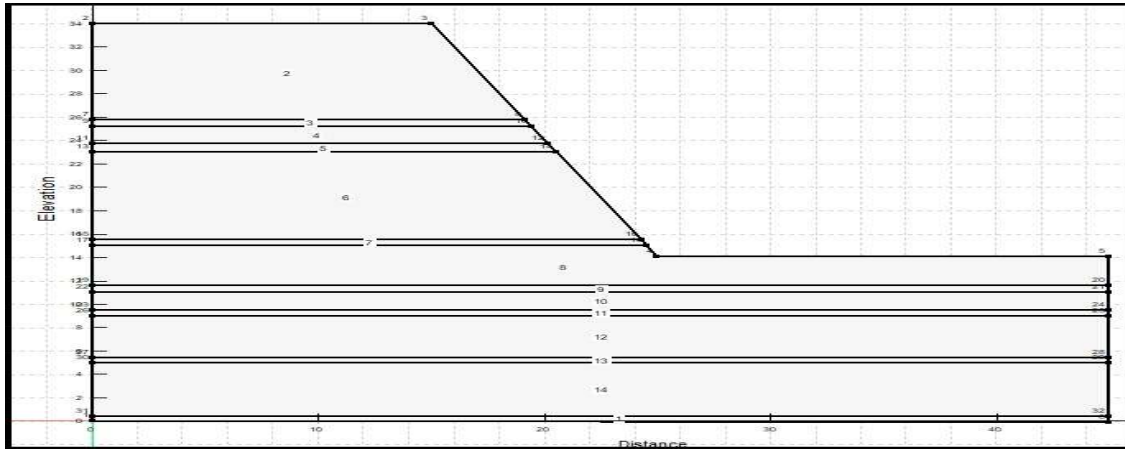


Figure IV.17 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S01)

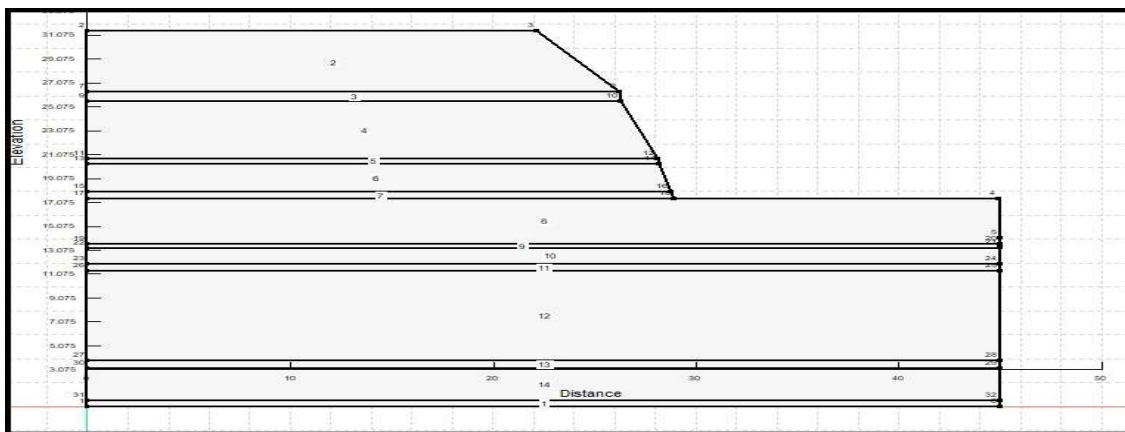


Figure IV.18 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S02)

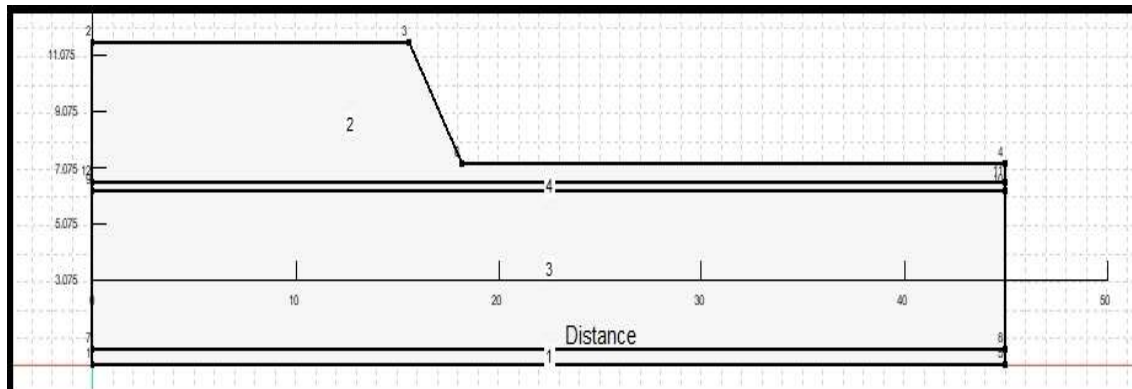


Figure IV.19 : Géométrie générale et la répartition des couches constituant le talus (S05)

B. Définir la position de la nappe :

Dans notre étude, les effets de l'eau sont spécifiés avec une ligne piézométrique.

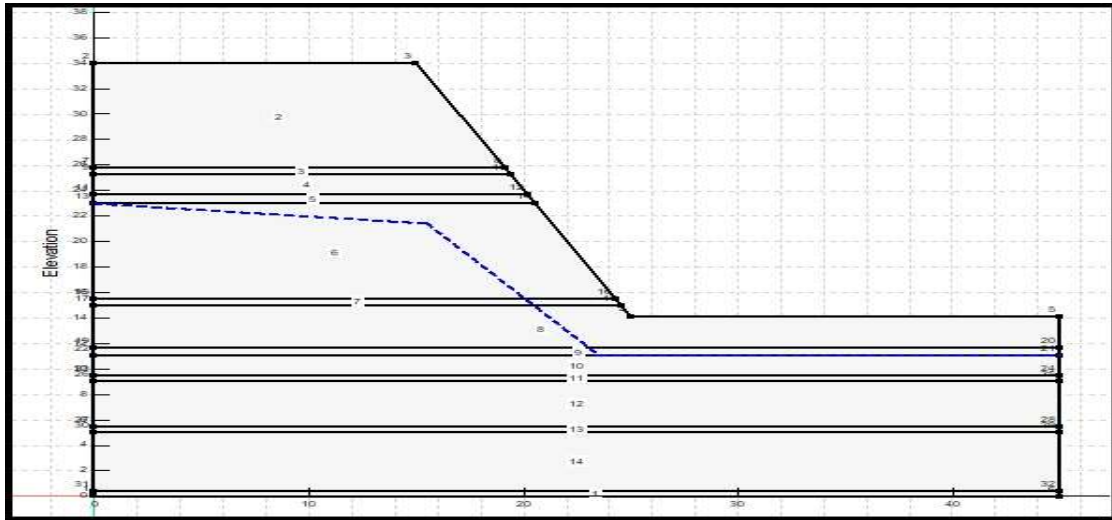


Figure IV.20 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S01)

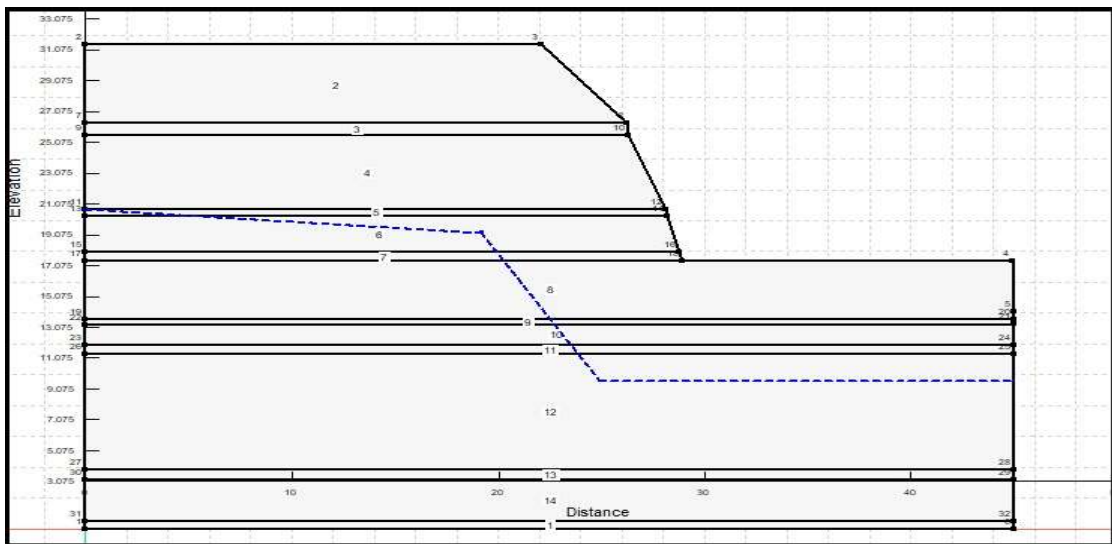


Figure IV.21 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S02)

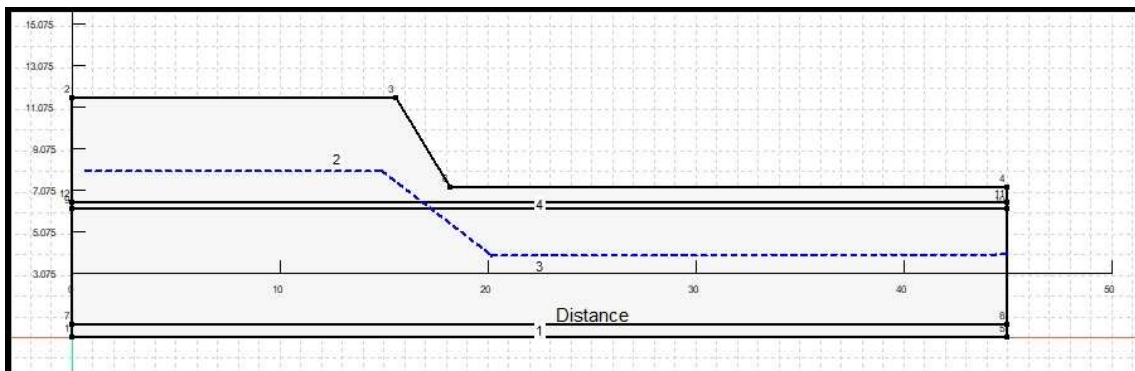


Figure IV.22 : Introduction de la ligne piézométrique de talus (S05)

C. Introduire les caractéristiques mécaniques de chaque couche :

A cette étape nous devons entrer les caractéristiques géotechniques des différentes couches (Cohésion C ; Angle de frottement interne ϕ' ; Poids volumique saturé γ_{sat}). Et montrer chaque couche avec une couleur. Les figures suivantes représentent 3 cas sur les talus totaux étudiés.

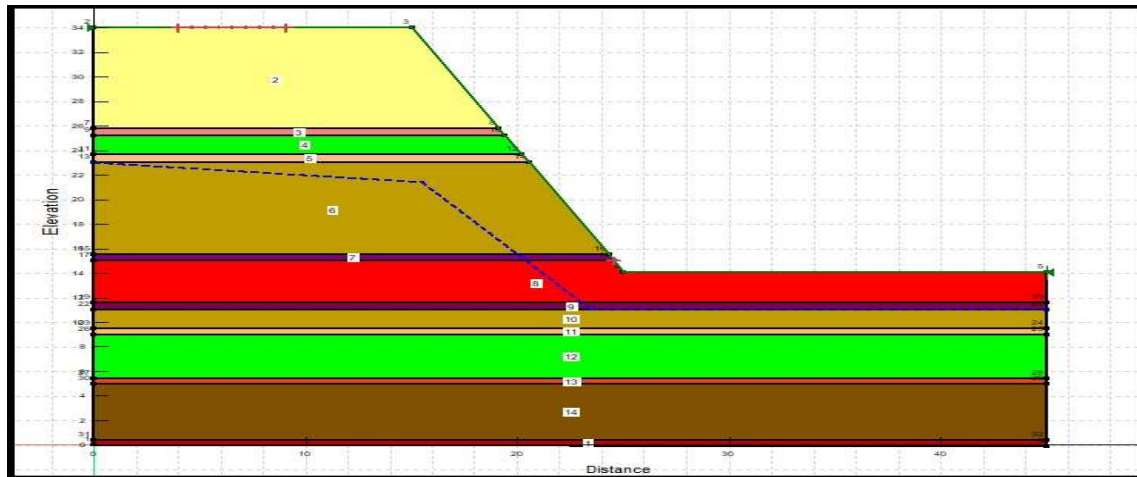


Figure IV.23 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S01)

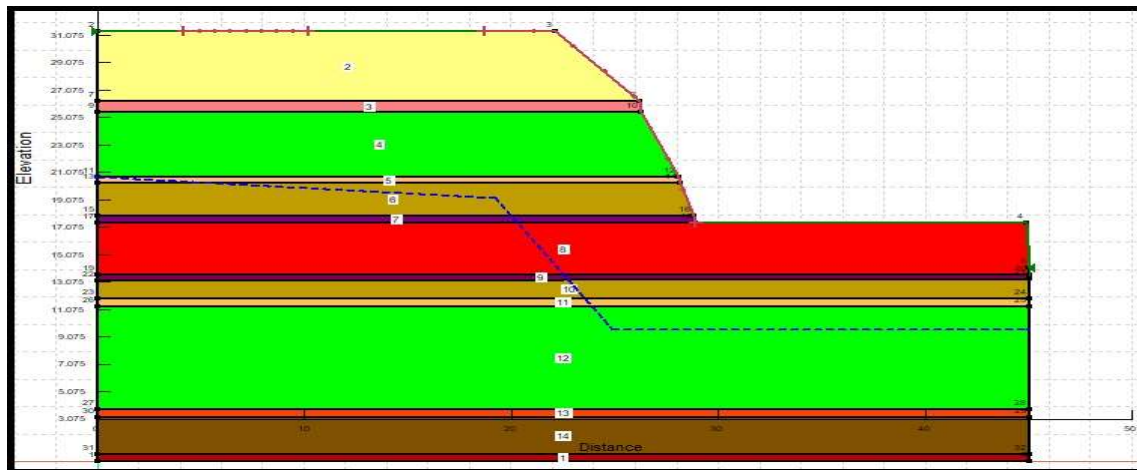


Figure IV.24 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S02)

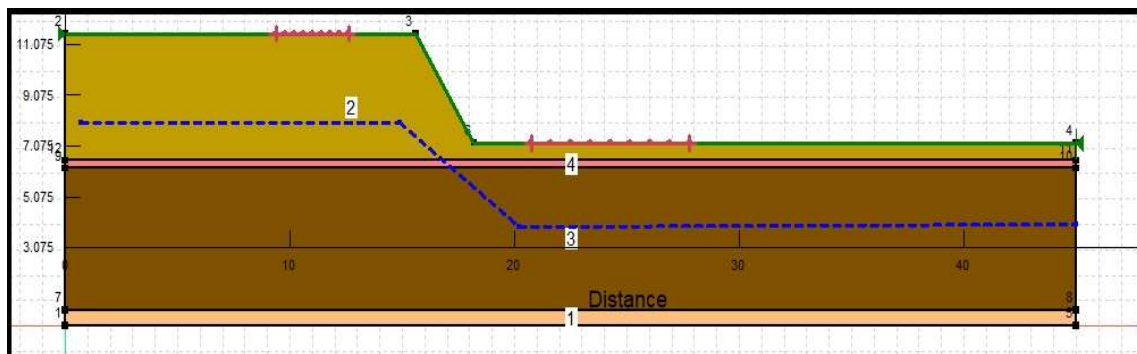


Figure IV.25 : Introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche (S05)

D. Facteur de sécurité à partir des données géotechniques :

Dans cette partie, nous avons analysé, d'une part, les résultats de la modélisation en considérant le talus avec les caractéristiques mécaniques des couches étudiées expérimentalement par laboratoire et d'autre part, nous avons présenté l'ensemble des simulations de ce talus.

Les analyses de stabilités par la méthode de Morgenstern-Price d'équilibre limite utilisé dans SLOP/W sont présentées aux les figures suivantes, ces figures montres le plan de rupture critique, résultant du coefficient de sécurité minimale de 3 cas sur les talus totaux étudiés.

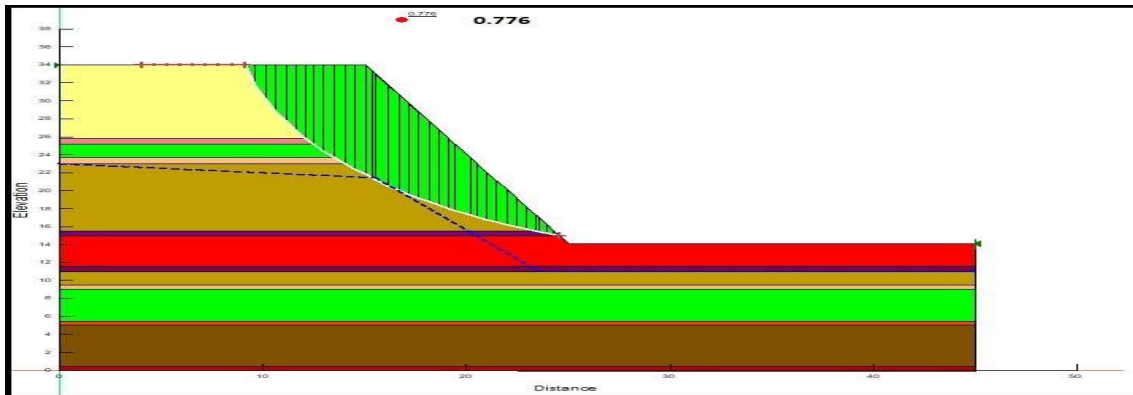


Figure IV.26 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S01)

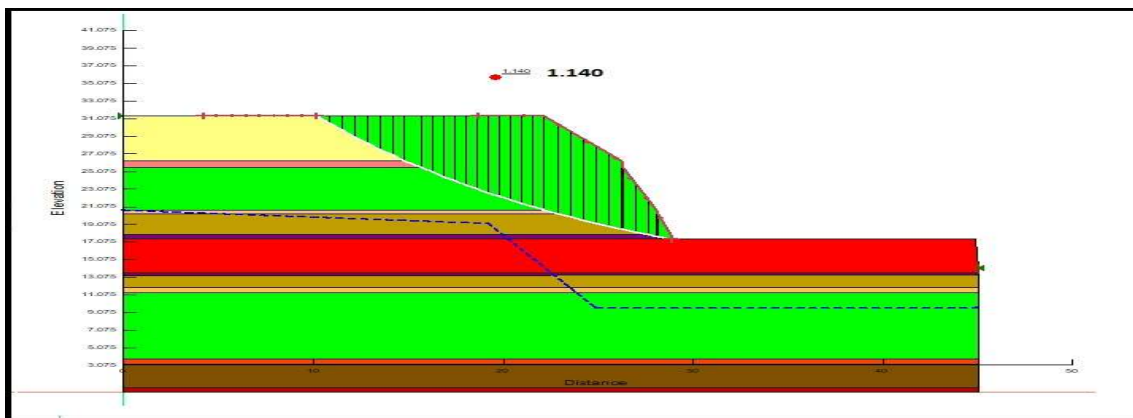


Figure IV.27 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S02)

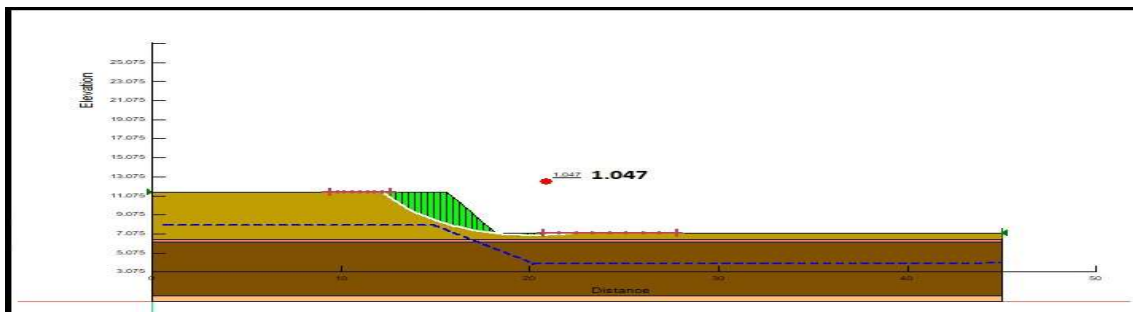


Figure IV.28 : Plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour le talus (S05)

CONCLUSION :

Ce chapitre, réservé à la reconnaissance générale du site (géologique, hydrologique, climatique, sismique ...) et géotechnique du glissement de terrain étudié, nous a permis de connaître les éléments essentiels pour le calcul manuel et numérique de la Stabilité,

Pour un calcul de coefficient de sécurité on a plusieurs méthodes et plusieurs logiciels on a choisi dans notre projet logiciel de GEO-SLOPE SLOPE/W par la méthode de Morgenstern-Price et voilà les résultats de Fs a partir des données que nous avons déterminées.

Tableau IV.19 : Résultats de coefficient de sécurité de notre travail

Sondage	Fs
S 01	0,776
S 02	1,14
S 03	0,974
S 04	0,859
S 05	1,047
S 06	1,045
S 07	1,436
S 08	0,902
S 09	0,87
S 10	1,01



Chapitre V

Plans d'expérience appliquée dans l'analyse de stabilité



V.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous présentons les résultats de l'application de la méthode des plans d'expérience (design of experiments (DOE)) où la méthodologie des surfaces de réponse (RSM) est celle qui nous a aidé à étudier et traité la solution par modélisation et optimisation des paramètres qui affectent les problèmes liés au phénomène de glissement de terrain. Cette dernière nous a permis le développement des modèles par régressions multiples du facteur de sécurité (Fs) qui présente la réponse dans cette étude, les autres paramètres seront présentés pour des facteurs dépendants ou indépendants d'entrée; ces paramètres sont le poids volumique sec et humide (γ_d (t/m³), γ_h (t/m³)), la teneur en eau w (%), les limites de plasticité et liquidité et l'indice de plasticité (WL %, WP %, IP %), le pourcentage des éléments fins F ($\% < 0,008\text{mm}$), la cohésion C (bar) et l'angle de frottement interne Φ (°). Les données récoltées ont été traitées statistiquement à l'aide du programme « Design Expert 11 ». Afin de trier les paramètres optimaux pour la solution. Pour atteindre ces objectifs, nous avons utilisé l'analyse de la variance (ANOVA) qui a pour objectif de déterminer les facteurs et leurs interactions qui ont un effet statistiquement significatif sur les paramètres étudiés, aussi pour déduire les constantes des différents modèles mathématiques. Le but final de notre travail est d'optimiser la réponse du facteur de sécurité en utilisant la fonction de désirabilité.

V.2. Modélisation du facteur de sécurité :

Pour étudier l'impact des différents paramètres géotechniques sur les facteurs de sécurité, nous avons dressé un plan factoriel complet (PFC) ; (2^K) pour les différents paramètres de sortie. Le traitement des résultats expérimentaux obtenus, nous a permis de déterminer des modèles mathématiques statistiques, exprimant la relation entre les différents paramètres étudiés et la réponse ou sortie obtenue par modélisation (Fs).

V.2.1. Analyse de variance (ANOVA) :

L'analyse de la variance (ANOVA) est une technique statistique standard qui est couramment utilisée pour déterminer l'importance des variables indépendantes sur les réponses de sortie. Elle n'analyse pas les données directement, mais détermine le pourcentage de contribution de chaque facteur dans la détermination de la variabilité (variance) des données. La table ANOVA est composée de la somme des carrés (SC) et degrés de liberté (DF). Le (SC) est utilisé pour estimer le carré de l'écart par rapport à la moyenne. Il est exprimé par l'équation :

$$SC_f = \frac{N}{N_{nf}} \sum_{i=1}^{N_{nf}} (\bar{y}_i - \bar{y})^2 \quad (\text{V.1})$$

Où, $\bar{y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i$ la moyenne des réponses, \bar{y}_i la réponse moyenne observée dans les expériences où le facteur f prend son niveau $i^{\text{ème}}$, N : nombre total d'expériences, N_{nf} : niveau de chaque facteur f .

La moye des carrés (MC) est estimée en divisant la somme des carrés sur le degré de liberté.

$$MC_i = \frac{SS_i}{df_i} \quad (\text{V.2})$$

Afin de vérifier l'adéquation du modèle, l'indice F -value est utilisé avec la base que les valeurs de F -calculées devraient être supérieures à celles obtenues à partir du F -table.

$$F_i = \frac{MC_i}{MC_e} \quad (\text{V.3})$$

Avec : MC_e les carrés moyens des erreurs.

La dernière colonne du tableau d'ANOVA ($Cont. \%$), montre la contribution des facteurs (en pourcentage, %) sur la variation totale, indiquant le degré d'influence sur le résultat.

$$Cont. \% = \frac{SC_f}{SC_T} \times 100 \quad (\text{V.4})$$

V.2.2. Méthodologie des surfaces de réponses :

La méthode des surfaces de réponse est un ensemble de techniques mathématiques qui se base sur la conception expérimentale pour déterminer la portée des variables d'entrée indépendantes. Cette méthode permet, grâce à des modèles mathématiques empiriques, de déterminer une relation d'approximation entre les réponses de sortie (Y) ou dans notre cas F_s , et les variables d'entrée ((γ_d (t/m^3), γ_h (t/m^3), w (%), WL %, WP %, IP %, F ($\% < 0,008\text{mm}$), Cu (bar) Φ ($^\circ$)) pour optimiser les paramètres du procédé afin d'atteindre des réponses souhaitables. Dans cette méthode, la réponse peut s'écrire sous la forme suivante :

$$Y = (\gamma_d.\gamma_h.w.WL.Wp.IP.Cu.\Phi) \quad (\text{V.5})$$

Où Y est l'aspect d'usinage souhaité et φ est la fonction de réponse. L'approximation de Y est proposée en utilisant un modèle mathématique quadratique, ce qui aide à étudier les effets d'interaction des paramètres de processus avec des caractéristiques d'usinabilité. Dans le présent travail, le modèle mathématique de second ordre basé sur RSM est donné par les éléments suivants :

$$Y = x_0 + \sum_{i=1}^k y_i X_i + \sum_{ij} y_{ij} X_i X_j + \sum_{i=1}^k y_{ii} X_i^2 + \varepsilon_{ij} \quad (\text{V.6})$$

$$(\varepsilon_{ij} = y_{ij} - \bar{y}_{ij}) \quad (\text{V.7})$$

Où x_0 est le terme libre de l'équation de régression, les coefficients Y_1, Y_2, \dots, Y_k et $Y_{11}, Y_{22}, \dots, Y_{kk}$ sont les termes linéaires et quadratiques respectivement, tandis que $Y_{12}, Y_{13}, \dots, Y_{k-1}$ sont les termes interactifs et ε_{ij} présente l'erreur d'ajustement pour le modèle de régression.

D'autre part, le coefficient de détermination R^2 est défini par le rapport de la dispersion des résultats, donné par la relation :

$$R^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (\text{V.10})$$

Où y_i : est la réponse calculée à la $i^{\text{ème}}$ expérience ;

\bar{y}_i : est la valeur moyenne des réponses mesurées.

L'analyse de variance (ANOVA) est utilisée pour tester la validité du modèle, ainsi qu'examiner la signification et l'adéquation du modèle. Le modèle est adéquat dans un intervalle de confiance de 95%. Lorsque les valeurs de P sont inférieures à 0,05 (ou 95% de confiance), les modèles obtenus sont considérés statistiquement significatifs. En d'autres termes, plus le R^2 approche à la valeur 1, le modèle est compatible avec les valeurs réelles (expérimentales)

V.3. Analyse de la variance (ANOVA) :

Le Tableau V.1. illustre les résultats de l'ANOVA pour le coefficient de sécurité (Fs) pour un niveau de confiance de 95%. Dans ce tableau, les valeurs de DF, la somme des écarts au carré (SS), le carré moyen (MS) et le pourcentage de contribution (Cont%) de chaque modèle sont présentés. Le but principal est d'analyser l'influence des paramètres géotechnique physique et mécaniques sur la variance totale des résultats. Les valeurs de «P» dans les modèles sont inférieures à 0,05 ce qui indique que les modèles sont adéquats et que les termes ont un effet significatif sur les réponses, ce qui est souhaitable.

Tableau V.1 : Analyse de la variance (ANOVA) pour le coefficient de sécurité (F_s)

ANOVA for Linear model :

Response 1: R1

Source	Sum of Squares	df	Mean Square	F-value	p-value	
<i>Model</i>	3.34	65	0.0513	1.37	0.0398	significant
<i>A-A</i>	0.1118	1	0.1118	2.98	0.0916	
<i>B-B</i>	0.0532	1	0.0532	1.42	0.0403	
<i>C-C</i>	0.0478	1	0.0478	1.28	0.0652	
<i>D-D</i>	0.0408	1	0.0408	1.09	0.0032	
<i>E-E</i>	0.0171	1	0.0171	0.4566	0.0029	
<i>F-F</i>	0.0968	1	0.0968	2.58	0.0157	
<i>G-G</i>	0.0244	1	0.0244	0.6515	0.0241	
<i>H-H</i>	0.0081	1	0.0081	0.2161	0.0444	
<i>J-J</i>	0.0370	1	0.0370	0.9862	0.0264	
<i>K-K</i>	0.0037	1	0.0037	0.0988	0.0549	
<i>AB</i>	0.0106	1	0.0106	0.2814	0.0986	
<i>AC</i>	0.0007	1	0.0007	0.0175	0.0955	
<i>AD</i>	0.0131	1	0.0131	0.3487	0.0580	
<i>AE</i>	0.0090	1	0.0090	0.2410	0.0260	
<i>AF</i>	0.0759	1	0.0759	2.02	0.0624	
<i>AG</i>	0.0126	1	0.0126	0.3363	0.0650	
<i>AH</i>	0.0040	1	0.0040	0.1066	0.0456	
<i>AJ</i>	0.0132	1	0.0132	0.3525	0.0559	
<i>AK</i>	0.0003	1	0.0003	0.0068	0.0346	
<i>BC</i>	0.0441	1	0.0441	1.18	0.0844	
<i>BD</i>	0.0117	1	0.0117	0.3107	0.0802	
<i>BE</i>	0.0031	1	0.0031	0.0837	0.0737	
<i>BF</i>	0.0179	1	0.0179	0.4776	0.0933	
<i>BG</i>	0.0005	1	0.0005	0.0121	0.0131	
<i>BH</i>	0.0003	1	0.0003	0.0085	0.0269	
<i>BJ</i>	0.0136	1	0.0136	0.3614	0.0510	
<i>BK</i>	0.0059	1	0.0059	0.1560	0.0949	
<i>CD</i>	0.0293	1	0.0293	0.7818	0.0816	
<i>CE</i>	0.0106	1	0.0106	0.2828	0.0977	
<i>CF</i>	0.0704	1	0.0704	1.88	0.0780	
<i>CG</i>	0.0203	1	0.0203	0.5415	0.4659	
<i>CH</i>	0.0376	1	0.0376	1.00	0.3227	
<i>CJ</i>	0.0469	1	0.0469	1.25	0.2699	
<i>CK</i>	0.0048	1	0.0048	0.1269	0.7234	
<i>DE</i>	0.0057	1	0.0057	0.1523	0.6983	
<i>DF</i>	0.0123	1	0.0123	0.3271	0.5704	
<i>DG</i>	0.0073	1	0.0073	0.1950	0.6610	
<i>DH</i>	0.0015	1	0.0015	0.0388	0.8447	
<i>DJ</i>	0.0930	1	0.0930	2.48	0.1228	
<i>DK</i>	0.0010	1	0.0010	0.0254	0.8741	
<i>EF</i>	0.0784	1	0.0784	2.09	0.1558	
<i>EG</i>	0.1254	1	0.1254	3.34	0.0746	
<i>EH</i>	0.0755	1	0.0755	2.01	0.1635	

<i>EJ</i>	0.0568	1	0.0568	1.52	0.2252	
<i>EK</i>	0.2532	1	0.2532	6.75	0.0129	
<i>FG</i>	0.0935	1	0.0935	2.49	0.1218	
<i>FH</i>	9.278E-08	1	9.278E-08	2.473E-06	0.9988	
<i>FJ</i>	0.0085	1	0.0085	0.2266	0.6366	
<i>FK</i>	0.1249	1	0.1249	3.33	0.0751	
<i>GH</i>	0.0435	1	0.0435	1.16	0.2874	
<i>GJ</i>	0.0406	1	0.0406	1.08	0.3042	
<i>GK</i>	0.1778	1	0.1778	4.74	0.0351	
<i>HJ</i>	0.1478	1	0.1478	3.94	0.0537	
<i>HK</i>	0.1548	1	0.1548	4.13	0.0485	
<i>JK</i>	0.0240	1	0.0240	0.6389	0.4286	
<i>A</i> ²	0.0435	1	0.0435	1.16	0.2879	
<i>B</i> ²	0.0000	1	0.0000	0.0010	0.9753	
<i>C</i> ²	0.2103	1	0.2103	5.61	0.0226	
<i>D</i> ²	0.0290	1	0.0290	0.7742	0.3839	
<i>E</i> ²	0.1247	1	0.1247	3.33	0.0753	
<i>F</i> ²	0.0014	1	0.0014	0.0377	0.8469	
<i>G</i> ²	0.1297	1	0.1297	3.46	0.0700	
<i>H</i> ²	0.0021	1	0.0021	0.0557	0.8145	
<i>J</i> ²	0.0104	1	0.0104	0.2777	0.6010	
<i>K</i> ²	0.0116	1	0.0116	0.3102	0.5805	
<i>Residual</i>	1.58	42	0.0375			
<i>Cor Total</i>	4.91	107				

Fit Statistics

Std. Dev.	0.1937	R²	0.6793
Mean	0.9285	Adjusted R²	0.8830
C.V. %	20.86	Predicted R²	-606.6967
		Adeq Precision	8.4668

L'équation obtenu pour le facteur de sécurité est comme suit

Final Equation in Terms of Actual Factors

$$\begin{aligned}
 R1 &= \\
 &+45.90604 \\
 &-62.27599 A \\
 &+1.15175 B \\
 &-0.242190 C \\
 &+0.443466 D \\
 &+0.306854 E \\
 &-0.938299 F \\
 &-1.28088 G \\
 &+0.239213 H \\
 &-16.04562 J \\
 &+0.255177 K
 \end{aligned}$$

The equation in terms of actual factors can be used to make predictions about the response for given levels of each factor. Here, the levels should be specified in the original units for each factor. This equation should not be used to determine the relative impact of each factor because the coefficients are scaled to accommodate the units of each factor and the intercept is not at the center of the design space.

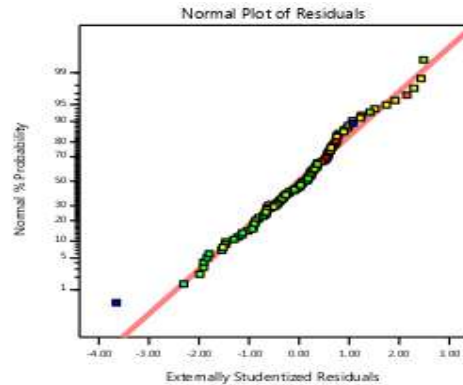
Design-Expert® Software

R1

Color points by value of

R1:

0.105  1.436



Design-Expert® Software

R1

Color points by value of

R1:

0.105  1.436

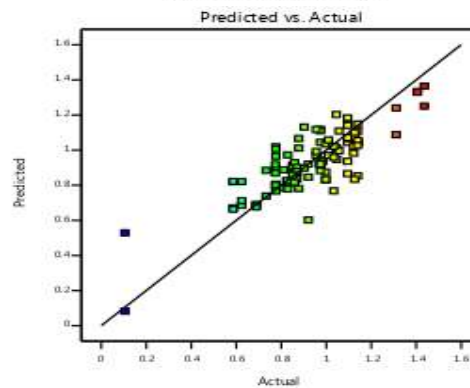


Figure V.1 : Les contributions des termes significatifs du modèle et la relation entre le coefficient obtenu par modélisation et celui calculé.

L'interaction ($f \times ap$) et le produit (f^2) ont des contributions inférieures à 1,5%. Les autres termes peuvent être supposés non significatifs.

La relation entre les facteurs d'entrée et de sortie est modélisée par une régression quadratique. Le modèle de régression obtenu est donné ci-dessous par l'équation figure dans le tableau ci-dessus avec un coefficient de corrélation $R^2 = 88,59\%$.

Les surfaces en 3D ont été tracés sur la figure à partir de l'équation du modèle pour mieux comprendre l'effet d'interaction des paramètres sur la réponse Fs..

Design-Expert® Software
Factor Coding: Actual

R1

-- 95% CI Bands

Actual Factors

- A: A = 2.245
- B: B = 1.9
- C: C = 56.28
- D: D = 59.5
- E: E = 53.495
- F: F = 28.545
- G: G = 24.5
- H: H = 61.24
- J: J = 1.1355
- K: K = 24.5

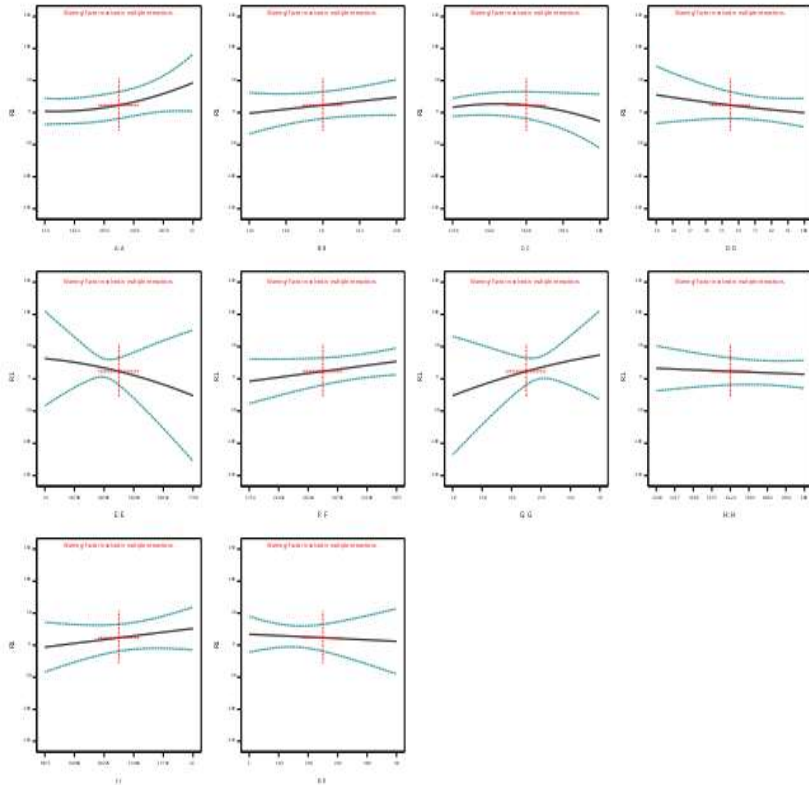


Figure V.2 : Contribution de tous les paramètres et l'interaction de chacun d'eux

Design-Expert® Software
Factor Coding: Actual

R1

0.105 1.436

X1 = A: A
X2 = B: B

Actual Factors

- C: C = 56.28
- D: D = 59.5
- E: E = 53.495
- F: F = 28.545
- G: G = 24.5
- H: H = 61.24
- J: J = 1.1355
- K: K = 24.5

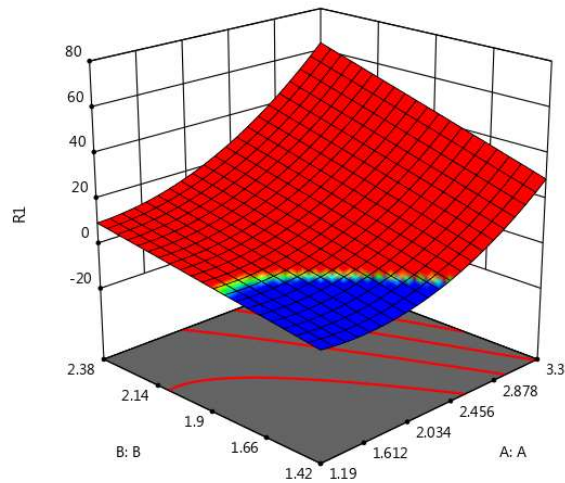


Figure V.3 : Effet des paramètres de poids volumique et angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité (F_s) avant optimisation.

Design-Expert® Software

Factor Coding: Actual

R1

0.105  1.436

X1 = A: A

X2 = B: B

Actual Factors

C: C = 40.6314

D: D = 98.4704

E: E = 48.1598

F: F = 17.9592

G: G = 29.4849

H: H = 84.9171

J: J = 0.727871

K: K = 36.2617

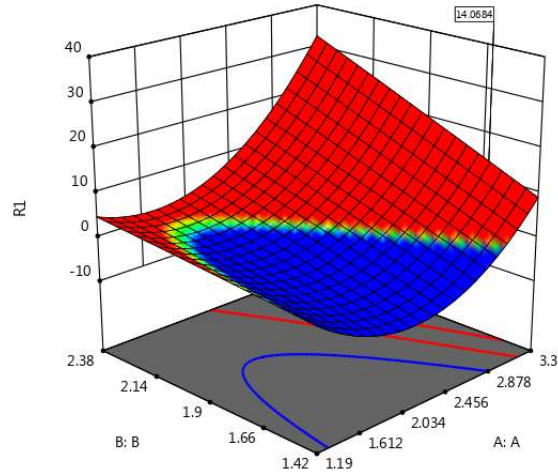


Figure V.4 : Effet des paramètres de poids volumique et angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité (F_s) après optimisation et maximisation de la réponse.



Conclusion générale



Conclusion Générale :

Les instabilités qui se traduisent par des mouvements de terrain regroupent plusieurs types très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées boueuses, chutes des blocs etc.), leur comportement, ainsi leur conséquence soit les dégâts humains et/ou matériels. Ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et la position de la nappe aquifère ou par la modification géométrique provoquée par des travaux d'aménagement et leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Une vue des conditions générales qui caractérisent la région de Souk-Ahras permet de déceler l'importance du réseau routier qui est généralement affecté de glissement de terrain. Ce réseau est tracé au sein de formations géologiques hétérogènes, généralement sédimentaires dont l'âge le plus ancien est le Trias jusqu'au Quaternaire constituée par des calcaires, des marnes et des alluvions. Souk Ahras représente une zone charnière entre l'Atlas Tellien au Nord et l'Atlas Saharien au Sud ayant une structure simple au Sud (les plissements) et complexe au Nord (contraintes tangentielles responsable de failles et fractures de terrain surtout rocheux). Ce qui marque l'influence de la néotectonique sur les mouvements de terrain. Le Trias quant à lui réagit pour son propre compte, il est toujours responsable de certaines complications par le phénomène de diapirisme.

De point de vue sismique, La wilaya de Souk Ahras est classée dans la zone I, qui est une zone de faible sismicité.

De point de vue hydroclimatologique, la région de Souk Ahras est caractérisée par un climat semi-aride. La pluie n'est pas homogène sur toute la surface de la zone dépendant de la latitude et l'altitude. Durant l'année hydrologique, le mois le plus pluvieux est Janvier (99.82 mm) marquant une saison chaude (Mai à Octobre) et une saison froide (Novembre à Avril). La période des hautes eaux va de Décembre jusqu'à Avril. Toutes ces variations des conditions climatiques participent au façonnement intense de la surface du territoire de la wilaya par érosion et changement des caractéristiques mécaniques des sols affectés : généralement les sols à teneur en fin considérables (particulièrement les argiles) sont humectés d'eau en périodes humides et desséchés en périodes sèches, ce qui mène à la précarisation du terrain qui se prépare alors à mouvoir à la simple sollicitation.

La modélisation numérique par l'utilisation du logiciel Geostudio sous la méthode d'équilibre limite nous mènes a constater que les coefficient de sécurité calculer au équilibre limites sont varié de 0.8 jusqu'au 1.7 est spécifiquement quand on varie les pression interstitielles ; ce qui donne une indication très claire sur les terrain instables et de faible caractéristique géotechnique, les données récoltés des différents secteur dans la région nous a permis de faire ressortir les corrélations entre les paramètres géotechnique choisi dans cette étude, les résultats de l'application de la méthode des plans d'expérience (design of experiments (DOE)) où la méthodologie des surfaces de réponse (RSM) est celle qui nous a aider d'étudier et traité la solution par modélisation et optimisation des paramètres qui affectent les problèmes liés au phénomène de glissement de terrain. Cette dernière nous a permis le développement des modèles par régressions multiples du facteur de sécurité (Fs) qui présente la réponse dans cette étude, les autres paramètres seront present pour des facteurs dépendant ou indépendant d'entrée; ces paramètres sont le poids volumique sec et humide (γ_d (t/m³), γ_h (t/m³)), la teneur en eau w (%), les limites de plasticité et liquidité et l'indice de plasticité (WL %, WP %, IP %), le pourcentage des éléments fins F (% < 0,008mm), la cohésion C (bar) et l'angle de frottement interne Phi (°). Les données récoltées ont été traités statistiquement à l'aide du programme « Design Expert 11 » les corrélations obtenu avec un coefficient de régression $R^2=0.88$ ce qui donne l'impression que le model est applicable pour donner des résultats fiable sur les glissement des terrains dans la région d'étude, l'optimisation par une désirabilité de maximisé la réponse du coefficient de sécurité a permet de constater que par les surfaces de réponses présentés par les graphiques en 3D on peut obtenir des résultats maximisé du coefficient de sécurité, ceci permet d'avoir les fourchettes des valeur des facteurs ou paramètres géotechnique mesurés qui affecte le coefficient de sécurité.

Référence bibliographique

- [1] : **Florence Chevallier**, Édition : Mai 2011. Collection Prévention des risques naturels »
- [2] : **BOUDLAL OMAR**; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations
- [3] : **BOUHADAD, Y**, [15-16 novembre, 2005] : « Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie »,
- [4] : **DURVILLE, Jean-Louis** ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.
- [5] : **Mohammed Hamza AISSA** ; [2011], « Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger) » ; mémoire de master en géotechnique.
- [6] : « Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers », septembre 2009.
- [7]: **Société Suisse de Géomorphologie (SSGm)** Géomorphologie de la montagne , Août 2009.
- [8] : **DURVILLE, J.L ; HÉRAUD, H** ; [2001] : «Description des roches et des massifs rocheux » ; Technique de l'ingénieur, traité construction.
- [9] : **Reiffsteck Ph** , 2001 « Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes ».
- [10] **Olivier Lateltin , OFEFP-SHGN, Berne** , [1997] Dangers naturels
- [11] Les mouvements de terrain (2004), Document d'information sur les risques naturels majeurs édité par le ministère de l'Écologie et du développement durable, France.
- [12] www.books.google.com
- [13] www.answers.com
- [14][https://www.autobip.com/fr/actualite/un_glissement_de_terrain_endommage_la_route_d_oran_perturbe_le_trafic_routier/3060](https://www.autobip.com/fr/actualite/un_glissement_de_terrain_endommage_la_route_du_port_d_oran_perturbe_le_trafic_routier/3060)
- [15] **BENDADOUCHE H., LAZIZI S.** (2008), Pathologie des glissements de terrain (Région de Bejaia), Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Département de Génie Civil Université Mentouri Constantine - 25 et 26 Novembre 2008
- [16] **GUEMACHE M.-A.** et al (2009), On a damaging earthquake-induced landslide in the Algerian
- [17] : « S.I.E.E : société d'ingénierie pour l'Eau et l'Environnement », 2008.9----17
- [18] **Sjöberg**, 1999
- [19] **Campbell**, 1975 et **Aubeny et Lytton**, 2004
- [20] Proceedings of the VIII International Geomechanics Conference 2 – 6 July 2018, Varna, Bulgaria
- [21] Memoir de **Boubker GHENNANI**
- [22] **A. FARES**, 1994
- [23] **M.A.ALLAL** et **K.A. BENACHENHOU**, 1995)
- [24] **BARATA** 1969
- [25] **U. NASCIMENTO** 1953

Référence bibliographique

- [26] https://www.memoireonline.com/10/17/10105/m_tude-de-la-stabilite-et-caracterisation-geo-mecanique-des-roches-dans-une-mine-ciel--ciel-ou31.html
- [27] J. L. DURVILLE et G. SÈVE, Stabilité des Pentes , Glissements en terrain meuble, Techniques de l'ingénieur, traité construction C 254.
- [28] https://www.memoireonline.com/09/10/3867/m_Etude-dun-glisement-de-terrain-par-differentes-methodes4.html
- [29] **Koudery, A.** 2005. Stabilité des pentes, cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF. <http://www.lb.auf.org/Kourdey/plan.htm>.
www.users.skynet.be/fa279479/transfert/pentes/html/pentes.htm
- [30] **J. Costet, G. Sanglerat.** : « Cours pratique de mécanique des sols 2, Calcul des ouvrages » Dunod.
- [31] **Benaïssa.** Glissements de terrain, Calcul de stabilité. Université de Constantine, 2003.
- [32] CFMS. – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles (1995).
- [33] **HADDI Nouridine BENSIRA** [2018-2019], Madani 'étude de stabilité des mouvements de terrain : traitement d'un cas au niveau de l'autoroute est-ouest (pk52 et pk110)' Mémoire du Master II de Université Dr Tahar Moulay Saïda
- [34] **Didi Aymen** [2017-2018], 'Modélisation d'un glissement de terrain par PLAXIS2D Cas réel : Site Serkina-Constantine' Mémoire du Master II de Université Larbi Ben M'hidi d'Oum El Bouaghi
- [35] <http://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueSOUK-AHRAS.html>
- [36] https://www.researchgate.net/publication/331973700_RevuedEcologie_2018_73_2_167
- [37] <https://www.google.com/maps/place/Souk-Ahras/>
- [38] **Brakni, S, Ayeb, H,** [2016-2017], 'Géolocalisation Des Glissements De Terrain De La Wilaya De Souk Ahras Par Images Satellitaires – Tébessa.', Mémoire du Master II de l'université de Tébessa
- [39] **Laboratoire Centrale Des Travaux Publics** [2017], Etude générale sur les glissements de terrains et les zones instables menaçant le réseau routier de la wilaya de Souk-Ahras , Direction des Etudes : A.M/A.M
- [40] **David. L.** (1956), Etude géologique des monts de la haute Medjerda. Paris
- [41] **Lannani.K et Abdouni. L.,** (2008) Etude géo-électrique par sondage électrique dans la région de Taoura. Mémoire d'ingénieur d'état, Université de Annaba
- [42] **Djaba. H,** (2010) – Ressources en eau et perspectives de gestion

Référence bibliographique

Intégrée dans le bassin versant de Medjerda (Souk-Ahras, Nord-Est D'Algérie). Mémoire Magister Univ, Annaba

[43] : **BOUDLAL OMAR**; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations.3..9

[44] :**HAMIDI, M** ; [1994] : « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza » ; Mémoire de Magister de l'école nationale polytechnique d'Alger.17--10

[45] : **MASEKANYA ,Jean-Pierre**,[2007] :« Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique », thèse de doctorat en science de l'ingénieur.18-11

[46]:**Tahiri, A** ,[1992] : « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts » ; thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées en géologie de l'ingénieur.19--12

[47] :**Melle MENDJEL Dj** ; [2012] :« analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus »thèse de doctorat des sciences.