



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

Diagnostic du fontis de BKII –la mine de Boukhadra –Tébessa.

Présenté et soutenu par

Samiha GHELLAB

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	Zied BENGHAZI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	Adel DJELLALI	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Co-encadreur	Fella ZENATI	ING	Mine de Boukhadra - Tébessa
Examineurs :	Dounia AMRANI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020



Année universitaire : 2019-2020

Tébessa le : 23/09/2020

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

1-GHELLAB Samiha

Niveau : Master 2

Option : Géotechnique

Thème :-Diagnostic du fontis de BKII –la mine de Boukhadra –Tébessa

Nom et prénom de l'encadreur : -DJELLALI Adel

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre I : Mouvement des terrains et facteurs d'instabilité.	
Chapitre II : Evaluation du risque du fontis.	
Chapitre III : Généralité sur la mine de Boukhadra.	
Chapitre IV : Méthodes de classifications et dimensionnement du soutènement.	
Chapitre V : Modélisation numérique.	

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

مقرر رقم 284 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 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
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 249 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 2020/05/21،
يقرر ما يأتي:
المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) غلاب سميحة، المولود (ة) بتاريخ 1993/04/13 ب العقلة المألحة -
تبسة، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب

Diagnostic du fontis de BKII – la mine de Boukhadra - Tébessa

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني
بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمن 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 - تبسة
المستشار
محمد المنصور
محمد المنصور
محمد المنصور
محمد المنصور
محمد المنصور

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 (ة)..... غلاب بسبيجة..... الصفة : طالب، أستاذ باحث، باحث دائم : طالبة.....

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 11993036600064 و الصادرة بتاريخ 31 04 2018

المسجل بمعهد المتاجم..... قسم الجيوتكنولوجيا

و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

① Diagnostic du fantôme de BK II - la mine de
Boukhadja - Tebessa

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

22 مبشر 2020

التاريخ:.....



من رئيس المجلس الشعبي البلدي
و بتفويض منه
إمضاء العون : زمامي العبد
مكتب إداري إقليمي

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 49 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 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 كفاءات 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: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالب (ة):

غلاب سميحة، المولود (ة) بتاريخ 1993/04/13 ب العقلة المألحة - تبسة، والموسومة ب

Diagnostic du fontis de BKII – la mine de Boukhadra - Tébessa

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	زياد بن غازي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	عادل جلالي	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنة

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

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

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وبتفويض منه
مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة
د. عولسي زويبر



Remerciement

Je tiens à remercier Dieu Le Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

Je tiens d'abord à remercier :

- ✓ *Mon encadreur : **DJELLALI Adel** pour m'avoir proposé ce sujet et de m'avoir guidé lors de la réalisation de ce travail.*
- ✓ *les enseignants du Département du géo technologie, qui a contribué à ma formation durant mon cursus d'étude universitaire surtout **HAMDANE Ali**.*
- ✓ *A cher monsieur **BELGACEME Fouazi** et **Zenati fella** .*
- ✓ *A Toute ma famille surtout mes parents et mes sœurs,*
- ✓ *Mes amis **AOULMI Mehania** ,**MRAMRIA Amina** .**BOUALLEG Housseem** et **GHELLAB Sifo**.*
- ✓ *Toute l'équipe de Laboratoire « **LNHC - DRC** » .**CHAMI Soumia**, **DANOUNE Amine**,**SAADI Boubakeur** et tous les employés de laboratoire.*

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

إهداء

إلى تلك الروح الطاهرة التي غادرنا مبكرا إلى الذي كان سندنا لنا في هذه الحياة
إليك عمي صالح رحمة الله عليك.

إلى التي زرعت فينا الأمل مهما اشتدت الظروف إلى التي بثت فينا الأخلاق،
التربية وكل ما هو جميل إليك أُمي.

إلى مصدر قوتي إليك أبي .

إلى من علمني الأبجديات وكيف أخطو كل خطوة في هذه الحياة إليك أختي نورة.

إلى مصدر عزيمتي ونجاحي أختي نشيدة .

إلى من أزلت الأشواك عن طريقي لأصل هنا أختي سناء.

إلى من علمتني أن السقوط لم يكن يوما بهزيمة إليك أختي بدرة. إلى

إلى صاحبة القلب الطيب مصدر ثقتي بنفسي أختي الصغيرة أمال .

إلى إخوتي عبد الرزاق، سليمان و عبد المالك.

إلى من كانت سندنا لي في أشد أزماتي حورية دهام .

إلى اللواتي جمعتنني بهم الحياة ليصبحوا جزءا من المحبة وعنوان المودة أمينة
بثينة مهنية سارة سلوى.

إلى أستاذ المتوسطة بنقاسم فوزي الذي مازالت نصائحك تقوي ذاتي .

إلى الذي منحني الفرصة أن أكون هنا المدير عبد المجيد ثابت.

إلى من يكن لنا ولو قليلا من المحبة.

أهدى هذا العمل المتواضع.

Résumé

Plusieurs types des mouvements menace le terrain et surtout les mines soit à ciel ouvert ou souterrain à la conséquence de deux principaux facteurs naturels et /ou anthropique tell que glissements, éboulements, fontis.... Etc. Pour ce dernier il n'existe pas de méthodologie précisée pour l'analyse et de terminer du risque relatif à ces opérations, mais il y a des méthodes et des modes pour l'évaluer. Dans ce travail nous avons effectué un diagnostic des fontis de BKII dans la mine de Boukhadra, par l'application des méthodes géomécaniques et avec une comparaison des résultats entre eux. Une simulation numérique par le logiciel ABQUS V14 a été effectuée, elle indique que BKII de la mine c'est instable et pose une menace pour les travailleurs et les engins de la mine de Boukhadra.

Mots clés ; Mines, Fontis, Risque, Géomecanique, instabilité, Boukhadra.

الملخص

كثير من الكوارث الطبيعية تهدد الارض خاصة المناجم سواء كانت المفتوحة او تحت الارض بسبب عاملين أساسيين الطبيعية و/او البشرية كالانزلاقات, الانهيارات الصخرية, الانهيارات المحلية... الخ. من أجل هذا الاخير لا توجد منهجية محددة لتحليل و تعيين الخطر المرتبط بهذه الظواهر لكن يوجد طرق للتقييم. في هذا العمل قمنا بتشخيص منطقة BKII و تمت المعالجة الرقمية بواسطة برنامج ABAQUS في منجم بوخضرة بتطبيق طرق جيوميكانيكية و تمت مقارنة النتائج فيما بينهم, وتم الإستنتاج أن منطقة BKII في المنجم غير مستقرة و تشكل تهديد بالنسبة للعمال والمركبات لمنجم بوخضرة.

الكلمات المفتاحية , مناجم, انهيار محلي, خطر, جيوميكانيكي, عدم الاستقرار, بوخضرة.

Abstract

Many ground movements threaten ground principally in the mines either open pit or underground due two main factors; naturel and anthropogenic such as slips, landslides, cave-in...etc. For this last there is no specific methodology to analyze and define risk associated with these processes but there are methods to evaluate it. In this work a diagnosis of cave-in was carried out in BKII in the Boukhadra mine, by applying geomechanical methods and with a comparison of the results between them. A numerical modeling by ABAQUS V14 software has been performed, it indicates that BKII of the mine is unstable and poses a threat to workers and machinery at the Boukhadra mine.

Key-words: Mines, Cave-in, risk, Instability, Boukhadra, Geomechanical.

Table des matières

Remerciement.	i
Dédicace.	ii
Résumé.	iii
Table des matières.	iv
Liste des figures.	x
Liste des tableaux.	xiv
Notations.	xviii
Liste des abréviations	xix
Introduction générale.	01
Chapitre I : Mouvements des terrains et facteurs d’instabilité.	02
I. Introduction.	02
I.1. Définitions de l’instabilité des terrains.	02
I.2. Paramètres influent sur l’instabilité des talus.	02
I.2.a. Facteurs internes.	02
I.2.b. Facteurs externes.	02
I.2.b.1. Facteurs anthropiques.	02
I.2.b.2. Facteurs naturels.	02
I.3. Facteurs influençant la stabilité dans une mine à ciel ouvert.	03
I.3.1. Géométrie de la mine.	03
I.3.2. Hauteur et l’angle du gradin.	03
I.3.3. Nature du terrain.	03
I.3.4. Augmentation de la teneur en eau et les infiltrations des eaux.	04
I.3.5. Eaux souterrains.	04
I.3.6. Méthode d’abattage et d’exploitation (phase d’exploitation).	04
I.3.7. Travaux des tirs et la quantité d’explosif.	05
I.4. Facteurs influençant stabilité d’une carrière souterraine.	05
I.4.1. Les facteurs intrinsèques.	05
I.4.1.a. Géologie et lithologie du terrain.	05
I.4.1.b. Géométrie des vides.	06

I.4.1.c. Méthodes d'extractions (méthode d'exploitation).	07
I.4.2. Les facteurs externes.	08
I.4.2.a. Rôle d'eau.	08
I.4.2.b. Rôle de végétation.	09
I.4.2.c. Variation des charges en surface.	10
I.4.2.d. Vibrations.	10
I. 5. Mouvements de terrains.	11
I.5.1. Classification des mouvements des terrains.	11
I.5.2. Type des mouvements.	11
I.5.2.1. Éboulements et chute de bloc et de pierre.	11
I.5.2.2. Glissements.	13
I.5.2.2.1. Caractéristiques d'un glissement de terrain.	14
I.5.2.2.2. Classifications des glissements.	15
I.5.2.2.2.a. Selon plan de rupture.	15
I.5.2.2.2.b. Selon la profondeur et la vitesse de déplacement.	18
I.5.2.3. Affaissement et effondrement des cavités souterraines.	19
I.5.2.3.a. Affaissement.	19
I.5.2.3.b. Effondrement.	19
I.5.2.4. Retrait et gonflement des sols argileux.	21
I.5.2.5. Ecoulements.	22
I.5.2.5.a. Coulées boueuses.	22
I.5.2.5.b. Laves torrentielles.	23
I.5.2.6. Basculements du blocs et fauchage.	24
I.5.2.6.a. Basculement.	24
I.5.2.6.b. Fauchage.	24
I.6. Exemples sur les mouvements dans le monde.	26
 Chapitre II : Evaluation du risque de fontis.	 27
II.1. Introduction.	27

II.2. Notions.	27
II.3. Gestion des risques fontis.	27
II.4. Indices de l'apparition et développement du fontis.	27
II.5. Mécanismes permettant de stabiliser une montée de voûte.	28
II.6. Méthodes d'évaluation de l'aléa fontis.	29
II.6.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques.	30
II.6.2. Méthodes analytiques ou volumétriques.	30
A. Modèle de Piggott et Eynon (1977).	31
B. Modèle de Whittaker et Reddish (1989).	31
C. Modèle de Vachat (1982).	32
D. Modèle INERIS.	32
E. Modèle de Meier (1991).	33
F. Autres configurations d'exploitation.	36
II.6.3. Méthode numérique.	40
II.7. Technique de mitigation du risque adapté.	40
II.8. Techniques de traitement.	41
II.8.1. Méthodes de traitement.	41
- Mesures de traitement directes (ou actives).	41
- Mesures de traitement dites indirectes ou passives.	42
II.8.2. Comment conserver la cavité ?	43
- Par boulonnage.	43
- Par renforcement des piliers.	43
- Par édification de piliers artificiels.	44
- Par portiques ou cintrage.	45
II.8.3. Comment combler la cavité ?	45
- Par déversement gravitaire depuis la surface.	46
- Par injections.	46
- Par remplissage avec une mousse thermodurcissable.	47
- Par poussage en souterrain.	48
II.8.4. Comment supprimer ou détruire la cavité ?	48
- Par terrassement-comblement.	48

- Par foudroyage.	49
II.8.5. Comment mettre en sécurité par techniques « passives » ?	50
- Pour les enjeux bâtis.	50
- Pour les constructions neuves.	51
- Pour les réseaux.	51
- Dans le cas des cavités débouchant en surface par un puits.	51
Chapitre III : Généralité sur la mine de Boukhadra.	54
III.1. Introduction.	54
III.2. Situation géographique.	54
III.3. Configuration du site.	54
III.3.1. Géologie du site et la Stratigraphie.	54
III.3.2. Géomorphologie de la mine.	56
III.3.3. Hydrogéologie.	57
III.3.4. Hydrologie.	57
III.3.5. Données climatologiques.	57
III.3.6. Tectonique.	58
III.3.7. Sismicité.	59
III.4. Historique de la mine.	60
III.5. Description de la mine.	61
III.5.1. Morphologie du gisement.	61
III.5.2. Minéralisations.	61
III.5.3. Réserves géologiques.	62
III.5.4. Modes d'exploitations.	62
III.5.4.1. Exploitation à ciel ouvert.	65
III.5.4.2. Exploitation Souterrain.	65
III.5.5. Traitement mécanique.	67
III.6. Phénomènes de l'instabilité.	68
III.6.1. Éboulement 2012.	69
III.6.2. Effondrement 2019 de BKII en septembre.	70

III.6.3. Effondrement de BKII en Octobre.	70
III.7. Reconnaissance géotechnique.	71
III.7.1. Essais au laboratoire.	71
III.7.1.1. Physique.	71
III.7.1.2. Mécanique.	72
III.8. Conclusion.	73
Chapitre IV: Classifications et dimensionnement du soutènement.	74
IV.1. Introduction.	74
IV.2. Systèmes des classifications du massif rocheux.	74
IV.2.1. Rock Quality Designation index.	74
IV.2.2. Système RMR (Rock Mass Rating).	77
IV.2.3. System de Barton (Tunneling Quality Index).	82
IV.2.4. Geological Strength Index (GSI).	87
IV.2.5. GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999).	89
IV.2.6. Corrélations entre les différentes méthodes de classification.	81
IV.3. Familles de discontinuités et la projection stéréographique.	91
- Projection stéréographique des discontinuités du massif rocheux de Boukhadra.	92
IV.4. Conclusion.	93
Chapitre V : Modélisation numérique.	94
V.1.Introduction.	94
V.2.Généralité sur la méthode des éléments finis.	94
V.2.1. Définition.	94
V.2.2. Calculs par la méthode aux éléments finis (MEF).	94
V.3. Présentation et fonctionnement du logiciel ABAQUS.	95
V.3.1. Généralité sur le code de calcul ABAQUS.	96
V.3.2. Structure d'une analyse sous Abaqus.	96

V.3.3. Modules d'ABAQUS.	97
V.3.4. Modèles de comportement utilisés dans ABAQUS.	98
V.4. Modèle numérique pour modéliser le fontis du BKII.	99
V.4.1.Géométrie du modèle (Creating part) par module part.	99
V.4.2.Caractéristiques des matériaux (Creating material) par module property.	101
V.4.3.Instance et assemblage (Defining the assembly) par module Assembly.	103
V.4.4.Création du Step (Configuring analysis) par Module step.	103
V.4.5.Chargement et conditions aux limites (apply boundary conditions and load) par module load.	104
V.4.6.Génération du maillage (Meshing the model) par module mesh.	106
V.4.7.Vérification et le lancement de calcul (Creating an analysis job) par module job.	107
V.4.8.Post-traitement avec Abaqus /CAE (Post processing with Abaqus /CAE).	109
V.4.1.8.1.Principaux résultats.	109
V.5.Conclusion.	111
Conclusion générale.	112
Références Bibliographiques.	114
Annexes.	
Annexe A	II
Annexe B	V
Annexe C	XII

Liste des figures

Chapitre I Mouvements des terrains et facteurs d'instabilité.

Figure.I.01	Influence du pendage sur le glissement.	03
Figure.I.02	Glissement de terrain causé par les conditions hydrauliques.	04
Figure.I.03	Dissolution des calcaires.	05
Figure.I.04	a et b: Forme usuelle de bloc dans des bancs Subhorizontaux et éboulement dans un massif intensément fracturé.	06
Figure.I.05	Schéma explicatif du phénomène ,les bancs de toit sont décollés et ne supportent donc que leur propre poids.	07
Figure.I.06	a et b: Vue et schéma d'évaluation d'une carrière à deux niveaux avec Superposition des piliers.	07
Figure.I.07	a et b :Vues representent l'influence d'utilisation des explosifs sur toit d'un galerie du mine souterrain.	08
Figure.I.08	Venues d'eau en carrière par infiltration suite à des fuites de réseaux persistante (Bagneux-haut-de seine).	09
Figure.I.09	Désordre en toit de carrière causée par la croissance des racines Courgeron.	09
Figure.I.10	Impact des variations de la charge en surface à la stabilité d'une carrière.	10
Figure.I.11	a et b: éboulement d'un massifs rocheux et impact d'une chute de pierre sur les routes.	12
Figure.I.12	Écroulement de terrain.	13
Figure.I.13	Schéma d'un glissement.	14
Figure.I.14	Morphologie général d'un glissement de terrain.	15
Figure.I.15	a et b : Glissement plan.	16
Figure.I.16	Glissement circulaire.	16
Figure.I.17	Glissement rotationnel.	17
Figure.I.18	Glissement rotationnel simple.	17

Figure.I.19	Glissement rotationnel complexe.	18
Figure.I.20	Glissement quelconque (aléatoire).	18
Figure.I.21	Schéma de principe d'une cuvette d'affaissement.	19
Figure.I.22	Processus de formation d'un fontis.	20
Figure.I.23	Remontée de voûte observée en souterrain.	20
Figure.I.24	Effondrement (Neuville-sur-Authon, Eure).	21
Figure.I.25	Processus de retrait-gonflement des sols argileux.	21
Figure.I.26	Coulées de boue.	22
Figure.I.27	Coulée de boue (Brésil).	23
Figure.I.28	Laves torrentielles coupant la route de La Bérarde (Isère) du 18/08/1999.	23
Figure.I.29	Basculement.	24
Figure.I.30	Phénomène de fauchage.	24
 Chapitre II Evaluation du risque de fontis		
Figure II.01	Paramètres géométriques caractéristiques dans le cas d'un fontis auto remblayé.	29
Figure II.02	Volumes en jeu lors de l'effondrement.	31
Figure II.03	Auto-comblement par foisonnement d'un fontis selon Whittaker et Reddish.	32
Figure II.04	Volume d'éboulis se répandant dans les galeries et interférant avec les piliers voisins.	34
Figure II.05	Différents profils de montées de voûte observables en toit de galerie.	37
Figure II.06	Abaque de calage de la forme des remontées de voûte en fonction de	38

	l'indice n.	
Figure II.07	Vue 3D du volume d'éboulis répandu dans une galerie trapézoïdale.	39
Figure II.08	Schéma présentant les différentes mesures de traitement directes (hors méthodes de destruction).	41
Figure II.09	Schéma présentant les différentes mesures de traitement indirectes.	42
Figure II.10	Principales mesures constructives.	42
Figure II.11	Boulonnage du toit d'une galerie.	43
Figure II.12	a et b : reprise d'un pilier par maçonnerie et Cerclage- ceinturage d'un pilier.	44
Figure II.13	Construction d'un pilier maçonné.	44
Figure II.14	Soutènement par portique.	45
Figure II.15	Comblement par déversement gravitaire.	46
Figure II.16	Comblement par coulis de silicate.	47
Figure II.17	Tunnel édifié à travers la mousse expansive pour maintenir un passage.	47
Figure II.18	Comblement mécanisé en souterrain.	48
Figure II.19	Terrassement-comblement.	49
Figure II.20	Illustration de la technique de la vibro-compactation.	50
Figure II.21	Pieu traversant une cavité.	50
Figure II.22	Mise en place d'une géo grille (géo- synthétique).	51
Figure II.23	Schéma d'une dalle en béton armé fermant une catiche.	52

Chapitre III Généralité sur la mine de Boukhadra.

Figure III.01	Situation géographique de la zone d'étude.	54
Figure III.02	Carte géologie de la mine de Boukhadra.	56
Figure III.03	Présentation de djebel Boukhadra.	57
Figure III.04	Distribution de la température de ville de Boukhadra.	58
Figure III.05	Précipitation de la ville Boukhadra -2019.	58
Figure III.06	Photo représente fissure dans la mine souterraine.	59
Figure III.07	Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003.	60
Figure III.08	Gisement de la mine de Boukhadra en 3D.	61
Figure III.09	Plan générale de la mine.	62
Figure III.10	Sondeuse INGERSOLL-RAND, de type T4-BH900.	63
Figure III.11	Présentation de la chargeuse CATERPILLAR 988F.	63
Figure III.12	Vue du camion Caterpillar 775F.	64
Figure III.13	Vue isométrique de la mine souterraine de Boukhadra.	65
Figure III.14	Coupe longitudinal souterrain.	66
Figure III.15	Chargeuse et transporteur souterrain.	66
Figure III.16	Galerie souterraine.	67
Figure III.17	Vue de concasseur.	68
Figure III.18	Trémie de Chargement.	68
Figure III.19	Plan des phénomènes d'instabilité dans la mine.	68
Figure III.20	Photo de l'éboulement de la galerie de la 4 ème phase (niveau 1045).	69

Figure III.21	Vue de l'effondrement au niveau 1135.	69
Figure III.22	Effondrement de BKII en 25/09/2019.	70
Figure III.23	Vue de l'effondrement de BK2 de 06/10/2019.	70
Figure III.24	Effondrement de BKII.	71
Figure III.25	Essai à la compression simple.	72
Chapitre IV	Classifications et dimensionnement du soutènement.	
Figure IV.01	Configuration géologique illustrant les limites du RQD.	76
Figure IV.02	Estimation de Span en fonction du RMR.	81
Figure IV.03	Relation entre Q de les catégories de soutènement.	86
Figure IV.04	Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheus.	88
Figure IV.05	Classification GSI modifiée.	90
Figure IV.06	Projection sphérique et stéréographique d'un plan et d'une droite.	92
Figure IV.07	Représentation 2D et 3D de la famille discontinuité.	93
Chapitre V	Modélisation numérique.	
Figure V.01	Structure d'une analyse sous Abaqus.	97
Figure V.02	Modules de logiciel Abaqus.	97
Figure V.03	Création du modèle.	99
Figure V.04	Dimensions géométrique du modèle de la zone d'étude.	100
Figure V.05	Géométrie de la partie à ciel ouvert de la zone étude.	100
Figure V.06	Création de la géométrie de notre problème.	101

Figure V.07	Sélection du type de mode.	102
Figure V.08	a et b : définition et attribution d'une section de modèle.	102
Figure V.09	Détermination des propriétés des matériaux dans la zone étudiée.	102
Figure V.10	Instance et assemblage.	103
Figure V.11	Création du step.	104
Figure V.12	a et b : Création des conditions aux limites des modèle.	104
Figure V.13	l'application des conditions aux limites.	105
Figure V.14	a et b : les propriétés de la charge appliquée dans la zone étudiée.	105
Figure V.15	Distribution de la charge dans le terrain.	106
Figure V.16	Première étape pour générer le maillage.	106
Figure V.17	Attribution d'un type d'élément ABAQUS.	107
Figure V.18	Génération du maillage.	107
Figure V.19	a et b : création de job.	108
Figure V.20	Etape de vérification des analyses.	108
Figure V.21	Visualisation de la structure après déformation.	109
Figure V.22	Distribution de la contrainte de Von- Mises.	110
Figure V.23	Déplacements totaux dans la zone d'étude.	110

Liste des tableaux

Chapitre I : Mouvements des terrains et facteurs d'instabilité.

Tableau.I.01	Classement des éboulements en fonctions de leurs volumes.	12
Tableau.I.02	Classification selon la profondeur de la surface de glissement (en mètres sous la surface du sol).	19
Tableau.I.03	Classification des glissements selon leurs vitesses de déplacement.	19
Tableau.I.04	Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés.	25
Tableau.I.05	Quelques exemples des mouvements des terrains et leurs conséquences dans le monde.	26

Chapitre II : Evaluation du risque de fontis.

Tableau II.01	Paramètres caractéristiques dans l'évaluation de l'aléa fontis par auto-comblement.	30
Tableau II.02	Caractéristiques des méthodes analytiques d'évaluer la hauteur prévisible d'un fontis.	36
Tableau II.03	Techniques de traitement de l'aléa fontis.	52

Chapitre III : Généralité sur la mine de Boukhadra.

Tableau III.01	Faïlles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1105 m.	59
Tableau III.02	Réserves géologiques et exploitables au 2019.	62
Tableau III.03	Paramètres techniques de la méthode d'exploitation à ciel ouvert (minéral).	64
Tableau III.04	Paramètres techniques de la méthode d'exploitation à ciel ouvert (stérile).	65
Tableau III.05	Caractéristique de la galerie de la mine de Boukhadra.	67
Tableau III.06	Paramètres physiques de différentes formations dans Boukhadra.	71
Tableau III.07	Propriétés mécaniques du massif de Boukhadra.	72

Chapitre IV : Classifications et dimensionnement du soutènement.

Tableau IV.01	Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.	75
Tableau IV.02	Résultats de RQD du défèrent faciès de la mine de Boukhadra.	77
Tableau IV.03	Paramètres de classification des roches et notes pondération.	78
Tableau IV.04	a et b. Note d'ajustement pour l'orientation des joints et Note d'ajustement pour l'orientation des joints.	79
Tableau IV.05	Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement.	79
Tableau IV.06	Temps de tenue moyen, angle de frottement et cohésion suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement.	79
Tableau IV.07	Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI.	80
Tableau IV.08	Résultats de RMR _{basic} du défèrent faciès de massif de Boukhadra.	81
Tableau IV.09	Présentation des résultats RMR, classe et le choix de soutènement du massif de la mine de Boukhadra.	82
Tableau IV.10	Élément d'altérations de diaclases dans la classification du Barton.	83
Tableau IV.11	Élément de rugosité de diaclases dans la classification du Barton.	83
Tableau IV.12	Nombre de famille de diaclases dans la classification du Barton.	84
Tableau IV.13	Élément RQD dans la classification du Barton et al (1974).	84
Tableau IV.14	Infiltration d'eau dans la classification du Barton et al. (1974).	84
Tableau IV.15	Facteur de réduction de contrainte dans la classification du Barton.	85
Tableau IV.16	Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif.	86
Tableau IV.17	Résultats de Q _{système} , classe, qualité de roche et le choix de soutènement du défèrent faciès.	87
Tableau IV.18	Résultats de GSI des différent facies de massif de Boukhadra.	88
Tableau IV.19	Récapitulatif des familles de fractures de la mine de Boukhadra.	92

Chapitre V : Modélisation numérique.

Tableau V.01	Paramètres physico-mécaniques du massif rocheux de la zone d'étude.	101
--------------	---	-----

Notations

a	Largeur entre deux piliers consécutifs.
c	Cohésion.
D	Diamètre du fontis au toit de la galerie.
e	Indice de vide.
E	Module de Young.
F_S	Coefficient de sécurité.
G_S	Densité.
H	Hauteur de recouvrement.
h_{cloche}	Hauteur de remontée de fontis.
Hg	Hauteur du gradin.
Ja	Indice de l'altération des joints.
Jn	Nombre de familles de joints.
Jr	Indice de rugosité des joints.
J_V	Espacement des joints.
J_w	Facteur de réduction pour la présence d'eau.
K	Coefficient de foisonnement.
n	Porosité.
P_w	Pression d'eau.
r	Rayon du fontis au toit de la galerie.
RC	Résistance à la compression simple.
Sr	Degré de saturation.
w	Ouverture de la galerie = Hauteur de vide
W	Teneur en eau.
β	Angle des piliers (cas de galerie trapézoïdale).
γ	Pente de la galerie (cas de galerie pentée).
θ	Angle de talus naturel du matériau éboulé dans les vides souterrains.
ρ	Masse volumique naturel ou humide.
ρ_d	Masse volumique sèche.
ρ_s	Masse volumique solide.
σ_1	Contrainte principal majeur.
ν	Coefficient de poisson.
φ	Angle de frottement.
Ψ	Angle de dilatation.

Liste des abréviations

SRF	Facteur de réduction pour les contraintes in situ.
Dtr	Diamètre de trou.
GSI	Geological Strength Index.
Lb	Longueur de bourrage.
Lf	Longueur du sous forage.
Ltr	Longueur du trou.
MEF	Méthode aux éléments finis
NGI	Norwegian Geotechnical Institute.
Q	Rock Tunneling Quality.
RMR	Rock Mass Rating.
RQD	Rock Quality Designation.
SRF	Stress Reduction Factor.
α tr	Inclinaison du gradin.
α r	Inclinaison du gradin.

Introduction générale.

Introduction générale

Au vu des conditions économiques difficiles qui alarment le monde, tous les pays cherchent à faire progresser leurs économies, y compris l'Algérie. On constate que la majorité des pays qui possèdent des ressources minérales, orientent leurs attentions vers l'exploitation des mines tel que l'Algérie qui contient des ressources naturelles et minérales, à savoir du phosphate, zinc, du fer ... etc. Il faut noter que l'exploitation ne se fait pas par procédés aléatoires ou par méthode économique, mais elle se fait selon des conditions technico-économiques bien déterminées par l'exploitant et le géotechnicien. Nous, en tant qu'ingénieurs, nous devons accompagner les étapes d'exploitation minière pas à pas, pour éviter les problèmes de glissement dans les mines à ciel ouvert et les effondrements tel que les fontis dans les mines souterraines.

Donc, notre travail consiste à diagnostiquer les fontis de BKII dans la mine de Boukhadra par des méthodes empiriques, les systèmes de classification et par simulation numérique par les logiciels ABAQUS V14 et Roc-science.

La présente étude s'articule sur cinq chapitres :

- Le premier chapitre, donne un aperçu sur les mouvements de terrain et les principaux facteurs influent la stabilité des terrains ;
- Le deuxième chapitre, présente une revue des concepts généraux entourant évaluation du fontis, les méthodes de traitement et technique de mitigation du risque adapté.
- Le troisième chapitre est consacré au contexte géologique régional et local du massif rocheux de Djebel Boukhadra, ainsi que les phénomènes de l'instabilité dans la mine de Boukhadra.
- Le quatrième chapitre présente l'application des systèmes de classification du massif rocheux de Djebel Boukhadra, et l'utilisation du logiciel Roc-science pour faire la projection stéréographique des familles des discontinuités.
- Le cinquième chapitre fait l'objet d'une modélisation des fontis de BKII de la mine de Boukhadra par logiciel ABAQUS v14 pour évaluation des déformations et les déplacements qui ont causé ces fontis.

Chapitre I :

*Mouvement des terrains et les
facteurs d'instabilité.*

Chapitre I : Mouvements des terrains et facteurs d'instabilité.

I. Introduction

L'instabilité des terrains c'est parmi le plus gros problème qui menace les mines dans le monde. L'importance majeure de phénomène nous oblige étudier dans ce chapitre quelques phénomènes qui touchent la stabilité (Glissement, effondrement, écoulement,...etc.), sans oublier les facteurs d'influent sur la stabilité (Géologie, l'hydrogéologie, les explosifs ...etc.).

I.1. Définitions de l'instabilité des terrains

C'est l'état déséquilibre (manque de stabilité) de terrain lorsque la perte sa résistance au cisaillement et sa propriétés due à la plusieurs facteurs.

I.2. Paramètres influent sur l'instabilité des talus

L'instabilité des talus selon Schroeder (2010) est reliée principalement à deux facteurs :

✓ Facteurs internes et externes.

I.2.a. Facteurs internes

Ce sont les facteurs qui dépendent de la nature, la morphologie et aux caractéristiques des discontinuités du massifs rocheux tell que les caractéristiques physiques et mécaniques et le comportement de la roche.

I.2.b. Facteurs externes

Ils peuvent être des facteurs naturels ou anthropiques :

I.2.b.1. Facteurs anthropiques

Ce sont tous les travaux qui ont une relation avec les activités humaines telles que Les travaux de terrassement, Absence ou insuffisance de système de drainage ou d'évacuation des eaux, Influence du trafic et des charges roulantes...etc.

I.2.b.2. Facteurs naturels : divisés en trois groupes :

- a. **Géographiques et climatiques** : représenté relief du site, régime de température et précipitation...etc.
- b. **Géologiques** : par des conditions tectoniques, discontinuités existants (les failles par exemple), et plan de stratification (faible résistance) l'effet de la sismicité de la zone.
- c. **Hydrogéologiques** : Avec les infiltrations des eaux, action de la neige et des cycles de gel et dégel...etc. (Schroeder ,2010 ; Porokhovoï ,1995).

I.3. Facteurs influençant la stabilité dans une mine à ciel ouvert

C'est l'ensemble des facteurs qui ont d'importance dans la stabilité du talus :

- ✓ La géométrie de la mine (concavité et convexité du bord) ;
- ✓ La hauteur et l'angle du gradin ;
- ✓ La nature du terrain ;
- ✓ L'eau souterraine ;
- ✓ Méthode d'abattage et d'exploitation (phase d'exploitation) ;
- ✓ Les travaux des tirs et la quantité d'explosif.

I.3.1. Géométrie de la mine

Forme du bord de talus (concave ou convexe) influent sur la valeur réelle du facteur de sécurité, si le bord de fosse est concave, la valeur F_S sera sous-estimé, dans le cas contraire, elle sera sur estimé par rapport la réalité. (Boucif et Tamourt, 2015).

I.3.2. Hauteur et l'angle du gradin

Changement de la hauteur et l'inclinaison du talus provoque des perturbations des contraintes cela mène de changement de coefficient de sécurité .Donc la stabilité de la pente lorsque la hauteur du talus augmente l'inclinaison du talus doit être faible. (Cojean, 1998).

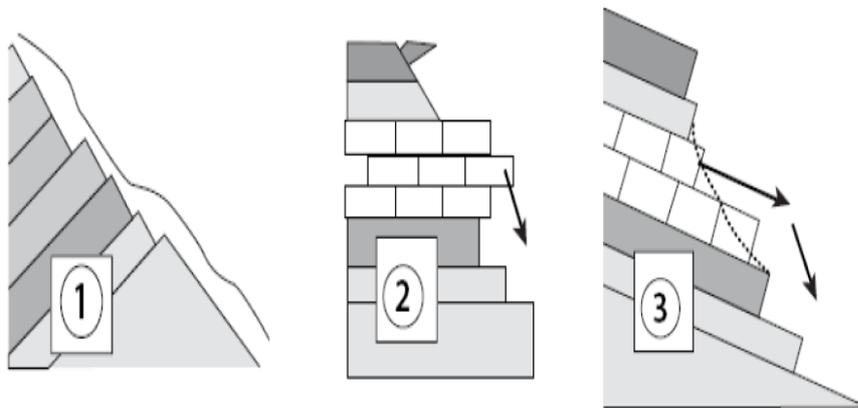


Figure.I.01. Influence du pendage sur le glissement. (Duncan ,2004).

I.3.3. Nature du terrain

Ce sont les paramètres et les propriétés qui définir le terrain et influent sur coefficient de sécurité tel que les formations et lithologie du massif, conditions tectoniques, les discontinuités et leurs caractérisations et paramètres physico-mécanique (cohésion, angle

de frottement et poids volumique). Ces facteurs comme la fiche identité de la roche, jouent rôle très important dans la stabilité des pentes.

I.3.4. Augmentation de la teneur en eau et les infiltrations des eaux

Infiltrations des eaux de précipitations et de neige provoquent des pressions hydrostatiques sur le terrain cela mène à une diminution des propriétés mécaniques du massif (résistance à cisaillement faible) qui influent sur la stabilité des pentes. (Cojean, 1998).

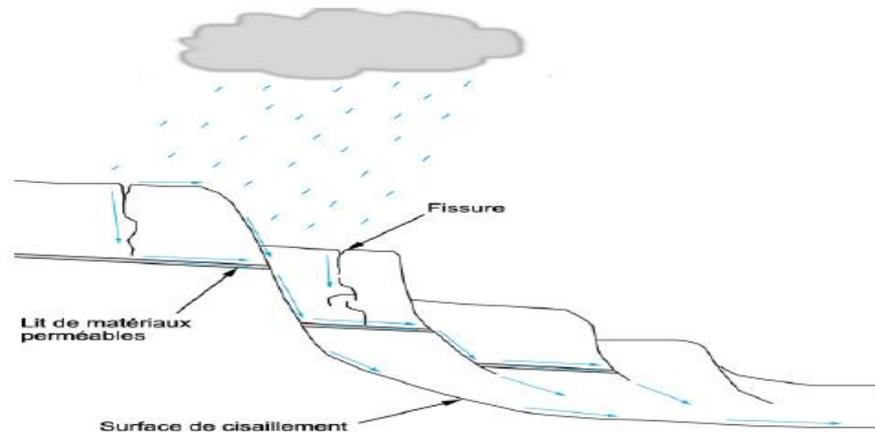


Figure.I.02. Glissement de terrain causé par les conditions hydrauliques. (Hadbi et Djelti, 2019).

I.3.5. Eaux souterraines

L'eau souterraine c'est un facteur très important dans la stabilité des pentes, elle crée une pression de courant qui perd la résistance de la roche et provoque plusieurs phénomènes tels que :

Altération du talus, des affaissements, gonflement certain type de terrains, liquéfaction des sols sableux à cause de l'augmentation soudaine de la pression d'eau. (Cojean, 1998).

I.3.6. Méthode d'abattage et d'exploitation (phase d'exploitation)

La technique ou méthode d'exploitation c'est un paramètre très important qui influence indirectement sur la stabilité des pentes et par autres paramètres comme les travaux des tirs et les vibrations des engins avec des facteurs naturels (eaux souterraines, discontinuités...).

Cette influence est présente par la diminution de la résistance au cisaillement à la conséquence de la modification de l'état naturel des contraintes dans le massif. (Boucif et Tamourt, 2015).

I.3.7. Travaux des tirs et la quantité d'explosif

Les vibrations engendrent des forces de pression, générées par l'utilisation répétitive de l'explosif et l'opération de tir détraquent l'équilibre d'un talus, ils dégradent à long terme les propriétés mécaniques du massif, ceux-ci peuvent contribuer à diminuer sa résistance au cisaillement.

Le tir réalisé affecte le massif, dans ce cas le front de taille devient friable et fracturé, ce qui peut même modifier tous les plans de tirs à réaliser. (Larbi, 2016).

I.4. Facteurs influençant la stabilité d'une carrière souterraine

Ces paramètres jouent un rôle très important dans l'instabilité d'une carrière souterraine, elles se divisent en deux (02) grands facteurs :

- ✓ Les facteurs intrinsèques ;
- ✓ Les facteurs externes.

I.4.1. Facteurs intrinsèques

Les paramètres intérieures permettent l'analyse et de décrire la cavité, elles sont :

I.4.1.a. Géologie et lithologie du terrain

Les formations géologiques et lithologiques influent sur la stabilité des cavités souterraines surtout les formations karstiques (calcaire, gypse, sel). Les dissolutions des calcaires à cause de la présence des eaux dans les fractures et les joints créent des vides, qui s'élargissent progressivement, lorsque les vides deviennent importants, des éboulements peuvent se produire. (Hantz, 2012 ; IFSTTAR, 2014).

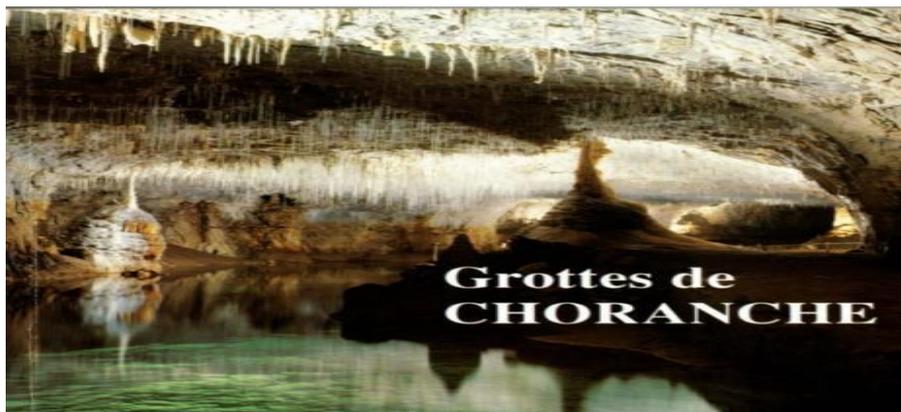


Figure.I.03. Dissolution des calcaires. (Hantz, 2012).

Les fractures et les discontinuités du milieu sont un facteur principalement gouvernant la stabilité du site, elles sont des points de faiblesse du massif qui guident les ruptures éventuelles et sont des zones favorables de circulation des eaux.

Les caractérisations des discontinuités, l'ouverture, espacement, rugosité des joints, l'orientation et la nature de remplissage permettent d'apprécier la résistance du massif. (IFSTTAR, 2014).

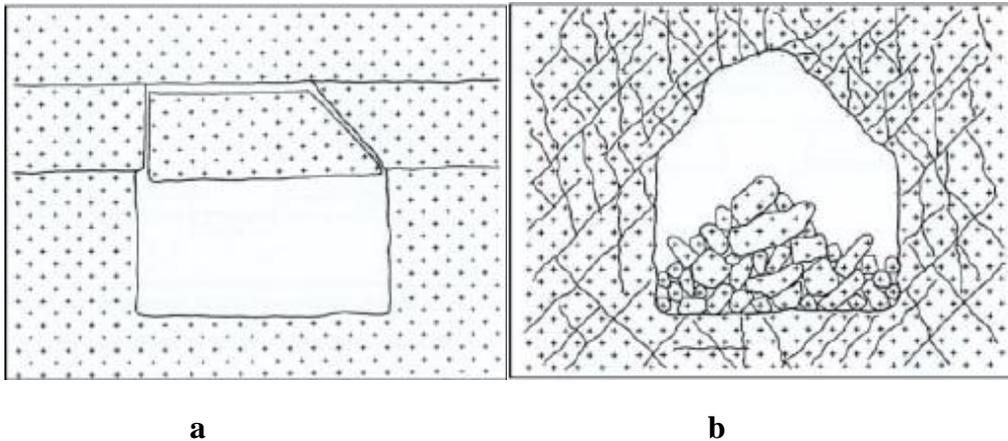


Figure I.04 .a : Forme usuelle de bloc dans des bancs Subhorizontaux. (Hantz ,2012).

b : Eboulement dans un massif intensément fracturé. (Hantz, 2012).

I.4.1.b. Géométrie des vides

La géométrie des chambres et des galeries a influé directement sur la stabilité. On citera notamment :

- ✓ Le creusement de la galerie induit une redistribution des contraintes à son voisinage (figure.I.05), les instabilités dues à l'existence d'une portée excessive ou d'un ciel plat, d'un nombre insuffisant de piliers ou de leur mauvaise superposition entre deux niveaux d'exploitation (figure.I.06).
- ✓ L'apparition des fractures et la redistribution des contraintes à la conséquence du sous-dimensionnement des éléments porteurs des carrières (piliers, toit, mur).
- ✓ La caractérisation des vides est complexe car elle repose dans un premier temps sur la réalisation d'un plan support. Le travail de caractérisation de géométrie du vide ne s'appuie seulement sur une représentation plane mais également sur une représentation en coupe indispensable par exemple dans le cas des catiches, des cavités à niveau superposé. (IFSTTAR, 2014).

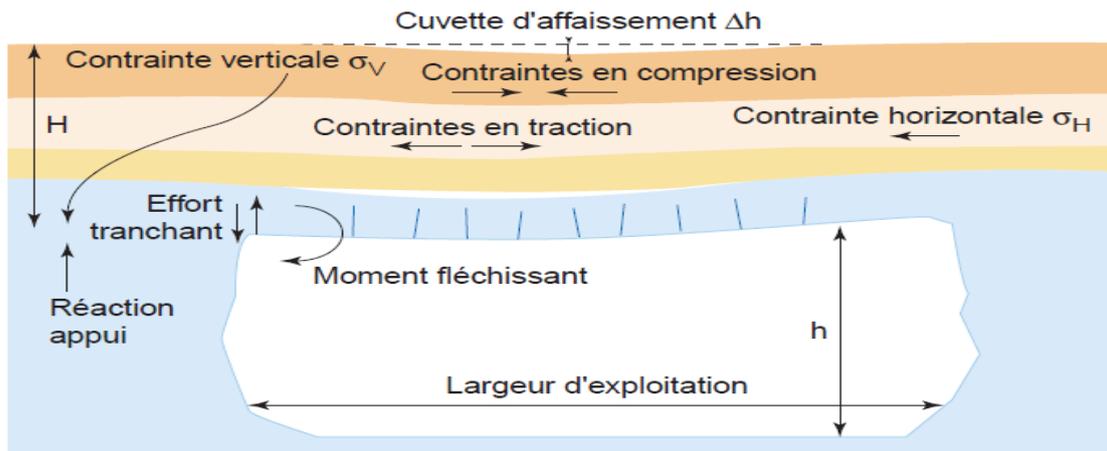
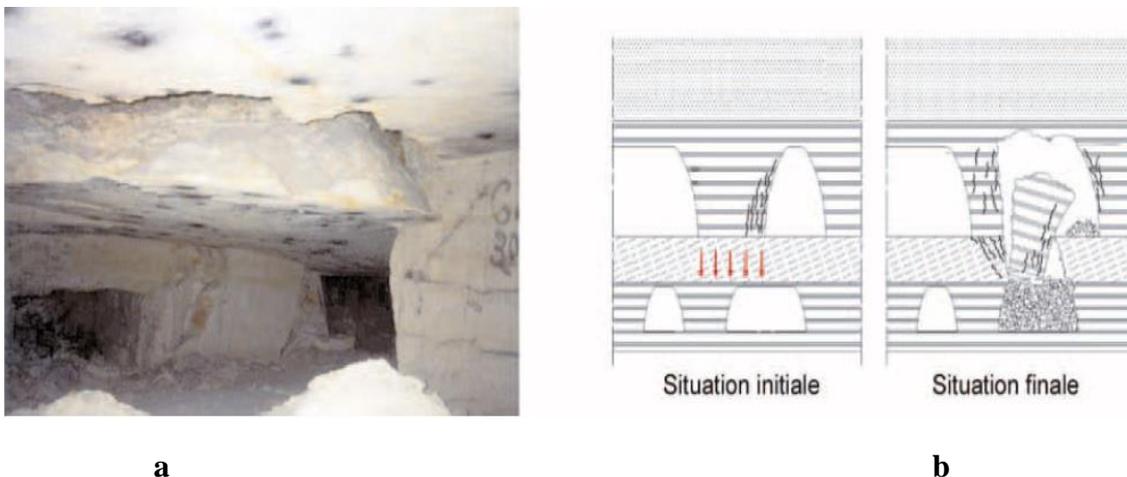


Figure.I.05. Schéma explicatif du phénomène ,les bancs de toit sont décollés et ne supportent donc que leur propre poids. (IFSTTAR, 2014).

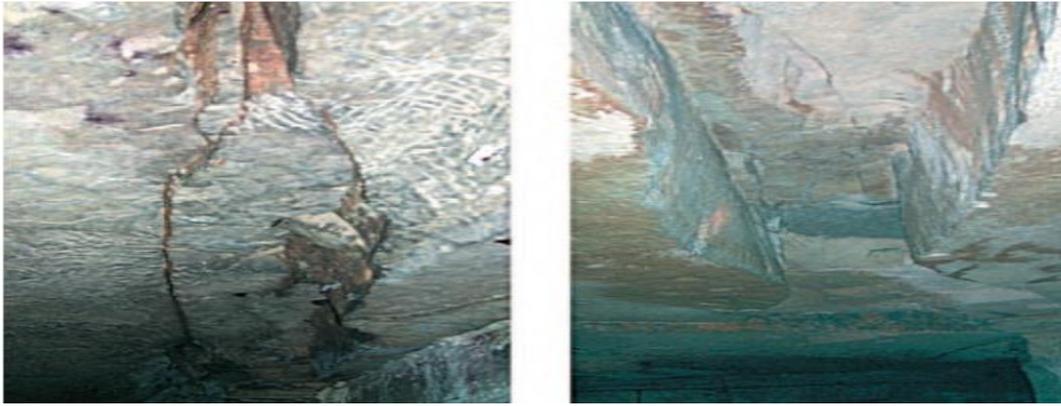


Figures.I.06 a et b. Vue et schéma d'évaluation d'une carrière à deux niveaux avec superposition des piliers. (IFSTTAR, 2014).

I.4.1.c. Méthodes d'extractions (méthode d'exploitation)

La technique d'exploitation influence directement sur la stabilité des carrières souterraine à grâce de :

- ✓ Parfois l'utilisation des explosifs attaque les massifs rocheux souterraine qui provoque l'éclatement des roches superficiels (figure.I.07) ;
- ✓ L'extraction par méthode sous-niveau abattu ou par chambres magazines est généralement instable car elle augmente la hauteur des vides ;
- ✓ L'écramage des piliers (extraire la roche des piliers juste avant l'abondant des carrières) est évidemment défavorable pour la stabilité. (IFSTTAR, 2014).



a

b

Figure.I.07a et b. Vues representent l'influence d'utilisation des explosifs sur le toit d'un galerie du mine souterrain. (IFSTTAR, 2014).

I.4.2. Facteurs externes

I.4.2.a. Rôle d'eau

Quelques soit les sources des eaux, infiltration ou souterrains l'eau est agent très important dans la stabilité souterrain à grâce de leurs influences, on citera notamment :

- ✓ L'érosion mécanique et dissolution de quelques formation par exemple le gypse et calcaire ;
- ✓ Les changements de la teneur en eau d'une roche peut influe sur la résistance mécanique et occasionner une surcharge temporaire par exemple, les cires peuvent perde jusqu'à 50 % de résistance en compression entre l'état sec et la saturation ;
- ✓ L'écoulement des eaux peuvent agrandir les fractures et les discontinuités ;

Dans le cas d'infiltration (figutre.I.08) naturelle ou anthropique, l'eau est un facteur d'accélération l'évolution vers la ruine de la carrière.

Par fois grande précipitation sur les terrains de recouvrement peuvent apporter une surcharge sur la carrière. (IFSTTAR, 2014).



Figure.I.08. Venues d'eau en carrière par infiltration suite à des fuites de réseaux persistante (Bagneux-haut-de seine). (IFSTTAR, 2014).

I.4.2. b. Rôle de végétation

La présence des végétations en surface joue comme des facteurs des instabilités des carrières peu profondes.

- ✓ En l'effet de croissance des végétaux s'accompagne de celle de leurs racines colonisent les milieux les plus favorables à leur développement (humides, fracturés).il est donc fréquent de retrouver des racines dans des discontinuités rocheuses au toit des carriers (figure.I.09).
- ✓ Avec la mort de la végétation, leur racines dégradent et laisser des fractures ouvertes dans la roche. Ces fractures constituent un drainage préférentiel de l'eau présente dans les matériaux de recouvrement de la carrière. (IFSTTAR, 2014).

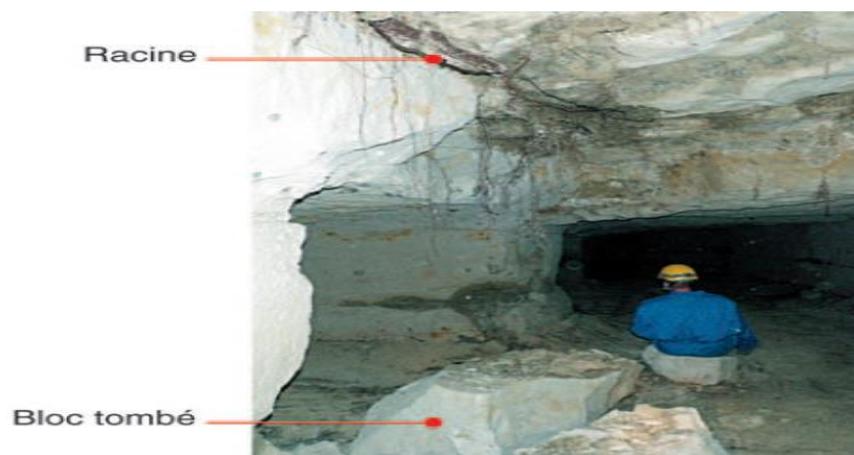


Figure.I.09. Désordre en toit de carrière causée par la croissance des racines-Courgeron.

- ✓ La présence de racine peut, modifier les conditions physico-chimique des roches .L'impact de ce phénomène sur l'instabilité d'une carrière est toutefois mal connu et difficilement quantifiable.
- ✓ Selon les conditions du site (infiltration, ruissellement,...) on peut dire que la végétation favorable ou défavorable dans la stabilité d'une carrière. (IFSTTAR, 2014).

I.4.2.c. Variation des charges en surface

Quelques soit les charges en surfaces statique (déblais ou remblais par exemple) ou dynamique (circulation routière, surcharge de précipitation...etc.) influe sur la distribution des contraintes autour la carrière tel que la surcharge augmente la contrainte verticale dans les piliers (figure.I.10).

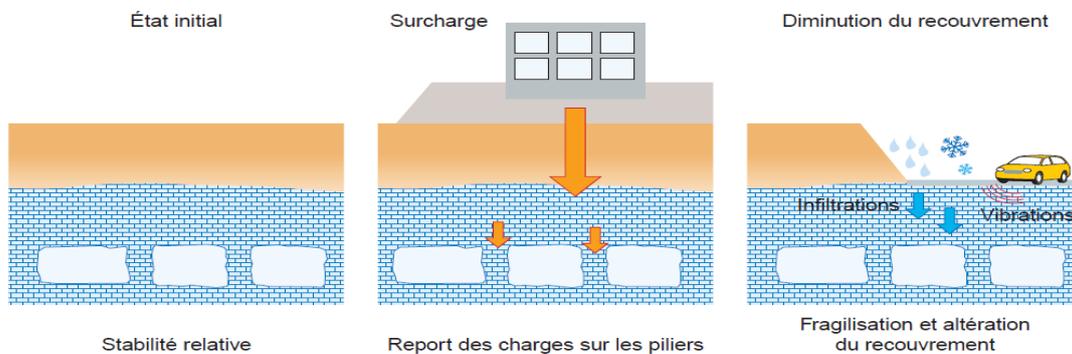


Figure.I.10. Impact des variations de la charge en surface à la stabilité d'une carrière. (IFSTTAR, 2014).

Au contraire, les déblais diminuent la charge pour les carrières profondes (influence favorable à la stabilité).toutefois, la diminution des épaisseurs des terrains de recouvrement augmente en contrepartie la sensibilité de la carrière vis-à-vis des autres facteurs externes (Infiltration, végétation, vibration).le déblais peut ainsi contribuer à favoriser l'apparition de désordre en surface.

I.4.2.d. Vibrations

Les vibrations des engins ou dès l'utilisation d'explosifs provoquent l'instabilité des carrières par agrandissement des fractures et discontinuités cela mène de pénétrations des eaux. (IFSTTAR, 2014).

I.5. Mouvements de terrains

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, désigne l'arrachement et le déplacement (avec ou sans rupture) le long des pentes de sols (terrain meuble) et de masse rocheuse compactes ou désagrégées sous l'effet de forces de gravité. (Boucif et Tamourt, 2015 ; Porokhovoi, 1995).

I.5.1. Classification des mouvements des terrains

De nombreuses classifications des mouvements de terrain ont classé selon plusieurs critères, les principaux sont :

- ✓ **Type de terrains affectée** : soit terrains meuble (sol), soit terrains rocheux (roche) ;
- ✓ **Type de mouvements** : continu ou discontinu ;
- ✓ **Vitesse de processus** : selon la vitesse, si :
 - Lent : quelques millimètres par an ;
 - Rapide : quelques centaines de mètres par jour.
- ✓ **Volume de remaniement des matériaux après le mouvement** :
 - Quelques mètres cubes ;
 - Quelques millions de mètres cube

I.5.2. Type des mouvements

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont :

1. Éboulements et Chutes de blocs et de pierre ;
2. Glissement ;
3. Affaissement et effondrement des cavités souterraines ;
4. Retrait et gonflement ;
5. Les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles)
6. Basculement du blocs et fauchage. (Bouhadad ,2005 ; Messin et al ,1999).

I.5.2.1. Éboulements et chute de bloc et de pierre

C'est un phénomène de libération des éléments rocheux de taille variable, purement gravitaire (figure.I.11a et b), qui se manifeste d'une manière rapide et brutale. Elle affecte des matériaux rocheux, rigides et fractures ;

Le terme employé dépend du volume de roche mobilise lors de phénomène (tableau.I.1) qui est en fonction de la fissuration initiale des massifs il peut être de quelques centimètres cubes

pour les pierres et varier entre quelques décimètres cubes et plusieurs mètres cubes, voire quelques dizaines de mètres cubes pour les blocs.

Le volume total mobilisé lors d'un épisode donné peut être de quelques milliers de mètres cubes. Au-delà, on parle d'éboulement en masse. (Derradji et Sahli, 2012 ; Messin et al, 1999).

Tableau.I.01. Classement des éboulements en fonctions de leurs volumes (Derradji et Sahli, 2012).

Phénomènes d'instabilités	Volume en m ³
Chute de pierre	$\leq 10^{-3}$
Chute de blocs rocheux	$10^{-3} - 10^2$
Eboulement	$10^2 - 10^5$
Eboulement majeurs	$10^5 - 10^7$
Eboulement catastrophiques	$\geq 10^7$

Les principaux facteurs de déclenchement de ce type de mouvement de terrain sont :

- ✓ la fracturation du massif rocheux ;
- ✓ la végétation arborée dont les racines élargissent les fissures ;
- ✓ les précipitations ;
- ✓ le mécanisme de gel-dégel en élargissant les fissures ;
- ✓ l'action d'origine humaine ou phénomène anthropique (terrassement, sous-cavage, apport d'eau). (Souvignet, 2016).

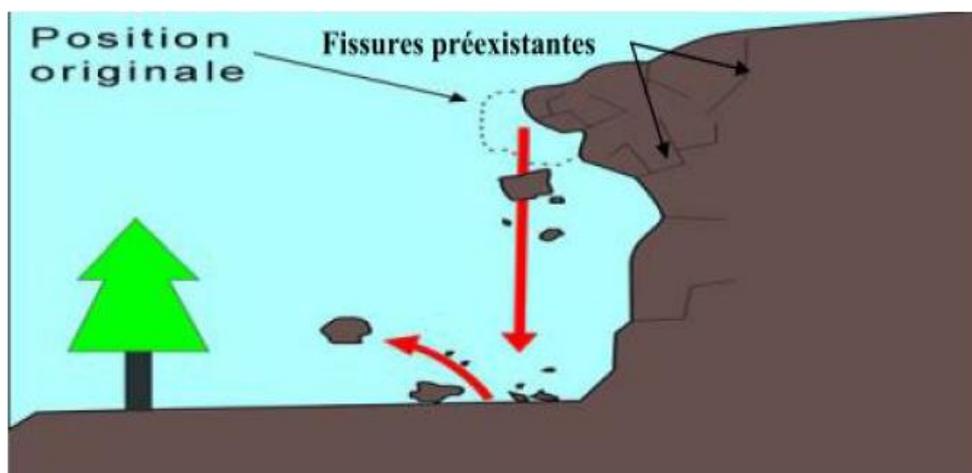


Figure.I.11a: Eboulement d'un massifs rocheux ([http:// observatoire-regional-risques-paca.fr](http://observatoire-regional-risques-paca.fr)).



Figure.I.11.b : Impact des chutes de pierre sur les routes. (METL-MEDDE ,2012).

➤ **Entre les éboulements et les écroulements**

les deux phénomènes sont de mobilisations rapides et en grande masse de terrains rocheux ou d'un mélange de rocheux et tendre, le terme d'écroulement est le plus souvent employé lorsque la domaine est rocheuse, et le terme éboulement lorsque la matrice meuble est importante .(Messin,1999).

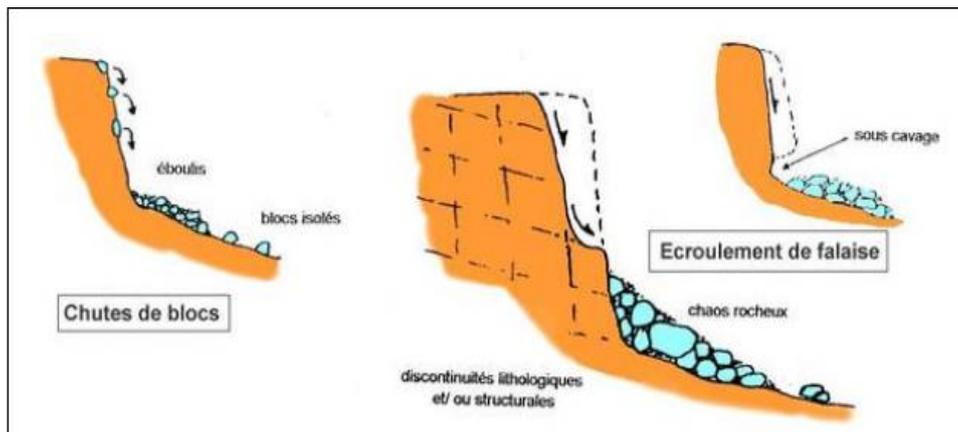


Figure.I.12. Écroulement de terrain. (Kabou et Meirad, 2013).

I.5.2.2. Glissements

Il s'agit du mouvement avec déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente (argile, marne...) ou roche fracturé d'épaisseur variable le long d'une surface de rupture. Cette variation de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels.

L'ampleur du mouvement, sa vitesse et le volume de matériaux mobilisés varient selon les conditions rencontrées (caractéristiques géo mécaniques du sol, profondeur de la surface

de rupture, épaisseur de terrain meuble, altération du substratum, pente du terrain, présence d'eau, etc.). (Souvignet, 2016; METL-MEDDE, 2012).

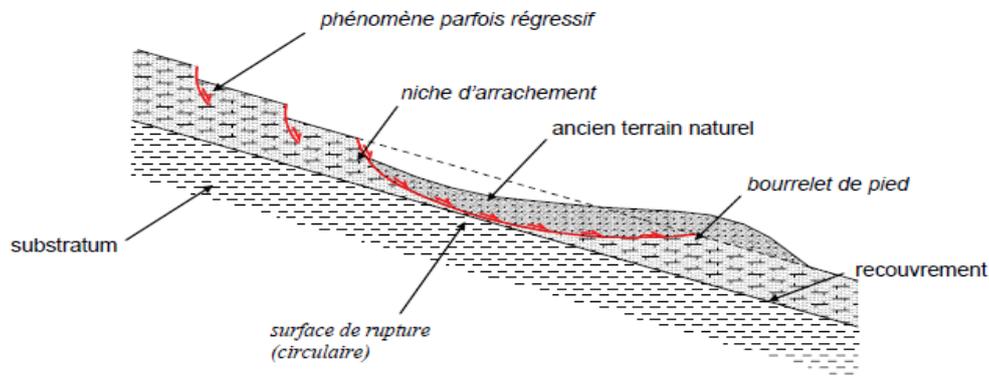


Figure.I.13. Schéma d'un glissement.(DDRM,2005).

I.5.2.2.1. Caractéristiques d'un glissement de terrain

Lors de ses travaux pour l'UNESCO, Varnes en 1978 a élaboré un bloc diagramme idéal mettant en exergue les caractéristiques d'un glissement de terrain complexe, (figure.I.15).

- a. **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- b. **Escarpement secondaire**: Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- c. **Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourelet.
- d. **Surface de glissement (Ou de rupture)** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- e. **Fissures et crevasse** : Rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
- f. **Couronne** : zone située au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- g. **Tête** : C'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- h. **Elément** : Fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

- i. **Flan** : Limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- j. **Extrémité inférieure (pouce)**: zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- k. **Rides transversales** : Elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- l. **Corps** : Partie centrale du glissement recourant la surface de rupture. (Vernes, 1978).

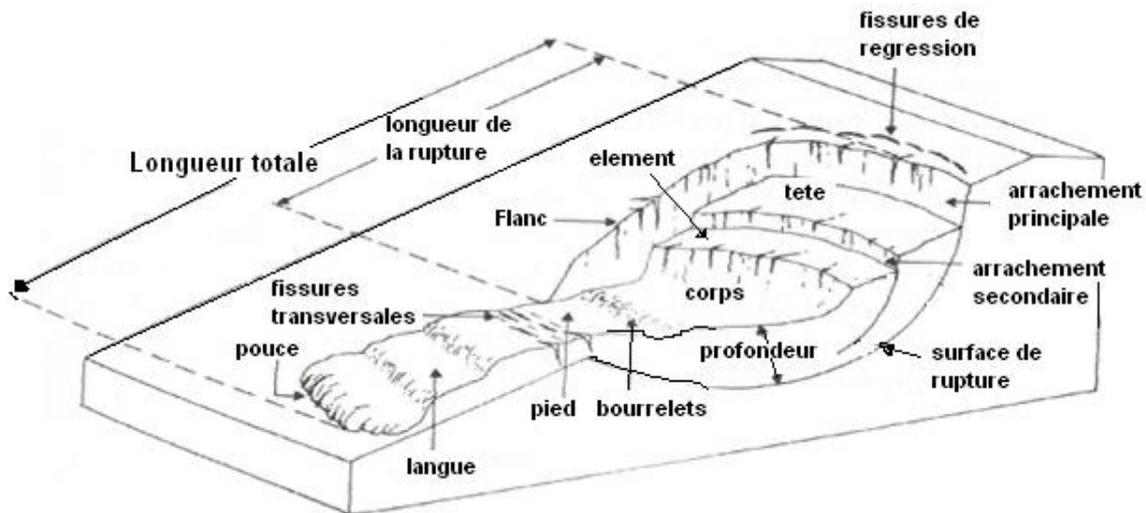


Figure.I.14. Morphologie général d'un glissement de terrain. (Kabou et Merad, 2013).

I.5.2.2.2. Classifications des glissements

I.5.2.2.2.a.Selon plan de rupture

Il existe plusieurs formes des glissements de terrain. Les classifications de ces types est faite selon la forme de la surface de rupture. On distingue trois principaux types de glissements :

- ✓ Glissement plan ;
- ✓ Glissement circulaire ou rotationnel ;
- ✓ glissement quelconque (aléatoire). (Hadabi et Djelti, 2019).

a. Glissement plan

C'est un déplacement d'une masse caractérisé par un mouvement de translation sur une discontinuité plane avec rupture lorsque les forces motrices dépassent la résistance au cisaillement des discontinuités. Les indices et les signes de son évolution sont les ouvertures de fissures en arrière (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification). (Figure.I.15a et b). (Boudal.2013).



b. Glissements rotationnels ou circulaires

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cueillerez (surface plus ou moins circulaire). Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué, le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (Figure.I.16).

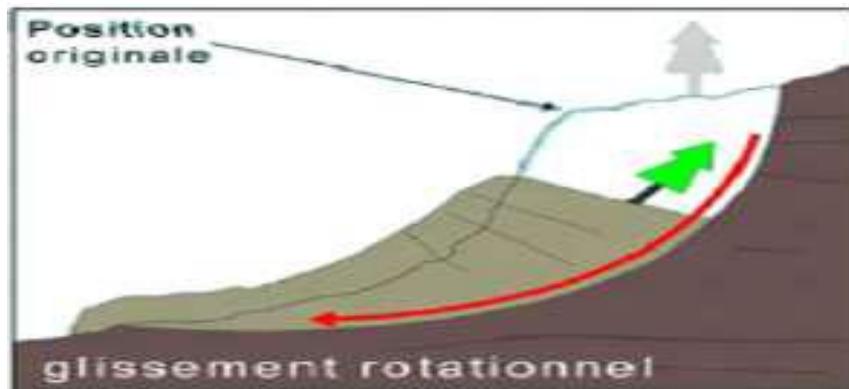


Figure.I.16. Glissement circulaire. (Collin ,1846).

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (figure.I.17).

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

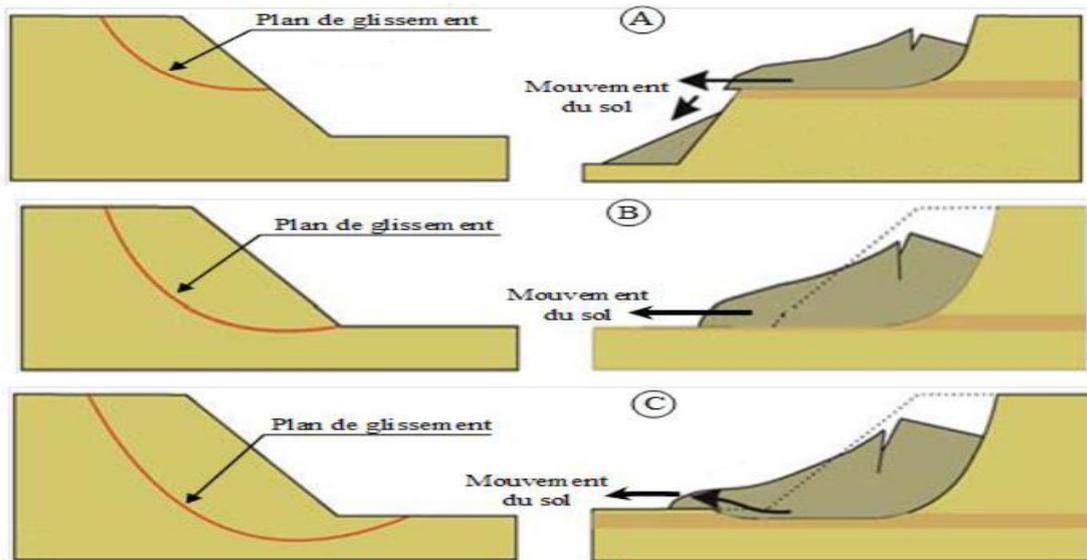


Figure.I.17. Glissement rotationnel. (Hadabi et Djaleti, 2019).

On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) :

- **Glissement rotationnel simple**

Est le plus fréquent par rapport de l'autre type (complexe), sa plan de rupture est très simple de forme assimilée à cylindre (figure.I.18).

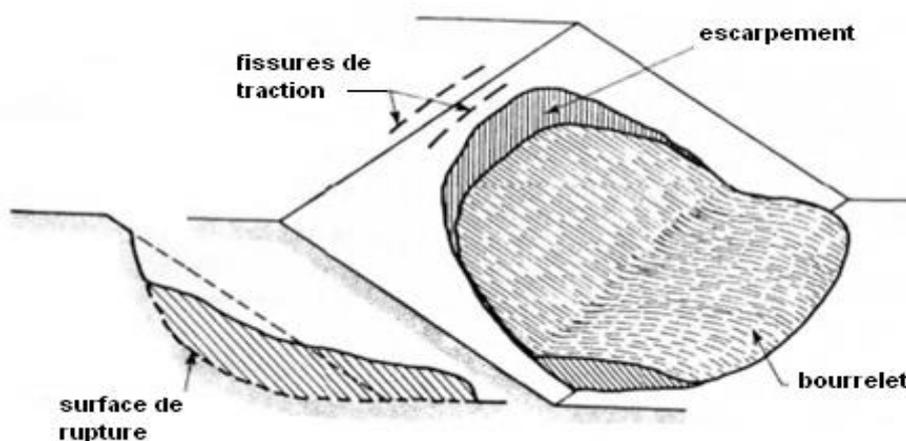


Figure.I.18. Glissement rotationnel simple.(Kabou et Merad,2013).

- **Glissement rotationnel complexe**

C'est une succession des glissements de même pente , L'apparition du premier glissement, en base de la pente, conduit à une perte du butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

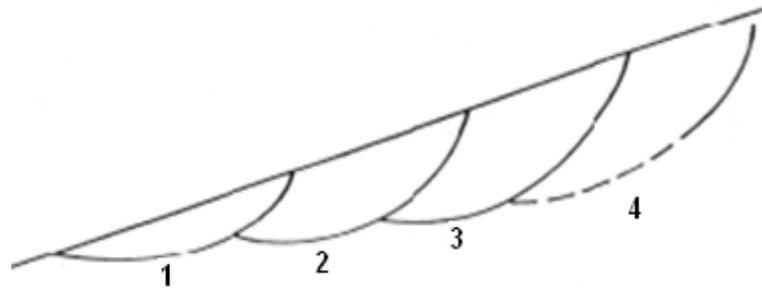
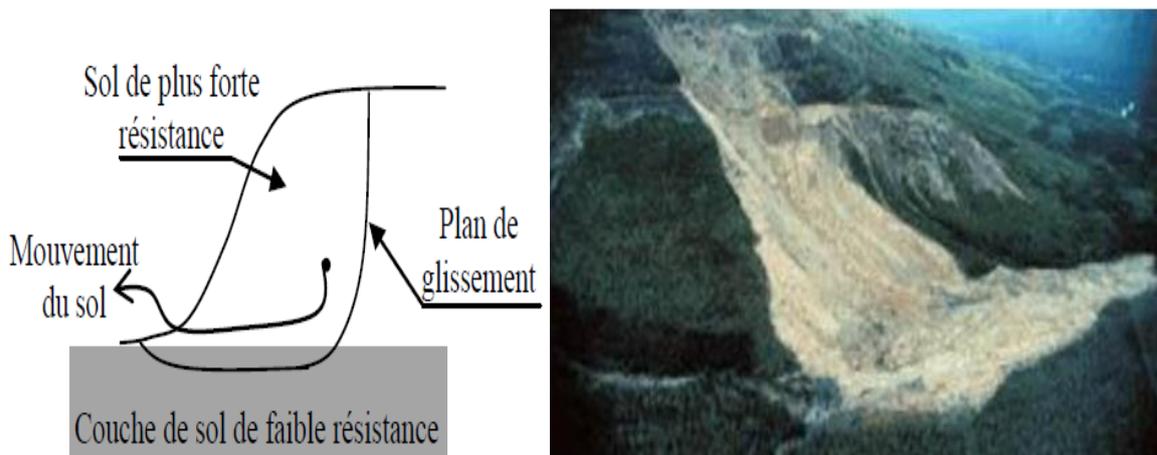


Figure.I.19. Glissement rotationnel complexe. (Kabou et Merad,2013).

- **Glissement quelconque**

Ce type de glissement est une combinaison des deux cas précédent (figure.I.20a et b), causé par déplacement de translation et développement dans les dépôts hétérogènes selon plan de cisaillement aléatoire .Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance. (Boudal, 2013).



a. Schéma d'un glissement quelconque

b. Glissement quelconque (Australie).

Figure.I.20. Glissement quelconque (aléatoire). (Boudal, 2013).

I.5.2.2.2.b. Classification selon la profondeur et la vitesse de déplacement

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau.I.02) et selon leur vitesse de déplacement à long terme des mouvements (Tableau.I.03).

Tableau.I.02 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (en mètres sous la surface du sol). (Kabou et Merad ,2013).

Glissement	Profondeur de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi profond	2-10m
Profond	>10 m

Tableau.I.03 : Classification des glissements selon leurs vitesses de déplacement. (Cruden et Varnes ,1996).

Vitesse de déplacement du glissement	Classification
1 mm/an à 12mm/an	Très lent
1 mm/mois à 50mm/mois	Lent
1,5 mm/j à 100 mm/j	Moyen
4 mm/h à 10 m/h	Rapide
2,5 m/sec à 10 m/sec	Très rapide

I.5.2.3. Affaissement et effondrement des cavités souterraines

I.5.2.3.a. Affaissement

Mouvement de faible amplitude continue à dynamique lent provoque les cavités souterraines d'origine naturelle ou artificielle, dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture (figure.I.21).

Les affaissements se traduisent ainsi en surface par l'apparition graduelle d'une dépression topographique, sans rupture cassante importante (Photographie 7). On emploie souvent le terme de « cuvette d'affaissement ». (Messin, 1999 ; INERIS, 2016).

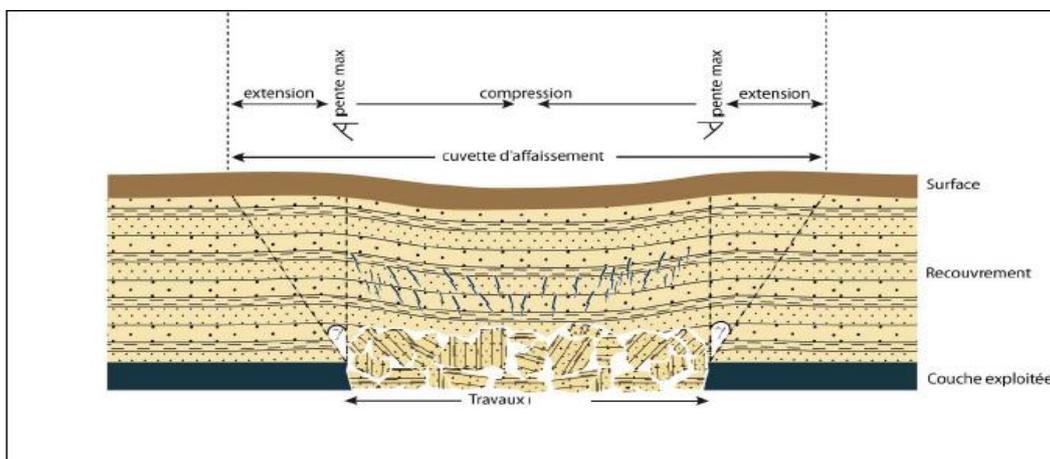


Figure.I.21. Schéma de principe d'une cuvette d'affaissement. (INERIS, 2016).

I.5.2.3.b. Effondrement

C'est un déplacement vertical instantané résultant de la rupture des appuis ou de la partie supérieure (toit) d'une cavité souterraine préexistante, naturelles ou artificielles. Cette rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale créant un fontis, excavation grossièrement cylindrique, dont le diamètre est généralement inférieur à une dizaine de mètres. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité et du mode de rupture. Dans quelques rares cas, l'effondrement en chaîne des appuis d'une cavité entraîne une déformation de la surface sur plusieurs hectares. Il s'agit des phénomènes d'effondrement généralisé

Le déclenchement du phénomène se fait par l'intervention des facteurs climatiques et hydrogéologiques. L'augmentation des pressions dans les drains et un accroissement de la plasticité des argiles, lors de fortes pluies, en saison humide ou en cas de circulation d'eau souterraine, s'accompagnent de dissolutions, d'altérations, d'érosion, d'expulsions de bouchons de sédiments, de rupture de voûtes, etc. (METEL-MEDDE, 2012).

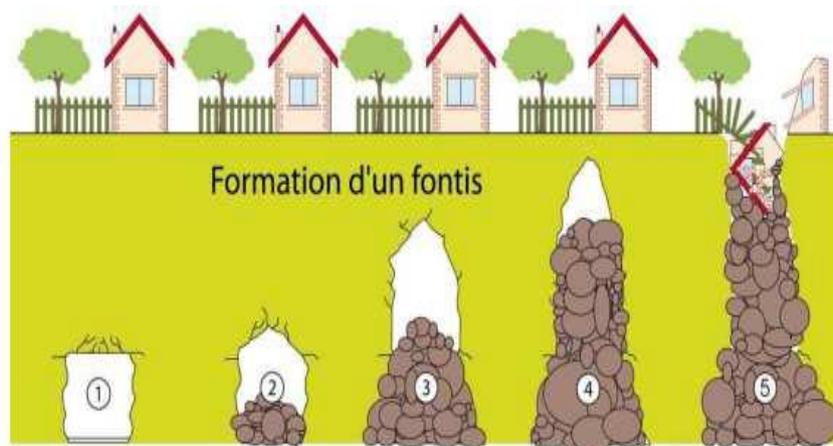


Figure.I.22. Processus de formation d'un fontis. (INERIS, 2016).



Figure.I.23. Remontée de voûte observée en souterrain (cliché INERIS).



Figure.I.24. Effondrement (Neuville-sur-Authon, Eure). (Hantz, 2012).

I.5.2.4. Retrait et gonflement des sols argileux

Selon BRGM Le retrait gonflement des sols est des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie. Il se manifeste essentiellement dans des milieux à climat tempéré au cours des périodes de sécheresse prolongée (figure.I.25). Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau (évaporation) entraîne un tassement irrégulier du sol argileux en surface (la tranche la plus superficielle de sol) : il y a retrait.

À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

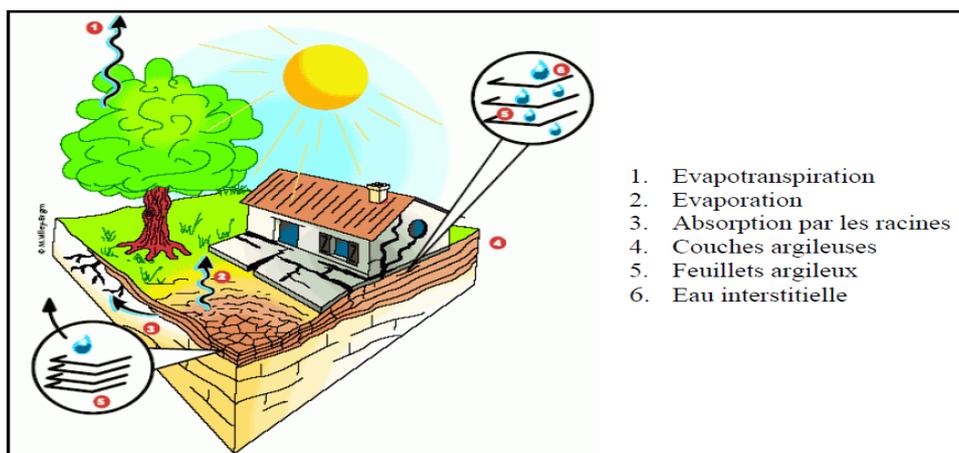


Figure.I.25. Processus de retrait-gonflement des sols argileux. (BRGM).

I.5.2.5. Ecoulements

L'écoulement est un mouvement continu où les surfaces de cisaillement sont nulles, très rapprochées, sans généralement être préservées. La distribution des vitesses dans la masse en déplacement ressemble à celle d'un fluide visqueux.

On distingue deux types d'écoulements

I.5.2.5.a. Coulées boueuses

Appelées aussi glissements de terrains liquides (figure.I.26), phénomène naturelle s'agit d'un déplacement qui affecte une masse de matériaux remaniés, mise en mouvement à la suite d'un glissement mais qui se propage à grande vitesse, sous forme visqueuse avec une teneur en eau très élevée.

Le facteur de déclenchement principal des coulées est une pluie forte qui favorise la saturation et le décollement de la couche superficielle. Une concentration des écoulements dans les thalwegs ou au droit de résurgence de nappe favorise également la saturation rapide et l'entraînement du matériau. Le phénomène de coulée de boue implique une rupture du sol support (Hadabi et djelti, 2019 ; Cerma, 2016).

Lorsqu'une coulée boueuse rejoint un chenal d'écoulement et se mélange à un fluide clair ou visqueux, on parle alors de lave torrentielle. (Boudlal, 2013).

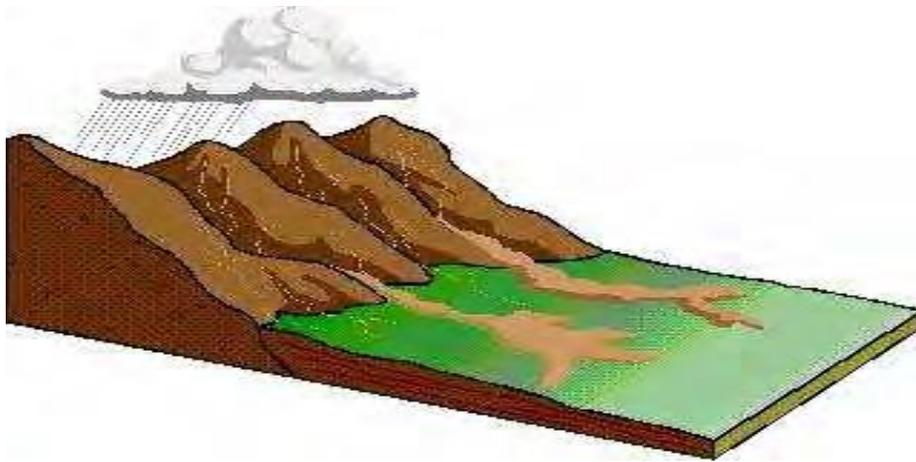


Figure.I.26.Coulées de boue. (Cerma, 2016).



Figure.I.27. Coulée de boue (Brésil). (Hadabi et djelti, 2019).

I.5.2.5.b. Laves torrentielles

C'est un déplacement d'une mélange de matériaux solides (blocs, graviers, etc.), transportés par un fluide visqueux (composé de sédiments fins, d'argiles et d'eau) sous l'action de la gravité et, qui prend naissance dans le réseau de drainage, (figure. I.28).

Les laves torrentielles ne surviennent qu'à l'intérieur de chenaux préexistants caractérisés par une inclinaison souvent forte (pente $> 5^\circ$ en général).



Figure.I.28. Laves torrentielles coupant la route de La Bérarde (Isère) du 18/08/1999.

I.5.2.6. Bascullements du blocs et fauchage

I.5.2.6.a. Basculement

Processus progressif de déplacement d'une colonne (figure.I.29), sous l'effet de la gravité et d'une chute de résistance du pied. Caractérisé par l'ouverture de fissures arrière et latérales avec la fissuration de la base, écaillage coté vide.

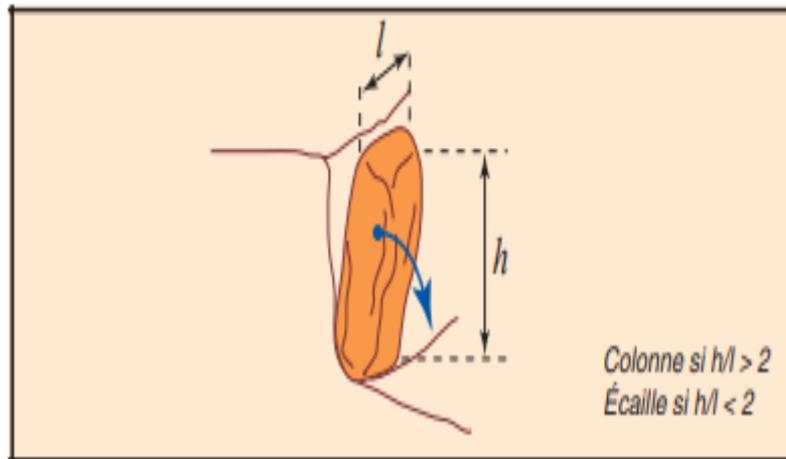


Figure.I.29. Basculement. (LCPC, 2004).

I.5.2.6.b. Fauchage

La plupart des auteurs assimilent le fauchage au basculement, mais il se diffère par le basculement, en direction de la vallée, d'un ensemble d'écaillés séparées par des discontinuités à fort pendage, s'amortissent avec la profondeur. (figure.I.30).



Figure.I.30. Phénomène de fauchage. (Flageollet, 1989).

Tableau.I.04. Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés. (D'après Campy et Macaire, 2003).

Classe	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesses moyennes
Glissement des terrains	Glissement circulaire		Roches peu cohérentes : - Marnes ; - Alluvions ; - Moraines.	Plutôt faible	Quelques cm à quelques m par jour
	Glissement plan				
	Glissement de niveau d'altération		Altérites		
Coulées	Coulées de solifluxion		Roches meubles	Plutôt fort	Discontinu (saison)
	Coulées boueuses				
Ecrolements	Ecrolement de surplomb		Roches cohérentes stratifiés ou non		Déclenchement très rapide chute en quelques secondes
	Ecrolement d'aval pendage				

I.6. Exemples sur les mouvements dans le monde

Tableau.I.05. Quelques exemples des mouvements des terrains et leurs conséquences dans le monde (selon METL-MEDDE ,2012).

Date	Localisation	Type	Conséquence
1756	Chine	Glissement de terrain (dus à un séisme)	100 000 victimes
1881	Suisse	Eboulement en grande masse	10millions de m ³ de matériaux détruisent la ville d'untartal et une partie de celle d'Elm, causant la mort de 115 personnes
9octobre 1963	Val Serpentine, Italie	Glissement de terrain	Inondation de 6villages ; 2000 morts et 6 milliard de litres de dégâts
28juillet1987	Val Pola, Italie	Eboulement et Glissement	30à40 millions de m ³ glissent du mont Zandila dans un lacs, créant une vague qui cause 27 victimes dans le village d'Aquilone
1988	Petrópolis, Brésil	Coulées boueuses	160 victimes et 10 000 personnes évacuées
29 mars 1993	Equateur	Glissement de terrain	20millions de m ³ de matériaux causent plusieurs dizaines de morts et la création d'un lac détruisant ainsi des vols thermodynamique
Décembre 1999	Vénèzuela	Glissement de terrain	Des certaines de coulées boueuses tuent plus de 20 000 personnes
31 mars 2003	China, Bolivie	Glissement de terrain	Plusieurs certaines de disparus, 400 maisons ensevelies
1248	Mont Granier, Savoie, France	Eboulement en grande masse	Entre 300et 500 millions de m ³ recouvrent plusieurs villages, faisant 5000 morts
1980	Grand Ilet, cirque de Salazie la réunion, France	Glissement de terrain et coulées boueuses	10 Victimes
24mars 2006	Route de littoral Réunion, France	Eboulement	Véhicules ensevelis, 2 morts, voie coupée pendant 5semaine

Chapitre II :

Evaluation du risque de fontis.

Chapitre II : Evaluation du risque de fontis

II.1. Introduction

Parmi les phénomènes de l'instabilité résiduels qui provoquent les carrières souterraines effondrement localisé, et plus particulièrement les fontis aux endroits des travaux miniers à faible profondeur, dans ce chapitre on va savoir comment évaluer et traité ces types de phénomène par des différents méthodes (empirique, analytique et numérique) ou en autre terme comment diminuer leur menace sur les terrains et l'homme.

II.2. Notions

✓ **L'aléa** est un phénomène qui peut engendrer des dommages. Il représente un évènement menaçant ayant une probabilité d'occurrence dans une région au cours d'une période donnée.

✓ **Le risque** découle soit d'un processus catastrophique, soit de dommages importants infligés à la fois à une population, ses biens et son infrastructure. (Garnier ,2010).

✓ **Enjeu** ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel. (DGPR et al ,2012).

II.3. Gestion des risques fontis

Selon INERIS (2007) cette opération consiste d'évaluer les risques d'aléa du fontis (prédisposition du site à la manifestation du phénomène en surface, caractéristiques prévisibles du cratère d'effondrement en surface...).

Et choisir de la technique de mitigation du risque adaptée au contexte local par plusieurs outils et méthodes qui permettent cette analyse.

On peut évaluer le risque de fontis et sélectionner la technique de traitement à partir d'acquisition des données qui est représenté.

- Localiser les vides et leurs dimensions par les essais géophysiques (géo radar, micro gravimétrie) ou par la réalisation des forages de reconnaissance ;
- Préciser des caractéristiques mécaniques des terrains sus-jacents les vides à l'aide d'essais mécaniques en laboratoire (résistance à la compression, résistance au cisaillement).

II.4. Indices de l'apparition et développement du fontis

Les développements les plus importants dans les cavités naturelles ou les mines souterraines peu profonde qui indique présence du fontis sont les ruptures de l'ouvrages souterraines et remontée de l'instabilité jusqu'à en surface.

La rupture de l'ouvrage souterrain dépend essentiellement de :

- **La largeur (ou portée) du toit des chambres ou des galeries concernées**

Généralement les fontis se développent préférentiellement dans des zones où le toit présente de larges portées non soutenues (largeur en général supérieure à 5 m : carrefours de galerie, piliers ruinés, chambres vides ou partiellement remblayées...).

- **La nature et l'épaisseur des premiers bancs rocheux**

La nature du terrain de recouvrement et leur épaisseur joue rôle très important à la remontée jusqu'à en surface du fontis, c'est ce que nous verrons dans l'élément au-dessous.

II.5. Mécanismes permettant de stabiliser une montée de voûte

Dans le cadre de stabiliser le montée de voute initie au toit d'une galerie nombreux mécanismes parmi les trois principaux détaillé dans ce qui suit :

- Le premier mécanisme résulte de **l'existence d'un banc suffisamment épais résistant et peu fracturé au sein des terrains de recouvrement**, dans ce cas, la montée de voûte vient « se bloquer » sur cette poutre stable dans le long terme et le processus de propagation vers la surface s'arrête.

On peut réaliser une modélisation analytique de stabiliser du banc soumise à la flexion (Timoshenko et Woinowsky-Krieger, 1940) à partir des formules mathématique issue de la résistance des matériaux. Le choix de cette formule lié à aux caractéristique mécanique, géologiques et la géométrie des cavités. (Didier et Salmon, 2010).

- Le second mécanisme correspond à **la formation d'une « voûte auto-stable »** du chute de au développement de l'éboulement et chute de toit .cette éboulement commence par une large chute de toit au niveau d'un carrefour, puis propage ensuite avec un rayon de montée de voûte diminuant au fur et à mesure de la progression vers la surface, jusqu'à prendre la forme d'un demi-ovoïde plus ou moins élancé suivant la nature des terrains traversés.

Selon la forme de cette voûte, la résistance des terrains et l'état des contraintes régnant dans le massif. Ce type de mécanisme provoque les terrains de nature stratifiée composés de bancs relativement peu épais (alternances marno-calcaires par exemple) ou au sein de massifs homogènes peu résistants ou, au contraire résistants mais fracturés (craie, granite, gneiss). plusieurs approches analytiques (Terzaghi, 1946 ; Hoek et Brown, 1980).et différents travaux pour évaluer et modéliser numérique (Poirot et al, 2007 ; Abbass et al, 2003) cette type de phénomène.

• Le troisième et dernier mécanisme résulte de l'**auto-comblement par foisonnement des terrains**. Cette mécanisme consiste à bloquer la base de la cloche d'éboulement puis commence à combler la montée de voute elle-même au conséquence de foisonnement des matériaux éboulis .le mécanisme terminé lorsque il n'y a plus de vide disponible pour la poursuite du phénomène ,le processus se stabiliser alors le fontis n'atteint pas le surface. Pour déterminer si un départ de cloche de fontis est de nature à se stabiliser par auto-comblement, il convient donc de déterminer pour quelle quantité de matériau foisonné (et donc quelle hauteur de montée de voûte), le cône d'éboulis est susceptible de combler l'espace disponible dans la galerie ainsi que la montée de voûte. Si cette hauteur est inférieure à l'épaisseur de recouvrement, la montée de voûte s'arrête naturellement. Dans le cas contraire, la cloche d'éboulement peut se développer jusqu'à en surface et donner naissance à un entonnoir de fontis. (Didier et Salmon, 2010).

II.6. Méthodes d'évaluation de l'aléa fontis

Plusieurs méthodes pour évaluer et étudié du fontis, parmi lesquelles elles sont simples et rapides à appliquer, y compris difficiles à réaliser prennent en compte de façon grandissante le contexte général du site étudié.

On distingue classiquement :

- ✓ Méthodes empiriques ;
- ✓ Méthodes analytiques ;
- ✓ Méthodes numériques.

- Notations

La figure II.01 présente les grandeurs caractéristiques des différents éléments qui interviennent dans le mécanisme du fontis.

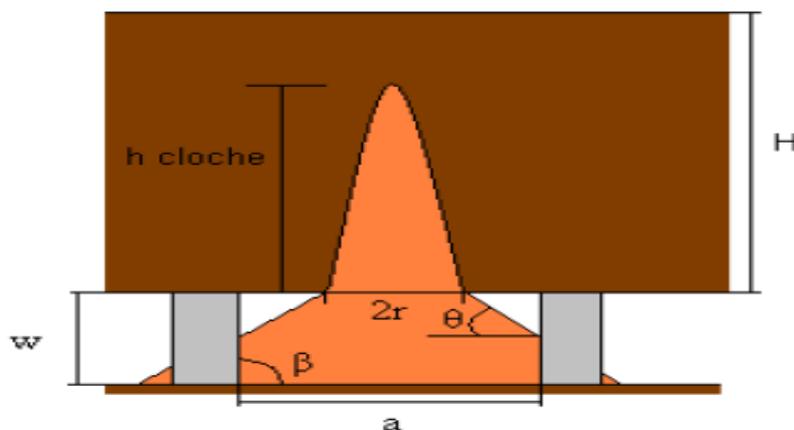


Figure II.01. Paramètres géométriques caractéristiques dans le cas d'un fontis auto remblayé. (INERIS, 2007).

Tableau II.01. Paramètres caractéristiques dans l'évaluation de l'aléa fontis par auto-comblement. (INERIS, 2007).

Notions	Paramètres	Unités
K	coefficient de foisonnement	sans unité
H	hauteur de recouvrement	mètres
w	ouverture de la galerie = hauteur de vide	mètres
h_{cloche}	hauteur de remontée de fontis	mètres
r	rayon du fontis au toit de la galerie	mètres
D	diamètre du fontis au toit de la galerie	mètres
a	largeur entre deux piliers consécutifs	mètres
θ	angle de talus naturel du matériau éboulé dans les vides souterrains	degrés
β	angle des piliers (cas de galerie trapézoïdale)	degrés
γ	pente de la galerie (cas de galerie pentée)	degrés

II.6.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques

Les méthodes empiriques sont basées sur les observations faites sur le terrain et sur les retours d'expérience. Il s'agit de résultats statistiques, établis à partir d'effondrements survenus antérieurement, dont les caractéristiques géométriques ont été mesurées sur place et dans la mesure du possible, corrélées avec les caractéristiques du recouvrement.

- **Rapport de l'épaisseur du recouvrement sur l'ouverture des travaux souterrains**

A partir d'une étude statistique menée sur la base de 120 fontis répertoriées dans le calcaire grossier et 72 dans le gypse de la région parisienne, Vachat montre que si le rapport de l'épaisseur du recouvrement sur l'ouverture des travaux souterrains est supérieur ou égal à 15, alors la probabilité qu'un fontis survienne au jour est très faible.

Il convient de remarquer dès à présent que la règle n'est pas applicable au cas du gypse :

- parce que l'échantillon est trop faible ;
- il existe des cas où des fontis ont traversé des hauteurs de recouvrement beaucoup plus importantes.

N.B : Ce résultat peut être étendu pour des contextes proches de ceux des carrières de calcaire de la région parisienne.

II.6.2. Méthodes analytiques ou volumétriques

Elles sont basées sur l'évaluation du volume nécessaire pour que les éboulis combleront la galerie et la cloche d'éboulement. (Didier et Salmon, 2010).

Le but de ces modèles est de déterminer h_{cloche} , la hauteur de remontée d'un fontis par application du principe fondamental suivant :

Il y a auto-comblement par foisonnement des que le volume foisonné provenant de la cheminée du fontis égalise la somme des volumes de la galerie (v_1) et de la cheminée (v_2) (figure II.02).

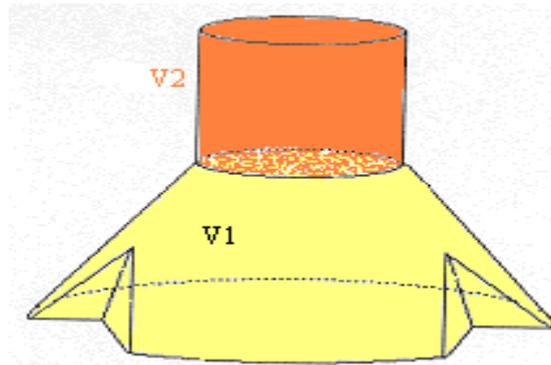


Figure II.02. Volumes en jeu lors de l'effondrement. (INERIS ,2007).

Diverses formulations, plus ou moins élaborées ont été proposées par différents auteurs. Les plus classiques sont décrites ci-dessous :

A. Modèle de Piggott et Eynon (1977)

Le modèle le plus ancien et le plus simple a été proposé par Piggott et Eynon .Il s'agit d'un simple rapport de proportionnalité entre la hauteur de remontée et la hauteur de vide :

$$h_{\text{cloche}} = \frac{3w}{(K-1)} \quad (\text{II.1})$$

B. Modèle de Whittaker et Reddish (1989)

Dans ce modèle, la cloche de fontis est assimilée à un cylindre de rayon constant et égal au rayon de l'effondrement au niveau du toit de la cavité. L'exploitation est supposée en chambres et piliers, et le fontis se forme à l'aplomb d'un carrefour de galeries. Le matériau foisonné s'étale dans le carrefour, formant un cône caractérisé par l'angle de talus naturel du matériau (Figure II.03).

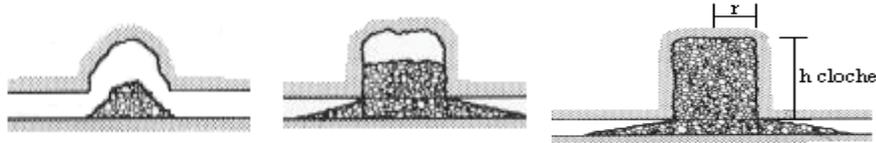


Figure II.03. Auto-comblement par foisonnement d'un fontis selon Whittaker et Reddish.

L'équation suivante permet de calculer la hauteur maximale de remontée de fontis ;

$$h_{cloche} = \frac{4}{\pi r^2 (K-1)} (2aw^2 \cot \theta + wa^2) \quad (\text{II.2}) \quad (\text{Notions du tableau II.1})$$

C. Modèle de Vachat (1982)

La hauteur de remontée d'une cloche de fontis est calculée via l'estimation du volume de la cloche et du volume disponible pour le talus de matériaux effondrés. Or, il est fréquemment impossible d'avoir accès directement à la forme de la cloche de fontis (cylindre, parabole, cône, ...), donc à son volume. Vachat introduit un coefficient de forme, noté α . L'expérience montre qu'il est toujours compris entre 1 et 3 et qu'il vaut en moyenne 1,5 dans le bassin parisien. Si α vaut 1, alors la cloche est un cylindre, si α vaut 2, elle a une forme parabolique et enfin si α vaut 3, c'est un cône.

D'autre part, pour calculer le volume à combler, il fait intervenir un second coefficient, le coefficient de site, noté β , qui permet de tenir compte de la densité de piliers au voisinage de la cloche de fontis. Il est compris entre 0 et 1 et augmente quand l'emprise de piliers diminue. En égalisant le volume de la cloche à fontis avec le volume à combler pour aboutir à l'auto-comblement, Vachat déduit la hauteur de remontée de fontis :

$$h_{cloche} = \frac{\alpha w}{K-1} \left(\frac{\beta w^2}{3r^2 \tan^2 \theta} + \frac{\beta w}{r \tan \theta} + 1 \right) \quad (\text{II.3})$$

D. Modèle de Meier (1991)

Ce modèle distingue les exploitations en chambres et piliers des galeries isolées.

De plus, Meier n'assimile plus exclusivement la cheminée de fontis à un cylindre, il considère aussi une cheminée de forme parabolique. La hauteur de remontée de fontis doit alors être plus grande pour atteindre l'égalité des volumes. Ainsi, la hauteur de remontée de fontis est donnée par quatre relations :

$$\text{Galerie isolée et forme cylindrique : } h_{cloche} = \frac{w}{K-1} \left(1 + \frac{w}{D \tan \theta} \right) \quad (\text{II.4})$$

$$\text{Galerie isolée et forme parabolique : } h_{cloche} = 1.274 \frac{4}{\pi r^2 (K-1)} (2aw^2 \cot \theta + wa^2) \quad (\text{II.5})$$

$$\text{Chambres et piliers et forme cylindrique : } h_{cloche} = \frac{w}{K-1} \left(1 + \frac{w}{r \tan \theta} + \frac{w^2}{3r^2 \tan^2 \theta} \right) \quad (\text{II.6})$$

$$\text{Chambres et piliers et forme parabolique : } h_{cloche} = 1.5 \frac{\alpha w}{K-1} \left(\frac{\beta w^2}{3r^2 \tan^2 \theta} + \frac{\beta w}{r \tan \theta} + 1 \right) \quad (\text{II.7})$$

E. Modèle INERIS

Selon Didier et Salmon (2010), le modèle INERIS en 3D, est le fruit de développement d'un autre modèle (volumétrique). Il est basé sur la modélisation volumétrique des éboulis induits par la rupture du toit d'une exploitation, éboulis qui s'amoncellent au sol de la cavité avant de la combler progressivement jusqu'à pouvoir interrompre, par auto-foisonnement le processus de dégradation.

Ce modèle s'applique donc aux exploitations horizontales en chambres et piliers, mais aussi à des configurations et géométries d'exploitation plus complexes. Il traite plus précisément des cas de galeries trapézoïdales, de galeries en fer à cheval et de galeries fortement pentées, d'exploitations sur plusieurs niveaux superposés et d'exploitations où la lithologie du recouvrement est mixte, marno-sableuse. Le détail des calculs et les expressions du volume occupé par les piliers dans les étapes suivants ;

Les formulations proposées plus avant seront établies avec les mêmes notations que celles proposées dans les formules précédentes. Comme précisé ci-dessus le modèle se focalise sur le mécanisme d'auto-foisonnement. On suppose donc, dans ce qui suit, qu'aucun banc présent dans le recouvrement n'est de nature à bloquer le phénomène de montée de voûte.

Selon le même principe que celui des modèles volumétriques précédemment décrits, le calcul s'attache à déterminer le volume de matériaux éboulés ($K \cdot V_{voûte}$) requis pour que, une fois foisonnés, ils puissent combler à la fois le volume disponible en galerie ($V_{cône-galerie}$) mais également le volume de la montée de voûte ($V_{voûte}$). Ceci s'exprime au travers de l'équation :

$$K \cdot V_{voûte} = V_{cône-galerie} + V_{voûte} \quad (\text{II.8})$$

L'objectif est d'établir les formulations de ces différents termes. Il devient alors possible de résoudre l'équation avec pour variable, la grandeur h_{cloche} caractérisant la hauteur de remontée

de voûte pour laquelle on obtient la stabilisation du phénomène (égalité des deux membres de l'équation).

En première approximation, pour simplifier la formulation analytique, on supposera que la montée de voûte prend la forme d'un cylindre régulier de rayon r .

$$V_{\text{voûte}} = \pi r^2 h_{\text{cloche}} \quad (\text{II.9})$$

Une telle hypothèse s'avère adaptée à un recouvrement majoritairement constitué de marnes faiblement consolidées et donc très peu résistantes aux efforts de traction ou de cisaillement.

Lorsque le recouvrement est constitué de terrains sensiblement plus cohérents, d'autres formulations peuvent être retenues. Elles seront décrites plus loin.

L'établissement de la formule caractérisant le volume accessible en galerie est sensiblement plus complexe. Ce dernier correspond globalement au volume d'un cône tronqué renversé (de rayon supérieur égal au rayon de la chute de toit et d'angle à la base égal à l'angle de dépôt des éboulis α). Il vient :

$$V_{\text{cône-total}} = \frac{\pi h_g}{3} (3r^2 + h_g \cot \alpha 3r + h_g \cot \alpha) \quad (\text{II.10})$$

Il convient néanmoins de soustraire éventuellement à ce volume celui correspondant aux angles de piliers encadrant le carrefour affecté par la chute de toit et qui peuvent interférer avec le cône d'éboulis (figure II.04).

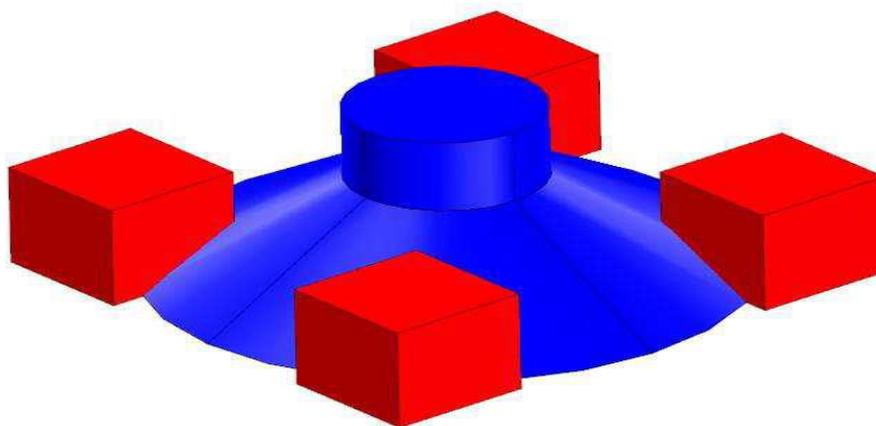


Figure II.04. Volume d'éboulis se répandant dans les galeries et interférant avec les piliers voisins. (Didier et Salmon, 2010).

L'exploitation souterraine ne peut en effet être assimilée à un milieu infini et, à partir d'une certaine quantité d'éboulis, les bords du cône sont susceptibles d'atteindre les angles des piliers voisins. $V_{\text{cône-piliers}}$ étant le volume de piliers inter interrompant la progression de l'éboulis, il vient dès lors :

$$V_{\text{cône-galerie}} = V_{\text{cône-total}} - V_{\text{cône-piliers}} \quad (\text{II.11})$$

Au vu de la figure II.5, le volume caractérisé par l'intersection entre le cône théorique et les piliers voisins peut être assimilé, à une marge d'erreur très limitée près, à la somme de quatre « quarts de cône » de rayon r^* et d'angle à la base α . Le rayon r^* s'exprime :

$$r^* = \left(r + h_g \cot \alpha \right) \frac{a\sqrt{2}}{2} \quad (\text{II.12})$$

Dès lors, on peut calculer le volume occupé par quatre quarts de cône, à savoir le volume d'un cône de rayon r^* et d'angle à la base. On obtient d'après (II.12) :

$$V_{\text{cône-piliers}} = \frac{\pi(r^{*3})}{3} \tan \alpha = \frac{\pi}{3} \left[\left(r + h_g \cot \alpha \right) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \tan \alpha \quad (\text{II.13})$$

A partir de l'équation (II.11), peut écrire:

$$K \cdot \pi r^2 h_{\text{cloche}} = \frac{\pi}{3} \left\{ h_g (3r^2 + h_g \cot \alpha 3r + h_g \cot \alpha) - \tan \alpha \left[\left(r + h_g \cot \alpha \right) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \right\} + \pi r^2 h_{\text{cloche}} \quad (\text{II.8bis})$$

En résolvant cette équation en z , il vient :

$$h_{\text{cloche}} = \frac{1}{Kr^2(K-1)} \left\{ h_g (3r^2 + h_g \cot \alpha 3r + h_g \cot \alpha) 1 - \tan \alpha \left[\left(r + h_g \cot \alpha \right) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \right\} \quad (\text{II.14})$$

Cette expression permet de calculer la hauteur de remontée de cheminée nécessaire à un auto-comblement de l'instabilité. Il est alors possible de comparer cette valeur avec l'épaisseur de recouvrement. Si elle lui est inférieure, l'auto-comblement est prévisible. Si elle lui est supérieure, le fontis débouchera au jour.

Tableau II.02. Caractéristiques des méthodes analytiques d'évaluer la hauteur prévisible d'un fontis.

Nom	2D/3D	Paramètres utilisés	Forme de la cloche de fontis	Remarques
Piggott & Eynon	2D	w K	Forme non précisée	Ne prend pas en compte le rayon initiateur au toit. Ne peut s'appliquer que dans une galerie sans pilier
Whittaker & Reddish	3D	w K r θ a	cylindre de rayon r	Ne prend pas en compte la présence de piliers Suppose un rayon égal à la diagonale d'un carrefour de chambres et piliers
Vachat	3D	w K r θ α β	selon la valeur de α cône, parabole ou cylindre	Utilise des coefficients empiriques pour déterminer l'influence de la présence de piliers et la forme de la cloche de fontis. Valable uniquement dans le bassin parisien
MEIER	2D	w K r θ	2 formules : une pour assimiler la cheminée de fontis à un cylindre, l'autre à une forme parabolique	Propose des formules distinctes selon que l'on est dans la situation d'une galerie isolée ou d'un carrefour de chambres et piliers
INERIS	3D	w K r θ a β	cylindre de rayon r	Le volume réel des piliers encombrant le cône d'éboulis est approché. Un calcul rigoureux a montré peu de différence. Formule plus lourde que les trois premières, nécessitant l'utilisation d'une feuille de calcul. Propose des formulations distinctes pour des galeries isolées ou des carrefours de chambres et piliers

F. Autres configurations d'exploitation

Plusieurs autres configurations d'exploitation pour établir les formulations analytiques des volumes mis en jeu dans le développement du phénomène de fontis. Le vide disponible peut varier considérablement (chambres et piliers ou galeries filantes de différentes formes par

exemple), en fonction du schéma de dimensionnement de l'exploitation souterraine. donc la méthode d'exploitation utilisée influera directement sur le résultat de h_{cloche} . De même, la forme de la montée de voûte au travers du recouvrement joue un rôle primordial dans la mise en équation de la problématique.

Diverses formulations peuvent ainsi être établies et appliquées à la démarche générale en fonction des contextes rencontrés. Quelques-unes sont explicitées ci-dessous.

✓ **Forme de la montée de voûte**

A cause de non applique l'hypothèse d'une cheminée cylindrique à tout type de terrains de recouvrement on généraliser l'analyse, nous proposons de considérer dans ce qui suit des formes de montées de voûte susceptibles de varier sensiblement en fonction de la nature des terrains du recouvrement. Pour proposer un large panel de formes de voûtes tout en autorisant une mise une équation simplifiée du problème, on prendra le parti de considérer des sections de l'enveloppe de la voûte vérifiant l'équation $y = K x^n$, où l'exposant n permet de décrire la forme de la courbe correspondant au mieux aux observations de terrain (figure II.05).

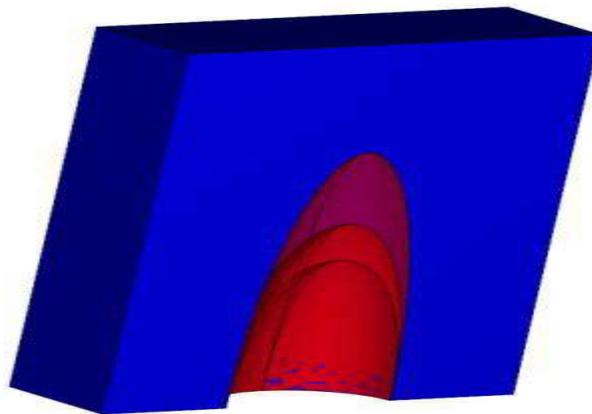


Figure II.05. Différents profils de montées de voûte observables en toit de galerie (Didier, Salmon, 2010).

Pour s'assurer que la hauteur de voûte est égale à z et que sa base correspond bien à un cercle de rayon r , l'équation de la monte de voûte doit s'exprimer :

$$y = h_{cloche} \left[1 - \left(\frac{|x|}{r} \right)^n \right] \quad (\text{II.15})$$

Pour laquelle la notation x correspond à la valeur absolue de x .

Dès lors, il est possible de calculer le volume du demi-ellipsoïde de révolution dont le volume est équivalent à celui de la montée de voûte. Il vient :

$$V_{voute} = \int_0^{h_{cloche}} \pi x^2 dy = \int_0^r \frac{\pi n h_{cloche}}{r^n} x^2 x^{n-1} dx = \int_0^r \frac{\pi n z}{r^n} x^{n+1} dx = \frac{n}{(n+2)r^n} \pi r^2 h_{cloche} \quad (II.16)$$

On peut dès lors en tirer l'équation qui permet de « corriger » la valeur de z dès lors qu'on tient compte de la forme de la voûte qui se développe au sein du recouvrement.

$$h_{cloche_{corrigé}} = \frac{n+2}{n} h_{cloche} \quad (II.17)$$

Lorsqu'il est possible d'accéder aux travaux souterrains et d'observer des montées de voûte en phase d'évolution vers la surface, on peut caler, au mieux, la forme de voûte la plus représentative au regard de l'abaque donné figure II.06. On en tire alors la valeur de l'exposant n que l'on reporte dans les équations (II.15) puis (II.17) pour en déduire la valeur de h_{cloche} .

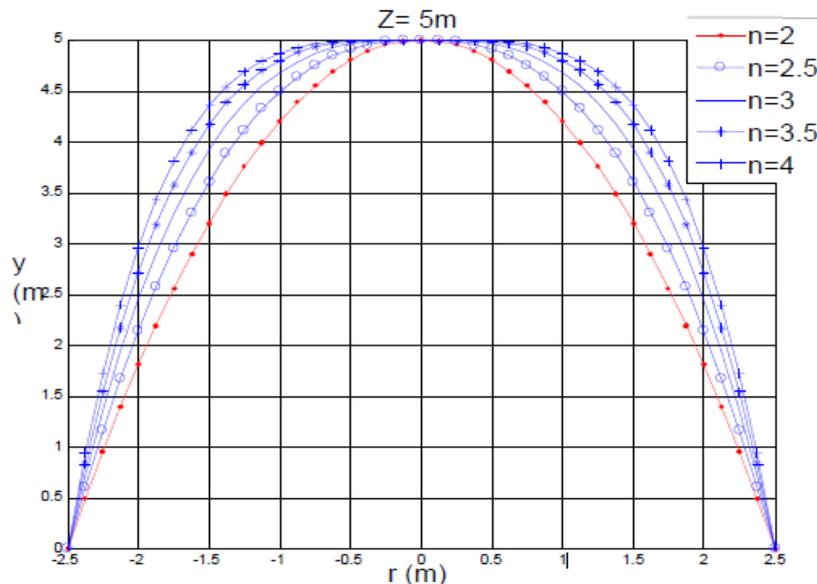


Figure II.06. Abaque de calage de la forme des remontées de voûte en fonction de l'indice n . (Didier et Salmon, 2010).

✓ **Remontée de fontis au toit d'une galerie isolée**

Montées de voûte ne sont pas spécifiques juste pour les méthodes d'exploitations par chambres et piliers mais pour tous les méthodes qui provoquent un espace est disponible au sein des vieux travaux pour permettre l'amoncellement d'éboulis. Dans ce partie on préciser le cas spécifique des galeries isolées de forme trapézoïdale.

Le calcul du volume disponible en galerie pour accueillir le cône tronqué amputé de deux parties de ses flancs venant buter sur les parois de la galerie s'avère relativement délicat (figure II.07).

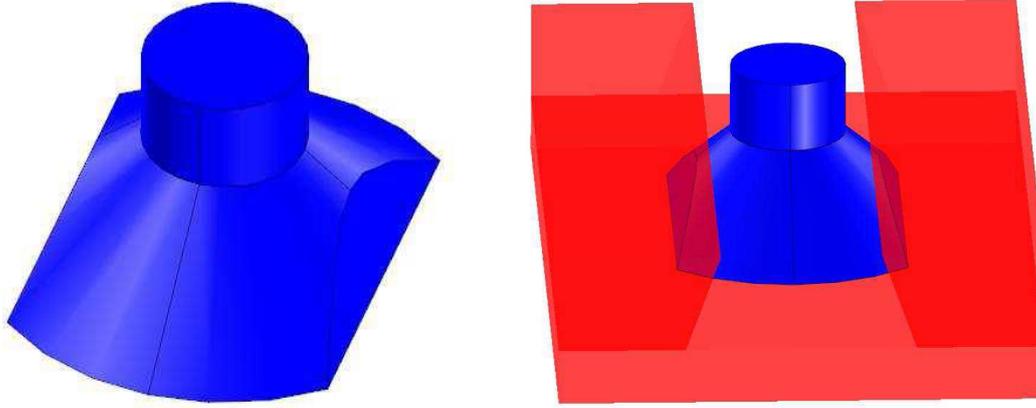


Figure II.07. Vue 3D du volume d'éboulis répandu dans une galerie trapézoïdale (Didier et Salmon, 2010).

Si on souhaite se limiter à une approche analytique, la méthode la plus commode consiste à se placer en coordonnées cylindriques afin de modéliser un quart du cône doublement tronqué sachant que le problème possède deux axes de symétrie (plans longitudinal et transverse de la galerie). Le volume recherché prend la forme :

$$V_{galerie-trop} = 4(A + B + C) \quad (II.18)$$

Où les différents membres du terme de droite, une fois simplifiés, prennent la forme :

$$A = \frac{\pi}{4} (r \cdot h_{cloche(0)}^2 \cot \alpha - \frac{h_{cloche(0)}^3 \cot^2 \alpha}{3} - r^2 h_{cloche(0)}) \quad (II.19)$$

$$B = \frac{1}{2} \int_{-h_g}^{h_{cloche(0)}} \left[\frac{(a-2h_g \cot \beta)}{2} - h_{cloche} \cot \beta \right]^2 \cot \theta_0(h) dh \quad (II.20)$$

$$C = \frac{1}{2} \int_{-H}^{h_{cloche(0)}} (r - h \cot \alpha)^2 \theta_0(h) dh \quad (II.21)$$

Avec :

$$h_{cloche(0)} = \frac{r - \frac{a}{2} + h_g \cot \beta}{\cot \alpha - \cot \beta} \quad (\text{II.22})$$

Et :

$$\theta_0 = \arcsin \left[\frac{\left[\frac{(a - 2h_g \cot \beta)}{2} - h \cot \beta \right]}{r - h \cot \alpha} \right] \quad (\text{II.23})$$

II.6. Méthode numérique

La modélisation numérique est utilisée dans l'étude des mines et carrières dont les caractéristiques géométriques et physiques sont complexes, lorsque les méthodes analytiques et empiriques ne sont plus pertinentes ou applicables ou encore, disposant des données suffisantes, lorsqu'il y a nécessité de préciser l'analyse de l'aléa. Elle adopte une approche mécanique du problème.

II.7. Technique de mitigation du risque adapté

Dans le cas de l'existence d'un risque potentiel latent avéré (vides localisés avec plus de précisions grâce à la phase informative du PPRM et/ou d'une phase de reconnaissance complémentaire), le but essentiel est comment le prévenir par des méthodes de mise en sécurité repose sur une alternative fondamentale à caractère technique et économique : **traiter, surveiller ou délocaliser les enjeux.**

Si le risque est étudié de manière quantitative et qualitative compréhensible et suffisante, la maîtrise du risque peut se concevoir comme la représentation de trois concepts de prévention

- Sensibiliser la population au risque de phénomène et lui demander de prendre les précautions nécessaires, pour but de réduire la vulnérabilité des populations exposées ;
- Surveillance (au sens large) comme méthode de suivi de l'évolution du phénomène et d'alerte pour les populations menacées ;
- Traitement du risque proprement dit par des techniques de prévention actives (au niveau des cavités) ou passives (au niveau du bâti). En cas existe partie inconnu ou de manque dans l'étude, but ici est d'essayer de limiter ou de réduire ses effets afin qu'ils constituent un risque acceptable. (INERIS, 2007).

II.8. Techniques de traitement

Le choix du mode de traitement n'est pas que purement technique ou économique en première analyse dont dépend alors :

- **Le niveau de sécurité recherché** (tassements résiduels admissibles en surface) pour les enjeux en surface et des objectifs à atteindre en termes de maîtrise du risque et de la destination du site (prévention du risque, réhabilitation de la surface, conservation des vides) ;
- **Des configurations de site** et des caractéristiques du milieu dans lequel le traitement est envisagé (accessibilité, volume à traiter, présence d'eau, risques en souterrain pour le personnel...) ;
- **Des critères techniques et économiques.**

II.8.1. Méthodes de traitement

Il existe de plusieurs méthodes de traitement pour mettre en sécurité la surface vis-à-vis du risque lié aux cavités souterraines. Les principaux sont classés en deux catégories :

- Mesures de traitement actives (directes) et passives (indirectes).

✓ **Mesures de traitement dites directes (ou actives)** : méthodes qui consistent à traiter directement la cavité. Il s'agit des méthodes de confortement, des méthodes de comblement et des méthodes de destruction des vides.

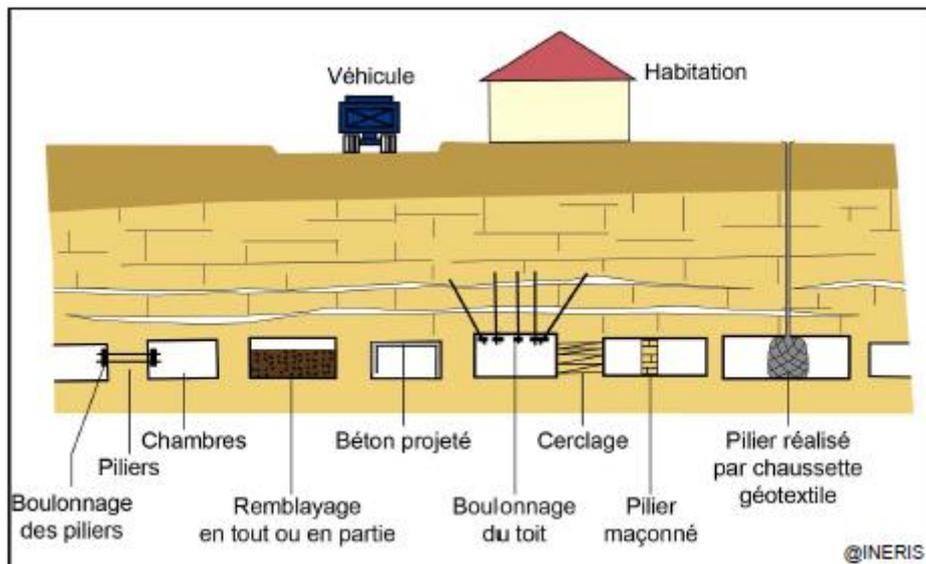


Figure II.08. Schéma présentant les différentes mesures de traitement directes (hors méthodes de destruction). (INERIS, 2016).

✓ **Mesures de traitement dites indirectes ou passives** : il s'agit des méthodes qui ne concernent pas directement la cavité, mais qui ont pour objectif de sécuriser les enjeux en limitant ou empêchant les effets en surface (ou sur les structures proches de la surface) des mouvements liés à la présence de la cavité.

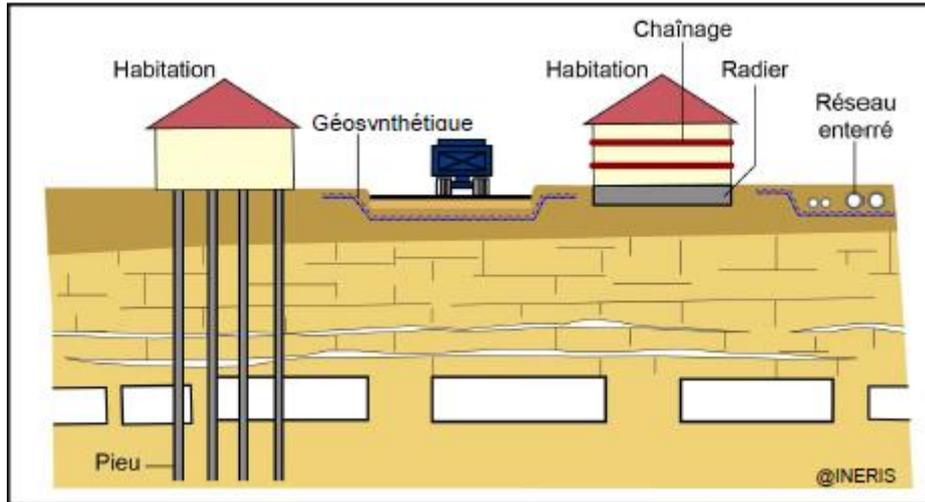


Figure II.09. Schéma présentant les différentes mesures de traitement indirectes. (INERIS, 2016).

Il est parfois nécessaire, dans certains contextes, d'associer deux catégories de mesures constructives (directes et indirectes).

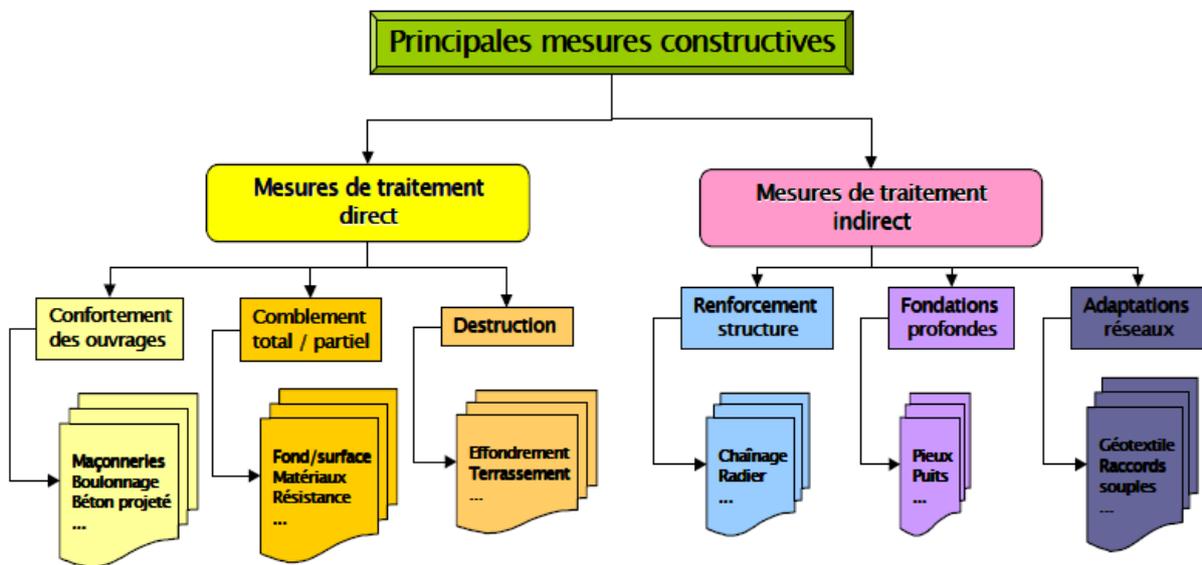


Figure II.10. Principales mesures constructives. (INERIS, 2016).

II.8.2. Comment conserver la cavité ?

Selon INERIS (2016) **confortement** est un moyen de traitement des cavités souterraines **permettant de maintenir ou rétablir une stabilité suffisante à plus ou moins long terme**, en particulier lorsque l'on souhaite réutiliser ces cavités comme musées, champignonnières, lieux d'exposition ou tout autre type d'activité. Ces travaux de confortement sont limités par deux facteurs essentiels qui sont : l'accessibilité à la cavité et les conditions de sécurité dans celle-ci.

✓ Par boulonnage

Le confortement par boulonnage (appelé aussi clouage) permet de supporter les bancs ou les blocs désolidarisés du toit et de freiner les mouvements de paroi au niveau des piliers. Le boulonnage a donc un rôle de soutien, de confinement et de renforcement du massif. Il peut être associé à la pose de grillages (ou treillis soudé), en particulier dans les zones fracturées et karst fiées. Après la mise en place de ces boulons, du béton peut être également projeté sur le toit et les parements des galeries pour un meilleur confinement.



Figure II.11. Boulonnage du toit d'une galerie. (Source, INERIS).

✓ Par renforcement des piliers

Le confortement par ceinturage-cerclage ou reprise de maçonnerie intervient lorsqu'un pilier naturel est trop endommagé pour assurer son rôle d'appui. Le but de cette technique est de bloquer les déformations tout en augmentant la capacité de portance.



Figure II.12a et b. Reprise d'un pilier par maçonnerie Cerclage-ceinturage d'un pilier.

Le confortement par projection d'une coque de béton ou de résine est un type de confinement permettant de minimiser les déformations et la dégradation du massif rocheux.

✓ **Par édification de piliers artificiels**

Le confortement par construction de pilier maçonné est mis en œuvre pour reprendre la portance de la cavité jugée insuffisante et/ou lorsque la portée du toit entre deux piliers est trop importante ou montre des signes d'instabilités de type fractures mécaniques ou flambage.



Figure II.13. Construction d'un pilier maçonné.

Le pilier doit être fondé sur le « bon sol », c'est-à-dire sur la roche en place et non sur le remblai qui peut avoir été laissé au sol des cavités. Le clavage ou matage, entre la partie supérieure du pilier et le toit de la cavité, doit être aussi parfait que possible, en ne laissant subsister aucun vide sur toute la surface du pilier afin que la transmission des efforts soit totale.

✓ **Par portiques ou cintrage**

Le confortement par mise en place de portiques ou de cintres métalliques ou béton est un type de soutènement porteur. Plaqué le plus directement possible au toit des galeries, il maintient la structure en la « supportant » de façon directe.



Figure II.14. Soutènement par portique.

La pose de portiques ou cintres métalliques est souvent accompagnée de mise en place de plaques de blindage au toit ou sur l'ensemble des parements afin d'assurer une meilleure tenue des galeries. (INERIS, 2016).

II.8.3. Comment combler la cavité ?

Cette alternative est la plus applicable à un risque minier menaçant gravement la sécurité des personnes concerne notamment les zones bâties à risque de fontis , la plus efficace et la plus pérenne pour assurer la sécurité des terrains de surface par restituer les caractéristiques mécaniques des terrains de recouvrement .

En fonction des enjeux et des projets futurs de surface, le remblayage pourra être partiel ou total. Lorsque le remblayage est partiel on dispose des barrages afin de confiner le coulis ou remblai à l'emprise traitée. Le passage entre les différentes zones de la cavité peut être maintenu par le biais de « tunnel » ou par la création de puits d'accès depuis la surface.

✓ **Par déversement gravitaire depuis la surface.**

La technique du **comblement gravitaire** vise à remplir la cavité avec un matériau inerte par le biais de forages.



Figures II.15. Comblement par déversement gravitaire (INERIS, 2016).

Plusieurs méthodes sont possibles : voie sèche (matériau granuleux sans ajout d'eau), voie semi-humide (matériaux pâteux) et voie humide ou hydraulique (matériaux semi-liquides). Des vides résiduels peuvent subsister en fin de traitement ou réapparaître après consolidation des matériaux. (INERIS, 2016).

✓ **Par injections**

Le principe du **comblement par injections** consiste à envoyer sous pression un mélange capable de durcir dans le temps et à remplir totalement la cavité. Ces mélanges, nommés « coulis », ont des natures et propriétés différentes selon les cas.



Figure II.16. Comblement par coulis de silicate. (INERIS, 2016).

✓ **Par remplissage avec une mousse thermodurcissable**

Cette solution de **comblement par mousse** est onéreuse mais permet de remplir entièrement et rapidement la cavité. La mousse est injectée sous pression par forage.



Figure II.17. Tunnel édifié à travers la mousse expansive pour maintenir un passage. (INERIS ,2016).

La pérennité mécanique dans le temps de la mousse n'a pas été évaluée à ce jour ; ainsi que son impact environnemental.

✓ **Par poussage en souterrain**

Il s'agit d'un mode de remblaiement par mise en place directe de remblais tout venant, acheminés et déversés par des engins mécaniques (camions, chargeurs et bulldozers). Cette méthode de remblaiement n'est envisageable que si les avantages économiques demeurent favorables en considérant des conditions de site suivantes : vides peu dégradés et n'engendrant pas de risques pour la sécurité du personnel, vides accessibles et suffisamment grands pour permettre le passage des différents engins, réseau de ventilation adapté. L'intérêt de la méthode est de pouvoir disposer de produits peu coûteux (bruts ou parfois simplement criblés, déblais tout-venant, déchets de taille de carrières, terres de fouilles, stériles miniers ou sablons ou graves), susceptibles d'offrir un bénéfice économique par stockage. (INERIS, 2016).

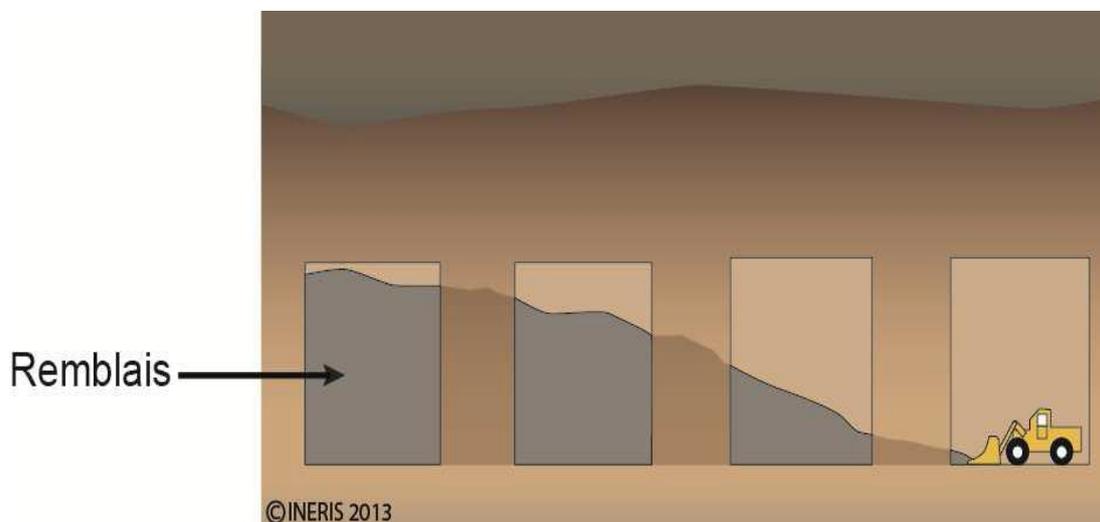


Figure II.18. Comblement mécanisé en souterrain. (INERIS, 2016).

II.8.4. Comment supprimer ou détruire la cavité ?

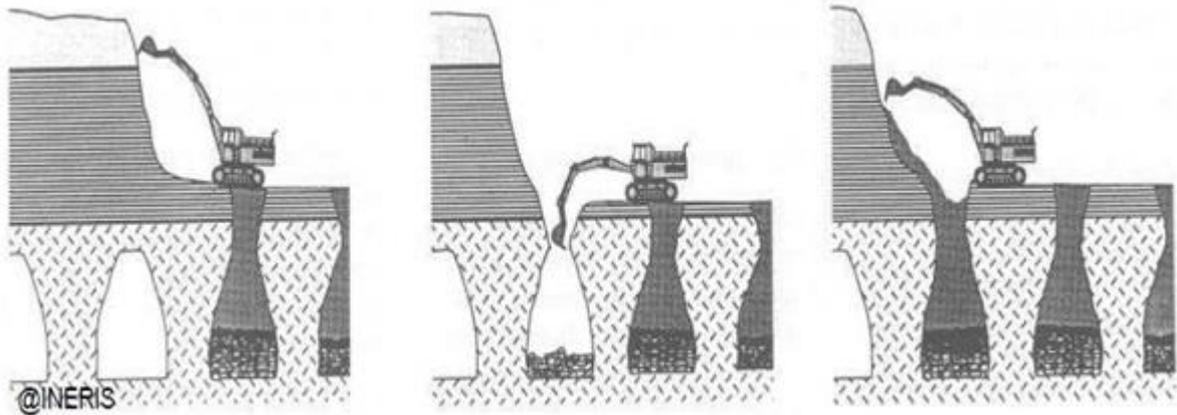
✓ **Par terrassement-comblement**

C'est une technique qui consiste à supprimer, depuis la surface, les vides sous-jacents par déblaiement des terrains de couverture puis terrassement.

Elle peut s'opérer :

- Soit un comblement direct des cavités sous-jacentes à partir des matériaux de recouvrement abattus par voie mécanique ;
- Soit un remblaiement (suivi d'un compactage), effectué après mise à jour des cavités par décaissement mécanisé. Les remblais correspondent bien évidemment aux matériaux de la couverture enlevés par les engins. (figure II.19).

Un compactage minutieux permet de minimiser les tassements différés des remblais, les terrains peuvent être réhabilités comme espaces verts et éventuellement pour de nouvelles constructions, après consolidation par injections ou protection indirecte (ou « passive ») des structures.



Figures II.19. Terrassement-comblement. (INERIS, 2016).

✓ **Par foudroyage**

Les méthodes de suppression des vides par **foudroyage** consistent à réaliser un abattage des piliers ou du toit à l'aide d'explosifs pour auto-combler la cavité et déstructurer les terrains de recouvrement en laissant un minimum de vide.

Cette méthode est une technique peu utilisée pour traiter les cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique grâce à leur inconvénient de laisser en place des vides résiduels significatifs, notamment lorsque les terrains de recouvrement se présentent sous forme de bancs massifs. Ces vides résiduels peuvent éventuellement se compenser au fil du temps. Ces techniques créent donc une grande incertitude pour l'analyse de l'aléa et ne permettent pas de garantir l'absence de mouvements de terrain en surface après traitement.

Elles engendrent, de surcroît, un certain nombre de nuisances, des risques de dégâts ou encore des effets induits (en souterrain et en surface) difficilement maîtrisables. Cette technique est évidemment proscrite en milieu urbain (vibrations du sol pouvant provoquer des désordres aux constructions, perturbations de l'écoulement des eaux dans le sol...).

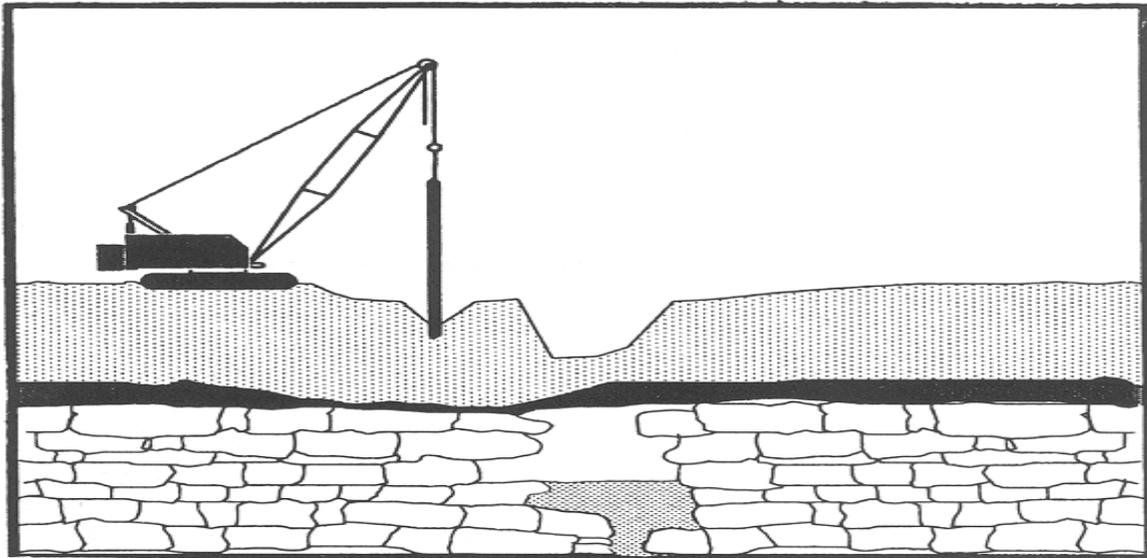


Figure II.20. Illustration de la technique de la vibro-compaction. (INERIS, 2007).

II.8.5. Comment mettre en sécurité par techniques « passives » ?

Il s'agit de prévoir ou de modifier, dès la conception du projet en surface, les mesures de construction pour rendre les enjeux insensibles aux mouvements de terrain liés à la présence de cavités souterraines. On parle de « protection passive ».

✓ **Pour les enjeux bâtis**, il s'agit de la mise en œuvre de techniques de type reprise en sous-œuvre (pieux, micropieux...) visant à renforcer les structures bâties pour qu'elles s'affranchissent des mouvements de sol.



Figure II.21. Pieu traversant une cavité. (INERIS, 2016).

✓ **Pour les constructions neuves**, l'emploi de fondations adaptées (fondations profondes, pieux...) et/ou dispositifs de renforcement du bâti (radier général, chaînage, poutres...) peut réduire ou pallier les mouvements de terrains liés à l'évolution d'une cavité ; cette technique s'applique strictement au bâti.

✓ **Pour les réseaux**, (infrastructures routières et ferroviaires, canalisations, enterrées...) **et les zones non bâties**, l'utilisation de méthodes dites parachutes (mise en place de géo-synthétiques) permet de réduire la vulnérabilité de surface.

Ces méthodes sont notamment utilisables dans les zones où un tassement de la surface reste acceptable.

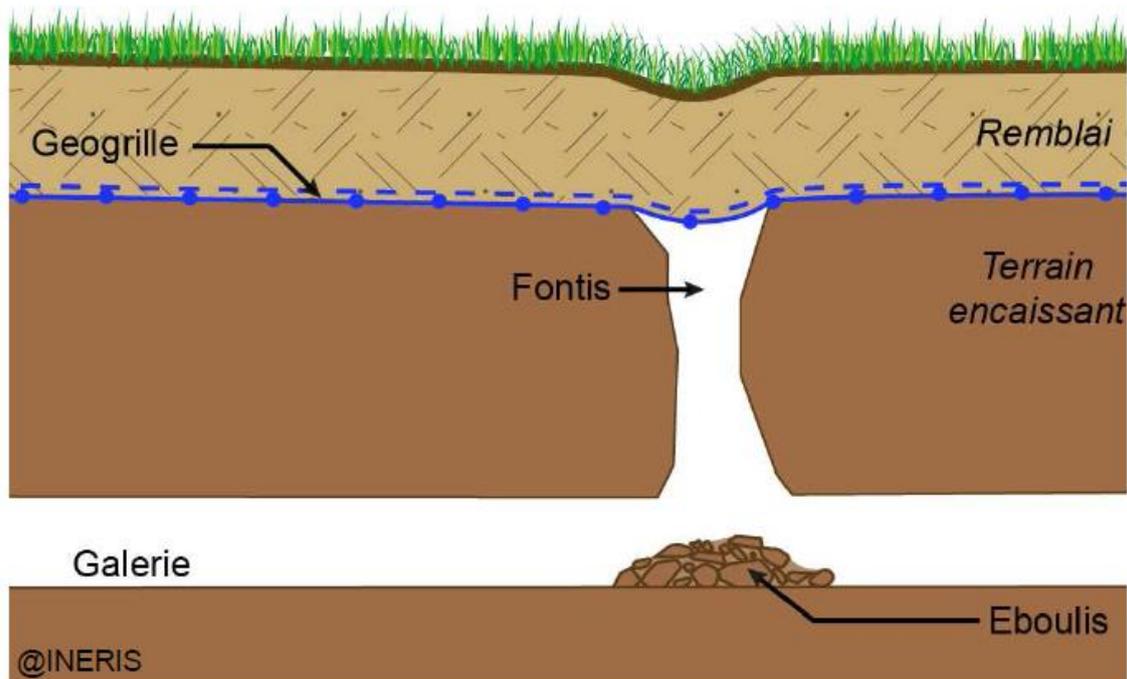


Figure II.22. Mise en place d'une géo grille (géo- synthétique).

✓ **Dans le cas des cavités débouchant en surface par un puits** (catiches, marnières, crayères), l'édification d'une dalle en béton armé (ou géo grille) permet de parer au manquement de stabilité du bouchon qui ferme le puits d'accès. Elle est disposée au niveau de la tête du puits et déborde de part et d'autre du bouchon (besoin d'ancrage et marge de sécurité).

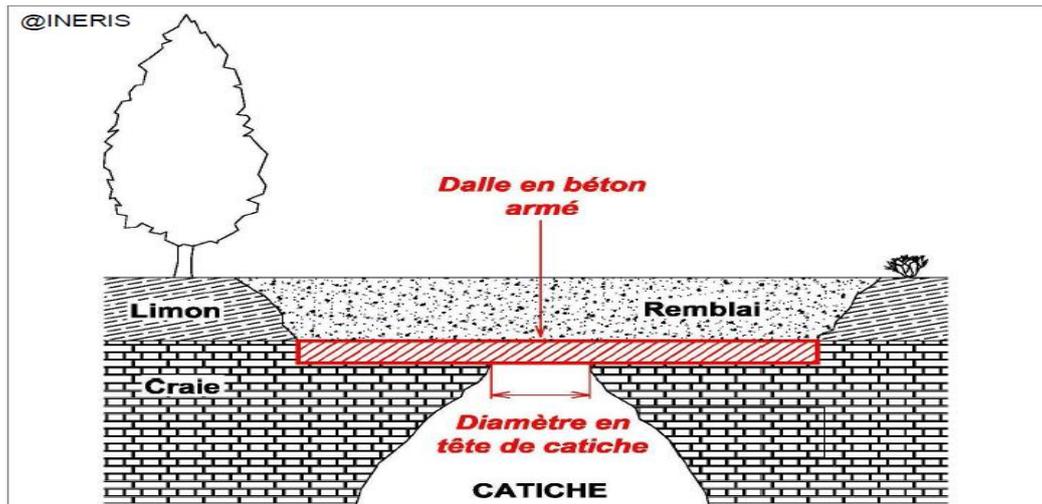


Figure II.23. Schéma d'une dalle en béton armé fermant une catiche (INERIS, 2016).

Ces techniques sont résumées dans le tableau au –dessous.

Tableau II.03. Techniques de traitement de l'aléa fontis. (INERIS, 2007).

Objectifs	Méthodes	Configuration de site	Techniques de réalisation	Risque résiduel
empêcher le fontis d'atteindre la surface.	comblement intégral des vides	espaces verts. chaussées constructions existantes constructions nouvelles si complété par injections	à partir du fond par des engins mécanisés par déversement gravitaire à partir de la surface injections de mortier ou de coulis mousses thermodurcissables	tassement différé si pas de clavage
	remblayage partiel	espaces verts	à partir du fond par des engins mécanisés • par déversement gravitaire à partir de la surface • injections	tassements
	renforcement des sols	espaces verts	constructions nouvelles •inclusions rigides	affaissement important
	pilonnage intensif	espaces verts chaussées constructions nouvelles si complété par consolidation	compaction dynamique vibro-compaction	tassements différés

	Comblement terrassement	espaces verts chaussées constructions nouvelles si complété par consolidation	comblement- terrassement	tassements différés des remblais
diminuer l'intensité prévisible du fontis	fondations profondes	constructions nouvelles ou existantes (reprise en sous-œuvre	pieux micropieux	fontis à proximité affaissement fissures sur bâti
	méthodes parachutes	espaces verts chaussés réseaux	treillis galvanisés géotextile	tassements et fontis à long terme
	consolidation des cavités	espaces verts chaussées constructions existantes et constructions nouvelles	Boulonnage. soutènement porteur en galerie armement des piliers projection de béton ou de résine ceinturage des piliers édification de piliers artificiels	fontis à long terme affaissement
	renforcement des sols	espaces verts • constructions nouvelles	inclusions rigides	affaissement important
diminuer les amené- repli) dommages en surface	fondations profondes	• constructions nouvelles ou existantes (reprise en sous-œuvre	pieux • micro-pieux	fontis à proximité affaissement fissures sur bâti
	fondations superficielles renforcement de structure	constructions nouvelles • chaussées	fondations continues • radier	fontis à proximité affaissement fissures sur bâti
interdire l'accès	Clôtures (grillages, treillis...)	espaces verts	hors zone urbaine • Clôtures (grillages, treillis...)	fontis

Chapitre III :

*Généralité sur la mine de
Boukhadra.*

Chapitre III : Généralité sur la mine de Boukhadra

III.1. Introduction

Nombreux paramètres influent sur la stabilité des carrières souterraines ou à ciel ouvert parmi lesquelles la configuration du site (Géologie, hydrogéologie, tectonique...etc.) et les paramètres physiques et mécaniques. Donc il est nécessaire de récolter le maximum d'informations. Cette étape aide le géotechnicien dans son étude. De plus il y aura des informations, plus l'étude sera facile, en peu de temps et donnera de bons résultats.

III.2. Situation géographique

Le Djebel de Boukhadra est localisé sur l'Atlas Saharien, à l'Est Algérien (figure III.01). La mine de Boukhadra se trouve à une élévation de 850 m, le point éminent du Djebel est de 1463 m. Le village de Boukhadra fait partie de la Wilaya de Tébessa. Il s'installe à 45 Km au Nord-Est de celle-ci, à 200 Km au Sud de la ville côtière d'Annaba et à 18 Km de la frontière Tunisienne, le minerai de fer est acheminé au complexe sidérurgique d'El Hadjar par deux voies : route ou transport ferroviaire. (Rouaiguia, 2018).



Figure III.01. Situation géographique de la zone d'étude (Source : Google Earth).

III.3. Configuration du site

III.3.1. Géologie du site et Stratigraphie

Les terrains du secteur de Boukhadra sont formés par des sédiments du Mésozoïque et une partie du Tertiaire et du Quaternaire pour le Mésozoïque, les formations sont formées par les sédiments du Trias et du Crétacé.

✓ **Le Trias** : Les dépôts Triasiques rencontrés dans la région de Boukhadra sont représentés par les marnes bariolées, gypses, dolomies, débris de calcaires et de grés. Les

roches du Trias se développent dans les parties Ouest, Sud et Sud Est et en contact anormal avec les dépôts aptiens du crétacé (Diapirisme).

✓ **Le Crétacé** : Dans le profil du crétacé, nous retrouvons le Cénomaniens, l'Aptien, l'Albien, le Coniacien, et le Cénomaniens où on a la série Aptienne, porteuse de la minéralisation est caractérisée par des marnes et des calcaires constituant la partie inférieure qui encaisse le gîte Sud, des calcaires récifaux construits, à organismes fossiles (rudistes) qui constituent le niveau porteur de la minéralisation principale et des grès et calcaires de la partie supérieure de l'Aptien non productif et on a :

- **L'Aptien** : Les dépôts ou les sédiments aptiens de la région Boukhadra occupent des vastes surfaces. L'aptien se présente sous forme de deux faciès bien distincts :

- Faciès carbonaté (calcaire) ;
- Faciès terrigènes (marno-grésocalcaireux).

- **L'Albien** : La base et le sommet de l'albien sont surtout représentés par des marnes, la partie moyenne étant constituée dans une large mesure par des calcaires sublitographiques.

✓ **Vraconien** : La séquence est composée de minces lits de marnes avec intercalation d'argile marneuse noires et de calcaires marno-argileux. La puissance maximale est de (470m).

✓ **Le Cénomaniens** : Il s'agit d'une série de marnes gris ou verdâtres grises, avec par endroits des intercalations de calcaires.

✓ **Turonien** : Les dépôts de cet âge s'observent dans la partie Ouest et Sud du domaine traité. Il s'agit surtout de calcaires épais et massif pélitique marneux dans la partie basale, avec de rares minces intercalations de marnes. La puissance est variable, décadrématique jusqu'aux quelques centaines de mètres.

✓ **Coniacien** : contient les marnes argileuses avec intercalation d'argile marneuse et par endroit de calcaire marneux.

✓ **Le Tertiaire** : Les dépôts classés comme Tertiaire (miocène) sont observés seulement dans la partie occidentale du domaine étudié et sont représentés par des conglomérats à éléments variés cimentés par une matrice carbonatée et des intercalations de roches gréseuses.

✓ **Le Quaternaire** : Les dépôts récents du Quaternaire sont formés par un matériel caillou- teux, blocs de calcaires, grés, débris de minerai et de conglomérats. Ils sont répandus aux flocs de la montagne et dans les parties basses du relief.(Gadri ,2012).

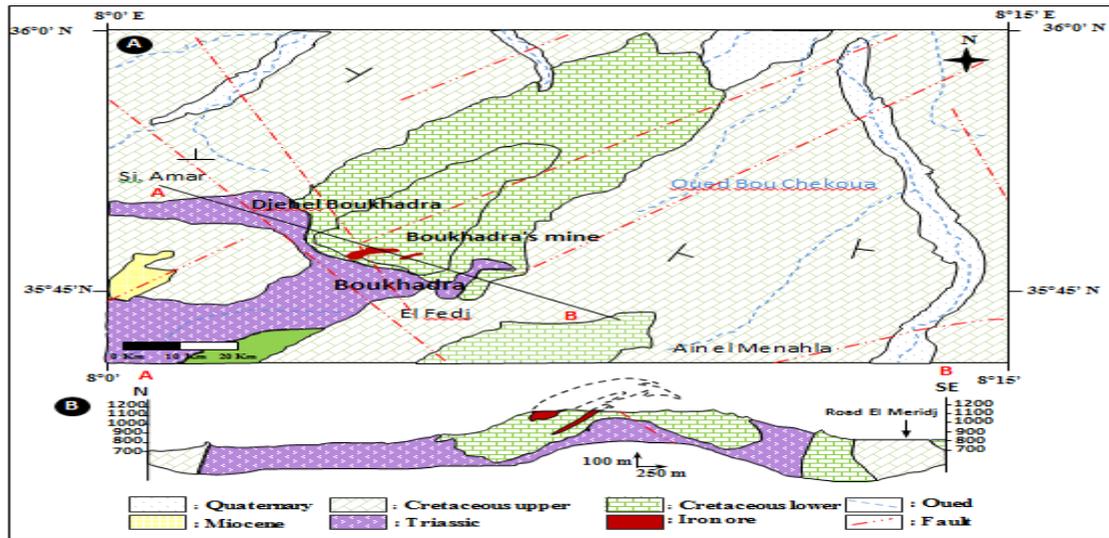


Figure III.02. Carte géologie de la mine de Boukhadra. (Djellali et al ,2019).

III.3.2. Géomorphologie de la mine

Le gisement ferrugineux de Boukhadra, appartenant au domaine de l'Atlas saharien est Localisé dans le massif montagneux de Djebel Boukhadra, caractérisé par une structure anticlinale très simple de direction NE-SO avec une terminaison périclinale au NE.

Le Djebel Boukhadra s'étend sur une longueur de 7 à 8 Km et une largeur variant de 3 à 5 Km, suivant une direction NE-SO. Les côtes absolues dans les limites de la concession minière variant de 750Km au pied de la montagne à 1463m au point culminant, localisé au niveau du pic de Boukhadra. (Gadri,2012).

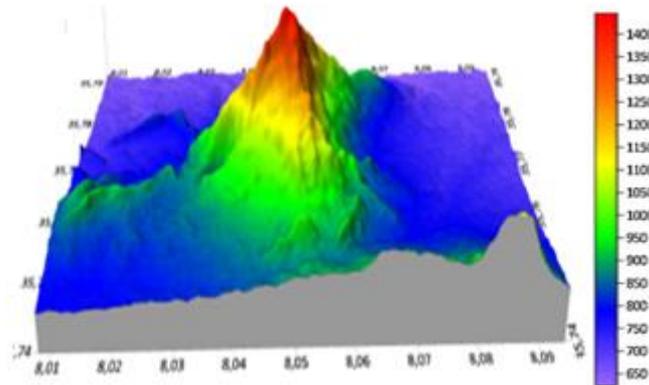


Figure III.03. Présentation de djebel Boukhadra. (Kerbati et al, 2020).

III.3.3. Hydrogéologie

D'après les études hydrogéologiques il n'y a aucune nappe aquifère en eau potable dans la région minière de Boukhadra mais il existe une nappe aquifère d'eau non potable qui est caractérisée par un niveau hydrostatique égale à 818m.

Le réseau hydrographique dans la région de la mine de Boukhadra est faible, à l'exception des multiples petits chéneaux d'écoulement pluviaux sans importance majeure qui parsème de Djebel Boukhadra.(Rouaiguia, 2018).

III.3.4. Hydrologie

Selon la géologie, on ne peut pas parler d'oueds, ou de réseau hydrographique proprement dit, mais on remarque des talwegs sec pendant une longue période de l'année et à faible écoulement. Leurs captages pratiquement impossibles à cause de la topographie et leurs faibles quantités. (Ben Youcef et Mansouri, 2016).

III.3.5. Données climatologiques

Le village de Boukhadra se distingue par une alternance d'une saison chaude et sèche et une saison froide et humide avec une pluviométrie moyenne annuelle faible variable de 300 à 400 mm, la température moyenne annuelle de la région est de (+15 °C) avec un minimum de (-5 °C) en hiver et un maximum allant jusqu'à (+ 45 °C) en été. (Rouaiguia, 2018).

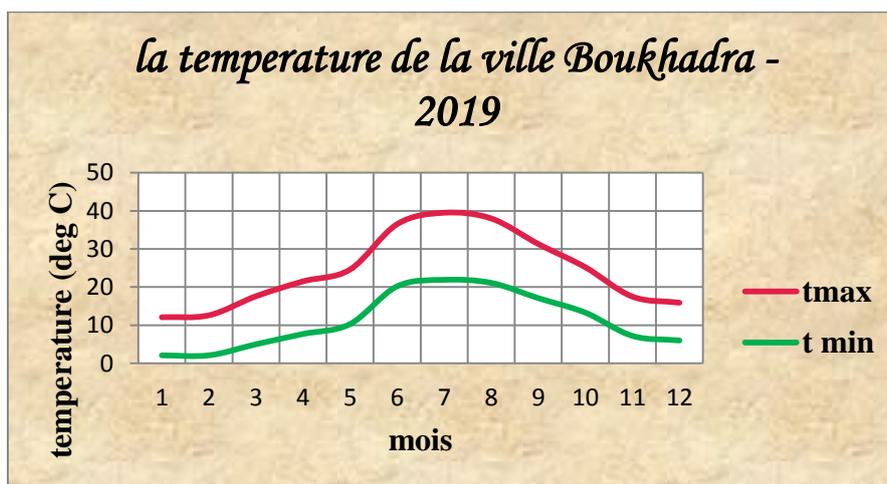


Figure III.04. Distribution de la température de ville de Boukhadra (TerraClimate, 2020).

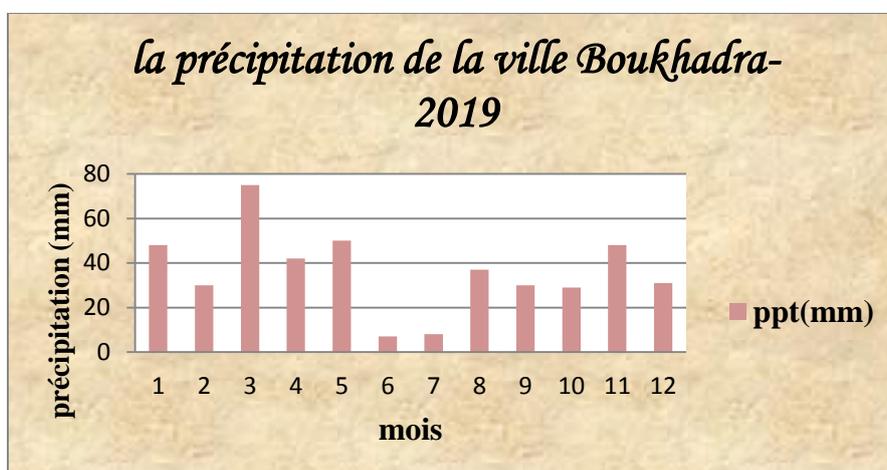


Figure III.05. Précipitation de la ville Boukhadra (TerraClimate, 2020).

III.3.6. Tectonique

La région de Boukhadra est marquée par deux phases tectoniques, la phase de plissement et la phase de tectonique cassante. Dans la structure anticlinale de Boukhadra, on observe deux grandes dislocations tectoniques :

- ✓ La 1ère se prolonge presque parallèlement à l'axe de l'anticlinal à partir du pic vers la terminaison périclinale ;
- ✓ La 2ème zone de dislocation tectonique de direction WNW-ESE coupe la structure dans sa partie centrale en deux parts, l'amplitude de cette dislocation peut arriver jusqu'à 1000mètres ;
- ✓ D'autres failles, sans importance majeure sont à signaler.

Le Diapirisme : Le Triasique avait une contribution principale dans la formation de la structure du Djebel Boukhadra. (Gadri ,2012).

Tableau III.01. Failles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1105 m. (Gadri, 2012).

Discontinuités	Direction (grade)	Pendage (°)	Ouverture (cm)	Remplissage	Distance de l'entrée (m)
Faille	310 nord	-	-	calcite	39
Faille	280 nord	-	-	calcite	40.5
Faille	Nord sud	-	-	calcite	69
Faille	180 nord	-	-	calcite	74.5
Des petits fissures	Différentes directions	-	-	calcite	-
Faille	350 nord	10°ouest	4	calcite	77
Des petits fissures	Différentes directions	-	-	calcite	-
Faille	330 nord	45°	40	calcite	91
Des petits fissures	Différentes directions	-	-	calcite	-
Faille	330 nord	-	-	calcite	99
Faille	330 nord	-	-	calcite	107
Faille	330 nord	-	-	calcite	115
Faille	330 nord	-	-	calcite	123
Faille	330 nord	45°	40	calcite	126
Faille	Nord sud	70°	-	calcite	156



Figure III.06. Photo représente fissure dans la mine souterraine.

III.3.7. Sismicité

Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zoning sismique (figure III.07) ci jointe (d'après la RPA 99/2003), On distingue :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable ;
- ✓ Zone I : sismicité faible ;
- ✓ Zone II.a, II.b : sismicité moyenne ;
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

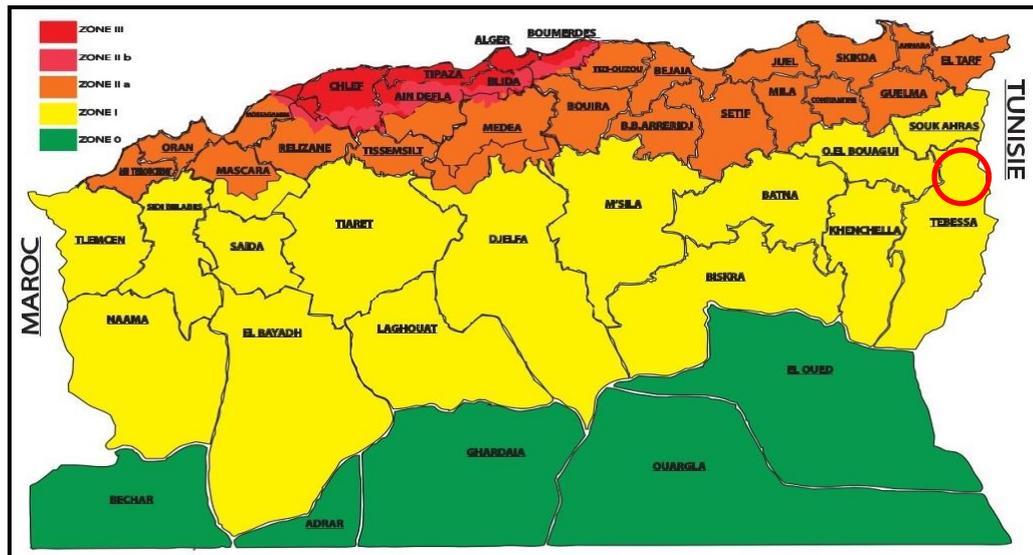


Figure III.07. Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord . (CTP ,1999).

La région de **Boukhadra** est classée dans une zone de **faible sismicité (I)**, d'après le Centre National de Recherche en Génie Parasismique **C.G.S**, dans le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99 (version 2003)**.

III.4. Historique de la mine

L'exploitation de la mine de Boukhadra fut entamée pendant l'époque Romaine pour l'extraction du cuivre dans la zone du pic. Ensuite, l'exploitation est menée sur le zinc et autres polymétaux.

À partir de 1926 à 1966, date de nationalisation des mines, c'était la société de l'Ouenza qui exploitait le gîte de Boukhadra. Cette dernière avait effectuée de la recherche par des travaux miniers et par des sondages sur le gisement de Boukhadra.

Pendant la période de 1967 à 1984, la SONAREM était chargée de l'exploitation et des recherches sur les gîtes ferrifères de l'Ouenza et Boukhadra.

De 1983-1984 et après la restructuration des entreprises, c'était FERPHOS qui gérait, exploitait et développait des recherches sur l'ensemble des gîtes ferrifères existants.

À partir de la date du 18/10/2001 et dans le cadre de coopération avec l'étranger, le holding L.N.M.N.V a signé l'accord de partenariat avec HADID Ouenza - Boukhadra.

Le 01/01/2005 la nomination a été changée par Mittal Steel Tébessa.

Le 18/08/2007 la nomination a été changée par ArcelorMittal Tébessa. (Rouaiguia, 2018).

III.5. Description de la mine

III. 5.1. Morphologie du gisement.

- ✓ Forme : lenticulaire
- ✓ Type : hydrothermal
- ✓ Longueur : de 900 mètres à 2 200 mètres
- ✓ Largeur : de 10 à 50 mètres
- ✓ Profondeur : 480 mètres
- ✓ Minéralisation :
 - Hématite de formule chimique Fe_2O_3 avec une teneur moyenne en Fer supérieur à 50%.
 - SiO_2 : varie de 6.3 à 7.4 %.
 - CaO : varie de 3.9 à 4.5%.(Azouz, 2019).

III. 5.2. Minéralisations

D'après Azouz (2019), Globalement le gisement de Boukhadra est composé de quatre (04) corps minéralisés principaux et les petites veines avec une teneur moyenne en Fer supérieur 50%.

- ✓ Corps principal;
- ✓ Corps Nord ;
- ✓ Corps Médian ;
- ✓ Corps Sud.

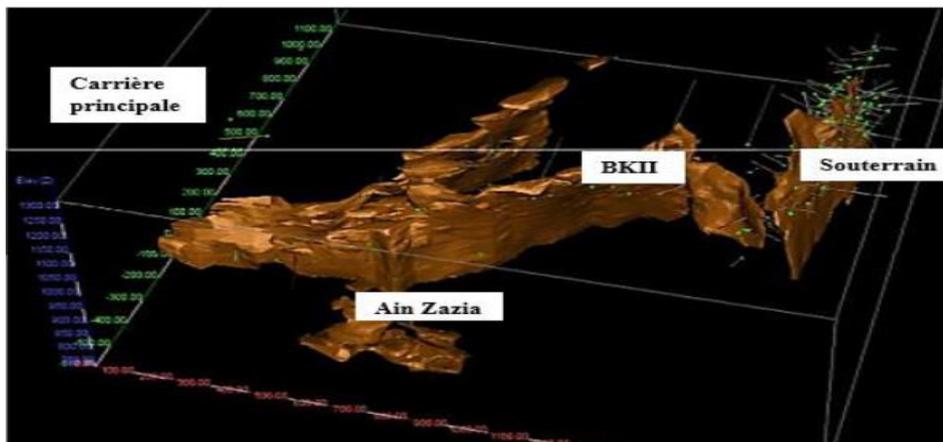


Figure III.08. Gisement de la mine de Boukhadra en 3D. (AMEC, 2011).

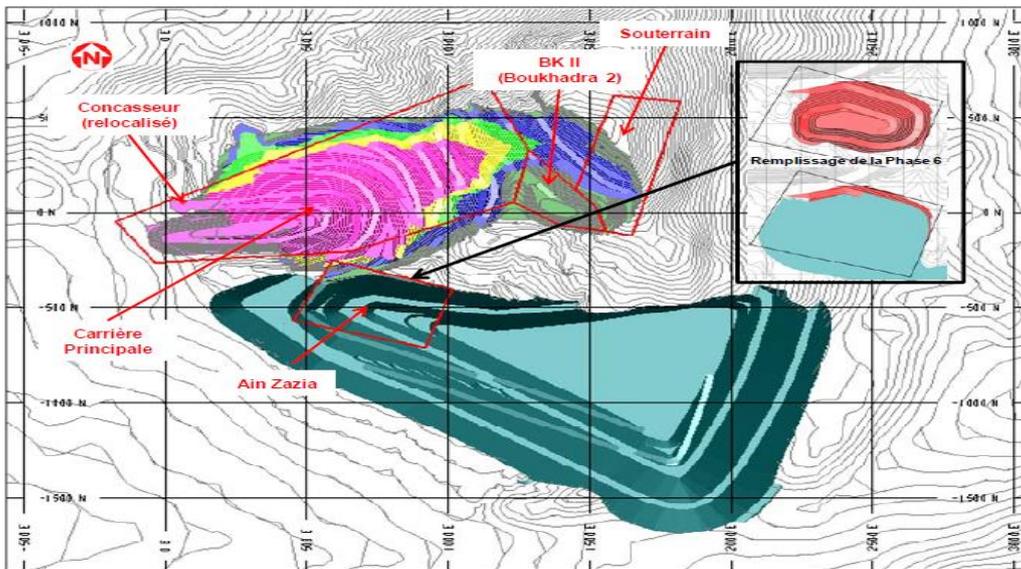


Figure III.09. Plan générale de la mine. (AMEC, 2011).

III.5.3. Réserves géologiques

Les réserves géologiques et exploitables de la mine de Boukhadra au 31/12/2019 sont représentées dans le tableau III.2.

Tableau III.02. Réserves géologiques et exploitables au 2019. (Azouz, 2019).

Site et quartiers	Réserves géo(t)		Réserves exp (t)		observations
	tonnage	Fe%	tonnage	Fe%	
Total ciel-ouvert	12901106	53.30	11723490	52.13	
Total souterrain	33336356	55.76	30835456	55.34	
Total mine	46237462	55.08	42558946	54.48	en catégories B+C1+C2
Total mine	55487762		51809246		en B+C1+C2+P

III.5.4. Modes d'exploitations

Selon Larbi (2016) deux modes d'exploitations sont utilisés :

III. 5.4.1. Exploitation à ciel ouvert

Appliquée sur trois sites

- ✓ **Carrière Pic** : épuisée.
- ✓ **Carrière Principale** : les travaux d'exploitation sont arrêtés et ils ont procédé à des travaux de développement.
- ✓ **Carrière BKII** : Elle est en développement.

L'ouverture est faite au moyen de tranchées communes multiples, la hauteur du gradin est de 12 à 15 m et dans la carrière Ain zezia est de 10m.

La foration s'effectue aux moyens de sondeuses (figure III.10), de chariots, et de marteaux perforateurs, les diamètres des trous de foration sont respectivement de 160 mm, 80 mm et de 26 mm, l'abattage s'effectue à l'explosif par tir électrique.



Figure III.10. Sondeuse INGERSOLL-RAND, de type T4-BH900.

Le chargement est assuré à l'aide de pelle mécanique et de chargeuses sur pneus de capacité respectives de : 5.55 et 6.3 m³. (Figure III.11).



Figure III.11. Présentation de la chargeuse CATERPILLAR 988F.

Le transport est réalisé à l'aide de camions (figure III.12) de carrière vers le terril extérieur au périmètre d'exploitation sur une distance d'un (1,5) Km et vers le concasseur pour le minerai de fer sur une distance de quatre (04) Km.



Figure III.12. Vue du camion Caterpillar 775F.

Tableau III.03. Paramètres techniques de la méthode d'exploitation à ciel ouvert (minerai).
(Larbi, 2016).

Désignations	Quantités	Unités
Hauteur du gradin (Hg)	7.5	m
Largeur de la banquette	04	m
Longueur du trou (Ltr)	8.5	m
Inclinaison du gradin (α_{tr})	80° à 85°	Degré
Diamètre de trou (Dtr)	165	mm
Longueur du sous forage (Lf)	0.5 -01	m
Longueur de bourrage (Lb)	03	m
Ligne de moindre résistance (W)	04	m
Tonnage abattu théorique stérile	12000	t
Tonnage abattu théorique minerai	13200	t
Charge d'un trou (Qu)	125	kg
Quantité globale des explosifs	5000	kg
Distance entre les trous (a)	04	m
Longueur de série de tir	76	m
Nombre de trous	40	Unité
Nombre de séries	02	Unité
Consommation spécifique minerai	189	g/t
Type de tir (Electrique)	-	-
Volume à tirer par trou	300	m ³
Volume à tirer par trou	810	t

Tableau III.04. Paramètres techniques de la méthode d'exploitation à ciel ouvert (stérile).
(Larbi ,2016).

Désignations	Quantités	Unités
Nombres des trous	80	Unité
Quantité d'explosif par trou	2.5	Kg
Longueur de bourrage	1.8	m
Quantité globale des explosifs	200	Kg
Tonnage abattu globale	950	T
Consommation spécifique	210	g/t
Type de tir(Electrique)	-	-
Cordeau détonateur	250	m
Longueur de trou	03	m
Diamètre de trou	65	mm
Marmanit/gélanit D50/65/30	200	Kg
Distance entre les trous	1.25	m
D.E.I	10/20	U

III.5.4.2. Exploitation Souterrain.

Exploitation souterraine : La méthode appliquée est la méthode du sous niveau abattu.

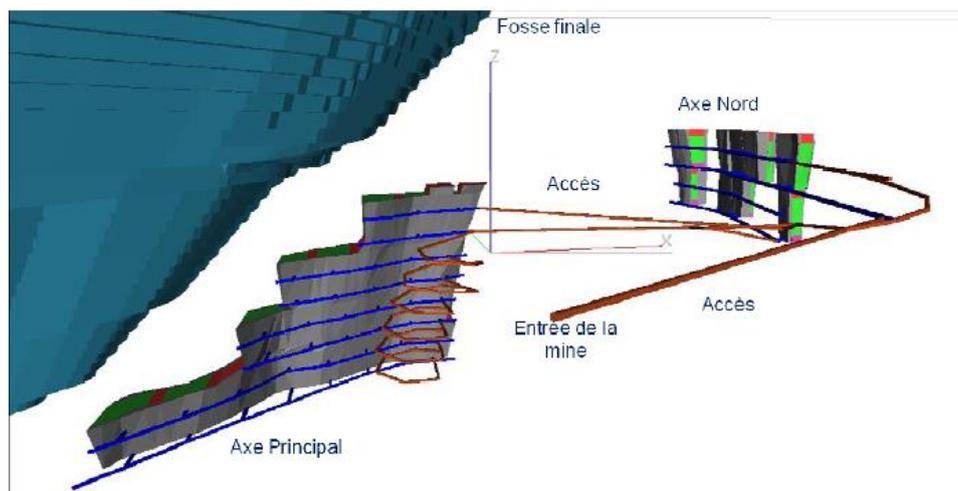


Figure III.13. Vue isométrique de la mine souterraine de Boukhadra. (AMEC, 2011).

Le quartier souterrain englobe plus de 60% des réserves globales de la mine.

L'exploitation souterraine est concentrée actuellement sur l'axe principal du 3ème étage (1105/1165), tandis que les travaux de développement se réalisent au l'axe Sud Est.

Au niveau du souterrain, différentes phases (figure III.14) sont engagées :

- ✓ 1 ère phase (épuisée) ;
- ✓ 2 ème phase (épuisée) ;
- ✓ 3ème phase (en exploitation et en développement) ;
- ✓ 4ème phase (en projet).

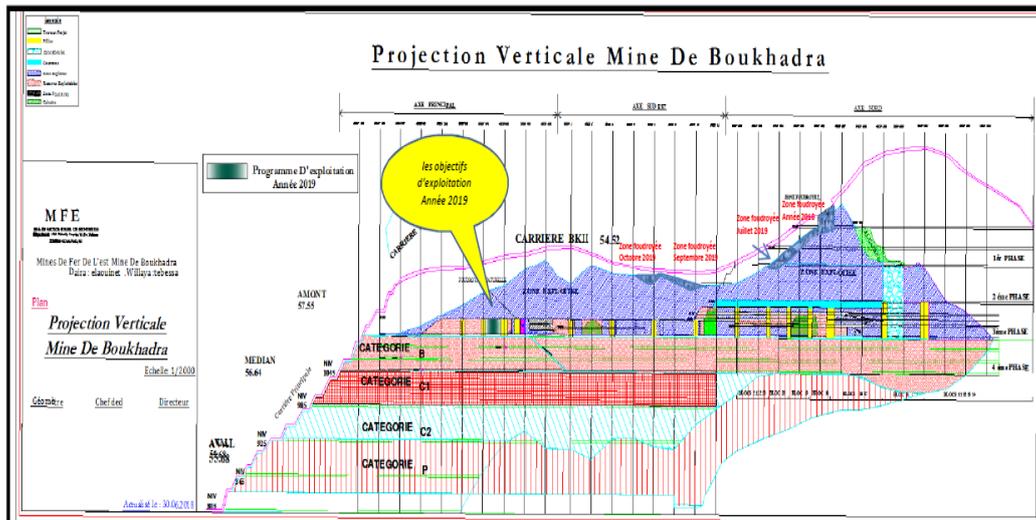


Figure III.14. Coupe longitudinale souterrain. (AMEC ,2011).

- L'abattage s'effectue à l'explosif par tir électrique.
- Le chargement et le transport de minerai aux blocs d'exploitation sont assurés par des pelles chargeuses de capacité de godet de 3.8 m3.
- Le transport du minerai au jour est assuré par des camions navettes de capacité de 20 Tonnes de type ATLAS COPCO (MT 2000). (figure.III.15).



Figure III.15. Chargeuse et transporteur souterrain. (Azouz, 2019).

La galerie elle est caractérisée par une section sous forme d'une voûte évaluée à 12m².

Au sein de la galerie, par endroit de sens des zones instables ce fait par des cintres métalliques pour faire face du risque d'éboulement (figure.III.16).



Figure III.16. Galerie souterraine.

Tableau III.05. Caractéristique de la galerie de la mine de Boukhadra. (Azouz, 2019).

Paramètres	Valeurs	Unités
Largeur moyenne	04	m
longueur	500	m
section	12/13	m ²

III.5.5. Traitement mécanique

Le traitement mécanique est assuré par un concasseur giratoire d'une capacité réel de 350 T /h (figure.III.17)

Le minerai concassé est acheminé par bande transporteuse, jusqu'aux trémies de chargement (figure.III.18) à la gare, sur une distance de 1 Km d'où il est évacué dans des wagons de 60 T de charge utile vers le complexe sidérurgique (IMITTAL - ANNABA).



Figure III.17. Vue de concasseur. (Azouz, 2019).



Figure III.18. Trémie de Chargement.

III.6. Phénomènes de l'instabilité

La mine de Boukhadra a connu plusieurs phénomènes d'instabilité les plus répéter sont les effondrements, les éboulements dans la partie souterraines.

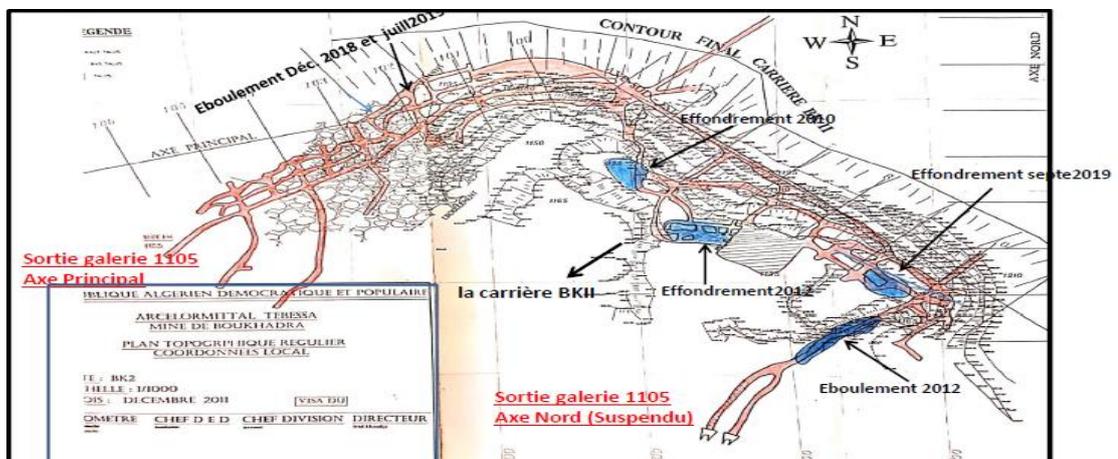


Figure III.19. Plan des phénomènes d'instabilité dans la mine. (Azouz, 2019).

III. 6.1. Éboulement 2012

Éboulement à la coupe 10 l'axe sud -est au niveau de la galerie de sortie 1105 est survenu au Mois d'Avril 2012 cause des intercalations des couches de minerai et de marne dans un toit humide, creusement des galeries dans les stériles dégages des phases précédentes qui provoque éboulements des galeries du 4eme dans des endroits différents ,il est donc nécessaire de réaliser des déviations pour tous les galeries de la 4eme phase, obligation d'abandonner la galerie du niveau 1045 m (figure.III.20) définitivement.

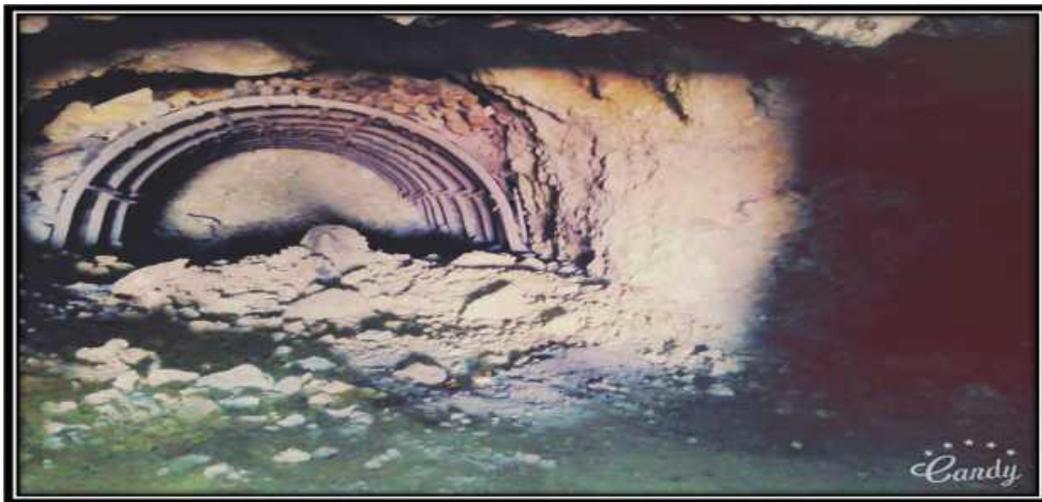


Figure III.20. Photo de l'éboulement de la galerie de la 4^{ème} phase (niveau 1045). (Ben Youcef et Mansouri, 2016).

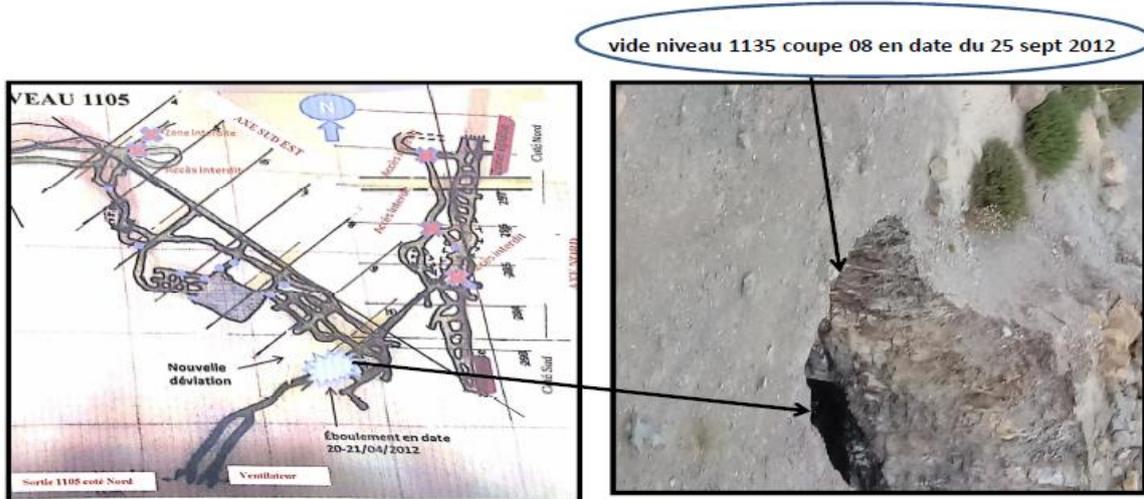


Figure III.21. Vue de l'effondrement au niveau 1135. (Azouz, 2019).

III. 6.2. Effondrement 2019 de BKII en septembre



Figure III.22. Effondrement de BKII en 25/09/2019.

III. 6.3. Effondrement de BKII en Octobre

La mine de Boukhadra a connu un effondrement d'une grande ampleur, dans les deux étages qu'a été exploité (étage 1 et 2), cette instabilité s'est propagé verticalement et elle a atteint jusqu' à la surface. Cet effondrement de la zone de la carrière BKII (le terrain calcaire marneux) est provoqué par la circulation des eaux pluviales par le procédé de filtration. (figure.III.23) et (figure.III.24).

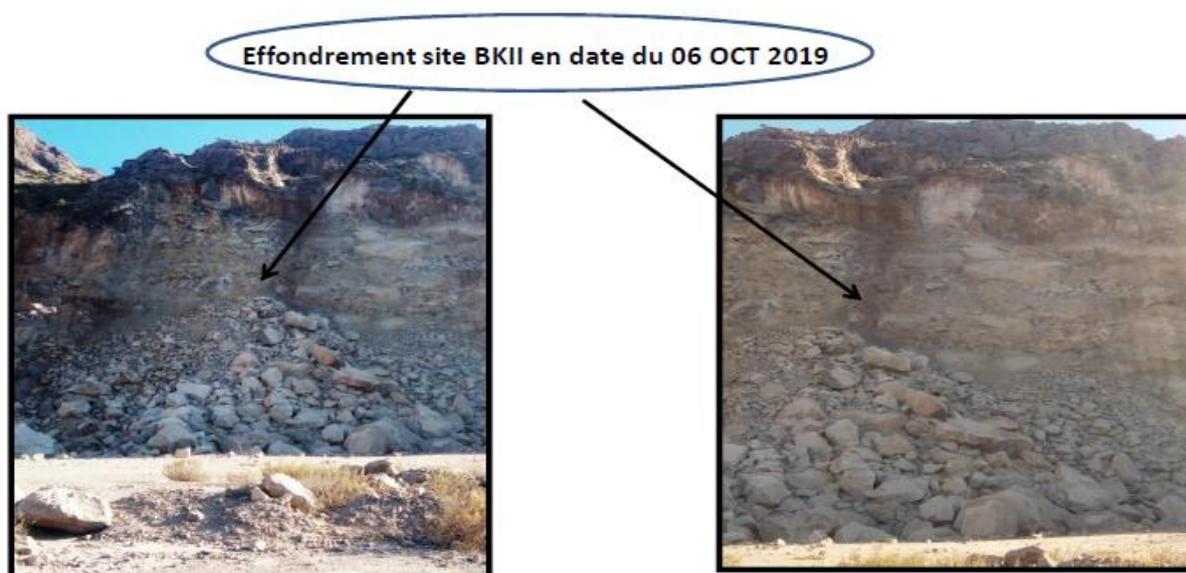


Figure III.23. Vue de l'effondrement de BKII de 06/10/2019.



Figure III.24. Effondrement de BKII.

III.7. Reconnaissance géotechnique

III. 7.1. Essais au laboratoire

Les échantillons prélevés sont soumis à une série d'essais afin de déterminer ces paramètres :

III. 7.1.1. Physique : (teneur en eau, masse volumique, porosité, densité et degré de saturation).

Tableau III.06. Paramètres physiques de différentes formations dans Boukhadra.
(Gadri, 2012).

paramètres roches	W(%)	ρ (g/cm ³)	ρ_s g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	n (%)	e	G _s	Sr (%)
Marne jaune	1.32	2.2	2.11	1.98	6.5	0.07	2.14	34.08
Marne minéralisation	2.16	2.4	2.04	1.82	12	0.14	2.08	37.57
grés	1.57	2.3	2.17	1.82	15	0.18	2.24	37.53
conglomérat	2.43	2.2	2.35	1.33	79	3.76	2.4	7.19
calcaire	3.80	2.6	2.55	1.68	51	1.04	2.6	21.19

✓ Interprétations des essais

- Les valeurs de la teneur en eau signifié que le terrain est sec ;
- La masse volumique apparente des roches à des valeurs importante ce qui favorise l'éboulement pour certains endroits ;
- Les valeurs de l'indice des vides sont faibles ce qui signifier que ces formations rocheux sont compacte ;

- La variation des valeurs des paramètres physique est à la variation remarquable des formations traversées par la galerie.

III. 7.1.2. Mécanique

Pour déterminer les propriétés mécaniques (cohésion angle de frottement) et la résistance à la compression simple.



Figure III.25. Essai à la compression simple. (Ben youcef et Mansouri, 2016).

Tableau III.07. Propriétés mécaniques du massif de Boukhadra. (Kerbati Rahouadja et al, 2020).

Roche	Paramètres	RC(MPA)	C(MPA)	ϕ	E(MPA)
Marne		4	0.11	30°	55.12
Calcaire		91.28	1.46	53.25°	5604.42
Grés		30	0.24	47.6°	1283.2
Fer		44	0.42	44.4°	2391.34

✓ Interprétation des résultats mécaniques de massif de Boukhadra

A partir des résultats des essais mécaniques la roche de la mine de Boukhadra et de classe R5 à R2 qui signifie de résistance très faible à élever avec faible déformabilité à moyenne déformabilité (Tableaux 02 et 03 dans annexe A).

III.8. Conclusion

Ce chapitre est pour objectif de donner une présentation générale sur la zone d'étude (conditions géologiques, une petite description sur la mine, et en fin une idée sur la stabilité du mine).

D'après l'analyse des conditions des éléments sous- dessus le gisement de djebel Boukhadra est caractériser par formation géologique multiple de forme lenticulaire .il est exploité par deux mode à ciel ouvert et souterraine, ce dernier est fait par de méthode sous niveau abattu.

Les résultats des essais mécaniques et physiques indiquent que le terrain sec avec des roches compactes favorisent l'effondrement, avec de résistance très faible à élever.

Divers instabilité provoque la mine tel que l'effondrement, l'éboulement ...etc.

Chapitre IV :

*Classification et dimensionnement
de soutènement.*

Chapitre IV : Classifications et dimensionnement du soutènement.

IV.1. Introduction

Ingénieur cherche à obtenir une meilleure connaissance des terrains de la manière simple et la plus rapide, ce qui lui fait recourir à plusieurs méthodes dont les méthodes de classifications géo-mécaniques. Aussi bien que, ces méthodes traduisent les observations et les mesures de l'ingénieur en valeurs numériques, et ce qui facilite son rôle. Donc, dans ce chapitre on va présenter quelques méthodes de classification (RMR, GSI ,Barton...etc.) et leurs applications dans notre cas d'étude.

IV.2. Systèmes des classifications du massif rocheux

Sont méthodes de classification géo-mécanique, dépendent de la géologie, des paramètres mécaniques de la roche intacte, des structures et de la présence d'eau souterraine dans le massif rocheux. L'objectif de la classification du massif rocheux est de lui donner une valeur quantitative d'ensemble, en effectuant un découpage du massif selon divers paramètres de la qualité de la roche et des discontinuités. Cela facilite ainsi la planification et la conception de la mine puisque la communication est alors plus efficace entre les différents intervenants du projet. Ainsi, en donnant une valeur quantitative au massif, le massif rocheux est divisé en zones avec des comportements similaires. (Lalancette, 2018).

Les principaux utilisent sont :

- 1. RQD:** Rock Quality Designation index (Deere, 1967);
- 2. RMR:** Rock Mass Rating; (Barton, 1974);
- 3. System de Barton :** Tunneling Quality Index (Bieniawski, 1976) ;
- 4. GSI:** Geological Strength Index (Hoek et Brown, 1995);
- 5. GSI modifié** (Sonmez et Ulusay, 1999) ;
6. Corrélations entre les différentes méthodes de classification.

1. Le Rock Quality Designation index

RQD a été développé par Deere et al (1967), afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Ce paramètre est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD_{\%} = \frac{\sum \text{longueurs de pièces} > 10\text{cm}}{\text{longueur totale de la course}} \times 100 \quad (\text{IV.1})$$

Certaines conditions sont à respecter, relatives :

- ✓ Au diamètre des carottes ;
- ✓ A la mesure des longueurs des éléments au niveau de l'axe ;
- ✓ A l'indice de récupération compris entre 90 % et 100 % ;
- ✓ A la prise en compte uniquement des discontinuités naturelles ;
- ✓ A l'exclusion des discontinuités subparallèles à l'axe de la carotte ;

A l'établissement du RQD dès (ou rapidement après) la sortie du carottier, afin de s'affranchir d'une éventuelle évolution du matériau par gonflement, libération de contraintes, dessiccation.... (Fabien et al, 2017).

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere et al(1968) est présentée au Tableau VI.01 ci-dessous.

Tableau IV.01. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux. (Deere, 1968).

RQD(%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25-50	Pauvre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	excellente

Il existe aussi des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD autre que par l'utilisation de carottes de forage géologique. Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints (λ [joints/mètre]) déterminé à partir de mesure de surface du massif rocheux exposé et de l'indice RQD :

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (\text{IV.2})$$

La méthode suivante est proposée pour un massif rocheux sans remplissage d'argile. Proposé par Palmström (1982), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la somme volumétrique des joints (J_v) caractérisant la surface du massif rocheux :

Pour : $J_v < 4.5$ le $RQD = 100$ $RQD = 115 - 3.3J_v$ (IV.3)

✓ **Limites du système RQD**

La simplicité du système RQD a non seulement promu son utilisation importante comme outil, mais aussi l'apport de plusieurs critiques. Voici deux limites trouvées dans la littérature :

- Le RQD peut donner des résultats différents en fonction de l'orientation du trou de forage géologique par rapport au massif rocheux. La mesure des espacements des joints est ainsi sensible à la direction, ce qui ne permet pas d'évaluer les conditions d'espacement des discontinuités hautement anisotrope. Lorsqu'une orientation du RQD est différente de celle d'une excavation, il préfère l'utilité de la somme volumétrique de joints directement sur le massif exposé afin de diminuer ce biais. (Maciej, 2012).

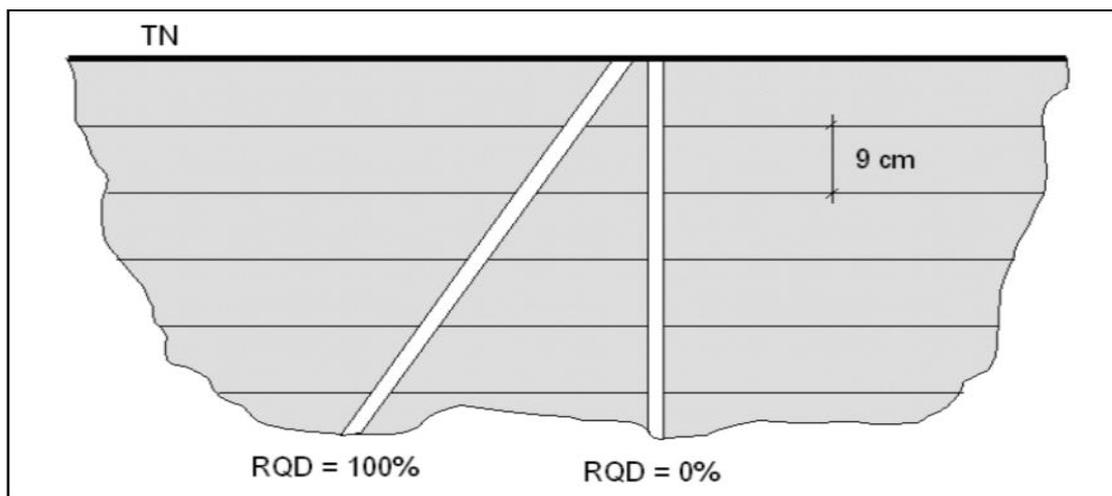


Figure IV.01. Configuration géologique illustrant les limites du RQD. (Bessaoudi et Djellali, 2015).

- La résistance du RQD est directement affectée par la résistance de la roche intacte et de la grosseur du diamètre des carottes (i.e. l'effet d'échelle). Lorsqu'elle est effectuée sur une carotte de forage, cette classification est en outre limitée par la qualité du forage. (Maciej, 2012).

Tableau IV.02. Résultats de RQD du différent faciès de la mine de Boukhadra suivant :

Roche	RQD %	Qualité de roche
Marne	25	mauvais
calcaire	66	moyen
grés	55	moyen
minerais	50-75	moyen

2. Système RMR (Rock Mass Rating)

Le RMR (Rock Mass Rating System) a été développé par Bieniawski dans les années 1989. Le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions depuis. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 5 paramètres :

- ✓ la résistance à la compression uniaxiale de la roche ou essai Franklin ;
- ✓ la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse ;
- ✓ l'espacement des discontinuités ;
- ✓ l'état des discontinuités ;
- ✓ les conditions hydrauliques.

Chacun des paramètres précédents aura une note (voir tableau IV.03), la somme des Notes, après avoir été ajustée par une note relative à l'orientation (tableau IV.04). A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés :

$$RMR_{sec} = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 \quad (IV.4)$$

$$RMR_{base} = RMR_{sec} + R_5 \quad (IV.5)$$

$$RMR_{modifie} = RMR_{base} + R_6 \quad (IV.6)$$

Nous donne une appréciation générale de la qualité du rocher et on utilisant le tableau.IV.05 et tableau IV.06 pour connaître :

- La classe du rocher (de très bon à très médiocre) ;
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

La note globale obtenue est généralement appelée « Rock Mass Ratings » ou « R.M.R. ». Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des Recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Tableau IV.03. Paramètres de classification des roches et notes pondération.

(Bieniawski.1989).

Paramètres		coefficients							
1	Résistance de la roche (MPa)	Indice Franklin Is	>10	4-10	2-4	1-2	Indice, Franklin non utilisable		
		Uni axiale Rc	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD(%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	5		
3	Espacement des joints (m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Conditions de discontinuité (m)	Long, persiste	<1	1-3	3-10	10-20	>20		
		note	6	4	2	1	0		
		Séparation (mm)	continu	< 0.1	0.1-1	1-5	>5		
		note	6	5	4	1	0		
		rugosité	Très rugueux	rugueux	Moyennement rugueux	Lisse	Très lisse		
		note	6	5	3	1	0		
		Remplissage (mm)	Pas de remplissage	< 5	Solide	>5	Meuble		
		note	6	5	3	2	0		
		altération	Non altéré	Peu altéré	Moyennement altéré	altéré	Très altéré		
note	6	5	3	1	0				
5	Venue d'eau (l/min)	Débit sur 10 m Long de tunnel	Pas de venue d'eau	< 10	10-25	25-125	> 125		
		p_w/σ_1	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Condition général	Complètement sec	humide	mouille	égouttage	écoulement		
		note	15	10	7	4	0		

P_w : pression d'eau σ_1 : contrainte principal majeur

Tableau IV.04.a. Note d'ajustement pour l'orientation des joints. (Bieniawski.1989).

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 40-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	moyen	Défavorable

Tableau IV.04.b. Note d'ajustement pour l'orientation des joints. (Bieniawski.1989).

Orientations		Très favorable	favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable
Note	tunnel	0	-2	-5	-10	-12
	fondations	0	-2	-7	-15	-25
	pentés	0	-5	-25	-50	-60

Tableau IV.05. Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement. (Bieniawski.1989).

Note	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bonne	bonne	moyen	médiocre	Très médiocre

Tableau IV.6. Temps de tenue moyen, angle de frottement et cohésion suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement. (Bieniawski.1989).

Classe	I	II	III	VI	V
Temps de tenue moyen	10ans pour 15m porté	6mois pour 8m porté	Une semaine Pour 5m porté	10 heures pour 2.5m porté	30 minutes pour 1 m porté
Cohésion de la roche(KPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Angle de frottement	< 45°	35-45°	25-35°	15-25°	< 15°

Tableau.IV.07. Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI.

Classe de la roche	TYPE DE SOUTENEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETE			CINTRES METALLIQUES	
	espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	GENERALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	néant	néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudés + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

- Estimation du Span selon les valeurs RMR sur la figure IV.02.

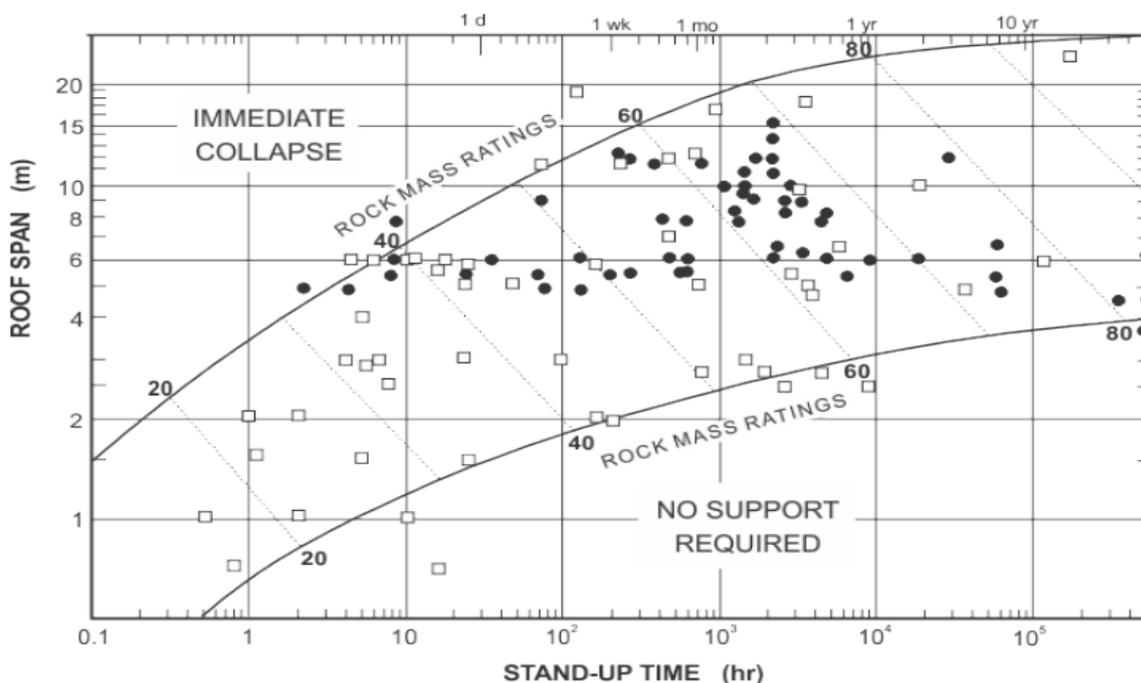


Figure IV.02. Estimation de Span en fonction du RMR. (Bieniawski, 1989).

Tableau IV.08 : Résultats de RMR_{basic} du défrent faciès de massif de Boukhadra .

paramètres \ roche	Marne	calcaire	mineral	grés
R _C	4	91.28	44	30
note	1	7	4	4
RQD	25	66	50-75	75
note	8	13	13	13
Espacement de joints	Discontinuités très espacées d'espacement >200cm avec bancs très épais			
note	20			
Nature de joints	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm éponte altéré			
note	5			
Venue d'eau	Aucune venue d'eau			
Note	15			
RMR _{basic} (89)	49	60	57	57

Tableau IV.09. Présentation des résultats RMR, classe et le choix de soutènement de la massif de la mine de Boukhadra .

Roche classification	marne	calcaire	grés	minerai
RMR _{basic}	49	60	57	57
Sens de creusement	Sens inverse de pendage (qui comprit entre 45-90°)			
Note	-5			
RMR	44	55	53	53
Classe	III	III		III
Qualité de la roche	moyen	moyen	moyen	moyen
soutènement	Boulons d'ancrage de 25 mm de diamètre et d'une longueur d'un demi du diamètre du tunnel avec un scellement réparti à la résine, l'espacement des boulons est de 1. à 1.5 m et treillis soudé +30mm de Béton projeté dans la voûte d'une épaisseur égale à 100 mm.			

3. System de Barton (Tunneling Quality Index)

Le Tunneling Quality Index (NGI rock mass classification), ou Q, a été introduit par Barton et al en 1974. Sur la base d'analyses d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, cet indice permet de rendre compte de la qualité de surface des discontinuités, afin d'en déduire le comportement mécanique de la masse rocheuse.

Le système Q juge important d'évaluer, en tant que paramètres de classification, six caractéristiques particulières du massif rocheux, soit:

- ✓ Indice RQD ;
- ✓ Nombre de familles de joints (J_n);
- ✓ Indice de rugosité des joints (J_r), celle du plus faible plan de fissuration;
- ✓ Indice de l'altération des joints (J_a), caractéristiques de ce dont les fissures sont remplies;
- ✓ Facteur de réduction pour la présence d'eau (J_w);
- ✓ Facteur de réduction pour les contraintes in situ (SRF).

Les valeurs numériques de l'indice Q varient sur une base logarithmique de 0,001 à 1 000, d'après la formule suivante :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SEF} \quad (IV.7)$$

Tableau IV.12. Nombre de famille de diaclases dans la classification du Barton et al(1974).

Nombre de famille de diaclases	Jn	note
Massif, peu ou pas de diaclases	0,5-1	
Une famille de diaclases	2	
Une famille et diaclases aléatoires	3	
Deux familles de diaclases	4	
Deux familles et diaclases aléatoires	6	
Trois familles de diaclases 1	9	Pour une intersection, utilisez 3 x Jn
Trois familles et diaclases aléatoires	12	
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15	Pour un portail, utilisez 2 x Jn
Roche concassée, semblable à un sol	20	

Tableau IV.13. Élément RQD dans la classification du Barton et al (1974).

Description	Valeur	note
Rock Quality Designation	RQD(%)	
Très pauvre	<25	Si RQD mesuré est ≤ 10 Une valeur nominale de 10 est utilisée pour Q
Pauvre	25-50	
Moyenne	50-75	
Bonne	75-90	Des intervalles RQD de 5, soit 100, 95,90 et sont suffisamment précis.
excellente	90-100	

Tableau IV.14. Infiltration d'eau dans la classification du Barton et al. (1974).

Infiltration d'eau (kgf/cm ²)	Jw	Pression d'eau
Sec ou infiltration mineur < 5 l/m	1	< 1,0
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10
Infiltration importante	0,33	2,5-10
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2	0,1 > 10
Infiltration exceptionnellement importante	0,1- 0,05	> 10

Tableau IV.15. Facteur de réduction de contrainte dans la classification du Barton et al (1974).

Facteur de réduction de contrainte.	SRF		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
Zone de faiblesse interceptant l'excavation		Roc compétant, problèmes de contraintes élevées			
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2.5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. >50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0.5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très Fracturé.	5				
Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées		Roche gonflante			
Pression de compression relativement.	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Faible Pression de compression élevée.	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

Le Tunnelling Quality Index Q peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe :

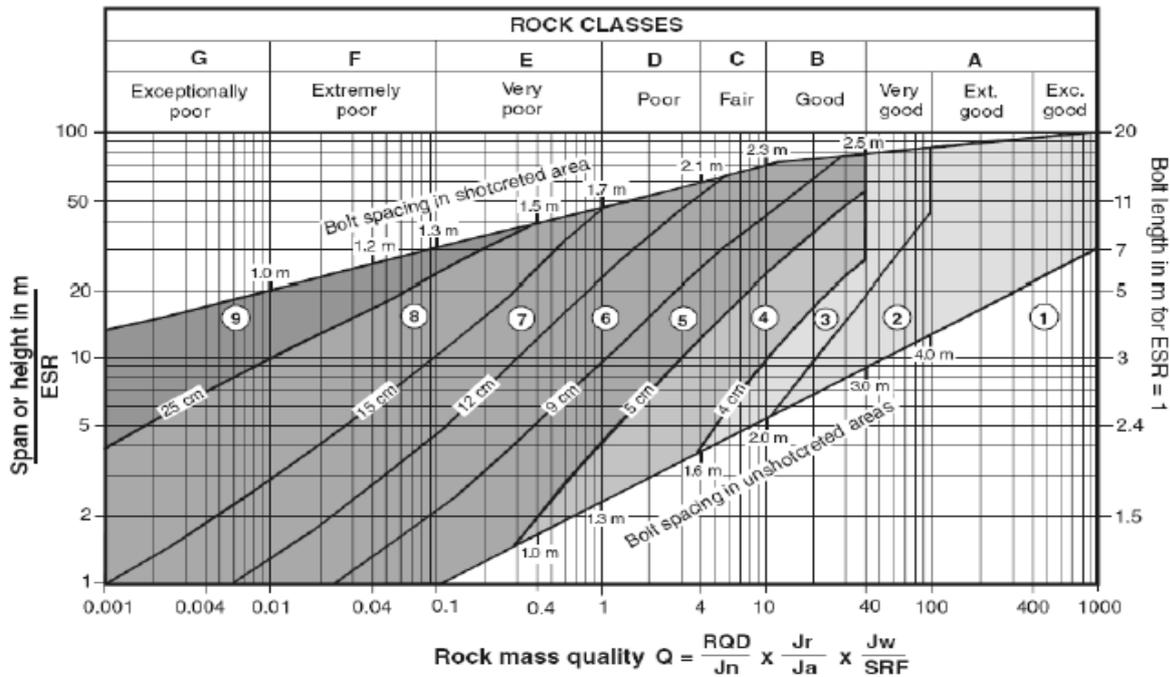
- De la taille des blocs (RQD/Jn) ;
- De la résistance au cisaillement inter-blocs (Jr/Ja) ;
- Des contraintes actives globales et hydrauliques (Jw/SRF).

Outre que les recommandations sur le besoin de support de terrain, la cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels. Le tableau IV.14 présente cette qualification :

Tableau IV.16. Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif. (d’après Barton et al. 1974).

Indice Q	classe	Qualité de la masse rocheuse
0,001 - 0,01	G	Exceptionnellement pauvre Extrêmement
0,01 - 0,1	F	pauvre
0,1 - 1	E	Très pauvre
1 - 4	D	Pauvre
4 - 10	C	Moyenne
10 - 40	B	Bonne
40 - 100	A	Très bonne
100 - 400	A	Extrêmement bonne
400 - 1000	A	Exceptionnellement bonne

On peut estimer le soutènement à la base des classifications Q. (figure IV. 03).



REINFORCEMENT CATEGORIES:

- | | |
|--|---|
| 1) Unsupported | 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm |
| 2) Spot bolting | 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm |
| 3) Systematic bolting | 8) Fibre reinforced shotcrete, > 15 cm, |
| 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm) | reinforced ribs of shotcrete and bolting |
| 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm | 9) Cast concrete lining |

Figure IV.03. Relation entre Q de les catégories de soutènement.(Barton,1974).

Tableau IV.17. Résultats de $Q_{\text{système}}$, classe, qualité de roche et le choix de soutènement du différent faciès .

paramètres \ Roches	M. jaune	calcaire	grés	mineral
RQD	25	66	75	50-75
Jn	15			
Jr	3			
Ja	0.75			
Jw	1			
SRF	2.5			
$Q_{\text{système}}$	2.66	7.04	8	5.33
Classe	D	C	C	C
Qualité de roche	pauvre	moyen	moyen	moyen
Catégorie de soutènement	17	17	17	17
soutènement	S 2-3cm			

4. Geological Strength Index (GSI)

Introduit par Hoek et al (1995), le *GSI* est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ.

La méthode *GSI* s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La Figure II.4 présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification *GSI*.

Par exemple, pour une roche FRACTURÉE avec des discontinuités ayant des conditions de surface TRES BONNES, les valeurs du *GSI* obtenues à partir de la Figure II.4 varient entre 63 et 85.

Dans le cas où ils se produisent, nous suivrons les procédures suivantes, qui consistent à réduire leurs effets et à les traiter comme une utilisation, par exemple.

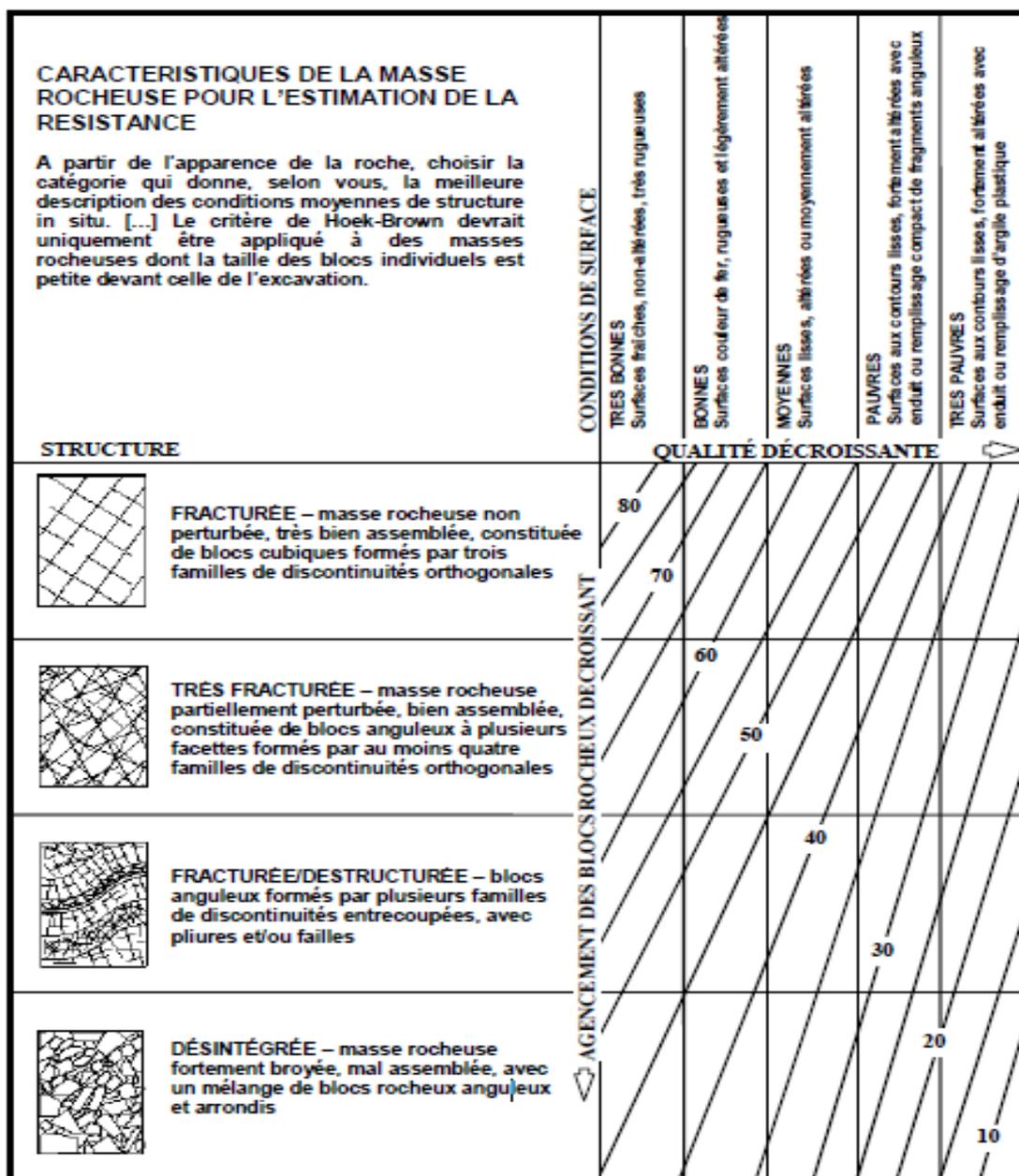


Figure IV.04. Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse. (Maciej, 2012).

Tableau IV.18. Résultats de GSI des différents faciès de massif de Boukhadra :

Faciès	GSI	Qualité de la roche
Marne	30	mauvais
calcaire	60	moyen
grès	50	moyen
minéral	60	moyen
conglomérat	50	moyen

5. GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification *GSI* qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du *GSI*. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

✓ le Surface Condition Rating SCR :

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$SCR = R_r + R_w + R_r \quad (IV.8)$$

R_r , R_w et R_r peuvent être estimés à partir du tableau situé en haut à droite de la Figure VI.5.

La valeur maximale pouvant être atteinte par le *SCR* étant 18, l'axe horizontal de la classification *GSI* a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

✓ le Structure Rating SR :

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits. La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la Figure VI.5, permet de déduire une valeur du *SR*, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurelles de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le *GSI*.

On peut toutefois s'interroger sur la validité de cette argumentation, au vu de la précision discutable des paramètres additionnels utilisés (notamment J_v).

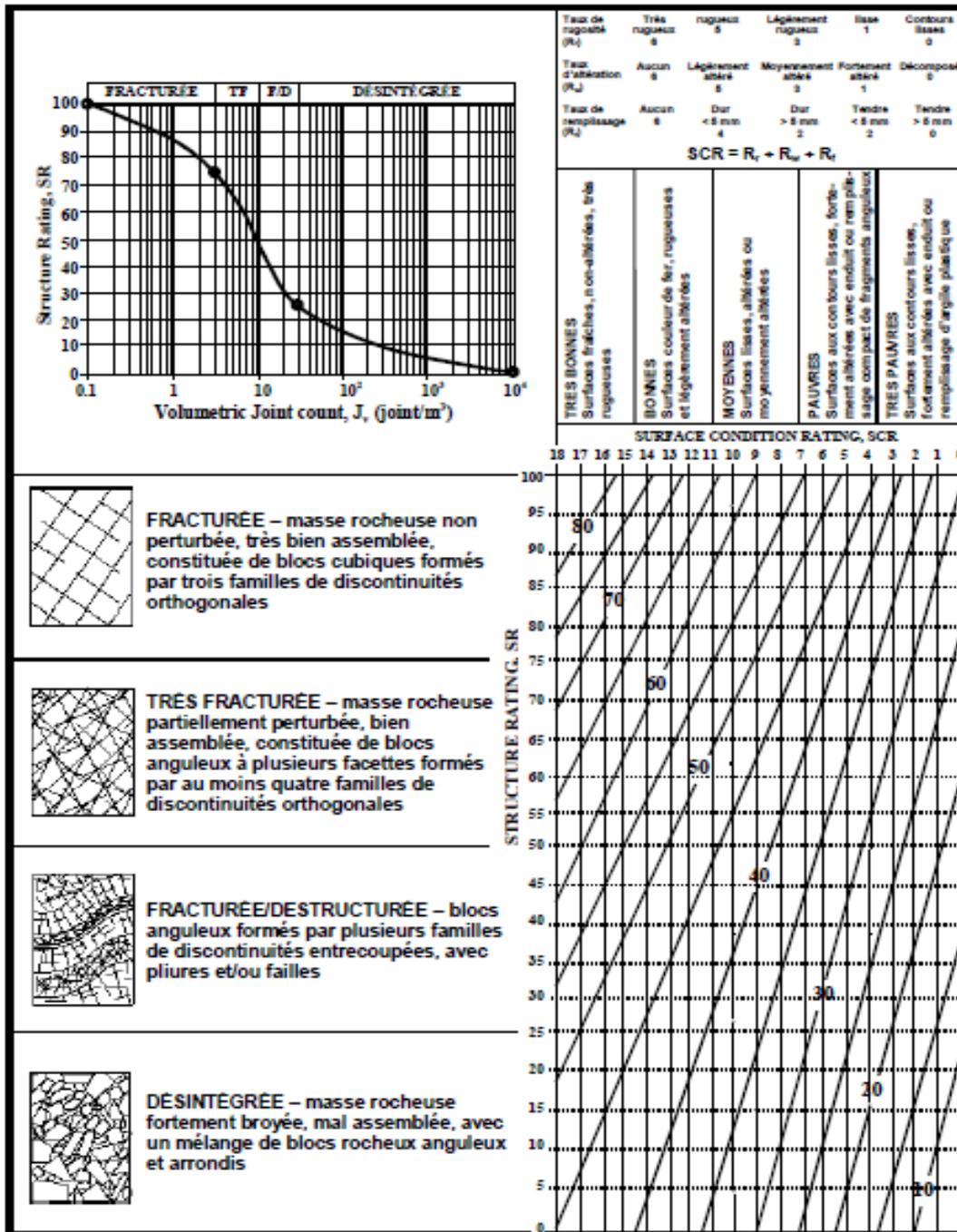


Figure IV.05. Classification GSI modifiée, d'après Sonmez et Ulusay (1999).

- Il existe d'autres systèmes des classifications telles que la plupart résultant du développement de ces systèmes par exemple deux modifications majeures ont été apportées au système RMR :

- MRMR (Mining Rock Mass Rating) et MBR (Modified Basic RMR system) et un remaniement du système du NGI (i.e. Méthode des abaques de stabilité).

Elles sont examinées principalement à l'égard de l'ajustement de l'influence de l'orientation des joints. (Cummings et al ,1982 ; Kendorski et al, 1983 ; Laubscher et Taylor ,1976).

6. Corrélations entre les différentes méthodes de classification

Des relations empiriques existent entre ces différents indices. Bieniawski propose de relier le RMR et le Tunnelling Quality Index Q de Barton :

$$RMR = 9\log Q + 44 \quad (IV.9)$$

Pour des roches de bonne qualité ($GSI > 25$), la valeur de GSI peut également être estimée directement à partir de la version 1976 du RMR de Bieniawski :

$$GSI = RMR_{76} * \quad (IV.10)$$

- Avec un groundwater rating de 10 (humide) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0 (très favorable).

De même, si la version 1989 de la classification RMR de Bieniawski est utilisée, alors on peut estimer un GSI correspondant :

$$GSI = RMR_{89} - 5 * \quad (IV.11)$$

- Avec un groundwater rating de 15 (sec) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0.

VI.3 Familles de discontinuités et la projection stéréographique

Les méthodes de projection vont permettre de synthétiser et représenter les orientations des discontinuités en 2D. Les représentations classiques sont les projections dans un cercle équatorial selon les méthodes de Wulff ou de Schmidt.

Pour ces méthodes stéréographiques, on s'intéresse au vecteur normal au plan de discontinuité (qui contient à la fois l'information de pendage et l'information d'azimut). Ce vecteur intersecté la sphère de travail (sphère de référence), en un point appelé pôle.

Les méthodes de Schmidt et de Wulff sont deux moyens possibles de projection de ce pôle dans le plan équatorial de la sphère : la projection de Wulff conserve les angles, et permet ainsi d'étudier les relations entre les positions dans l'espace des différentes familles de

discontinuités. La seconde conserve les surfaces, et permet d'évaluer la densité des discontinuités en fonction de leur répartition.

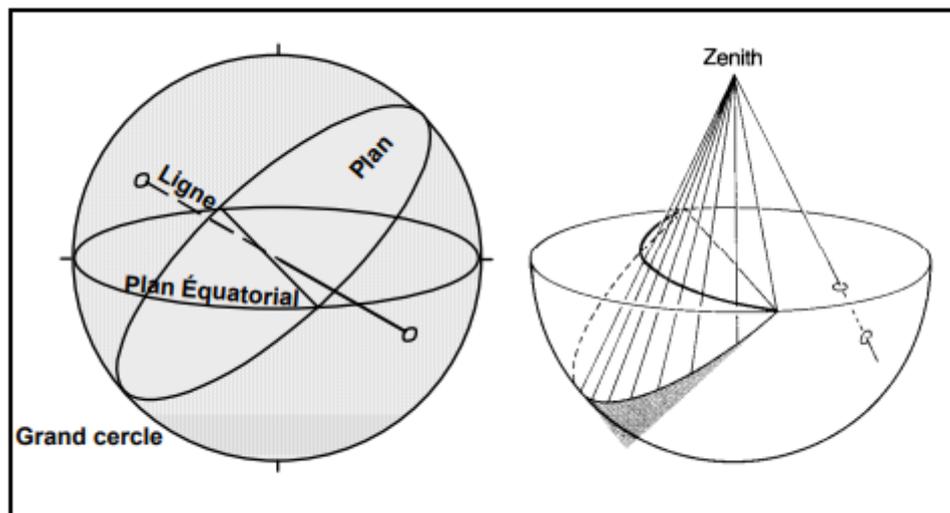


Figure IV.06. Projection sphérique et stéréographique d'un plan et d'une droite. (Davis et Reynolds ,1996).

Ces projections stéréographiques permettent ainsi de distinguer des familles directionnelles dans la base de données. Certaines familles pouvaient déjà être pressenties sur le terrain, ou peuvent être devinées sur les projections stéréographiques. Cette approche intuitive n'est cependant pas très rigoureuse : on la complète par l'analyse statistique des données d'orientation des familles de discontinuités. (Denis, 2002).

- **Projection stéréographique des discontinuités du massif rocheux de Boukhadra**

À partir des données collectées à travers de la mine (Gadri, 2012), ce qui nous a permis de donner une idée sur la fracturation. Trois zones de plus forte concentration représentent les familles de discontinuités. Les orientations de ces familles sont écrites dans le tableau suivant ;

Tableau IV.19. Récapitulatif des familles de fractures de la mine de Boukhadra.

Numéro de plan	Direction du pendage	pendage
1	190	64
2	90	75
3	152	75
	152	0

-Par logiciel roc-science on présenter les familles de discontinuité pour la mine de Boukhadra en 2D et 3D (figureIV.7).

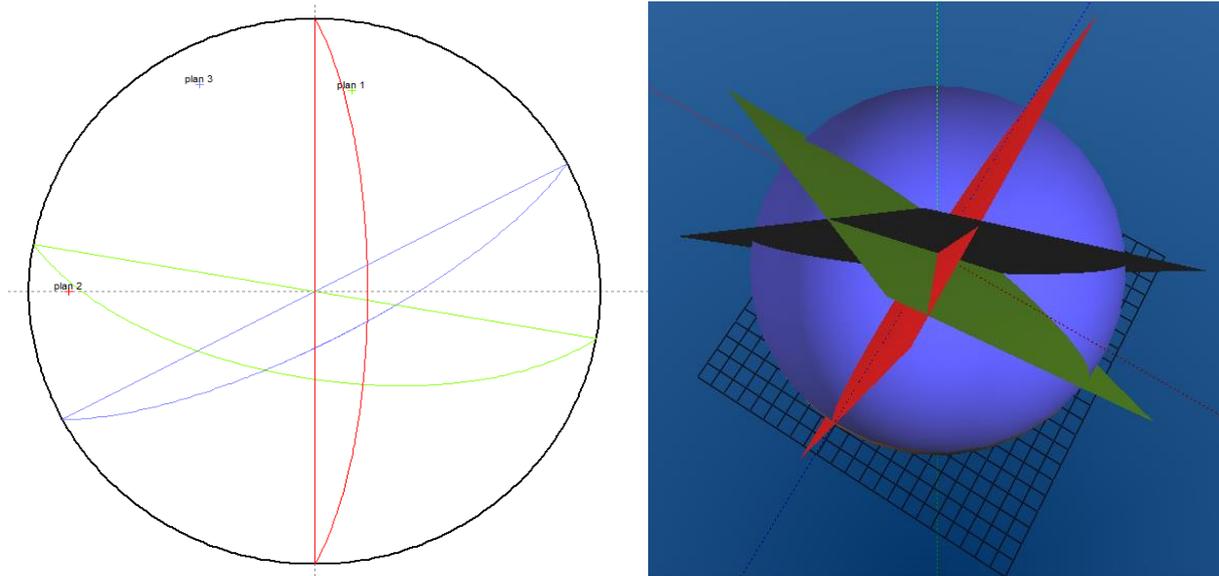


Figure IV.07. Représentation 2D et 3D de la famille discontinuité.

IV.4. Conclusion

Les résultats de classifications géo mécaniques de la massif de la mine de Boukhadra nous a permis de tirer les constatations suivantes ;

- ✓ Pour les systèmes (RQD, GSI et Barton) que massif rocheux de Boukhadra est formé par des roches de qualité moyen pour les calcaires, grés et le mineraï et de roche de marne de mauvais qualité.
- ✓ La classification de RMR indique que tous les roches de la mine de Boukhadra de moyenne qualité. Donc les résultats ce n'est pas consistantes.
- ✓ L'utilisation de la projection stéréographique 2Det 3D par logiciel Roc-Science pour présenter le nombre de familles des discontinuités et leurs positions les uns par rapport aux autres.

Chapitre V:

Modélisation numérique.

Chapitre V : Modélisation numérique

V.1. Introduction

La plupart des problèmes géotechniques complexes surviennent sans avertissement, et c'est qui réclame l'ingénieur à rechercher des solutions rapides et efficaces à ces problèmes en peu de temps, y compris l'utilisation de calcul par les éléments finis.

Dans ce chapitre on va étudier la stabilité des fontis au niveau de la mine de Boukhadra avec modélisation numérique à élément finis à l'intermédiaire du code de calcul Abaqus V 14.

V.2. Généralité sur la méthode des éléments finis

V.2.1. Définition

La méthode des éléments finis est une technique numérique récente qui peut être utilisée pour résoudre les problèmes géotechniques complexes. Elle consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

V.2.2. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats ;
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, ... etc ;
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- Le calcul du coefficient de sécurité. (Bendriss, 2018).

V.3. Présentation et fonctionnement du logiciel ABAQUS

- **ABAQUS** est une suite puissante des programmes de logiciel de simulation créée en 1978, il a été développé par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS, devenue ABAQUS), basé sur la méthode des éléments finis (méthodes numérique approchées).

- **ABAQUS**, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux en termes de logiciels et services pour l'analyse par élément finis. La gamme des logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, Sa qualité et sa fiabilité. Ce logiciel offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites, et dynamiques. Il a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie, il a également aussi une liste étendue des modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant des métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roches. Il peut simuler des problèmes de plusieurs secteurs, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problème couplés, l'acoustique et la mécanique des sols...

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

Deux tâches restent à accomplir :

- générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement)
- exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement).

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutifs, ses états de frontières, et les charges appliquées. (Aliche, 2012).

V.3.1. Généralité sur le code de calcul ABAQUS

ABAQUS compose de trois produits : Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit et Abaqus/CAE.

1. ABAQUS/Standard

ABAQUS Est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite .Résolution basée sur l'algorithme de Newton-Raphson et la méthode de Riks Problèmes linéaires et non linéaires Géométrie 1D, 2D, 3D et Axisymétrique
Nombreuses procédures d'analyse dans le domaine temporel et fréquentiel.

2. ABAQUS/Explicit

ABAQUS/ Explicite Un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamique ou quasi-statiques non-linéaires ,Analyse non linéaire (discrétisation spatiale et temporelle),Problème transitoire et dynamique des structures .
Résolution basée sur la méthode explicite d'intégration en temps

3. ABAQUS/CAE

ABAQUS /CAE Constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour Les dits solveurs. Chacun de ces produits est complété par des modules additionnels et optionnels, spécifiques à certaines applications.

ABAQUS fut d'abord conçu pour analyser les comportements non-linéaires. Il possède en conséquence une vaste gamme de modèles de matériau. Ses modélisations d'élastomères, en particulier, méritent d'être reconnues.

V.3.2. Structure d'une analyse sous Abaqus

Une analyse ABAQUS complète compose généralement de trois étapes distinctes :pré traitement (proprocessing) ,simulation (simulation),et post-traitement (postprocessing).ces trois étapes sont liées entre elles par des fichiers comme indiqué ci-dessous :

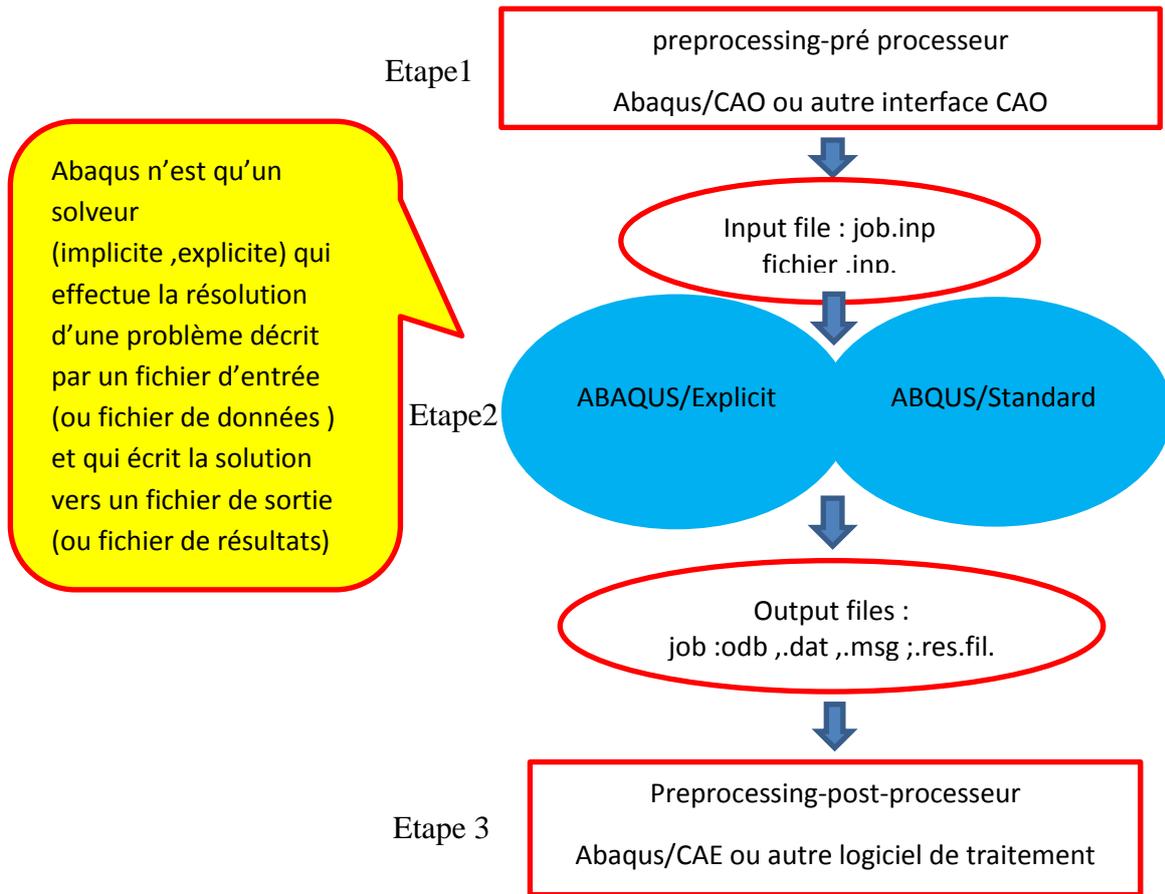


Figure V.01. Structure d'une analyse sous Abaqus. (Bouleftour, 2014).

V.3.3. Modules d'ABAQUS

D'après Ait Taleb (2018), La réalisation complète d'un jeu de données s'effectue après un passage successif dans les modules, figureV.02.

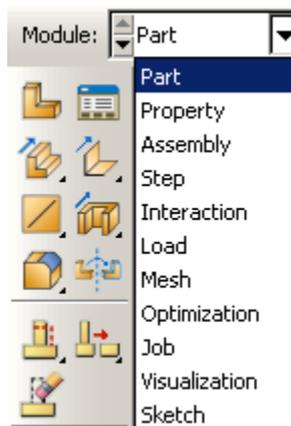


Figure V.02. Modules de logiciel Abaqus.

- ✓ **Le module « PART »** : Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans ABAQUS CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.
- ✓ **Le module « PROPERTY »** : Définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.
- ✓ **Le module « ASSEMBLY »** : Assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle ABAQUS contient un seul assemblage.
- ✓ **Le module « STEP »** : Définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est à dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à quand, il est aussi possible de créer des forces ou des conditions limites qui s'activent à des moments donnés.
- ✓ **Le module « INTERACTION »** : Il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'ABAQUS ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.
- ✓ **Le module « LOAD »** : Nous permet de spécifier tous les chargements, conditions limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step 2.
- ✓ **Le module « MESH »** : Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur un assemblage.
- ✓ **Le module « JOB »** : Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module Job pour analyser ce modèle. ABAQUS va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer des résultats.
- ✓ **Le module « VISUALIZATION »** : Ce module permet de visualiser les résultats de modèle obtenu, les courbes de charges, les Déformations.
- ✓ **Le Module « sketch »** : Sketch permet de créer des formes bidimensionnelles qui ne sont pas associés à un objet. Il peut être utilisé pour des extrusions par exemple.

V.3.4. Modèles de comportement utilisés dans ABAQUS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des

sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. La modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont : quel est le comportement principal à modéliser ?; utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;interpréter les résultats ; notamment en fonction des paramètres de la modélisation.(Bendriss,2018).

V.4. Modèle numérique pour modéliser le fontis du BK II (Construction du modèle)

Pour que le logiciel ABAQUS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui faire saisir toutes les données du projet suivantes :

V.4.1. Géométrie du modèle (Creating part) par module part ;

La forme de BKII n'est pas symétrique, il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D), la création de la géométrie du modèle et sa résultat sont représentée dans les figures V.03et V.04 successivement ;

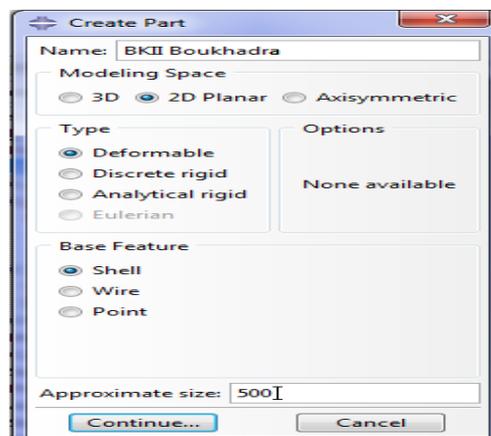


Figure V.03. Création du modèle.

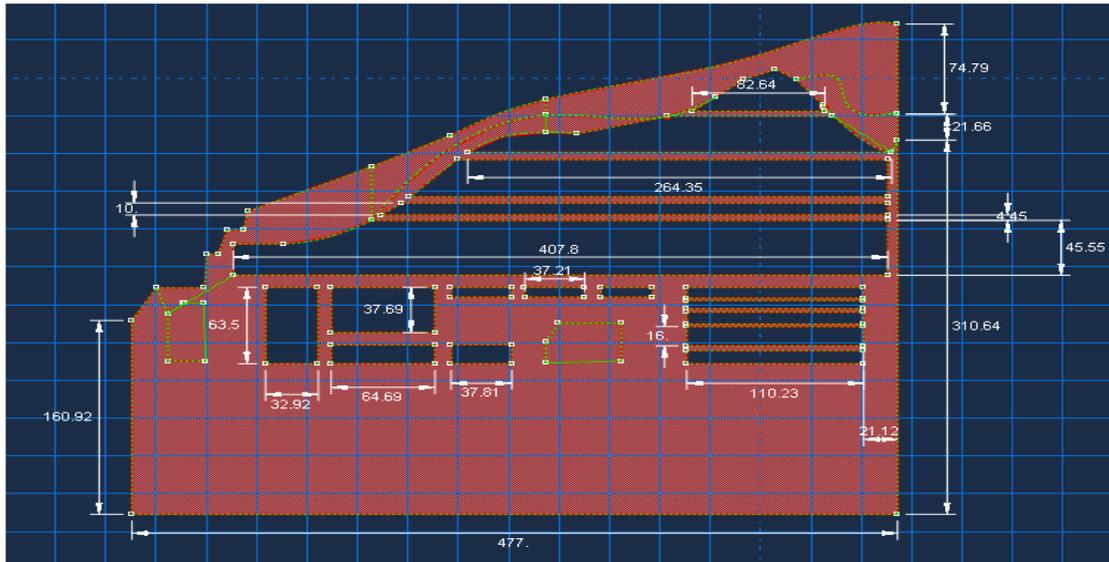


Figure V.04. Dimensions géométrique du modèle de la zone d'étude.

La figure V.05, est un zoom sur la géométrie de la partie à ciel ouvert de la zone étude ;

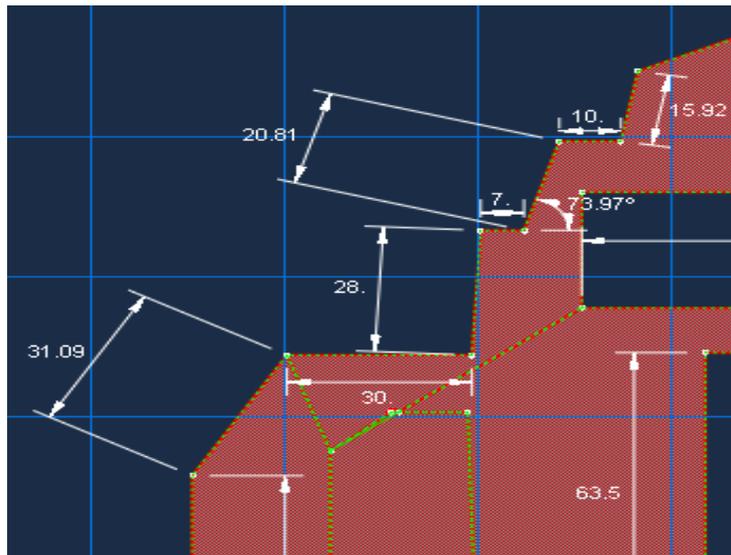


Figure V.05. Géométrie de la partie à ciel ouvert de la zone étude.

Après le traçage de la géométrie on obtient le modèle finale qui est prête pour la deuxième étape qui est l'introduction des paramètres géotechnique du massif rocheux. (Figure V.06).

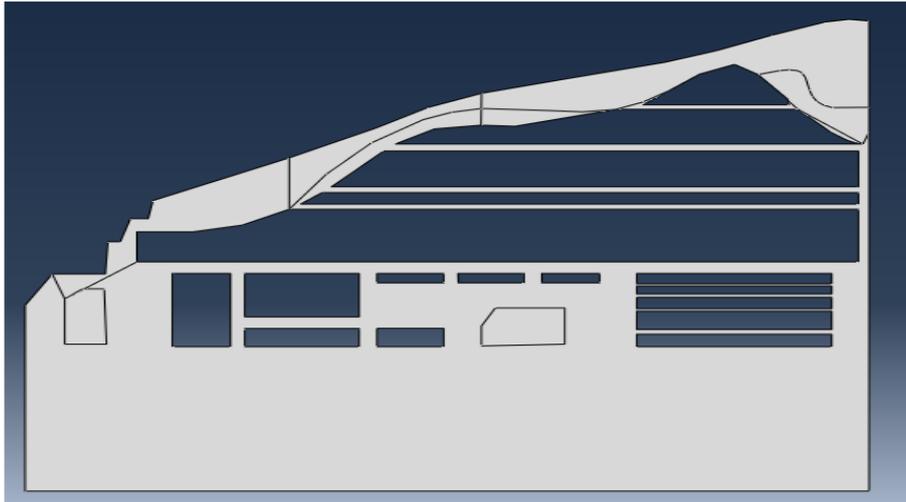


Figure V.06. Création de la géométrie de notre problème.

V.4.2. Caractéristiques des matériaux (Creating material) par module property

V.4.2.1 Paramètres des matériaux

La zone d'étude est formé principalement par trois formations géologiques telle que : une couche de marne, calcaire et de fer. Les propriétés physico-mécaniques du massif rocheux sont regroupées dans le tableau V.01 suivant :

Tableau V.01. Paramètres physico-mécaniques du massif rocheux de la zone d'étude.

Paramétrés \ couches	Marne	Calcaire	Fer	Unités
Modèle type	Elastic	Elastic	Elastic	-
Module de Young, E	5604.2	55.12	2391.34	MPa
Coefficient de poisson, ν	0.44	0.28	0.21	-
Cohésion, c	1.46	0.11	0.42	MPa
Angle de frottement, φ	30	53.25	44.4	°
Angle de dilatation, Ψ	0	0	0	°

Le type de mode choiser dans notre etude c'est mode elastique (**Elastic**).

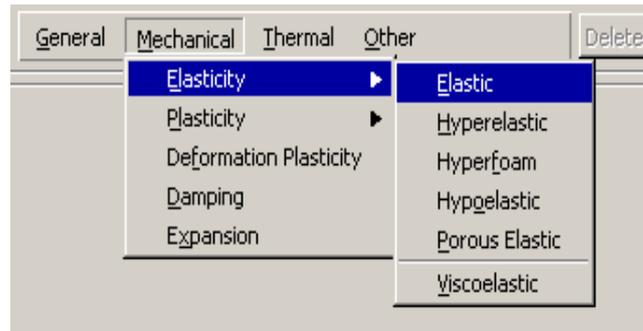


Figure V.07. Sélection du type de mode.

V.4.2.2. Définition et affectation des propriétés de section (Defining and assigning section properties)

Vous définissez les propriétés d'un modèle à travers des sections.

1. Création et attribution d'une section de modèle

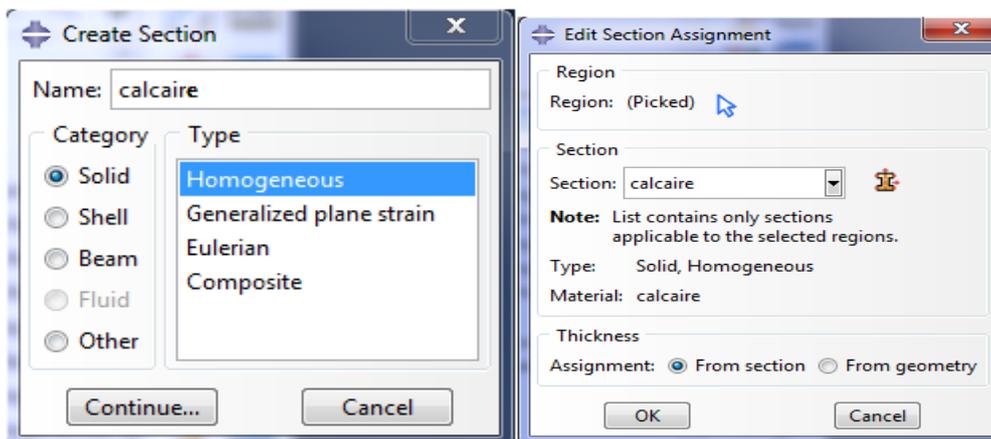


Figure V.08 a et b. Définition et attribution d'une section de modèle.

La figure V.09 représente la forme finale des propriétés des matériaux de la zone d'étude.

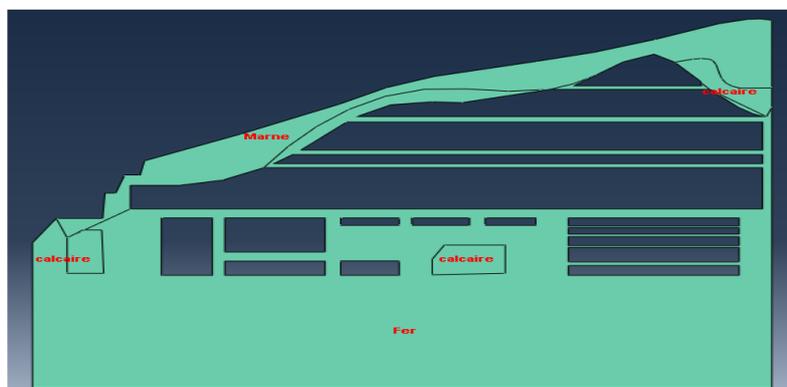


Figure V.09. Détermination des propriétés des matériaux dans la zone étudiée.

V.4.3. Instance et assemblage (Defining the assembly) par module Assembly

Pour ce problème, vous allez créer une seule instance (figure V.10) de notre modèle. ABAQUS / CAE positionne l'occurrence de telle sorte que l'origine de l'esquisse qui a défini le modèle l'origine de le système de coordonnées par défaut de l'assemblage.

Assembly ce module, il s'agit de créer une instance à partir des entités que vous avez définies dans le module Part.

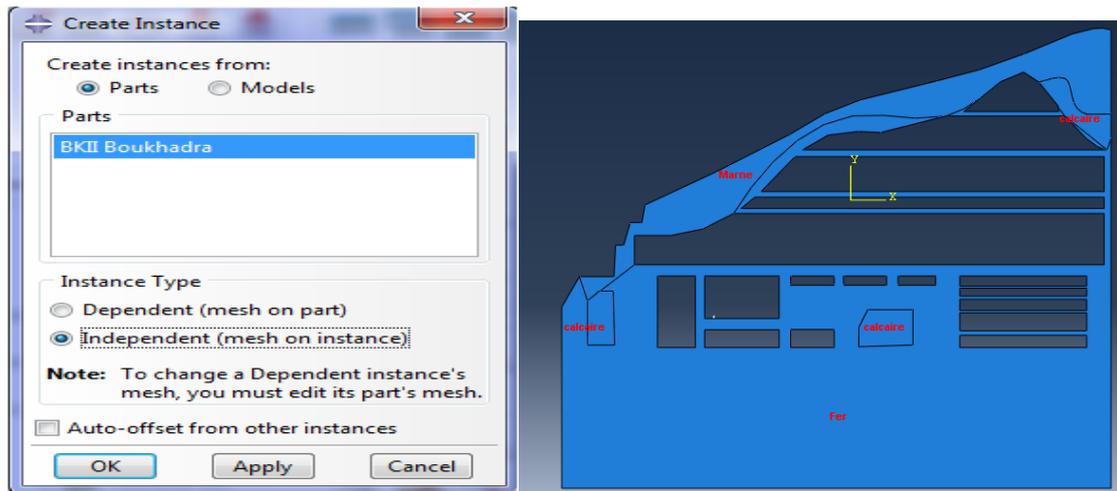


Figure V.10. Instance et assemblage.

V.4.4. Création du step (Configuring analysis) par Module step

Maintenant que vous avez créé votre assemblage, vous pouvez configurer votre analyse. Dans cette simulation, nous sommes intéressés par la réponse statique du modèle à une charge de gravité de valeur 10 kN appliquée au zone de fontis. IL s'agit d'un évènement unique, une seule étape d'analyse est donc nécessaire pour la simulation. Ainsi, l'analyse comprendra globalement deux étapes :

- ✓ Une première étape, dans laquelle vous appliquerez des conditions aux limites qui contraignent les extrémités du modèle.
- ✓ Une étape d'analyse, dans laquelle vous appliquerez une charge de la gravité. ABAQUS/CAE génère automatiquement l'étape initiale, mais vous devez créer l'étape d'analyse toi-même. Vous pouvez également demander une sortie pour toutes les étapes d'analyse.

Ce module consiste à créer le mode de calcul. Dans notre cas nous avons choisi le type de procédure général, static general (figure V.11).

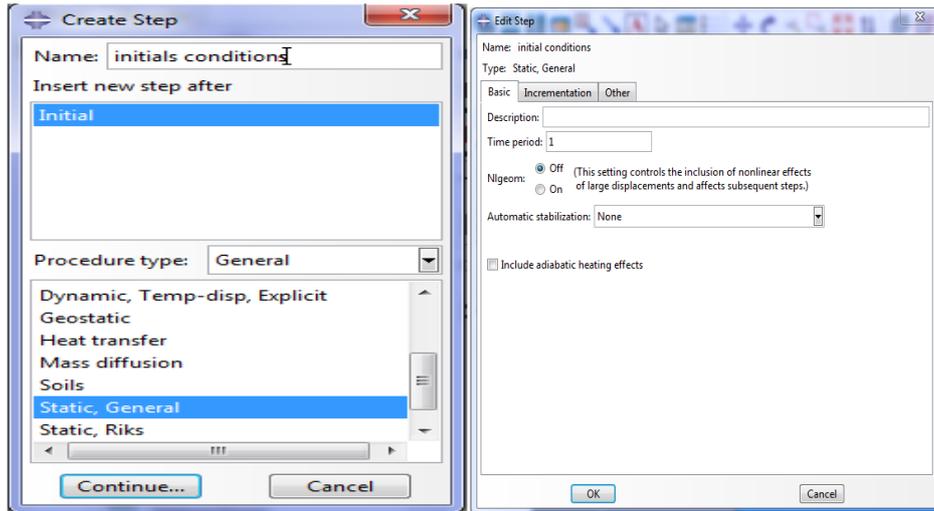


Figure V.11. Création du step.

V.4.5. Chargement et conditions aux limites (apply boundary conditions and load) par module load

Les conditions prescrites, telles que les charges et les conditions aux limites, dépendent du pas, ce qui signifie que vous devez spécifier la ou les étapes au cours desquelles elles deviennent actives. Maintenant que vous avez défini les étapes de l'analyse, vous pouvez définir les conditions prescrites.

1. Conditions aux limites

Les conditions aux limites ont été choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les côtes du système et on laisse les déplacements verticaux libres; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué).voire la figure suivante V.12 a et b.

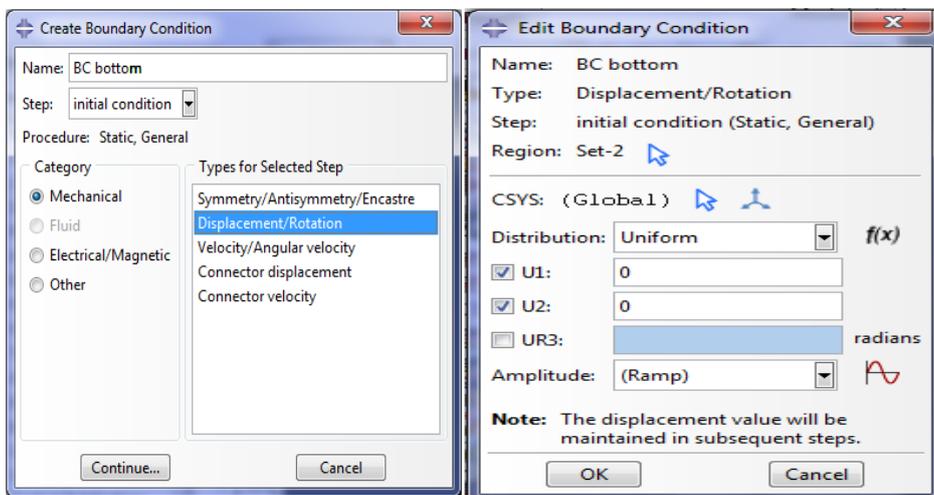


Figure V.12 a et b. Création des conditions aux limites du modèle.

Après l'application des conditions aux limites on obtient le modèle la forme suivante (voire la figure suivante).

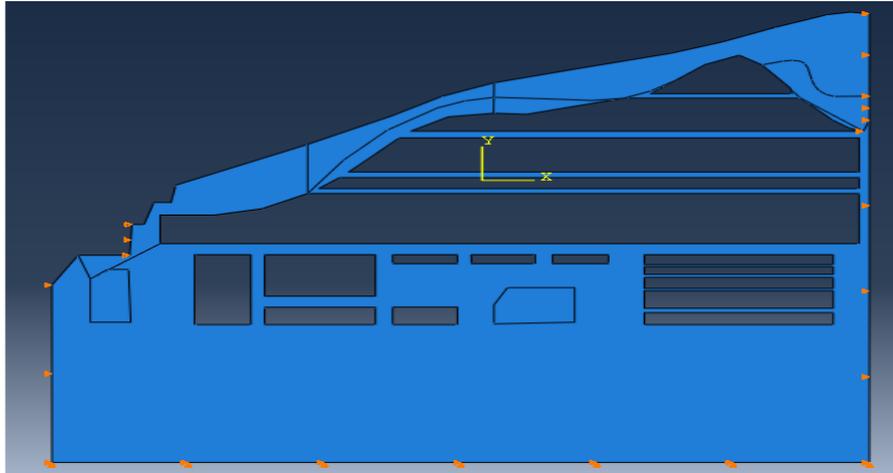


Figure V.13. Application des conditions aux limites.

2. Forces et les chargements

Maintenant que vous avez contraint le modèle, vous pouvez appliquer une charge. Dans ABAQUS le terme charge (comme dans le module Load d'ABAQUS / CAE) fait généralement référence à tout qui induit un changement dans la réponse d'une structure à partir de son état initial, y compris Dans cette simulation, une valeur de gravité (la zone soumise juste à sa poids) de 10 kN est appliquée dans la direction négative 2 à la zone étudié. (Figure V.14).

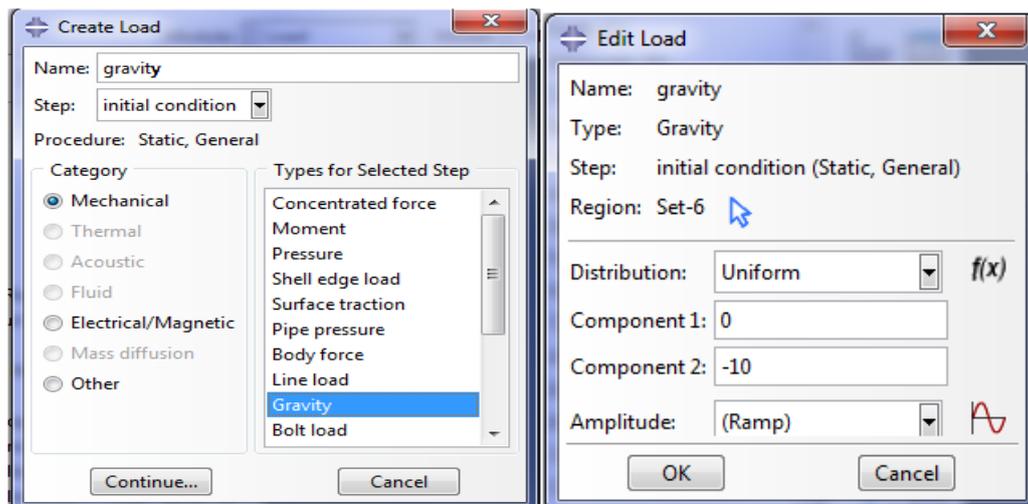


Figure V.14 a et b. Propriétés de la charge appliquée dans la zone étudiée.

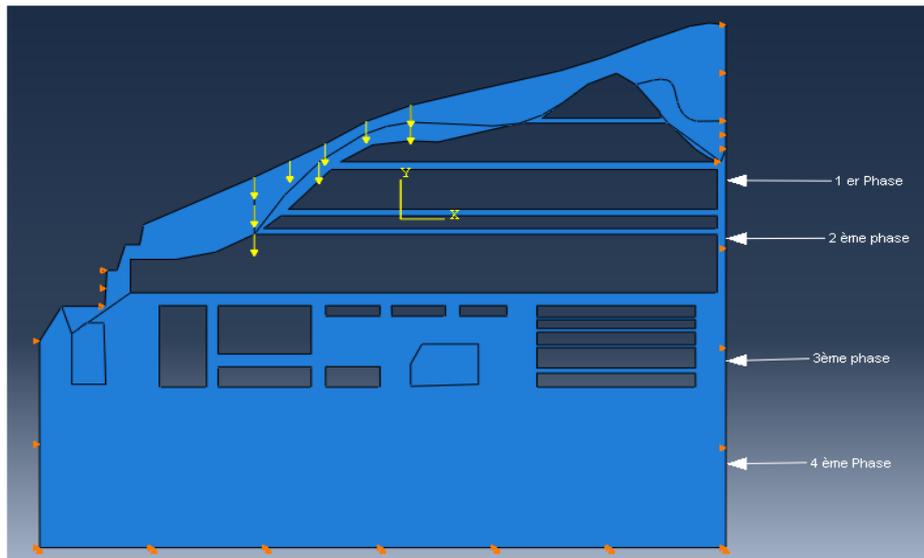


Figure V.15. Présentation de la charge dans modèle.

V.4.6. Génération du maillage (Meshing the model) par module mesh

Vous allez maintenant générer le maillage d'éléments finis. Vous pouvez choisir la technique de maillage que ABAQUS / CAE utilisera pour créer le maillage, la forme de l'élément et le type d'élément. Le maillage de base est une opération en deux étapes :

1. vous amorcez d'abord les arêtes (seed the edges) de part instance

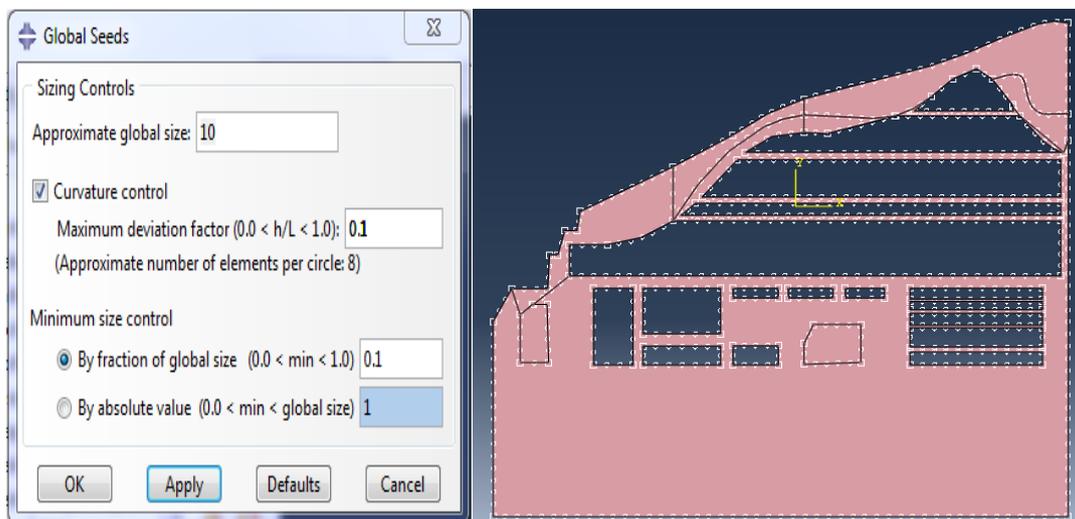


Figure V.16. Première étape pour générer le maillage.

2. Puis vous maillez (Mesh the part instance) l'instance de modèle.

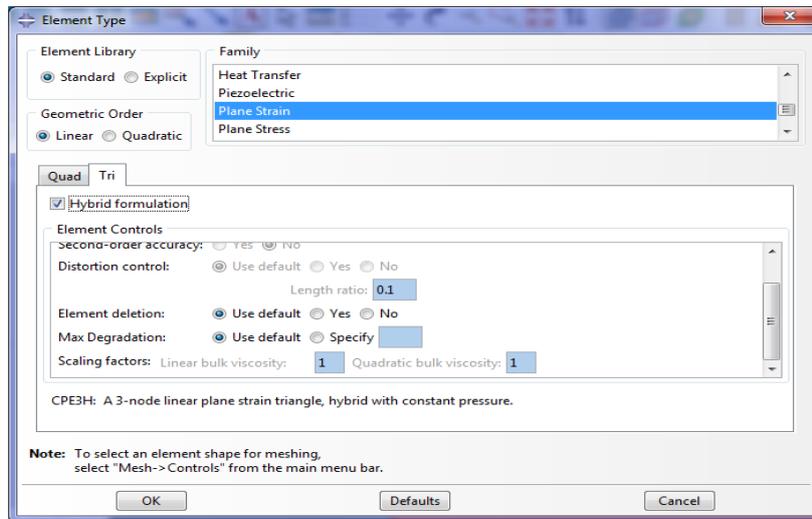


Figure V.17. Attribution d'un type d'élément ABAQUS.

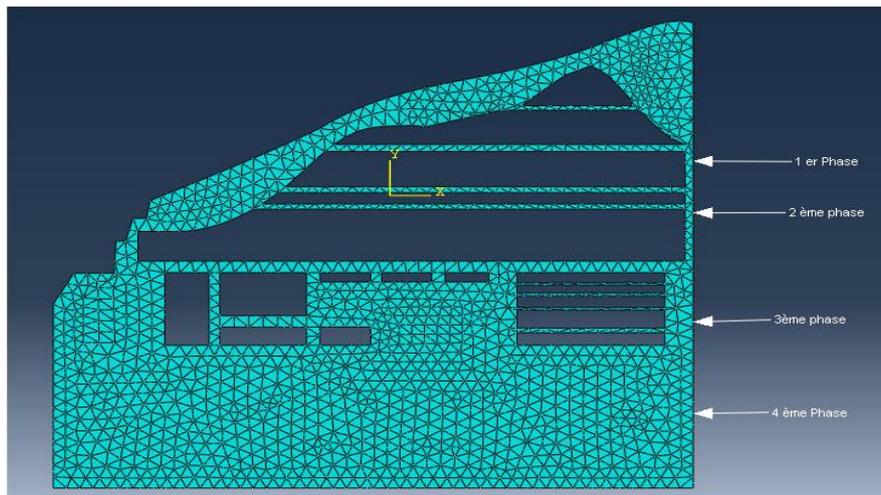


Figure V.18. Génération du maillage.

V.4.7. Vérification et le lancement de calcul (Creating an analysis job) par module job

V.4.7.1. Création du job

Maintenant que vous avez configuré votre analyse, vous allez créer un job associé à votre modèle.

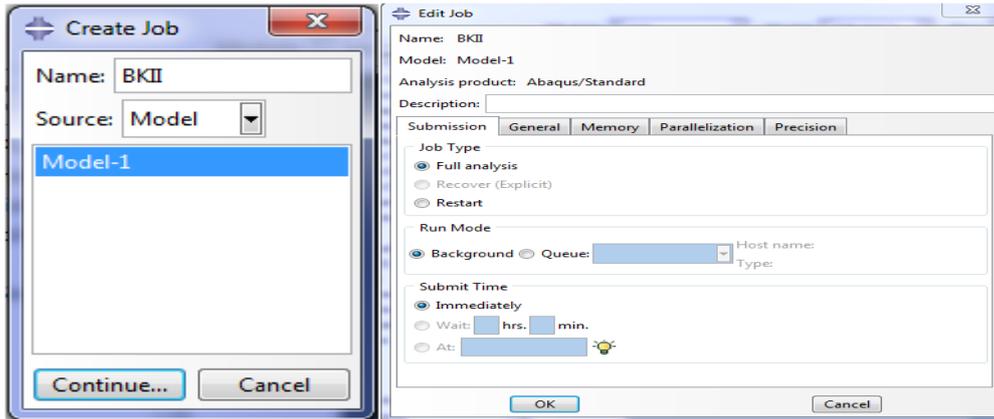


Figure V.19a et b. Création de job.

V.4.7.2. Vérification du modèle (Checking the model)

Après avoir généré le modèle pour cette simulation, vous êtes prêt à exécuter l'analyse. Malheureusement, il est possible d'avoir des erreurs dans le modèle en raison de données incorrectes ou manquantes. Vous devriez effectuer une analyse de vérification des données avant d'exécuter la simulation.

1. Pour surveiller l'état d'un job (To monitor the status of a job)

Il ne sera pas possible d'effectuer l'analyse tant que les cause des messages d'erreur ne seront pas corrigée. de plus, vous devez toujours rechercher la raison de tout message d'avertissement pour déterminer si une action corrective est nécessaire ou si de tels message peuvent être ignorés. Sans encombre .si plus de dix erreurs ou avertissement concernant les erreurs et les avertissements peuvent être obtenus à partir des fichiers de sortie imprimés eux-mêmes.

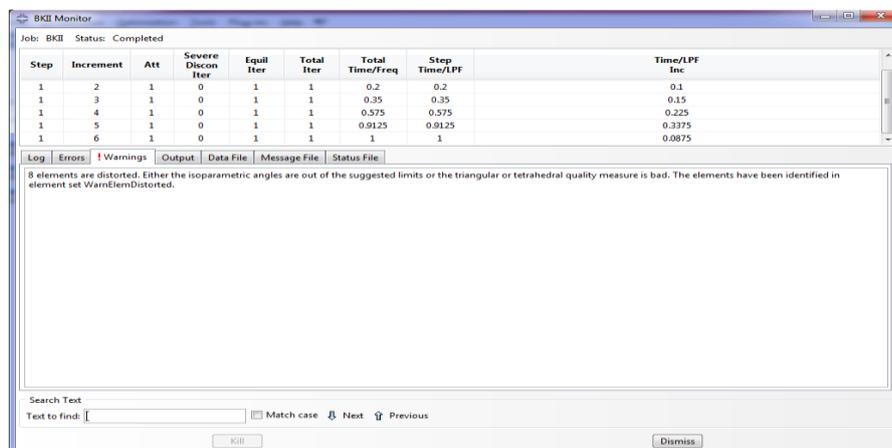


Figure V.20. Etape de vérification des analyses.

2. Lancement des analyses (Running the analysis)

Apportez les corrections nécessaires à votre modèle. Lorsque l'analyse de vérification des données (data check) se termine sans messages d'erreur, exécutez l'analyse elle-même.

Pour ce faire, modifiez la définition du job et définissez le type de job sur Poursuivre l'analyse ; puis, resubmit (soumettez) à nouveau votre job pour analyse.

V.4.8. Post-traitement avec Abaqus/CAE (Postprocessing with Abaqus/CAE)

Lorsque l'étape de job terminée, vous êtes prêt à afficher les résultats de l'analyse avec le **module visualisation**.

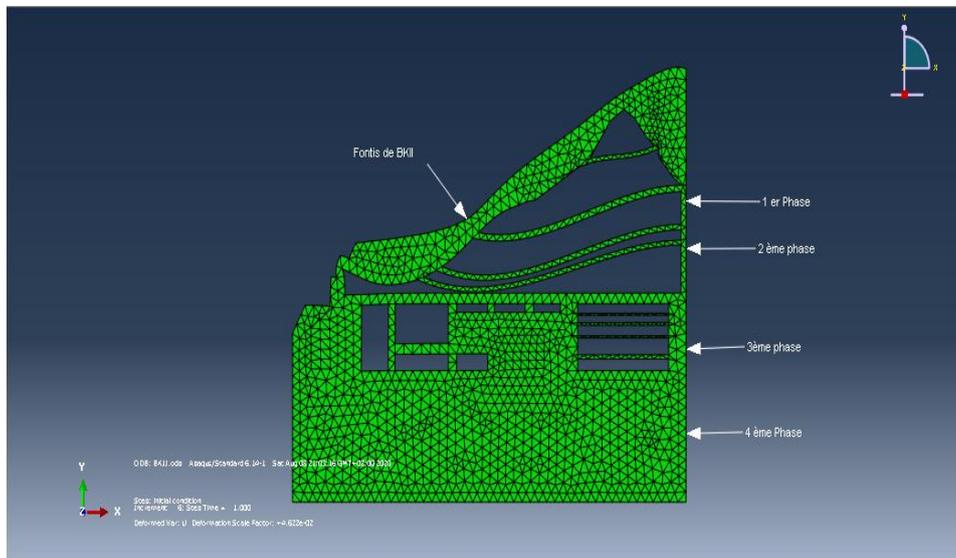


Figure V.21. Visualisation de la structure après déformation.

V.4.8.1. Principaux résultats

1. Contrainte de Von- mises

La figure précédente représente la concentration des contraintes dans la zone étudiée.

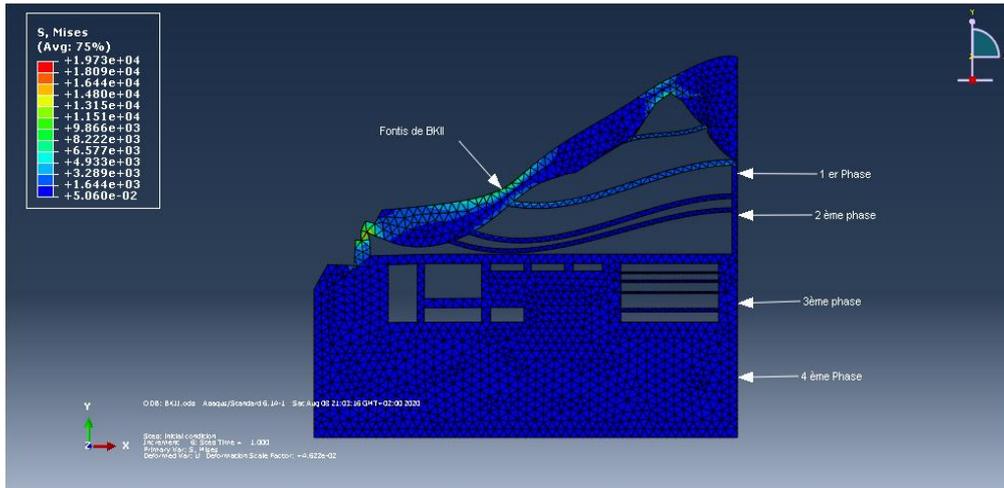


Figure V.22. Distribution de la contrainte de Von- Mises.

On remarque une concentration de contraintes qui se développent d’une manière rapide dans la zone de fontis et la partie à ciel ouvert de l’ordre de $1.973e+04$ Mpa. Les déplacements représentent le mouvement des nœuds par rapport à leurs positions originales, avec des déplacements d’une magnitude de $1.051e+03$ mm qui interprété par des fontis.

2. Déplacement totaux

La figure suivante représente la distribution des déplacements dans la zone étudiée.

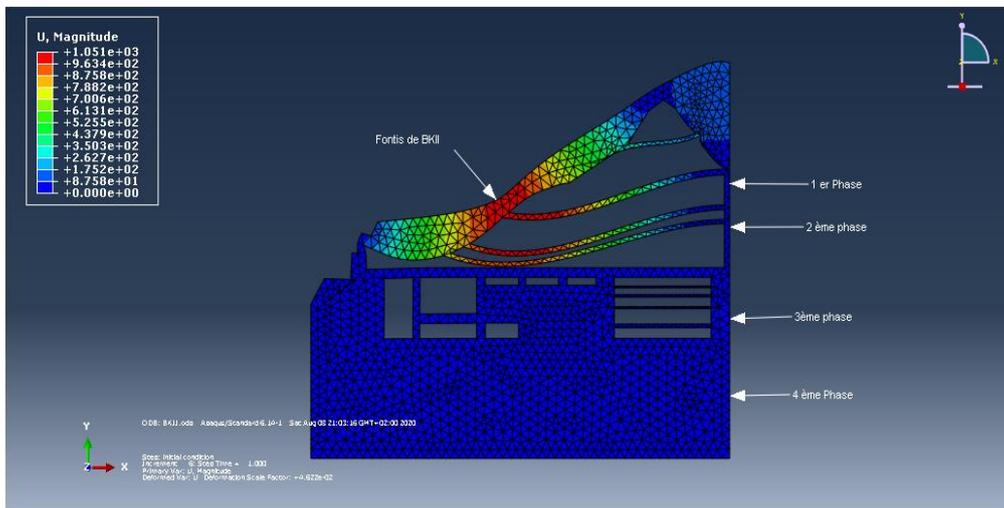


Figure V.23. Déplacements totaux dans la zone d’étude.

Interprétations

On remarque que la zone de fontis subie un déplacement important dans le sens verticale, ils atteignent leurs valeurs maximales sur voutes des galeries de phase une et la deuxième phase.

V.5. Conclusion

Cette modélisations numériques va nous donne plusieurs résultats, à partir ces résultats on remarque que La contrainte se développe d'une manière rapide dans quartier BKII avec un déplacement important dans le sens verticale et ce qui rend instable et provoque des phénomènes des éboulements et des effondrements.

Ces phénomènes sont très dangereux vise à vis la stabilité des personelles et matériels de la mine.

Conclusion générale.

Conclusion générale

À la fin ce travail, nous pouvons conclure les points suivants ;

- Les mouvements de terrain sont des déplacements des sols (terrain meuble) et de masse rocheuse compacts ou désagrégés avec ou sans rupture sous l'effet de forces de gravité, dues à des fractures naturelle ou anthropique.
- Parmi ses mouvements résiduels le fontis ou l'effondrement localise, l'évaluation de cet aléa est suivie par des divers modèles techniques ; empiriques, analytiques et numériques.
- D'une part ,l'application des systèmes géomécanique (RQD ,GSI et Barton) désignée que les formations géologiques de la partie souterraine de la mine de Boukhadra BKII est formé par de marne de mauvaises qualités et des formations de qualité moyennes comme calcaires ,grés et de minerai mais l'utilisation de système de classification RMR indique que toutes les formations géologiques sont de moyenne qualité. D'autre part l'interprétation des résultats des essais mécaniques désigne les résistances des présentes formations de très faible à élever.
- Le résultat de classifications nous propose : un soutènement de type S2-3cm selon Barton ou Boulons d'ancrage de 25 mm de diamètre et d'une longueur d'un demi du diamètre du tunnel avec un scellement réparti à la résine. Un espacement des boulons est de 1. à 1.5 m et treillis soudé +30mm de Béton projeté dans la voûte d'une épaisseur égale à 100 mm selon Bieniawski.
- Les 3 familles de discontinuités on est détecté dans la mine est présenté en mode 2D et 3D par logiciel Roc-Science
- L'analyse de l'instabilité et faite par simulation numérique par logiciel ABAQUS v14, elle indique que la partie souterraine de BKII de la mine de Boukhadra est instable et très dangereuse vise à vis la stabilité des personelles et matériels et provoque par phénomènes parmi lesquelles le fontis.
- On remarque une concentration de contraintes qui se développent d'une manière rapide dans la zone de fontis et la partie à ciel ouvert de l'ordre de $1.973e+04$ Mpa. Les déplacements représentent le mouvement des nœuds par rapport à leurs positions originales, avec des déplacements d'une magnitude de $1.051e+03$ mm qui interprété par des fontis.

- On remarque que la zone de fontis a subi des déplacements importants dans le sens vertical, et ils atteignent leurs valeurs maximales sur les voutes des galeries au niveau de la première et la deuxième phase.

Référence bibliographique

Abbass F., Al Heib, M., Didier, C., Verdel, T (2003). Numerical simulation of sinkhole formation using the UDEC computer code: influence of horizontal stress. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Measurements and Modelling GTMM 2003, 23-26 septembre 2003, Karlsruhe, Allemagne, pp. 255-260.

Ait Taleb A ., (2018). Modélisation du comportement de structures tubulaires traitées et non traitées. Mémoire de fin d'études. Département Génie Mécanique. Faculté De Génie de la Construction.

Aliche A., (2012). Comportement non linéaire des connexions bois – béton dans des planchers mixtes. Mémoire fin d'étude. Département de génie civil .Faculté du génie de la construction .Université mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

AMEC., (2011). Estimation de ressources et planification minière. Arcelor mittal Ouenza et Boukhadra. Projet no :165156.

Armatys M., (2012). Modification des classifications géotechniques pour les massifs rocheux schisteux. Département des génies civil, géologique et des mines .Ecole polytechnique de Montréal.

Azouz N., (2019). Plan de développement 2019.Division étude et développement .Mine de fer de l'est –spa mine de Boukhadra.

Barton, N., R. Lien, et al., (1974). Engineering classification of rock masses for the design of rock support. Rock Mechanics 6(189-236).

Ben youcef A.A., MANSOURI A., (2016). proposition d'une méthode d'exploitation à ciel ouvert pour les réserves programmées en souterrain du gisement de fer de Boukhadra.Mémoire fin d'étude. Faculté des sciences et de la technologie. Université Larbi tebssi –Tébessa-Algerie.

Bendriss M.Z., (2018). Modélisation des essais au laboratoire - étude de cas d'un terrain renforcé par géotextile dans la ville de Bouinan. Mémoire de fin d'études. Sciences de la Terre et l'Univers. Faculté des Sciences de la nature et de la vie et des sciences de la terre.

Bieniawski, Z. T., (1989). Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. New York John Wiley and Sons.

Bieniawski, Z. T., (1976). Rock mass classification in rock engineering. Proc. of the Symposium on Exploration for Rock Engineering. Johannesburg, Balkema AA.: 97-106.

Boucif R., Tamourt M., (2015). Etude de stabilité du flanc nord de la mine de Kef Essnoun - Tébessa- .Mémoire fin d'étude .Faculté de technologie .Université Abderrahmane mira – Bejaia.

Boudlal O., (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse de doctorat 2013.

Bouhadad Y.,(2005) . Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique . évaluation de l'aléa et exemples en Algérie .Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux.université de Guelma .

Bouleftour A., (2014). Evaluation d'éléments finis volumiques dans Abaqus sur des cas tests non linéaires géométriques. Mémoire fin d'étude. Département de Génie mécanique. Faculté des Sciences et de la Technologie. Université de Biskra.

Campy M., Macaire J.J., (2003). Géologie de la surface. Erosion, transfert et stockage dans les environnements continentaux.

Christophe D., Romuald S., (2010). Un modèle de calcul des hauteurs prévisibles de remontée de fontis à l'aplomb d'exploitations souterraines peu profondes. Revue française de Géotechnique. pp.21-36. ineris-00961756.

COJEAN R., (1998).stabilité des talus d'une carrière et mine à ciel ouvert .Principe de dimensionnement. pp 212-233.

Collin A., (1846). Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux .Garillan-coeury et Dalmont edit. Paris.

Cruden D.M., Varnes D.J., (1996).Landslide types and processes in Turner & Schuster. Landslides, Investigation and Mitigation. National Academy Press, Washington, D.C. Special Report 247:36-75

CTP., (1999).Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / Document technique Règlementaire DTR B C 2 48.Ministere de l'habitat et de l'urbanisme.

Cummings, R. A., F. S. Kendorski, et al., (1982). Caving rock mass classification and support estimation. U.S. Bureau of Mines Contract. Chicago, Engineers International, Inc. Report #J0100103: 195pp.

Hantz D., (2012).stabilité des cavités souterraines. Ecole polytechnique de l'université de Grenoble.France.

Davis,G.H.,Reynolds,S.J.,(1996).Structural geology of rocks and regions ,2nd edition ,John Wiley and Sons,New York,776p.

DDRM., (2005).Glissement terrain-Généralité. Les risques des mouvements .pp49-56.

Deere,D.U., (1968). Geological considerations. Rock Mechanics in Engineering Practice. R. G.Stagg and D. C. Zienkiewicz. Wiley, New York: 1-20.

Deere, D. U., A. J. Hendron, et al., (1967),. Design of surface and near surface constructions in rock. Proc. 8th U.S. Symp. Rock Mechanics. C. Fairhurst, New York: AIME: 237-302.

Denis E.G. et al., (décembre 2002). les instabilités structurales : guide d'analyse par stéréographie et de calcul des ancrages.Canada.

Derradji. A., Sahli M., (2012) .Elément de stabilité des pentes au rocher .Ecole Hassania des travaux publics, Maroc. 162p

DGPR ,et al., (2012).les mouvements des terrains. Collection Prévention des risques naturels .ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie.

Djellali A., Laouar MS, Saghafi B., Haoum A., (2019). Evaluation of Cement Stabilized Mine Tailings as Pavement Foundation Materials. Geotech Geol Eng.

Duncan C.W., Christopher W. Mah., (2004). Rock Slope Engineering . Taylor & Francis, canada. 431 p.

Porokhovoï E., (1995). stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques. Ecole nationale des ponts et chaussées.

Gadri L., (2012).Etude de la déformation et de rupture des massifs fissurés par méthodes des éléments finis (cas de la mine de Boukhadra).thèse doctorat. Faculté des sciences de la terre .Université Badji Mokhtar-Annaba.

Garnier C., (2010).Intégration raisonnée des risques dans l'aménagement du territoire et l'urbanisme. Notions théoriques générales. D.D.E de la Réunion .Géoscience pour une terre durable (BRGM).

Hadbi Z.,Djelti M., (2019). Analyse et confortement d'un glissement de talus . Mémoire fin d'étude. Faculté de technologie .Université de Tlemcen.

Fabien B., Julian M., (2017) . Méthodes spécifiques d'analyse. Mécanique des roches appliquée aux ouvrages souterrains.ecole des ponts.paristech.

Hoek, E., Brown, E.T., (1980). Underground Excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.

Hoek, E., P. K. Kaiser, et al., (1995). Support of underground excavations in hard rock.Rotterdam.

IFSTTAR., (2014). la diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées.collection environnement les risques naturels (guide méthodologique).Institut françaises sciences et technologie des transports ,de l'aménagement et des réseaux.

INERIS., (2016).Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique.INERIS-DRS-16-156834-00810B.

INERIS., (2007). Evaluation et traitement du risque de fontis lie à l'exploitation minière. Direction du Sol et du sous-sol. Rapport d'étude 16/04/2007 drs-07-86090-05803a.

INERIS., (2016). Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique. Rapport d'étude 26/09/2016 DRS-15-149564-02401A. direction des risques du sol et du sous-sol.

Kabou Y., Merad L., (2013). Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de targua Ouzemour (Bejaia).Mémoire fin d'étude. Faculté de technologie. Université Abderrahmane mira de Bejaia.

Kendorski, F. S., R. A. Cummings, et al., (1983). Rock mass classification for block caving mine drift support. Proc. 5th Int. Cong. on Rock Mech. **1**: B.51-B.63.

Flageollet, J.C., (1989). Les mouvements de terrain et leur prévention. Collection Géographie, Paris, Masson, 224 p

Rahouadja Kerbati N. Gadri L, Hadji R., Hamad A., Bouklloul M.A., (2020). Graphical and Numerical Methods for Stability Analysis in Surrounding Rock of Underground Excavations, Example of Boukhadra Iron Mine N.E Algeria. pp1-9.

Larbi A., (2016). L'influence des tirs à l'explosif sur la stabilité des terrains miniers -cas de la mine de Boukhadra (Tébessa) site BK II .Mémoire fin d'étude .Université Abderrahmane Mira de Bejaia.

Laubscher, D. H. and H. W. Taylor., (1976). The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operations. Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering, Balkema, A.A.: 119-128.

LCPC., (2004). Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux – Guide technique. Coll Environnement-Les risques naturels. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

M, MESSIN., D, Arnal., D, Chassagneux., (1999). Prévention des risques de mouvements des terrains. Recommandations à l'usage du spécialiste. Rapport BRGM R404.

METEL-MEDDE., DGPR., (2012), les mouvements des terrains .Collection prévention des risques naturels. Ministère de l'écologie ,du développement durable de l'énergie.

Palmstrom A., (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. Proceedings of the 4th International Congress IAEG. New Delhi, India. **5**: 221-228pp.

Poirot, N., Kecili-Laouafa, S., Laouafa, F., (2007). Comparaison de différentes approches numériques dans l'analyse des phénomènes d'instabilité de type fontis. Actes du 18ème Congrès Français de Mécanique, 27-31 août 2007, Grenoble, France.

Priest, S. D. et J. A. Hudson ., (1976). Discontinuity spacings in rock. International Journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics Abstracts. **13**(5): 135-148pp.

Rouaiguia I., (2018) . Contribution à l'étude d'une valorisation des déchets miniers, cas des stériles francs de la mine de Boukhadra - Tébessa: Thèse de doctorat. Faculté des sciences de la terre .Université Badji Mokhtar-Annaba.

Lalancette S., (2018). Dimensionnement des chantiers remblayés de la mine Niobec en utilisant la modélisation 3D. Mémoire fin d'étude .Université du Québec à Chicoutimi.

Schroeder Ch., (2010), .Etude de stabilité des parois rocheuses. Revue de société Belge de Géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches (SBGIMR), p. 15-18, 21-29, 34.

Sonmez H., Ulusay R., (1999), .Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. Int J Rock Mech Min **36**:743–6.

Souvignet S., (2016).Mouvement de terrain de la commune d'Aurillac. de Prévention des Risques ,Livret I - Note de présentation.(CERMA).

Terzaghi K., (1946). Introduction to tunnel technology. In : Proctor, R.V., White, T. Rock tunnelling with steel supports. Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown,Ohio.

Timoshenko S., Woinowsky-Krieger S., (1940).Theory of Plates and Shells.McGraw-Hill Book Company, 1st Ed. 1940, 2nd Ed. 1959.

Varnes D. J., (1978) .Slope movement types and processes. In : "Landslides: Analysis and control" R. L. Schuster & R. J. Krizek Editions. National Academy of Sciences, Washington DC., Transportation Research Board Special Report, 176, p. 11-33.

Bessaoudi B.,Jellali M.,(2015).Caractérisation d'un massif rocheux et étude de stabilité des talus ; cas de la carrière d'Adrar-Oufarnou (w) Béjaia. Mémoire fin d'étude. Faculté de technologie. Université Abderrahmane Mira de Bejaia.

<http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/eboulements-chutes-pierres-blocs>.

<http://www.climatologylab.org/terraclimate.html>.

Annexes

Annexe A



Photo 1. Partie à ciel ouvert dans la mine.



Photo 2. Cintre métallique (soutènement de galerie dans la mine).



Photo 3. Chargement du minerai abattu.



Photo 4. Eboulement au niveau du BKII.

Tableau 01 :Type de roches selon la porosité.

La porosité	Type de roche
$0 < P < 5\%$	Faible porosité
$5 < P < 10\%$	Porosité moyenne
$10 < P < 20\%$	porosité élevée
$P > 20\%$	Porosité très élevée

Tableau.02 : Classification selon la résistance à la compression simple.

Classe	Description	Résistance Rc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevées	>200
R2a	Roche de résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Roche très faible résistance et sol cohérent consolidé	6 à 0.5
R5b		<0.5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	X
R6b		X

Tableau.03: Classification selon Le module de déformabilité.

Module $E_{(t)}$ en [MPa]	description
> 30 000	Très faible déformation
30 000 à 10 000	Faible déformation
10 000 à 3000	Moyenne déformation
3000 à 1000	Forte déformation
< 1000	Très forte déformation

Annexe B

1. Pré dimensionnement du soutènement à partir de la classification de N. BARTON:

N. BARTON propose d'évaluer le soutènement des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous.

1.1. Soutènement définitif des piédroits:

Le plus souvent et pour des conditions moyennes de rocher on applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1,5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grande hauteur sont à considérer en particulier. Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice Q d'une valeur de 5 si $Q > 10$, d'une valeur de 2,5 si Q est compris entre 0,1 et 10, et à conserver la valeur de Q si $Q < 0,1$.

On obtient ainsi l'indice de qualité en piédroits Q_p qui remplace la valeur - de Q sur la figure 3.5. Pour le calcul de la dimension équivalente D_e , on considère la hauteur de l'excavation.

1.2. Soutènement provisoire:

N. BARTON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant : ESR par 1,5.ESR

Q (voûte) par 5.Q (voûte)

Q_p (piédroits) par 5. Q_p (piédroits).

Légende:

sb - (Spot bolting) boulonnage local

B - (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m

(utg) - (Untensioned, grouted) passif, injecté

(tg) - (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres - voir note XI)

S - (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm.

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé

clm - (Chain link mesh) grillage

CCA - (Cast Concrete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm (sr) - (Steel reinforced) armature acier

Nota : Les boulons sont supposés être de $\phi 20$ mm.

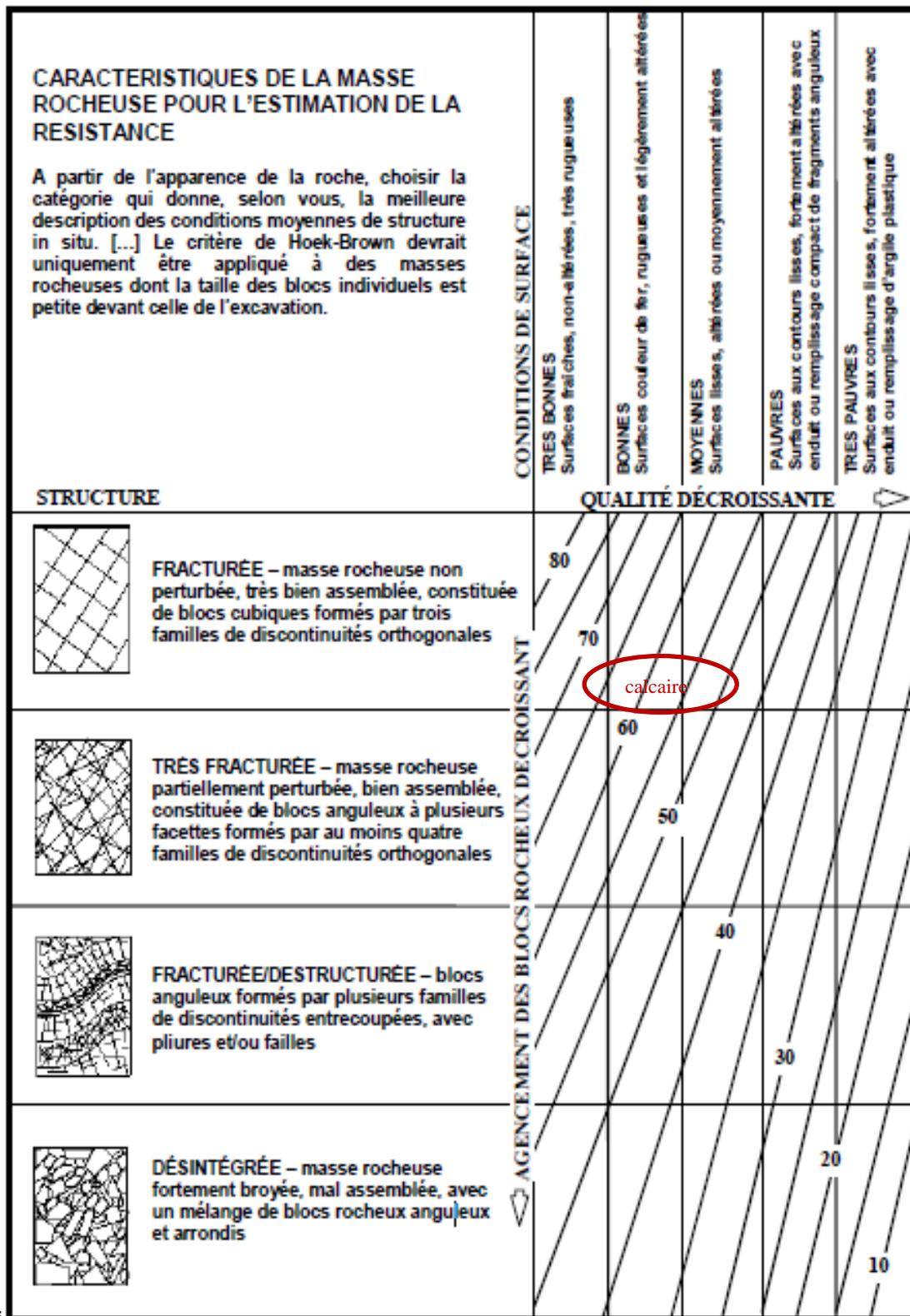
Tableau 1. Méthode de N. BARTON Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne "Q = 1 000 à 10.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
1*	-	-	-	sb (utg)	-
2*	-	-	-	sb (utg)	-
3*	-	-	-	sb (utg)	-
4*	-	-	-	sb (utg)	-
5*	-	-	-	sb (utg)	-
6*	-	-	-	sb (utg)	-
7*	-	-	-	sb (utg)	-
8*	-	-	-	sb (utg)	-
9	≥ 20 < 20	-	-	sb (utg) B (utg) 2,5-3 m	-
10	≥ 30 < 30	-	-	B (utg) 2-3 m B (utg) 1,5-2 m + clm	-
11*	≥ 30 < 30	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm	-
12*	≥ 30 < 30	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm	-
13	≥ 10 ≥ 10 < 10 < 10	$\geq 1,5$ $< 1,5$ $\geq 1,5$ $< 1,5$	- - - -	sb (utg) B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m + S 2-3 cm	I I I I
14	≥ 10 < 10 -	- - -	≥ 15 m ≥ 15 m < 15 m	B (tg) 1,5-2 m + clm B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm B (utg) 1,5-2 m + clm	I.II I.II I.III

Note : La nature du soutènement nécessaire pour les catégories 1 à 8 dépend de la technique d'abattage utilisée. La méthode de découpage fin avec finition à la main peut éliminer le soutènement. Les méthodes plus grossières peuvent nécessiter l'emploi d'une seule couche de béton projeté, notamment pour les hauteurs d'excavation de plus de 25 m. Les expériences futures devront permettre de distinguer entre les catégories 1 à 8.

Tableau 2. Méthode de N. BARTON Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre » $Q = 10$ à 1

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	$\frac{porté}{ESR}$		
17	>30	-	-	sb (utg)	I
	$\geq 10 \leq 30$	-	-	B (utg) 1-1.5m	I
	<10	-	$\geq 6m$	B (utg) 1-1.5m+S 2-3cm	I
	<10	-	<6m	S 2-3cm	I
18	>5	-	$\geq 10m$	B (tg) 1-1.5m+CLM	I.III
	>5	-	<10m	B (utg) 1-1.5m+CLM	I
	≤ 5	-	$\geq 10m$	B (tg) 1-1.5m+S 2-3cm	I.III
	≤ 5	-	<10m	B (utg) 1-1.5m+S 2-3cm	I
19	-	-	≥ 20	B (tg) 1-2m+S(mr)10-15cm	I.II.IV
	-	-	<20	B (tg) 1-1.5m+S(mr)5-10cm	I.II
20 [*] Voir note XII	-	-	≥ 35	B(tg)1-2m+S(mr)20-25cm	I.V.VI
	-	-	<35	B(tg) 1-2 m +S(mr)5-10cm	I.II.IV
21 *	≥ 12.5	≤ 0.75	-	B (utg) 1m+S2-3cm	I
	<12.5	≤ 0.75	-	S 2.5-5cm	I
		>0.75	-	B (utg) 1m	I
22	>10<30	>1,0	-	B (utg) 1 m+Sclm	I
	≤ 10	>1	-	S 2.5-7.5cm	I
	<30	≤ 1	-	B (utg) 1 m+S(mr)2.5-5cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	$\geq 15m$	B (tg)1-1.5m+S(mr)10-15cm	I.II.IV.V.II
	-	-	<15m	B (utg)1-1,5 m+S(mr)5-10cm	I
24 [*] Voir note XII	-	-	$\geq 30m$	B (tg) 1-1.5 m+S(mr)15-30cm	1.I.II.IV.VI
	-	-	<30m	B (tg) 1,5-2 m+ S (mr) 10-15 cm	I.II.IV



ai

Figure 2 : le GSI pour le calcaire.

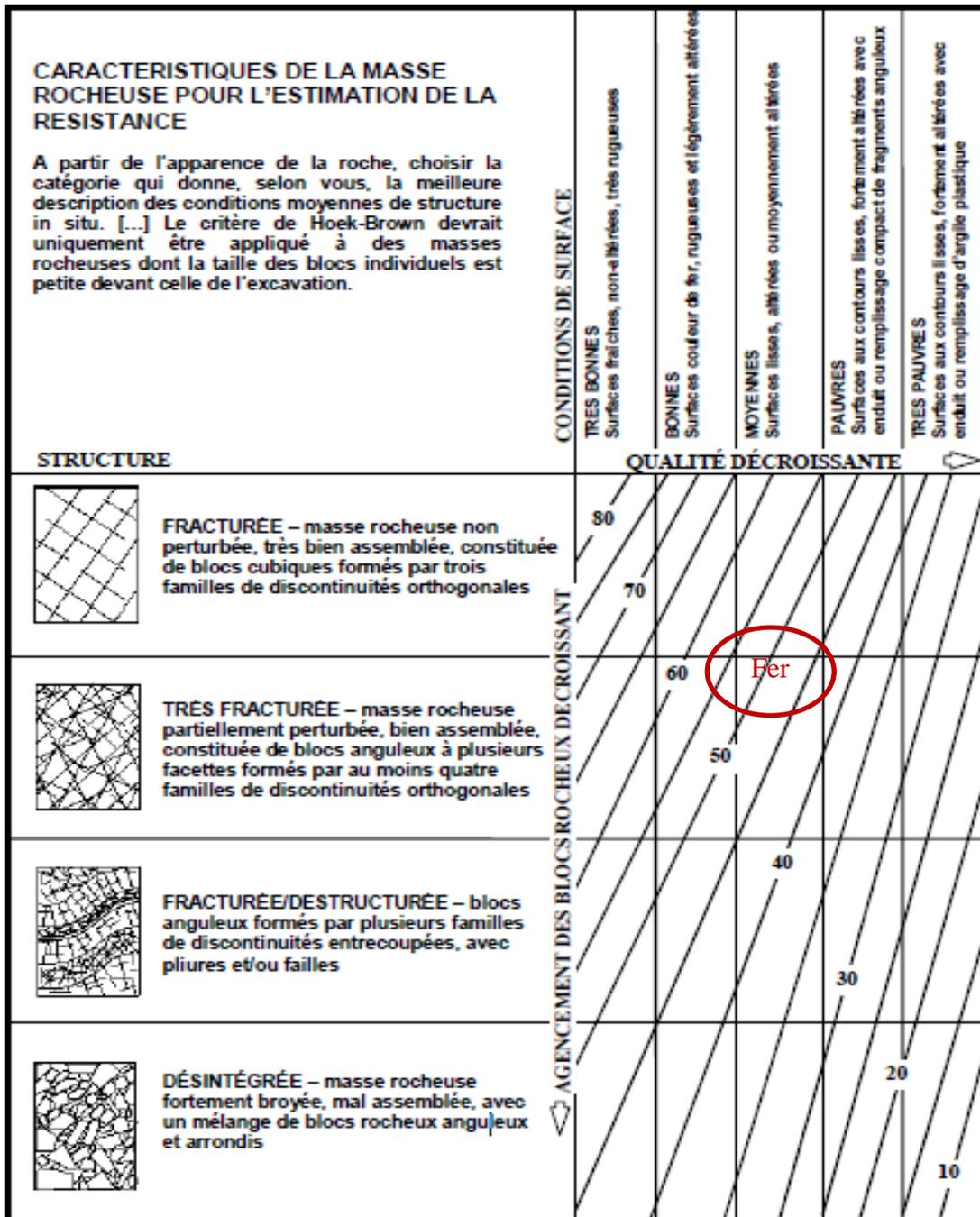


Figure 3. le GSI de fer.

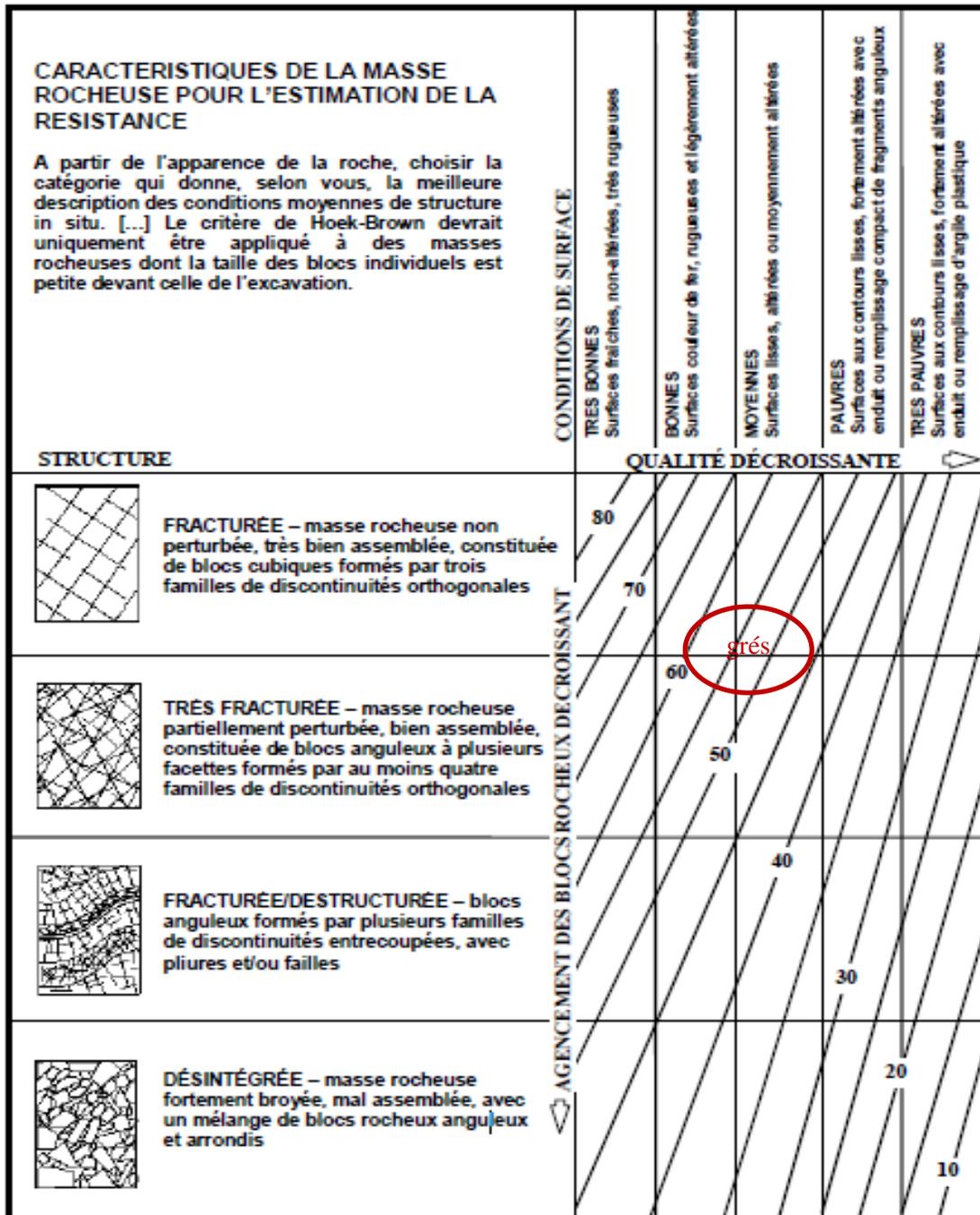


Figure 4. le GSI de grés.

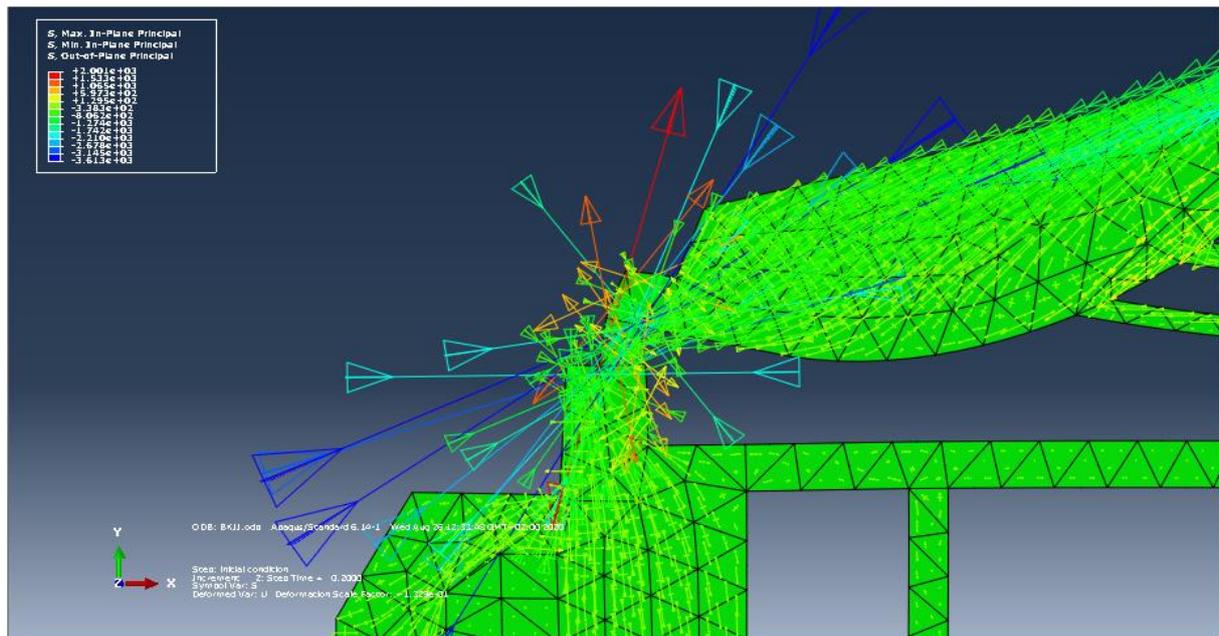


Figure 3. Concentration des contraintes dans les gradins à ciel ouvert.