



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 الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة  
Université Echahid Cheikh 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

# Etude et analyse des aspects géotechniques d'une mine souterraine

**-cas de la mine de Boukhadra-**

Présenté et soutenu par :

NOUIRI Aymen

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	DJELLALI Adel	MCA	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa
Encadreur :	HAMDANE Ali	MAA	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa
Examineur :	BENGHAZI Zied	MCB	Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi – Tébessa

Promotion 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Année universitaire : 2022-2023

Tébessa le : 08.06.2023

### Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms de l'étudiant :


NOURI Aymen

Niveau : 2<sup>ème</sup> année Master Option : Géotechnique

Thème : Etude et analyse des aspects géotechniques d'une mine souterraine

- cas de la mine de Boukhadra-

Nom et prénom de l'encadreur : HAMDANE Ali

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
<b>Chapitre 1</b> : Présentation des ouvrages souterrains	
<b>Chapitre 2</b> : Présentation de la mine de Boukhadra	
<b>Chapitre 3</b> : Classifications et recommandations du soutènement	
<b>Chapitre 4</b> : Analyse de la résistance des roches	
<b>Chapitre 5</b> : Analyse par la méthode convergence-confinement	
<b>Chapitre 6</b> : Simulation numérique	



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة الشهيد الشيخ التعليم العالي و البحث العلمي  
جامعة العربي التبسي - تبسة



مشرر رقم: مؤرخ في: 2023/05/30  
يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،  
- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،  
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12- 363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل و يتم المرسوم التنفيذي رقم 08- 09 المؤرخ في: 04 جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،  
- 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 إمداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادة 7 منه،  
- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة.  
- وبموجب القرار رقم 375 المؤرخ في 15 جوان 2020 لتعديل الملحق القرار 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة، اختصاص جيوتقني  
- وبموجب المقرر رقم ..... المؤرخ في 2023/05/29 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر.  
- وبعد الاطلاع على مقرر تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر المؤرخ في .....

يقر بما يأتي:  
المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) نويرة أيمن، المولود (ة) بتاريخ 1999/11/11 - تبسة، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة بـ

*Etude et analyse des aspects géotechniques d'une mine souterraine - cas de la mine de Boukhadra*

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان نشره عبر عضوات المؤسسة المادية والرقمية.

المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

حُرر ب تبسة، في: 2023/05/30

عن المدير، وبمفوض منه  
مدير معهد المناجم

جامعة العربي التبسي تبسة  
المدير  
مدير معهد المناجم





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



مقرر رقم : مؤرخ في : 2023/05/29  
يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

- إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،  
- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 للتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،  
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم : 12- 363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، بعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09 - 08 المؤرخ في : 04 جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،  
- 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 1362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،  
- وبموجب القرار رقم 1380 المؤرخ في 09 أوت 2016 والمتضمن مواصفة التكوينات في الماستر بعنوان جامعة تبسة في ميدان "علوم وتكنولوجيا"،  
- وبموجب القرار رقم 375 المؤرخ في 15 جوان 2020 المعدل لمحقق القرار 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 وللتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة، اختساس جيوتقني  
- وبعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لعهد المناجم المؤرخ في .....

يقتر ما يأتي:

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

نوبري أيمن، للولود (ة) بتاريخ 11/11/1999 ب تبسة .

الموسومة ب Etude et analyse des aspects géotechniques d'une mine souterraine - cas de la mine de Boukhadra

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأضواء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	التعبئة
1	جلال عادل	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	حمدان علي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	زياد بن غازي	أستاذ محاضر - ب	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

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

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

حُرر ب تبسة، في: 2023/05/29

عن المدير، وبمقتضى منه

مدير معهد المناجم

د. عولمسي زويبير  
مدير معهد المناجم



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي: جامعة الشهيد الشيخ العربي التيمسي - تبسة

تصريح شرفي  
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

الصفة : طالب ماستر 2

السيد : نويري ايمن

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 402683107 والصادرة بتاريخ 2022.08.18

قسم : المناجم والجيوتكنولوجيا

المسجل بمعهد المناجم

والمكلف بإنجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر)، عنواتها:

Etude et analyse des aspects géotechniques d'une mine souterraine  
-cas de la mine de Boukhadra-

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية والمنهجية ومعايير الأخلاقيات المهنية والنزاهة الأكاديمية

المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ 2023.06.08

إمضاء المعني (م)



## *Remerciements*

Je remercie tout d'abord, ALLAH de nous avoir donné la santé pour terminer ce travail.

Nous remercions :

Mr HAMDANE Ali, mon encadreur qui a accepté d'encadrer ce travail, Nous la remercions pour son soutien, ses conseils, ses orientations durant l'élaboration de ce travail et pour tous ses efforts et ses instructions durant toute notre formation.

Nous remercions Mr DJELLALI Adel d'avoir accepté la tâche de présider notre jury de soutenance.

Un remerciement particulier à BENGHAZI Ziad d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants du département des mines et géotechnologies.

Je remercie également tous les responsables de l'entreprise de la mine de BOUKHADRA.

Enfin mes remerciements vont à mes collègues mineurs et en particuliers à ma promotion.

*NOUIRI AYMEN*



Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Qui ont été à côté de moi pendant toute les étapes de mes études

A Mes frères et mes sœurs

Et

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
mémoire.

***NOURI AYMEN***

## *Résumé*

L'étude de la stabilité des ouvrages miniers souterrains dans les massifs rocheux est la préoccupation majeure de la géotechnique dans le domaine minier. De nombreux facteurs affectent la stabilité des installations minières et en particulier les ouvrages souterrains, parmi lesquelles : les facteurs géologiques, les facteurs géotechniques, et les facteurs géométriques.

Dans ce travail, nous avons étudié la stabilité de la galerie au jour du niveau 1045 m de la mine de Boukhadra, à la willaya de Tébessa-Algérie, qui est destinée à l'extraction de la matière première (minerai de fer). Pour étudier la stabilité de l'ensemble ouvrage/massif, on a fait appel à des méthodes empiriques, analytique et numérique, à partir desquels on a estimé la qualité du terrain traversé par la galerie, et nous avons choisi le type de soutènement à appliquer.

La réaction du massif rocheux a été estimée en utilisant un model numérique à base d'éléments finis (Phase<sup>2</sup>), on se basant sur les données et les différentes propriétés récentes, déterminées au laboratoire de l'université ou bien fournies par les services techniques de l'entreprise minière. L'étude de la stabilité nous a permis d'identifier le mode de soutènement adéquat.

### **Mots clés**

Stabilité ; ouvrages souterrains ; soutènement ; modélisation numérique, méthode convergence-confinement.



## المخلص

إن دراسة استقرار المنشآت المنجمية الكائنة بالتكتلات الصخرية تحظى بالاهتمام الأكبر للجيو تكنولوجية في المجال المنجمي. هناك العديد من العوامل المؤثرة على استقرار المنشآت المنجمية وخاصة المتواجدة تحت الأرض ومن بين هذه العوامل نذكر منها العوامل الجيولوجية، الجيو تكنولوجية والهندسية.

في هذا العمل قمنا بدراسة استقرار النفق المتواجد على مستوى 1045 متر المخصص للاستغلال المنجمي داخل الشركة المنجمية لاستخراج الحديد والكائنة ببوخضرة ولاية تبسة – الجزائر. ولدراسة استقرار النفق /الكتلة الصخرية، استخدمنا الطرق التجريبية والتحليلية والرقمية، والتي من خلالها قدرنا جودة الأرض، واخترنا نوع الدعامات المراد استخدامها.

باستعمال البرنامج الرقمي (Phase2) المرتكز على طريقة العناصر المنتهية، ومن خلال النتائج المتحصل عليها من خلال اجراء تجارب على عينات صخرية من المنجم في مخبر الجامعة بالإضافة الى المعطيات المقدمة من طرف المؤسسة المنجمية، استطعنا حساب ردة الفعل في مختلف الكتل الصخرية ومن خلال ذلك قمنا بدراسة الاستقرار داخل النفق والتعرف على الاختيار الامثل للدعامات.

### الكلمات المفتاحية

الاستقرار، المنشآت التحتية، الدعامات، النمذجة الرقمية، طريقة التقارب والحصص.

## *Abstract*

The study of the stability of underground mining structures in rock masses is the major concern of geotechnics in the mining field. Many factors affect the stability of mining installations and in particular underground structures, including: geological factors, geotechnical factors, and geometric factors.

In this work, we studied the stability of the 1045 m level's gallery of the Boukhadra mine, in the willaya of Tébessa-Algeria, which is intended for the extraction of the raw material (iron ore). To study the stability of the whole structure/mass, we used empirical, analytical and numerical methods, from which we estimated the quality of the ground crossed by the gallery, and we chose the type of support to apply.

The reaction of the rock mass was estimated using a numerical model based on finite elements (Phase2), based on data and the various recent properties, determined in the laboratory of the university or provided by the technical services of the mining company. The study of the stability allowed us to identify the appropriate mode of support.

### **Key Words:**

Stability; underground structures; support; numerical modeling, convergence-confinement method.

Remerciements	i
Dédicace	li
Résumé	lii
Table des matières	Vi
Liste des figures	X
Liste des tableaux	xiii
Table des notations et abréviations	Xv
Introduction générale	1
<b>Chapitre I : Présentation des ouvrages souterrains</b>	
I.1. Introduction	4
I.2. Les ouvrages souterrains	4
I.2.1. Définition	4
I.2.2. Historique des ouvrages souterrains	5
I.2.3. Importance des ouvrages souterrains	6
I.2.4. Classification des ouvrages souterrains	6
I.2.5. Principaux et différents types des ouvrages souterrains	7
I.2.6. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains	7
I.2.7. Technique de construction des ouvrages souterrains	7
I.2.7.1 Mode de creusement	7
I.2.7.1.1 Creusement à l'explosif	8
I.2.7.1.2 Creusement mécanisé	8
I.2.7.2. Choix de la méthode de creusement	15
I.2.8. Techniques de creusement	15
I.2.8.1 Méthode à pleine section	15
I.2.8.2 Méthode à demi-section	16
I.2.8.3 Méthode à sections divisées	17
I.3 Le soutènement	17
I.3.1 Généralités	17
I.3.2 Définition	17
I.3.3 Classification des modes de soutènement	18
I.3.4 Choix d'un type de soutènement	19

I.3.5 Les différents types de soutènement	19
I.3.5.1 Boulonnage	19
I.3.5.2 Les cintres	21
I.3.5.3 Béton projeté	24
I.4 Conclusion	24
<b>Chapitre II : Présentation de la mine de Boukhadra</b>	
II.1 Introduction	26
II.2 Historique de la mine	26
II.3 La géologie de la mine	26
II.3.1 Situation géographique	27
II.3.2 Stratigraphie	27
II.3.2.1 Trias	28
II.3.2.2 Le crétacé	28
II.3.2.3 Le Tertiaire	29
II.3.2.4 Le Quaternaire	29
II.3.3 Tectonique	30
II.3.4 Hydrogéologie	31
II.3.5 Hydrologie	31
II.3.6 Minéralisation du gisement du Boukhadra	31
II.3.6.1 Nature du minerai exploité	32
II.3.6.2 Caractéristiques de la minéralisation	32
II.3.7 Morphologie du gisement	32
II.4 L'exploitation de la mine de Boukhadra	33
II.4.1 Exploitation à ciel ouvert	34
II.4.2 Exploitation souterrain	36
II.4.2.1 Les avantages de l'ouverture par galerie au jour	36
II.4.2.2 Caractéristiques de la galerie de la mine de Boukhadra	37
II.4.2.3 Les travaux de Foration et de tir	37

II.4.2.4 Les travaux de chargement et de transport	38
II.4.2.5 Les méthodes d'exploitation appliquent au niveau souterrain	39
II.5 Régime de travail de la mine de Boukhadra	39
II.5.1 Organisation des travaux d'exploitation	39
II.5.2 Production de minerai	39
II.6 Durée de vie de la mine	40
II.7 Conclusion	40
<b>Chapitre III : Classifications et recommandations du soutènement</b>	
III.1. Introduction	42
III.2 Généralités	43
III.3 Méthodes empiriques	44
III.3.1 Méthode de D.Deere (RQD)	44
III.3.2 Méthode de Bieniawski (RMR)	45
III.3.3 Méthode de N.Barton (Q-system)	47
III.3.4 Méthode de GSI (Geological Strength Index)	49
III.4. Etude de cas -la galerie 1045-	51
III.4.1. Mesures des paramètres des caractéristiques des discontinuités au niveau de la galerie 1045	54
III.4.2 Caractéristiques physiques et mécaniques des roches stériles et minerai	56
III.4.3. Classification géomécanique du massif rocheux au niveau de la galerie 1045	57
III.4.3.1. Application de la méthode de D.Derre	57
III.4.3.2. Application de la méthode de Z.Bieniawski	58
III.4.3.3 Application de la méthode de GSI (Geological Strength Index)	60
III.4.3.4. Application de la méthode de N.Barton	61
III.4.5. Détermination des caractéristiques mécaniques du massif rocheux	63
III.4.6. Recommandation du soutènement pour les différentes formations rocheuses au niveau de la galerie 1045	63
III.5 Conclusion	65

**Chapitre IV : Analyse de la résistance des roches**



IV.1. Introduction	67
IV.2. Critères de rupture de la matrice rocheuse.	67
IV.2.1 Résistance et critères de résistance	67
IV.2.2 Critère de Mohr-Coulomb	67
IV.2.3 Le Critère de Hoek et Brown	69
IV.3 Présentation du Logiciel Rocscience RocLab	70
IV.3.1 Généralités	70
IV.3.2 Comment puis-je utiliser RocLab	70
IV.4 Application de l'Analyse de la résistance des roches	73
IV.5 Conclusion	80

**Chapitre V: Analyse par la méthode convergence-confinement**

V.1 Introduction	82
V.2 La Convergence	82
V.3 Le confinement	82
V.4 Domaines d'utilisation	82
V.5 Principe générale de la méthode	83
V.6 Hypothèses de la méthode	83
V.7 Etapes De Calcul	83
V.8 Courbe de convergence	83
V.9 Courbe de Confinement	85
V.10 Soutènements	85
V.11 Application de la méthode pour notre galerie (la galerie 1045)	88
V.11.1 Caractéristiques géotechniques des roches	88
V.11.2 Les courbes de convergence et de confinement	89
V.13. Conclusion	106

**Chapitre VI : Simulation numérique**

VI.1 Introduction	108
VI.2 Interface de programme PHASE <sup>2</sup>	108



## *Table des matières*

---

VI.3. Modélisation de la galerie (au niveau 1045) par logiciel PHASE <sup>2</sup>	109
VI.4. Résultats et discussion de l'analyse de la stabilité	118
VI.4.1 Les calculs	118
VI.4.2 Les résultats	119
VI.5. Conclusion	155
Conclusion générale	157
Références bibliographiques	158
Annexe	I

**Chapitre I**

<b>Figure I.1</b> Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	8
<b>Figure I.2</b> Machine à attaque ponctuelle	9
<b>Figure I.3</b> Bras à attaque radiale	9
<b>Figure I.4</b> Bras à attaque transversale.	9
<b>Figure I.5</b> Schéma du principe de travail d'une haveuse.	10
<b>Figure I.6</b> Haveuse pour roche dures et abrasives ( $R_c > 120$ MPa)	10
<b>Figure I.7</b> Brise-roche hydraulique.	11
<b>Figure I.8</b> Mineur boulonneur	11
<b>Figure I.9</b> Pelle rétro sur chenilles.	12
<b>Figure I.10</b> Foreuse Mécanique	12
<b>Figure I.11</b> Aléreur	13
<b>Figure I.12</b> Machine à attaque globale (tunnelier)	13
<b>Figure I.13</b> Les composantes de Tunnelier à bouclier	14
<b>Figure I.14</b> Cycle des opérations minières dans le creusement des galeries.	15
<b>Figure I.15</b> Choix de la méthode de creusement	15
<b>Figure I.16</b> Méthode à pleine section	16
<b>Figure I.17</b> Méthode à demi-section	17
<b>Figure I.18</b> Méthode à sections divisées	17
<b>Figure I.19</b> Boulon à ancrage ponctuel	20
<b>Figure I.20</b> Boulon à ancrage repart	20
<b>Figure I.21</b> Boulons à friction	21
<b>Figure I.22</b> Les cintres en bois	22
<b>Figure I.23</b> Cintres lourds	22
<b>Figure I.24</b> Cintres légers	23
<b>Figure I.25</b> Cintre réticulé	23
<b>Figure I.26</b> Cintre préfabriqué.	24
<b>Figure I.27</b> Béton projeté	24

**Chapitre II**

<b>Figure II.1</b> Situation géographique de la ville du Boukhadra	27
<b>Figure II.2</b> La carte géologique de la mine de Boukhadra	28
<b>Figure II.3</b> Log stratigraphique du Djebel Boukhadra	30
<b>Figure II.4</b> Trois coupes transversales dans l'anticlinal de Boukhadra.	33
<b>Figure II.5</b> Plan topographique du gisement de Boukhadra	33
<b>Figure II.6</b> Vue panoramique sur les trois filons de la carrière principale	33
<b>Figure II.7</b> La carrière de la mine de Boukhadra	34
<b>Figure II.8</b> Sondeuse de type I-RAND I4BH et Chargeuse de type Caterpillar 990 k	35
<b>Figure II.9</b> Camion 537 Caterpillar 775G	36
<b>Figure II.10</b> Ouverture par galerie au jour, niveau 1105	36
<b>Figure II.11</b> Schéma du plan de tir souterrain	37
<b>Figure II.12</b> Chargeuse transporteuse pneumatique type Atlas Copco St 1020	38
<b>Figure II.13</b> Camion navette ATLAS COPCO MT2000	38

**Chapitre III**

<b>Figure III.1</b> Différentes méthodes de dimensionnement du soutènement	43
<b>Figure III.2</b> Exemple de calcul d'un RQD	44
<b>Figure III.3.</b> Type de soutènement en fonction du R.Q.D. et de la portée du tunnel	45
<b>Figure III.4.</b> Soutènement basé sur la valeur Q (d'après Bieniawski)	49
<b>Figure III.5</b> Profile géologique de la galerie 1045.	52
<b>Figure III.6</b> L'entrée de la galerie 1045	53
<b>Figure III.7</b> Orientations des discontinuités	54
<b>Figure III.8</b> Représentation 2D des discontinuités (Dips program)	55
<b>Figure III.9</b> Projection stéréographique des discontinuités	55
<b>Figure III.10</b> Exemple de mesure RQD au niveau de la galerie 1045	58

**Chapitré IV**

<b>Figure IV.1</b> Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan ( $\tau$ ; $\sigma$ )	67
<b>Figure IV.2</b> Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan des contraintes principales ( $\sigma_1$ ; $\sigma_3$ )	67
<b>Figure IV.3</b> Critère de Hoek et Brown	68
<b>Figure IV.4</b> Présentation de logiciel	69
<b>Figure IV.5</b> Entrée des paramètres de Hoek Brown	70
<b>Figure IV.6</b> Les valeurs de la résistance à la compression sigci de la roche intacte	71
<b>Figure IV.7</b> Les valeurs de l'indice de résistance géologique GSI	71
<b>Figure IV.8</b> Les valeurs de paramètre mi	72
<b>Figure IV.9</b> Les valeurs de facteur de perturbation D	72
<b>Figure IV.10</b> Analyse de la résistance des roches de conglomérat	73
<b>Figure IV.11</b> Analyse de la résistance des roches de calcaire	74
<b>Figure IV.12</b> Analyse de la résistance des roches de marne jaune	75
<b>Figure IV.13</b> Analyse de la résistance des roches de marne minéralisée	76
<b>Figure IV.14</b> Analyse de la résistance des roches de marne grise	76
<b>Figure IV.15</b> Analyse de la résistance des roches de minerai fer	77
<b>Figure IV.16</b> Analyse de la résistance des roches de grés	78

**Chapitré V**

<b>FigureIV.1.</b> La profondeur et le rayon de la galerie.	88
<b>Figure IV.2</b> Courbe convergence-confinement (conglomérat)	91
<b>Figure IV.3</b> Courbe convergence-confinement (calcaire)	93
<b>Figure IV.4</b> Courbe convergence-confinement (marne jaune)	96
<b>Figure IV.5</b> Courbe convergence-confinement (marne minéralisé)	98
<b>Figure IV.6</b> Courbe convergence-confinement (marne grise)	101
<b>Figure IV.7</b> Courbe convergence-confinement (grés)	103
<b>Figure IV.8</b> Courbe convergence-confinement (minerai fer)	105

**Chapitré VI**



<b>Figure VI.1</b> Présentation de logiciel	108
<b>Figure VI.2</b> Désignation de l'excavation.	110
<b>Figure VI.3</b> Désignation des externes.	111
<b>Figure VI.4</b> Le maillage.	112
<b>Figure VI.5</b> les pressions des terrains	113
<b>Figure VI.6</b> Définir les matériaux et leurs propriétés	115
<b>Figure VI.7</b> Soutènement par boulonnage.	116
<b>Figure VI.8</b> Soutènement par béton projeté.	117
<b>Figure VI.9</b> Calculateur	118
<b>Figure VI.10</b> Présentation des contraintes sigma1.	119
<b>Figure V.11</b> Déplacements horizontale.	120
<b>Figure V.12</b> Déplacements verticale	121
<b>Figure V.13</b> Déplacements totale	122
<b>Figure V.14</b> Déformation volumétrique	123
<b>Figure V.15</b> Déformation de cisaillement maximale	124

**Chapitre I**

<b>Tableau I.1</b> Classification des ouvrages souterrains	6
<b>Tableau I.2</b> Les Principaux et différents types des ouvrages souterrains	7

**Chapitre II**

<b>Tableau II.1.</b> Composition chimique moyenne du minerai de Boukhadra	36
<b>Tableau II.2</b> Paramètres de la méthode d'exploitation à ciel ouvert	39
<b>Tableau II.3</b> Caractéristiques de la galerie de la mine de Boukhadra	41

**Chapitre III**

<b>Tableau III.1</b> Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968) [24]	48
<b>Tableau III.2</b> Classes et propriétés globales des massifs rocheux (selon Z. Bieniawski)	51
<b>Tableau III.3</b> la corrélation entre la valeur de Q et la qualité du massif rocheux [24]	52
<b>Tableau III</b> Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI [28]	54
<b>Tableau III.4</b> Comparaisons des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains (AFTES [2003]) [25]	55
<b>Tableau III.5</b> Les dimensions de la galerie principale du niveau 1045 m	56
<b>Tableau III.6</b> Failles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1045m.	57
<b>Tableau III.7</b> Caractéristiques physiques des roches stériles et minerai au niveau 1045	60
<b>Tableau III.8</b> Caractéristiques mécaniques des roches stériles et minerai au niveau 1045.	61
<b>Tableau III.9</b> Les valeurs de RQD de massif rocheux au niveau de la galerie 1045	61
<b>Tableau III.10</b> Exemple d'application la méthode de Bieniawski	61
<b>Tableau III.11</b> Classification de RMR du massif rocheux de la galerie 1045	62
<b>Tableau III.12</b> Caractéristiques mécaniques à partir du RMR	63
<b>Tableau III.13</b> Classification de GSI du massif rocheux de la galerie 1045	64
<b>Tableau III.14</b> Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton & al, 1974]	64
<b>Tableau III.15</b> Classification de Q système du massif rocheux de la galerie 1045	65
<b>Tableau III.16.</b> La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux	67

<b>Tableau III.17</b> Les systèmes de soutènement proposés par RQD, RMR et Q système	68
--	----

**Chapitre V**

<b>Tableau IV.1.</b> Caractéristiques géotechniques des massifs rocheux au niveau de la galerie 1045	92
--	----

<b>Tableau IV.2.</b> Les valeurs de la courbe de terrain (calcaire)	96
---	----

<b>Tableau IV.3</b> Les valeurs de la courbe de terrain (marne jaune)	98
---	----

<b>Tableau IV.4</b> Les valeurs de la courbe de terrain (marne minéralisée)	101
---	-----

<b>Tableau IV.5</b> Les valeurs de la courbe de terrain (marne grise)	103
---	-----

<b>Tableau IV.6</b> Les valeurs de la courbe de terrain (grés)	106
--	-----

<b>Tableau IV.7</b> Les valeurs de la courbe de terrain (minerai fer)	108
---	-----

**Chapitre VI**

<b>Tableau VI.1.</b> Résultats de l'analyse numérique par logiciel PHASE <sup>2</sup>	159
---	-----

**Table des notations**

<b>Notations</b>	<b>Unité</b>	<b>Signification</b>
$\tau$	MPa	Contrainte de cisaillement
$\sigma_n$	MPa	Contrainte normale
<b>m</b>	/	Constante de matériau non linéaire en fonction de la qualité de la roche
<b>a</b>	/	Coefficient en fonction de la rupture de la roche
<b>mi</b>	/	Constante de résistance constante de la roche intacte pour les conditions de pointe
<b>Rc</b>	MPa	La résistance à la compression
<b>Rt</b>	MPa	La résistance à la traction
<b>C</b>	MPa	La cohésion du sol / roche
$\varphi$	°	Angle de frottement interne
<b>C<sub>m</sub></b>	MPa	La cohésion du massif
$\varphi_m$	°	L'angle de frottement interne du massif
<b>C<sub>i</sub></b>	MPa	La cohésion de a roche intacte
$\varphi_i$	°	L'angle de frottement interne de a roche intacte
<b>J<sub>n</sub></b>	/	Nombre de famille de discontinuités
<b>J<sub>r</sub></b>	/	Paramètre de rugosité des joints
<b>J<sub>a</sub></b>	/	Paramètre d'altération des joints
<b>J<sub>w</sub></b>	/	Paramètre de réduction hydraulique
<b>a</b>	°	Azimut d'une discontinuité
<b><math>\beta</math></b>	°	Pendage d'une discontinuité
<b><math>\rho</math></b>	g/cm <sup>3</sup>	La masse volumique du matériau
<b>F<sub>s</sub></b>	/	Facteur de sécurité
<b>W</b>	N	Le poids du bloc.
$\lambda$	/	Coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux
$\lambda_\varphi$	/	Coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne
<b><math>\sigma'_1</math></b>	MPa	Contrainte effective maximum à la rupture
<b><math>\sigma'_3</math></b>	MPa	Contrainte effective minimum à la rupture
<b>k<sub>0</sub></b>	/	Coefficient de pression des terres au repos
<b>Z</b>	M	l'épaisseur de la couverture
<b>v</b>	/	Coefficient de poisson
<b>E</b>	GPa	Module de Young
<b><math>\sigma_0</math></b>	MPa	Contrainte initiale de massif
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	Poids volumiques de la roche
<b>R</b>	M	Rayon de l'excavation
<b>K<sub>p</sub></b>	/	Coefficient de butée
<b>K<sub>b</sub></b>	MPa	Raideur du béton
<b>P<sub>b</sub><sup>max</sup></b>	MPa	Pression maximale du béton
<b>fc28</b>	MPa	Résistance caractéristique à la compression du béton
<b>U<sub>b</sub><sup>max</sup></b>	mm	Déplacement maximale du béton

## *Table des notations et liste des abréviations*

---

$K_c$	MPa	Raideur du béton
$p_c^{\max}$	MPa	pression maximale des cintres
$U_c^{\max}$	mm	Déplacement maximale des cintres
$E_c$	MPa	Module de Young de l'acier
$f_u$	MPa	Résistance de l'acier
$K_{sn}$	MPa	Raideur du boulon d'ancrage
$K_s$	MPa	Raideur du soutènement
$p_s^{\max}$	MPa	Pression maximale développée par le soutènement
$U_s^{\max}$	mm	Déplacement maximum du soutènement
$\lambda(x)$	/	Taux de déconfinement

### *Liste des abréviations*

**SONAREM** : Société National Algérienne des Réserves Minières

**FERPHOS** : Société National Algérienne de Fer-Phosphate

**DED** : Division d'Etude et Développement

**AFTES** : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain.

**JRC**: Joint Roughness Coefficient.

**RQD**: Rock Quality Designation.

**RMR**: Rock Mass Rating.

**GSI**: Geological Strength Index.

**NGI**: Norwegian Geotechnical Institute.

**SRF**: Stress Reduction Factor.

**Q**: Rock Tunneling Quality In

**SACSIR**: South African Council of Scientific and Industrial Research



*Introduction  
générale*

Depuis l'antiquité, l'homme réalise des travaux souterrains, que ce soit en vue de l'extraction de substances minérales ou pour la construction d'ouvrages civils ou militaires. Cependant les méthodes d'étude de la stabilité des ouvrages souterrains et de calcul des soutènements sont encore très empiriques et peu satisfaisantes. Les techniques de creusement sont restées très longtemps peu mécanisées et les équipes de mineurs s'adaptaient peu à peu aux conditions plus ou moins difficiles que la nature impose. Or on assiste actuellement à un développement simultané des projets d'ouvrages souterrains et de méthodes de creusement et de soutènement très mécanisées et de performances remarquables, mais qui s'adaptent difficilement aux aléas et nécessitent une meilleure prévision du comportement des terrains autour de l'excavation.

On peut distinguer deux types d'ouvrages souterrains : les ouvrages temporaires comme pour la plupart des exploitations minières, et les ouvrages permanents tels que les tunnels, les voies de communication et les aires de stockages souterrains.

L'objectif du géotechnicien dans une mine est d'assurer l'extraction de la plus grande quantité de minerai possible en toute sécurité, d'où la connaissance des caractéristiques géotechniques et la compréhension du comportement des roches encaissantes sont primordiales.

La résistance des roches intactes, déterminée sur des éprouvettes en laboratoire, est en général élevée; un tel matériau, s'il était homogène et continu, pourrait supporter des sollicitations plus importantes que celles auxquelles il est habituellement soumis, mais, à l'échelle des ouvrages, la plupart des massifs rocheux se comportent comme des milieux discontinus, hétérogènes et anisotropes. Cette complexité du comportement des milieux rocheux est due à leur fracturation qui intervient à des échelles très variées.

Dans le présent travail, une approche numérique a été adoptée afin d'estimer les mouvements des terrains autour de l'ouvrage, et en suite de juger les résultats obtenus.

Ce mémoire est organisé en six chapitres :

Le **premier chapitre** présente des généralités sur les ouvrages et les mines souterraines, ses méthodes de creusement et les types de soutènement.

Le **deuxième chapitre** est consacré à la description géologique des différentes formations rencontrées ainsi que l'étude hydrogéologique et géotechnique du massif

rocheux de la mine souterraine de Boukhadra au premier lieu, ensuite les méthodes d'exploitation utilisées dans cette mine.

Le **troisième chapitre** présente d'une part une recherche bibliographique sur les méthodes empiriques, analytiques et numériques de l'étude de stabilité des ouvrages souterrains les plus utilisées dans le domaine minier. D'autre part, l'application de ces méthodes sur la galerie 1045 (la mine de fer de Boukhadra).

Le **quatrième chapitre** est consacré à l'analyse de la résistance des roches selon les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb.

Le **cinquième chapitre** est consacré au calcul analytique d'interaction entre le massif excavé et le soutènement choisi, par la méthode dite "Convergence-Confinement".

Le **sixième chapitre** présente une modélisation de la galerie du niveau 1045 par la méthode des éléments finis au moyen du logiciel PHASE<sup>2</sup>. Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## **I.1. Introduction**

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc.). Ces derniers ouvrages sont généralement construits à faible profondeur. L'utilisation des cavités souterraines pour le stockage de différents produits constitue également un domaine d'activités conséquent. Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de différentes dimensions.

## **I.2. Les ouvrages souterrains**

### **I.2.1. Définition**

On entend par « travaux souterrains » tous travaux exécutés en dessous de la surface du sol dans des excavations ayant une configuration complexe et évolutive. Un ouvrage souterrain est une construction réalisée sous le sol. La réalisation de celle-ci nécessite des travaux de déblais. Ces ouvrages sont souvent destinés :

- à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, métro, ...)
- au stockage des déchets dangereux ou différents produits, en particulier des hydrocarbures
- à la production d'énergie (central nucléaire, central thermique.)
- à l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable (aqueduc).

### **I.2.2. Historique des ouvrages souterrains**

Les premiers ouvrages souterrains « manufactures » remontent à l'antiquité, mais ils se sont toujours cantonnés à des faibles longueurs et à de petites sections. Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate, il y a 4000 ans à l'époque de la reine Sémiramis, d'une longueur de 1 Km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter.

L'art des mines ont aussi beaucoup développé au XVIIe siècle, mais il s'agissait d'ouvrages très provisoires et plus souvent de petites sections. Le premier véritable chantier de travaux souterrain pour l'usage public est le tunnel routier du Lioran (cantal), long de 1414 m, dont les travaux s'étalèrent de 1839 à 1846 [1].

**I.2.3. Importance des ouvrages souterrains**

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface. La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol [1].

**I.2.4. Classification des ouvrages souterrains**

Les structures souterraines sont définies comme des espaces fermés situés sous la surface du sol. Elles peuvent être percées soit sous la terre ou bien en plein air puis recouverts de remblais. Il est possible de classer ces constructions selon plusieurs critères.

D'après Mestat & al [1999], les structures souterraines peuvent être divisées en deux grandes familles :

- les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux).
- les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage).

La classification des ouvrages souterrains peut être présentée en fonction de différents paramètres. Barton & al [1974] présente la classification de ces ouvrages en tenant compte de la sécurité requise sous la forme établie dans le Tableau I.1.

**Tableau I.1.** Classification des ouvrages souterrains [1]

Classe	Description
A	Excavation minière à caractère temporaire.
B	Puits verticaux.
C	Galeries hydrauliques, collecteur d’assainissement, galeries de reconnaissances
D	Cavité de stockage, station de traitement d’eau, tunnels routiers, tunnels ferroviaires, tunnels d’accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydrauliques), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires, galeries du métro, abri de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines, gères souterraines, salles ouvertes au public (sports, spectacles)

**I.2.5. Principaux et différents types des ouvrages souterrains**

Si l’on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels (Tableau I.2)

**Tableau I.2.** Les Principaux et différents types des ouvrages souterrains [2]

Les tunnels de communication	Les tunnels de Transport	Les tunnels et cavités de stockage
- Les tunnels ferroviaires - Les tunnels routiers - Les tunnels de navigation	- Adductions d’eau - Galeries hydrauliques - Égouts - Galeries de canalisations	- Garages et parkings - Lieux des stockages liquides ou gazeux - Dépôts

Si l’on se réfère à leur mode d’exécution, on peut distinguer :

- les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- les tunnels construits par éléments immergés.

**I.2.6. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains**

- La stabilité de terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;

- Le choix de type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- Maîtrise les problèmes hydrauliques (présence d'une nappe phréatique).

### **I.2.7. Technique de construction des ouvrages souterrains**

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrages souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ses techniques de construction est importante pour arriver à des phasages de modélisation satisfaisante.

#### **I.2.7.1 Mode de creusement**

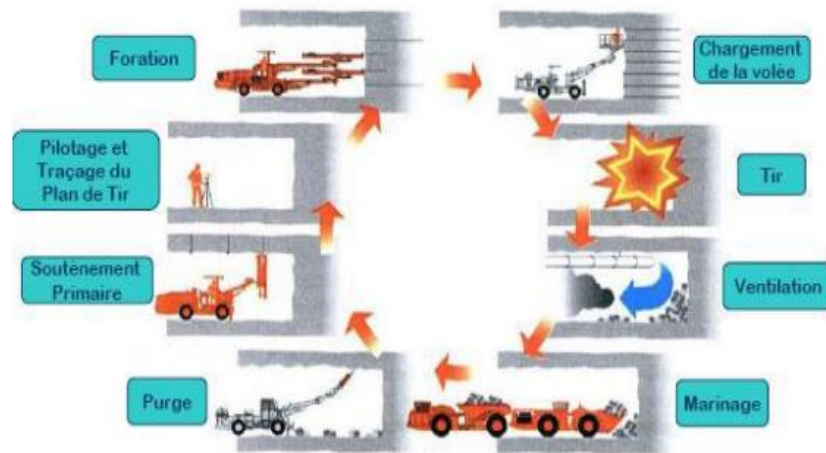
Le choix de la technique à utiliser est un compromis entre la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à excaver, les spécificités du site et de son environnement, et les contraintes géologiques et hydrogéologiques. Présence d'eau souterraine). Les progrès des techniques d'excavation, de soutènement et d'enrobage de ces dernières années permettent désormais de construire des ouvrages sur tous types de terrains [3].

##### **I.2.7.1.1 Creusement à l'explosif**

Pendant de nombreuses années, le dynamitage a été la méthode la plus utilisée pour creuser des tunnels dans des roches de dureté moyenne élevée, à tel point qu'il est également connu sous le nom d'excavation conventionnelle. D'un point de vue technique ou économique, il est souvent utilisé pour la construction de tunnels dans la roche où le dynamitage manuel (marteaux-piqueurs, pelles hydrauliques) ou le terrassement mécanique n'est plus possible. Peut travailler en sections complètes et partielles (pour les grandes sections, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation du banc est défavorable aux coups perçants horizontaux). La séquence de tir prévoit généralement de faire exploser la charge située au centre du visage d'abord pour dégager le bouchon, puis de faire exploser de plus en plus de charges périphériques avec un retard de quelques microsecondes [4].

Cette technique d'abattage est effectuée de façon circulaire pour chaque vol vers l'avant selon les opérations de base suivantes (détaillées dans la figure I.1).





**Figure I.1.** Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif [4].

### I.2.7.1.2 Creusement mécanisé

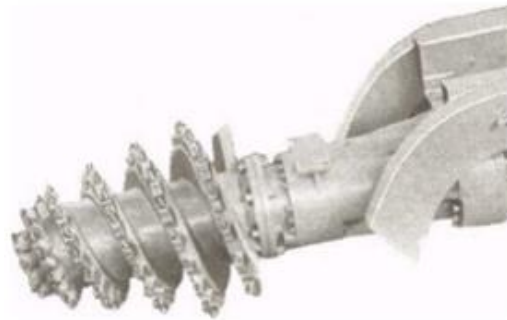
Les conceptions de ces machines sont généralement directement héritées des plates-formes minières en deux catégories, à savoir les machines d'attaque ponctuelle et les machines d'attaque globale (Tunnelier) [5].

#### A. Machines à attaque ponctuelle

Ils sont généralement montés sur des châssis chenillés automoteurs. Le châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête de fraisage capable de balayer une surface frontale plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans une machine d'attaque radiale, l'outil tourne autour d'un axe qui se prolonge comme un bras. Dans une machine à attaque latérale, les coupeurs, également appelés tambours, tournent autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaquent tangentiellement la face avant. Dans le premier cas, l'excavation de chaque couche commence par l'exécution d'un forage perpendiculaire à la surface frontale, permettant à l'outil de pénétrer dans le sol, et se poursuit par un fraisage incrémental de la paroi pré-excavée. Par conséquent, la fraise doit être équipée d'outils permettant ces deux modes d'excavation en continu. Dans le second cas, le creusement est toujours réalisé en principe par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour » [5].



FigureI.2. Machine à attaque ponctuelle [5].



FigureI.3. Bras à attaque radiale [5]

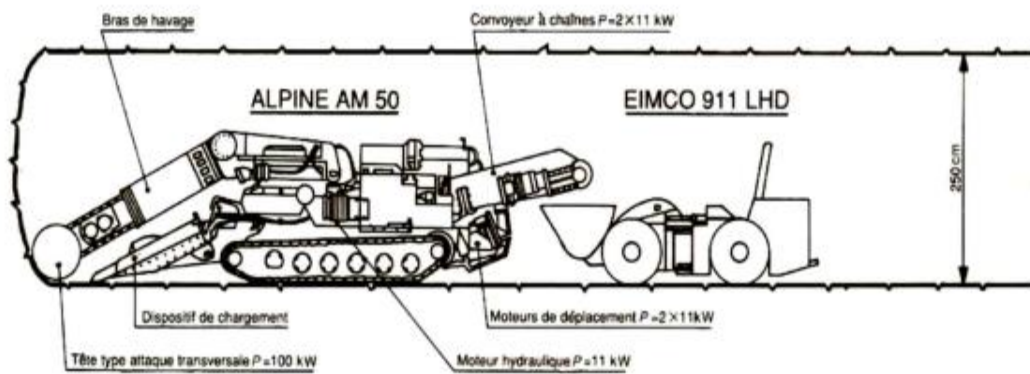


FigureI.4. Bras à attaque transversale [5]

Les machines utilisées dans cette technique sont:

**✚ Haveuse :**

Machine de pré-découpage (méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte) constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale (FigureI.5). Certaines haveuses permettent même de creuser des roches dures et abrasives (Figure I.6). [17]



FigureI.5. Schéma du principe de travail d'une haveuse. [17]

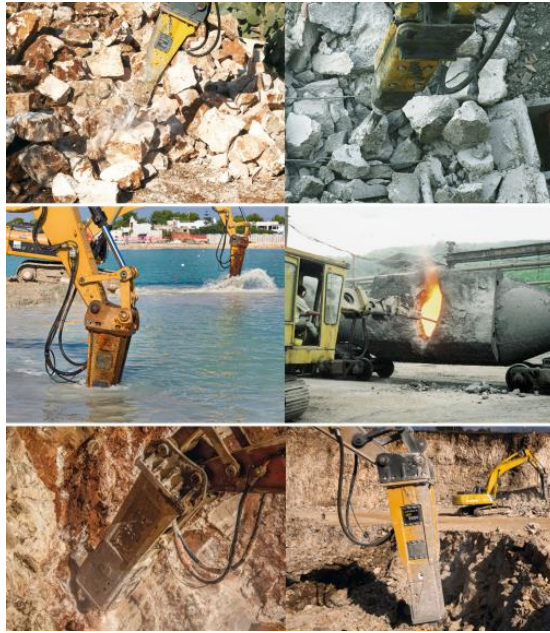


FigureI.6. Haveuse pour roche dures et abrasives ( $R_c > 120$  MPa) [17]

#### ✚ Brise-roche hydraulique:

Le creusement de tunnels avec des brise-roche ou des fraises hydrauliques est une méthode courante lorsque le forage et le dynamitage sont interdits, limités ou économiquement impossibles, par exemple pour les tunnels courts (FigureI.7).





FigureI.7. Brise-roche hydraulique.[18]

#### ✚ Mineur:

Les mineurs sont destinés à l'abattage du charbon et des matériaux tendres, en éliminant la nécessité du forage et de l'emploi d'explosifs. On distingue:

- Les mineurs continus sont très productifs et fiables dans les travaux d'exploitation minière continue.
- Les mineurs-boulonneurs destinés au percement de routes sécurisé et efficace et au boulonnage de toit dans les mines souterraines de charbon et autres matériaux tendres (FigureI.8.). [13]



FigureI.8. Mineur boulonneur [13]

**✚ Pelle rétro de chantier :**

Elle s'enfonce à l'intérieur du tunnel afin de nettoyer les débris de roches présents sur le couronnement et la face verticale et achève la coupe à l'aide du marteau hydraulique (FigureI.9).



**FigureI.9.** Pelle rétro sur chenilles.[15]

**B. Machine à attaque globale****✚ Foreuse Mécanique:**

Les foreuses mécaniques permettent de creuser les galeries en pleine section à l'aide de larges têtes d'abattage radiales. Elles sont conçues pour abattre le matériau et le déposer dans les machines de transport auxiliaires selon une opération en continu. Les foreuses mécaniques peuvent fonctionner en simultané avec les équipements de transport qui évacuent le matériau et constituent une solution extrêmement efficace pour créer des entrées et des chambres d'abattage et extraire des piliers (FigureI.10).



**FigureI.10.** Foreuse Mécanique [13]

### ✚ Aléreur

L'aléreur est une machine qui a les mêmes fonctions qu'un tunnelier à appui radial. Il réalise une section définitive à partir d'un avant trou axial (galerie pilote) dans lequel il trouve ses appuis radiaux.

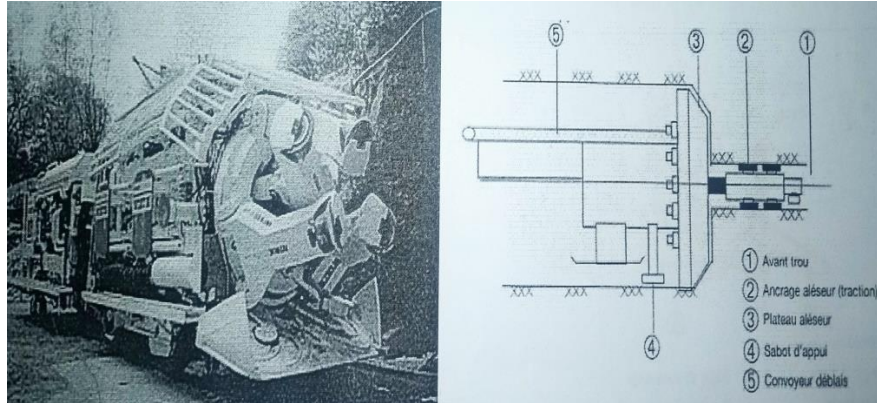


Figure I.11. Aléreur

### ✚ Tunnelier (Tunnel boring machine TBM):

Un tunnelier est une machine permettant d'excaver des tunnels dans des sols et des roches variées allant du sable au granite. Pour les percements d'un diamètre inférieur à 1,8 mètres ces machines sont appelées micro-tunneliers. Les tunneliers classiques de grand diamètre, à attaque globale, progressent dans le terrain sous l'action de vérins de poussée disposés à l'abri du bouclier entre la tête de forage et les anneaux de soutènement fixés mis en place successivement au fur et à mesure de l'avancement.

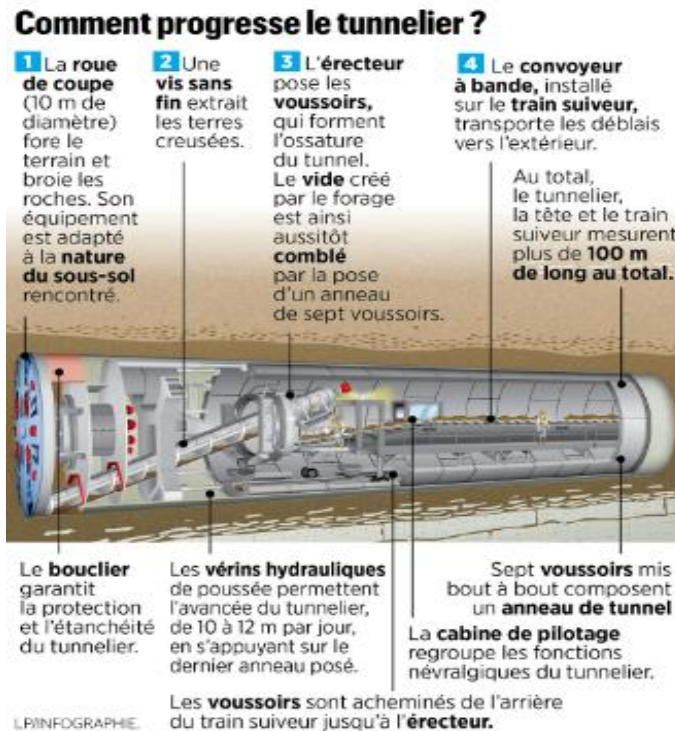


Figure I.12. Machine à attaque globale (tunnelier) [7]

Le tunnelier a comme avantage de limiter les perturbations dans la roche environnante et de produire une paroi de tunnel lisse. Les tunneliers ont été utilisés



depuis les années 1950s pour la construction de divers tunnels pour des projets miniers à des fins d'accès, de transport des minerais et des rejets, de drainage, d'exploration, d'approvisionnement en eau et de détournement d'eau. Toute perception simplifiée que les tunneliers ne peuvent pas être utilisés pour des projets miniers est fausse.



**FigureI.13.** Les composantes de Tunnelier à bouclier [7]

L'engin (FigureI.14) comprenant un bouclier à attaque ponctuelle ou globale, les organes de pilotage et les dispositifs d'évacuation des déblais (marinage), de mise en place du soutènement (érecteur) et éventuellement d'injection. Il est complété par un train suiveur.

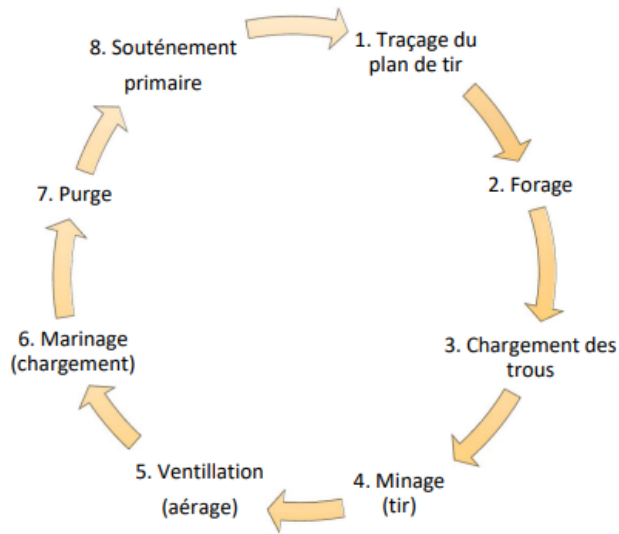


Figure I.14. Cycle des opérations minières dans le creusement des galeries. [13]

I.2.7.2. Choix de la méthode de creusement

Le choix de la méthode de creusement des ouvrages souterrains dépend notamment de la résistance à la compression simple  $R_c$  principalement, de la stabilité et de l'état de fracturation (cas de terrain rocheux).

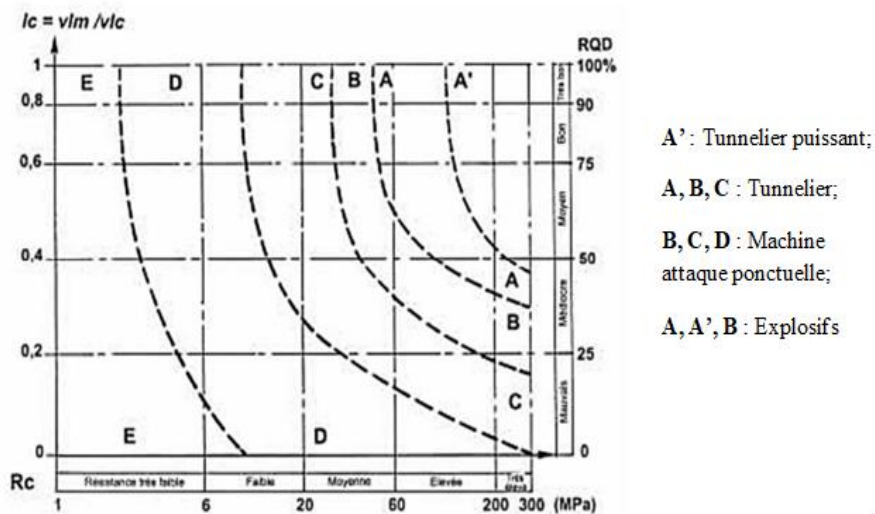


Figure I.15. Choix de la méthode de creusement [13]

Dans la figure I.15, le diagramme comporte en abscisse la valeur de la résistance à la compression (1 à 300 MPa) et en ordonnée la fracturation exprimée en valeur du Rock Quality Designation (RQD) mesurée sur carotte (voir chapitre 4), ou à partir de l'indice de continuité ( $I_c$ ). Où ( $v_{lm}$ ) est la vitesse de passage d'une onde ultrasonore mesurée sur échantillon, et ( $v_{lc}$ ) la vitesse calculée à partir de la composition minéralogique.



### **I.2.8. Techniques de creusement**

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement [6] :

- Méthode à pleine section.
- Méthode à en demi-section.
- Méthode à sections divisées.

#### **I.2.8.1 Méthode à pleine section**

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois (figureI.16). Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire, la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement couteuse [3].



**FigureI.16.** Méthode à pleine section [3].

#### **I.2.8.2 Méthode à demi-section**

Dans la méthode de forage en demi-section, la partie supérieure de la section est forée en premier et la partie inférieure est réalisée avec une différence de temps (FigureI.17). Si nécessaire, le soutènement doit être renforcé avant le perçage du filetage, aussi bien en partie haute (voûtes, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie basse (microbilles sous voûtes, colonnes de jetgrouting en parois latérales). En général, le revêtement final n'est pas mis en place tant que toute la section n'a pas été forée [7].



Figure I.17. Méthode à demi-section [7].

### I.2.8.3 Méthode à sections divisées

La question d'une éventuelle attaque d'une partie morcelée est liée à la fois à la stabilité du terrain et à la méthode d'excavation adoptée. Lorsque les propriétés mécaniques du sol sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être garantie si l'on continue à couper d'un coup toute la section et qu'on ne veut pas ou ne peut pas utiliser le bouclier, on adoptera généralement des fosses fendues (Figure I.18) [8].

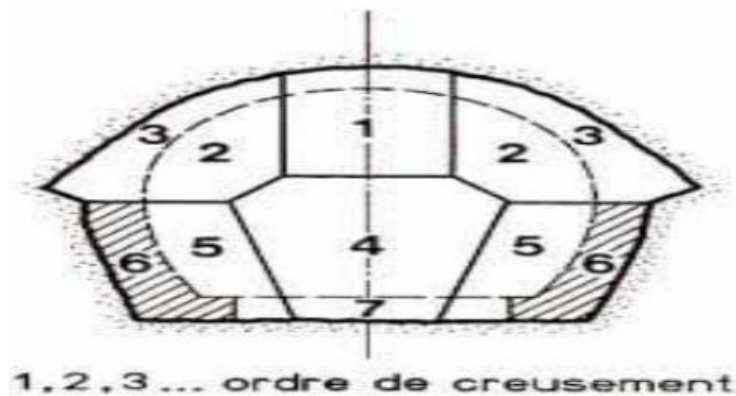


Figure I.18. Méthode à sections divisées [8]

## I.3 Le soutènement

### I.3.1 Généralités

Chaque année, plusieurs accidents se produisent dans les mines souterraines, souvent en raison d'un soutènement inadapté, basé sur une caractérisation incorrecte de la masse rocheuse. Pour cela, les auteurs proposent plusieurs méthodes de conception de soutènement qui tiennent compte de la taille des blocs rocheux des parois de l'excavation. Cet outil devrait aider les ingénieurs miniers et géologues à

concevoir des soutènements qui peuvent prévenir la chute de blocs rocheux instables, offrant ainsi aux travailleurs un milieu de travail plus sécuritaire.

### **I.3.2 Définition**

Le soutènement est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif. Le soutènement a pour but :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie ;
- D'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations ;
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques. [12]

### **I.3.3 Classification des modes de soutènement**

Les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales.

**1) Les soutènements agissant comme supports :** C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géo mécaniques faibles [9].

Les éléments employés sont essentiellement :

- Les cintres (lourds et légers) ;
- Plaques métalliques assemblées ;
- Tubes perforés ;
- Voussoirs en béton ;
- Bouclier ;

**2) Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :** [9].

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) : fixés par voie mécanique ou chimique.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) : (scellés à la résine ou au mortier).
- Barres foncées.

**3) Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant:** Ce sont essentiellement :

- Le béton projeté seul,
- Le béton projeté associé à des cintres léger

**4) Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques:** [10]

- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation.

### **I.3.4 Choix d'un type de soutènement [11]**

Le choix raisonné de d'un type de soutènement comprend deux phases successives :

1. Une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement n raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.

2. Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :

- D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du cout.
- D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré : plus au moins grande mécanisation, longueur du tunnel et un délai à respecter.

### **I.3.5 Les différents types de soutènement**

On distingue deux grandes catégories de soutènements :

✓ **Boulonnage** : Sont des boulons qui arment le terrain ou qui associés ou non à du béton projeté, apportent à la paroi d'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même.

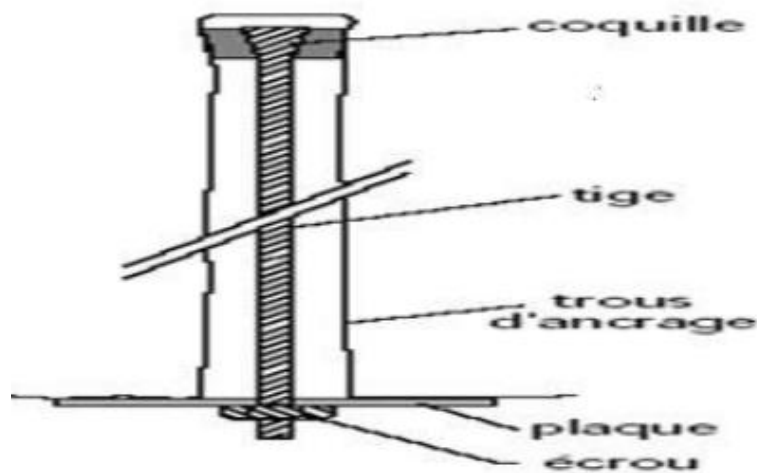
✓ **Les cintres** : peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage. Ils ne sont pas jointifs et constituent un soutènement discontinu du terrain. Un des intérêts d'utiliser le béton comme blindage entre les cintres est de rendre plus efficace l'action du soutènement. [12]

#### **I.3.5.1 Boulonnage**

Le boulonnage est une technique légère de soutènement, utilisé en premier lieu en mines souterraines puis développé dans les tunnels, les galeries...etc. On distingue deux grands types de boulons :

**1. Les boulons passifs** ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

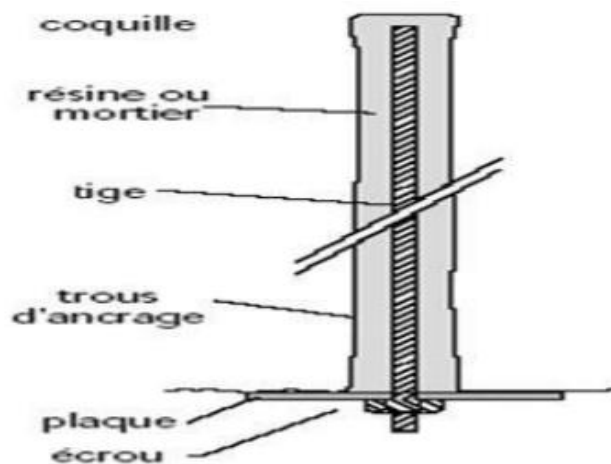
**a) Les boulons à ancrage ponctuel** : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaque. On privilégiera ces boulons pour les roches dures ;



FigureI.19. Boulon à ancrage ponctuel [9].

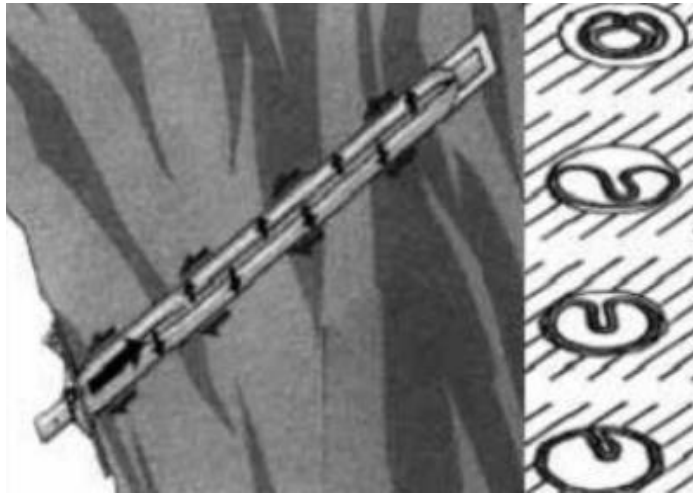
**b) Boulons à ancrage réparti** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

- **Les boulons scellés** : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.



FigureI.20. Boulon à ancrage réparti [9].

- **Les boulons à friction** : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.



**Figure I.21.** Boulons à friction [9].

**2. Les boulons actifs** sont précontraints. La tige pleine (barre Dywidag ou Artoon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

### **I.3.5.2 Les cintres**

Il s'agit d'ossatures en forme d'arcs ou de portiques, disposées selon la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de l'excavation, le calage contre le terrain se faisant soit directement, soit par l'intermédiaire d'une "peau" ou blindage masquant totalement ou partiellement la paroi. Ils sont généralement composés d'éléments relativement rigides. La forme des pièces qui les composent, et qui peuvent être en bois, en métal ou en béton, se rapproche autant que possible du profil de l'ouvrage. C'est ainsi que, dans le cas où ce profil est courbe et où la structure est constituée de profilés métalliques, ceux-ci sont généralement "cintrés" pour épouser la forme précise du profil.

- **Le rôle des cintres** :

**Protection** : Protéger contre la chute de blocs. Ils sont destinés à assurer une protection provisoire du personnel.



**Soutènement** : Ralentir les phénomènes de déformation et de convergence des parois avant la mise en place du revêtement définitif.

**Renforcement** : consolider ou à restaurer les ouvrages anciens.

**Les cintres en bois :**

Sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière.



**FigureI.22.** Les cintres en bois [9].

**Les cintres métalliques lourds :**

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont de l'H 140 à l'H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télécopiables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front [9].



**FigureI.23.** Cintres lourds [9].

#### ✚ Cintres métalliques légers :

Ces cintres présentent une capacité de portance limitée et une grande déformabilité. Ils sont d'un maniement beaucoup plus aisé que les cintres rigides et peuvent être utilisés uniquement à titre de protection [9].

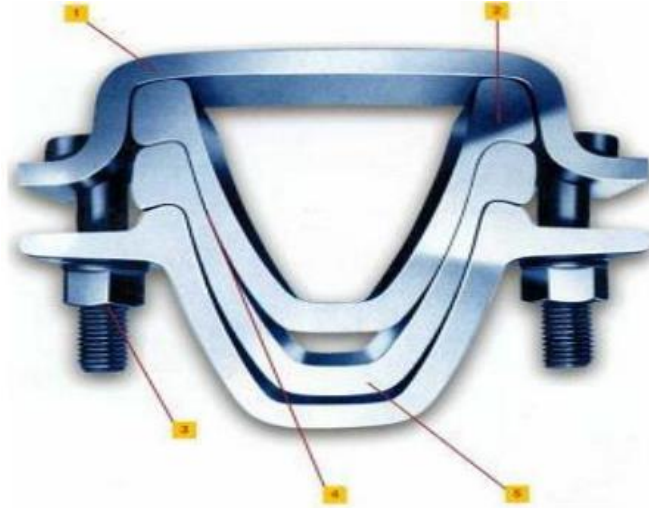


Figure I.24. Cintres légers [9].

#### ✚ Cintres en bétons.

Il existe cependant deux types d'application du béton qui peuvent être rattachés à la catégorie des cintres, il s'agit:

✓ **Cintres à armature réticulée** : Cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation.

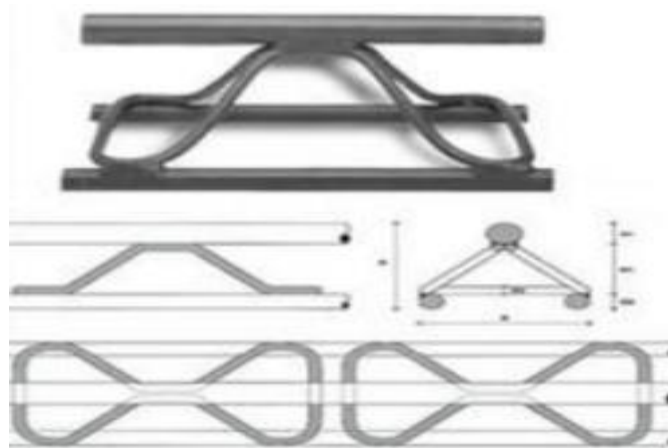


Figure I.25. Cintre réticulé [9].

✓ **Cintres préfabriqués en béton armé** : Qui peuvent être utilisés dans les fonctions de soutènement ou de renforcement.





**FigureI.26.** Cintre préfabriqué [9].

### **I.3.5.3 Béton projeté :**

Le béton projeté est avant tout une méthode de mise en place. C'est mélange de base projeté par voie pneumatique à l'aide d'une lance pour former une masse dense et homogène rendue compacte par sa propre énergie cinétique. Il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage.



**FigureI.27.** Béton projeté [9].

## **I.4 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu général sur les ouvrages et les mines souterrains. On s'est concentré et abordé la nécessité de déterminer la méthode de creusement pour l'extraction de minerai en toute sécurité ainsi que le rôle principal du soutènement pour assurer la sécurité des excavations.

# *Chapitre II*

## **II.1 Introduction**

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et elles ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation et de soutènement. Cette partie est consacrée à la situation géographique ainsi que l'historique des travaux géologiques et miniers concernant le gisement de Boukhadra.

## **II.2 Historique de la mine**

L'exploitation de la mine de Boukhadra fut entamée durant l'époque Romains pour l'extraction du cuivre dans la zone de pic ; par la suite l'exploitation a porté sur le zinc et autre poly métaux par la concession de Boukhadra [Mr TADRO].

- Entre 1903 et 1906, la concession Mokta El Hadid réalisa les premiers travaux de recherche par galerie entre les niveaux 845 et 1225;
- 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 effectué de la recherche systématique par des travaux miniers et par des sondages sur le gisement de Boukhadra ;
- Durant la période de 1967 à 1984 la SONARE Métal chargée de l'exploitation et des recherches sur les gîtes ferrifères de l'Ouenza et Boukhadra ;
- Après la restructuration des entreprises (1983-1984), c'était FERPHOS qui gérait, exploitait, et développait ces recherches sur l'ensemble des gîtes ferrifères existant sur le territoire national ;
- Depuis la date du 18/10/2001 et dans le cadre de partenariat avec l'étrangère Holding L.N.M.N.V. a signé l'accord de partenariat avec HADID OUENZA BOUKHADRA filiale FERPHOS avec 70% ;
- Le 01/01/2005 la nomination a été modifiée par Mittal Steel Tébessa ;
- Le 18/08/2007 la nomination a été modifiée par Arcelor mittal Tébessa.
- Depuis 2016, la société des Mines de fer de l'Est (MFE) gère les travaux d'exploitation et de développement jusqu'à ce jour. [20]

## **II.3 La géologie de la mine**

### **II.3.1 Situation géographique**

Le djebel de Boukhadra se situe sur l'atlas saharien, à l'Est Algérien. L'unité de Boukhadra se trouve à une altitude de 850 m, le point culminant du djebel est de 1463 mètres. La ville de Boukhadra fait partie de la willaya de Tébessa, elle se situe

à 45Km au Nord-est de celle -ci, à 200Km au sud de la ville côtière d'Annaba, et à 18Km de la frontière Tunisienne. Elle est reliée à Annaba par une voie ferrée qui assure le transport du minerai de fer au complexe d'El-Hadjar.

Le climat est continental et sec, les températures varient entre 40°C en été et 0°C en hiver, la pluviométrie est faible, parfois de faibles chutes de neige. Le gisement est entre les méridiens 8° -01' 8° -04' Est et les parallèles 35° -40'et 35° -50' Nord.



Figure II.1. Situation géographique de la ville du Boukhadra [21].

### II. 3.2 Stratigraphie

Djebel Boukhadra appartenant au domaine de l'atlas saharien est caractérisé par une structure géologique anticlinale très simple, de direction NE/SO, avec une terminaison périclinale au NE. Le cœur de la structure est représenté par des sédiments de l'Aptien.

- Du point de vue litho-stratigraphique, la région de Boukhadra est constituée par des sédiments du mésozoïque tertiaire en partie du quaternaire.
- En dehors du trias évaporitique, les terrains qui affleurent dans l'Atlas saharien oriental sont caractérisés par des dépôts allant du crétacé inférieur au miocène. [20]

Les principales formations géologiques qui affleurent dans le massif de Boukhadra:

- ✓ Les évaporites du Trias ;
- ✓ Les séries sédimentaires du Crétacé moyen et supérieur ;
- ✓ Les formations du Miocène ; On remarque l'absence des terrains du Jurassique et du Paléogène.

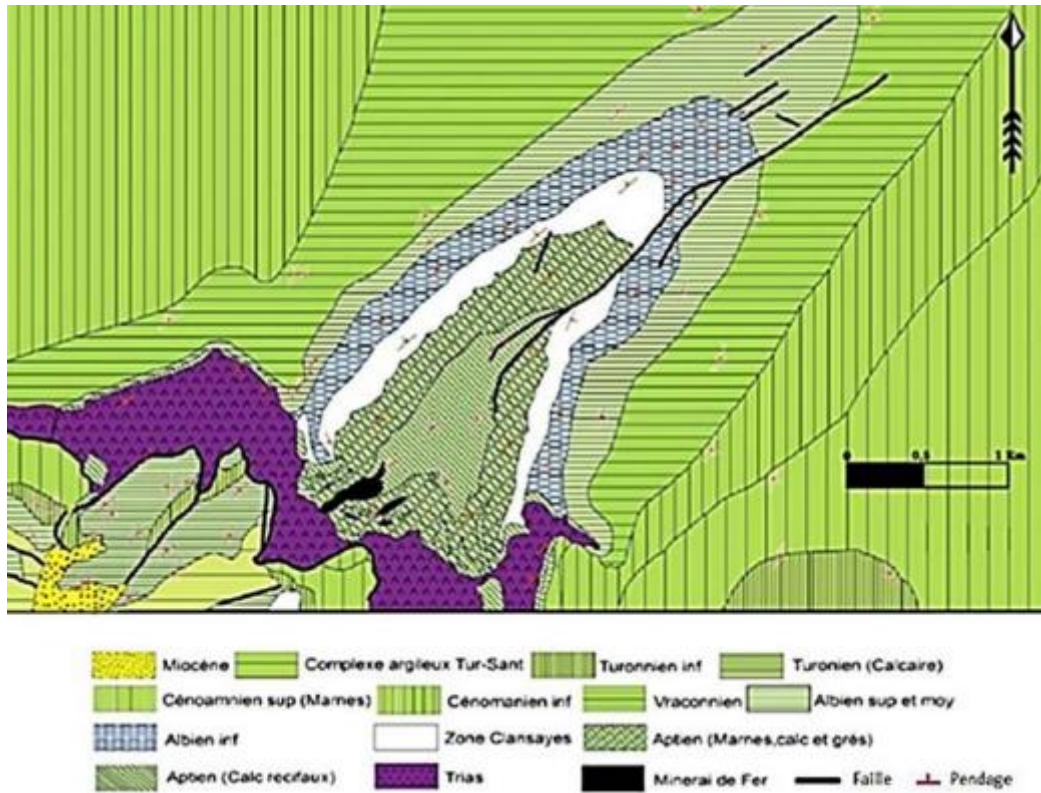


Figure II.2. Carte géologique de la mine de Boukhadra (Dubourdiou, 1956).

### II.3.2.1 Trias

Les dépôts du trias sont développés dans les parties Ouest- Sud et Sud – Est, ils sont représentés par des marnes bariolées, gypses dolomies (cargneules) et les débris de calcaires et degrés. Ces formations sont en contact anormal ou en discordance avec les dépôts du crétacé (Aptien) suite au phénomène de diapirisme .Dans la carrière de Boukhadra (gîte ouest) le trias affleure aux niveaux 890- 902 et 914.

### II.3.2.2 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 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 (marneux- gréseux- calcaireux).

#### **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.

#### **Vraconiense**

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

#### **Le Cénomaniense**

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, décimétrique jusqu'aux quelques centaines de mètres.

#### **Coniacien**

Contient les marnes argileuses avec intercalation d'argile marneuse et par endroit de calcaire marneux.

### **II.3.2.3 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.

### **II.3.2.4 Le Quaternaire**

Les dépôts du quaternaire sont formés par un matériel caillouteux, blocs de calcaires, grès débris de minerai et les conglomérats, ils sont répandus sur les flancs de la montagne et les parties basses du relief. [20]

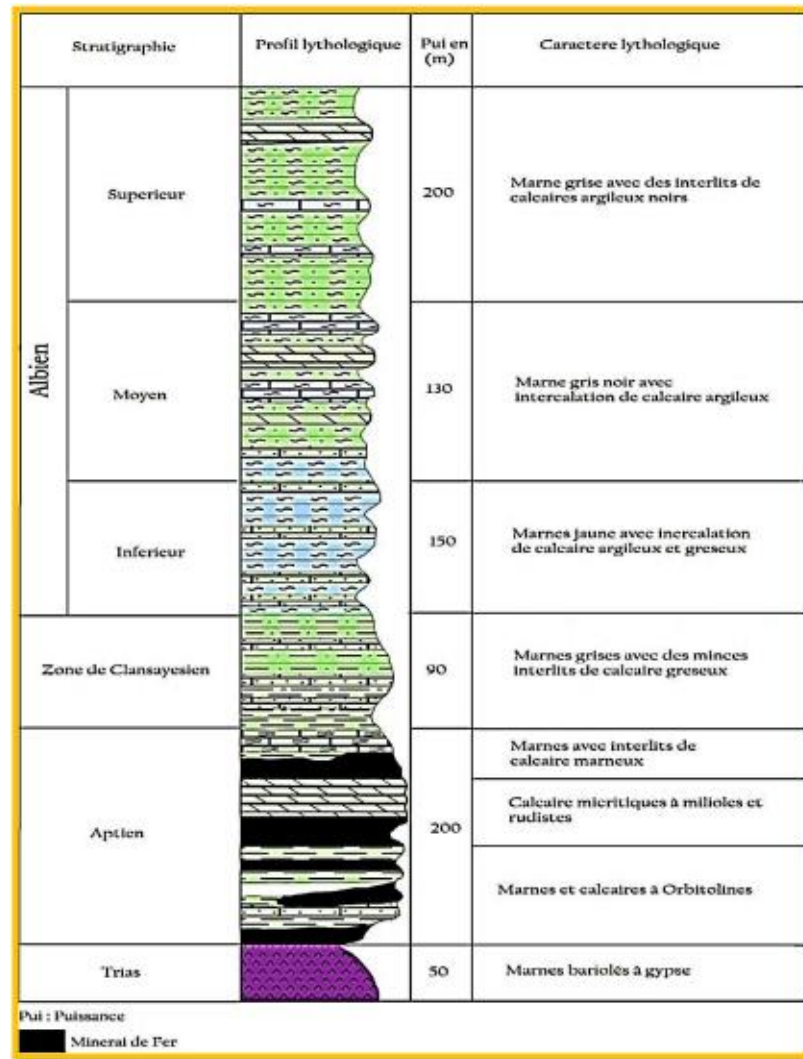


Figure II.3. Log stratigraphique du Djebel Boukhadra [21]

### II.3.3 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 1000 mètres.
- D'autres failles, sans importance majeure sont à signaler. [20]

Le diapirisme : Triasique avait une contribution principale dans la formation de la structure du djebel Boukhadra.

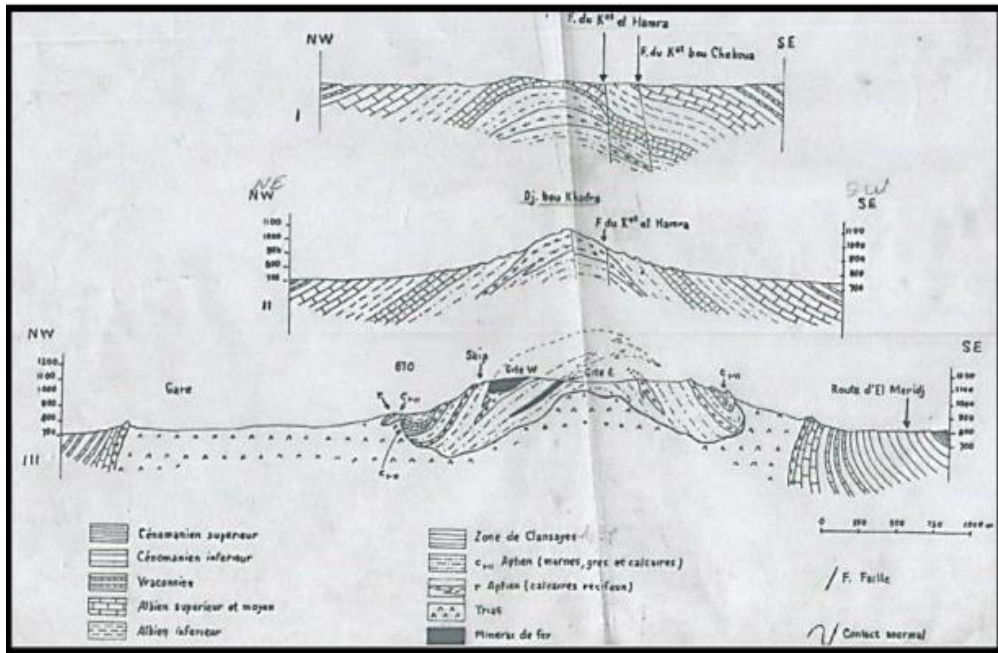


Figure II. 4. Trois coupes transversales dans l'anticlinal de Boukhadra. [21]

### II.3.4 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 égal à 818m. Selon le relief la géomorphologie, deux sources apparaissent en surface dans le niveau 977m, une source à débit faible (Ain Zazie) qui aide à combler le manque d'eau rencontré auprès la population. Dans le niveau Amont 926m, un mince filet d'eau apparaît entre les marnes cette eau est récupérée par une citerne pour l'arrosage de la piste ainsi dans les forages. [20]

### II.3.5 Hydrologie

Selon la géologie on ne peut pas parler d'oueds, ou de réseau hydrographique proprement dit, mais on remarque des talwegs secs pendant une longue période de l'année et à faible écoulement, leurs captages sont pratiquement impossibles à cause de la topographie et leurs faibles quantités. [20]

### II.3.6 Minéralisation du gisement du Boukhadra

#### II.3.6.1 Nature du minerai exploité

- Le minerai exploité est le fer sous forme d'oxyde de fer montré par l'hématite rouge ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) présente en abondance dans ce gisement avec une teneur moyenne de 54% de fer.



- Le gisement est de forme ventriculaire, dont la genèse est hydrothermale ou sédimentaire, d'une longueur de 900 à 2200m et d'une puissance variant de 10 à 15m. [22]

### II.3.6.2 Caractéristiques de la minéralisation

La minéralisation est de type hématite-limonite résultant de l'oxydation de la sidérite. Minerai est de l'hématite de formule chimique  $Fe_2O_3$  et de densité  $d = 2.7$ . La teneur en Fer varie de 51 à 54 %.

**Tableau II.1.** Composition chimique moyenne du minerai de Boukhadra [22]

<i>Eléments</i>	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	BaSO <sub>4</sub>	S	Mn	Cu	P
<i>Teneur en %</i>	4.00	7.10	2.00	2.25	Trace	0.04	1.98	Trace	0.02

### II.3.7 Morphologie du gisement

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.

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. [22]

Globalement le gisement de Boukhadra est composé de quatre (04) corps minéralisés principaux et les petites veines de moindre importance :

- Corps principal ;
- Corps Nord ;
- Corps Médian ;
- Corps Sud ; et les petites veines de moindre importance.

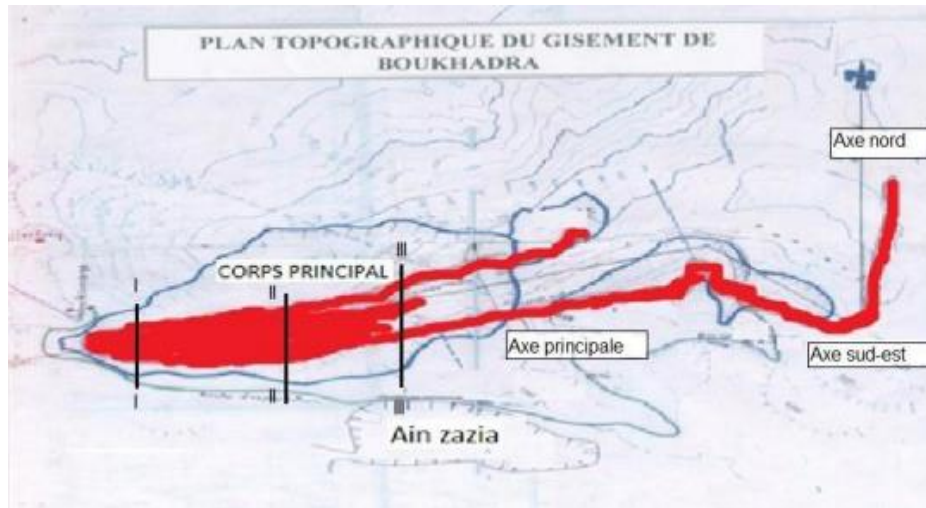


Figure II.5. Plan topographique du gisement de Boukhadra.[21]



Figure II.6. Vue panoramique sur les trois filons de la carrière principale. [21]

#### II.4 L'exploitation de la mine de Boukhadra

L'exploitation de la mine de Boukhadra se fait par deux modes d'exploitation, ce dernier est composé des quartiers d'exploitation à ciel ouvert et souterrain qui représente environ 50 millions de tonnes des réserves de fer avec une teneur supérieur à 50% en fer. Les quartiers sont les suivants :

- Mine à ciel ouvert principale, se divisée en :
  - Site amont,
  - Site médian,
  - Site aval.
- Quartier BK II,
- Quartier souterrain,
- Quartier Ain Zazia.

Actuellement, les travaux d'exploitation sont effectués au niveau de la mine à ciel ouvert principale avec ses trois sites (amont, aval et médian) qui représentent les principales sources de minerai de la mine avec le quartier. Concernant les autres quartiers, le quartier BK II est épuisé, d'autre part, le quartier Ain Zazia représente une faible teneur du minerai. [20]

#### **II.4.1 Exploitation à ciel ouvert**

Elle est 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 15 m dans les parties amont, de 12 m dans les parties aval, à l'exception du site PIC elle est de 10m.



**Figure II.7.** La carrière de la mine de Boukhadra.

**Tableau II.2.** Paramètres de la méthode d'exploitation à ciel ouvert [22]

Paramètres	Désignations	Valeurs	Unités
Hauteur de gradin	Hg	15	M
Largeur d'enlevure	A	4.2	M
Largeur de la plate-forme de travail	L <sub>pt</sub>	76.26	m
Largeur du tas de roche abattus	X	46.42	m
La chausse de transport	T	15.47	m
Largeur de prisme d'éboulement	Z	3.67	m
Largeur de prisme d'éboulement	V <sub>cha</sub>	225	m/p
Vitesse d'avancement du front	A <sub>an</sub>	31.9	m/an

### ❖ Les travaux de Foration, de chargement et de transport

La foration s'effectue aux moyens de sondeuses, 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.

Dans la mine de Boukhadra les engins utilisés pour les travaux de chargement sont :

- Une chargeuse sur pneus CATERPILLAR 990k d'une capacité du godet de 8.6 m<sup>3</sup>.
- Pelle LIEBHERR 414 d'une capacité du godet de 6 m<sup>3</sup>.

Le transport s'effectue à l'aide des camions de type CATERPILLAR 775 G de capacité 60 Tonnes vers les terrils extérieurs au périmètre d'exploitation pour le stérile sur une distance d'un (1) Km et vers le concasseur pour le minerai sur une distance de 4 Km.

Les travaux de terrassement se fait par le bulldozer.



**Figure II.8.** Sondeuse de type I-RAND I4BH et Chargeuse de type Caterpillar

990 k



**Figure II.9.** Camion 537 Caterpillar 775G

#### **II.4.2 Exploitation souterrain**

Le gisement de Boukhadra est situé dans un relief montagneux et considéré comme un gisement dressant par conséquent l'ouverture est réalisée par galerie au jour, cette galerie est située au niveau 1105m et elle constitue le niveau de base de la 3ème phase et le niveau de tête de la 4ème phase. Elle est utilisée pour le roulage (le transport du minerai exploité), l'aérage, la circulation des ouvriers et les matérielles. [20]

L'exploitation souterraine localisée dans la partie Sud de gisement (corps Sud) qui est divisé en trois (03) axes :

- ✓ Axe Nord;
- ✓ Axe Sud-est;
- ✓ Axe Principal.



**Figure II.10.** Ouverture par galerie au jour, niveau 1105.



#### II.4.2.1 Les avantages de l'ouverture par galerie au jour

- Simplicité de schéma d'ouverture ;
- Absence des dépenses pour la construction des installations des culbutages et d'extraction ;
- Rapidité de la mise en œuvre de la mine ;
- Possibilité d'emploi du transport sur pneu.

#### II.4.2.2 Caractéristiques de la galerie de la mine de Boukhadra

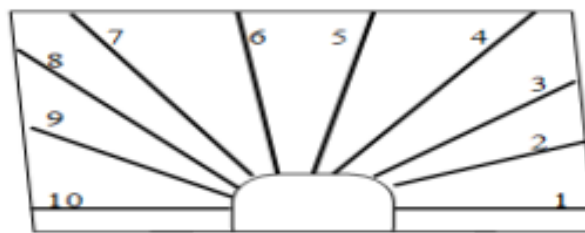
Tableau II.3. Caractéristiques de la galerie de la mine de Boukhadra. [21]

Paramètres	Valeur	Unité
Hauteur moyenne	3	M
Largeur moyenne	4	M
Section	12	m <sup>2</sup>
Longueur	800	M

#### II.4.2.3 Les travaux de Foration et de tir

La Foration dans le souterrain est par des trous profonds en éventails elles s'effectuent par un chariot de Foration travaillons a l'air comprimé.

L'abattage s'effectue à l'aide des explosifs de type Samex et Anfomil par tir électrique. [20]



Méthode de forage des trous d'abattage forme de ventaille

Figure II.11. Schéma du plan de tir souterrain [21]

#### II.4.2.4 Les travaux de chargement et de transport

Après l'abattage du minerai, l'évacuation de ce dernier se fait en deux étapes :

- **La première étape** : consiste à déverser le minerai vers la cheminée principale, qui assure la liaison entre les niveaux supérieurs et les niveaux inférieurs.

- **La deuxième étape** : consiste à charger le minerai stocké à la base de la cheminée principale par une chargeuse souterraine, et le transporter par un camion souterrain jusqu'à la zone de Stockage située au niveau 1105m à ciel ouvert. Après il sera transporté à l'aide des camions jusqu'à la zone de préparation mécanique.

- Le chargement du minerai est assuré par une chargeuse transporteuse pneumatique type ATLAS COPCO St 1020 d'une capacité de godet de 3.8 m<sup>3</sup>.



**Figure II.12.** Chargeuse transporteuse pneumatique type ATLAS COPCO St 1020

- Le transport du minerai au jour est assuré par des camions navettes de capacité de 20 Tonnes de type ATLAS COPCO (MT 2000).



**Figure II.13.** Camion navette ATLAS COPCO MT2000.



#### **II.4.2.5 Les méthodes d'exploitation appliquent au niveau souterrain**

Il y a plusieurs méthodes d'exploitation qui ont été expérimentées depuis le début des travaux d'exploitation jusqu'à nos jours, ils représentent comme suit :

- Méthode d'exploitation par chambre magasin au fond du niveau 1105 sur les deux axes Nord et Sud-est (période 1974 jusqu'à 1976, méthode SOVIETIQUE) ;
- 1er étage (niveau 1255/ 1285) Méthode d'exploitation en sous niveaux foudroyés bloc 1 et 2 (variante SUEDOISE) ;
- 2<sup>ème</sup> étage (niveau 1165 / 1225) méthode d'exploitation en sous niveaux abattu Période 1992/1999 ;
- 3<sup>ème</sup> étage (1105/1165) axe nord méthode d'exploitation en sous niveaux abattu.

[20]

### **II.5 Régime de travail de la mine de Boukhadra**

#### **II.5.1 Organisation des travaux d'exploitation**

Vu de besoins croissant et compte tenu de la matière première, la mine est dotée D'un régime de travail de 16h/24h effectué selon le calendrier suivant :

- 1er Poste de 5 h à 13h
- 2<sup>ème</sup> poste de 13h à 21. [20]
- **Pour les travaux d'extraction - chargement et de transport :**
  - ✓ Pour le minerai : - Nombre de postes 2 p/j  
- Durée d'un poste 8 h
  - ✓ Pour le stérile : - Nombre de postes 2 p/j  
- Durée d'un poste 8 h
- **Pour les travaux de forage et de tir :**
  - ✓ Foration : - Nombre de postes 2 p/j  
- Durée d'un poste 8 h
  - ✓ Chargement des trous : - Nombre de poste 1 p/j  
- Durée d'un poste 5 h

#### **II.5.2 Production de minerai**

- Production annuelle planifiée : [22]

Pan = 280550 t/an. (Donnée par l'entreprise)

- Production par mois :  $P_{\text{mois}} = \text{Pan} / (N_{\text{mois/an}})$ ; (t/ mois)

$N_{\text{mois/an}} = 12$  mois

$P_{\text{mois}} = 280550 / 12$  Alors :  $P_{\text{mois}} = 23379.16$  T/mois

- Production par semaine :  $P_{\text{semaine}} = P_{\text{mois}} / (N_{\text{semaine}}/\text{mois})$ , t/semaine

$N_{\text{semaine}}/\text{mois} = 4$  semaines

$P_{\text{semaine}} = 23379.16/4 = 5844.78$  t/semaine

- Production journalière :  $P_j = P_{\text{an}} / (N_j/\text{an})$  t/jour

Où : ✓ Pour le stérile :  $N_j/\text{an} = 330$  jour/an

$$P_j = 280550/330 = 850.15 \text{ t/jour}$$

✓ Pour le minerai :  $N_j/\text{an} = 266$  jour/an

$$P_j = 287450/266 = 1054.69 \text{ t/jour}$$

- Production par poste :  $P_p = P_j / (N_p)$  ;(t/poste)

Où : ✓ Pour le stérile :  $P_p = 850.15/2 = 425.07$  t/poste

✓ Pour le minerai :  $P_p = 1054.69/2 = 527.34$  t/poste

## **II.6 Durée de vie de la mine**

$T_v = T_c + R_{\text{exp}} / P_{\text{an}} + \text{text}$ ; an

$T_c$  : durée de construction de la mine = 2 ans

$R_{\text{exp}}$  : réserves exploitables

$R_{\text{exp}} = 12\,000\,000$  tonne

$P_{\text{an}}$  : production annuelle planifiée de la mine = 288550 tonnes

text : durée d'extinction de la mine = 2 ans.

Alors :  $T_v = 2 + (12\,000\,000 / 288550) + 2$   $T_v = 47$  ans

## **II.7 Conclusion**

On a abordé dans ce chapitre les conditions géologiques et minières de la mine de Boukhadra, ces conditions ont un rôle très important sur le plan stratégique (à long terme), tactique (à moyen terme) et opérationnel (à court terme) des études technico-économiques de la mine.

# *Chapitre III*

### **III.1. Introduction**

Les méthodes de classification empiriques des massifs rocheux sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Elles présentent l'avantage d'être simples et rapides, donc peu coûteuses. Néanmoins, leur emploi et l'interprétation des résultats nécessitent une certaine habileté de la part de l'ingénieur d'études.

L'utilisation d'une classification géomécanique donne beaucoup d'avantages comptés par plusieurs auteurs comme suit :

- Produit une meilleure communication entre la géologie, l'ingénierie et la production ;
- Les expériences, les observations et le jugement de l'ingénieur sont corrélés plus efficacement par un système de classification quantifiable ;
- Les ingénieurs préfèrent des chiffres au lieu de description pour l'évaluation du massif rocheux ;
- Les classifications permettent de mieux organiser les connaissances.

Mais pour qu'une classification remplisse son rôle elle doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Être simple d'application et reproductible ;
- Présenter et définir les termes d'une manière claire, précise et reconnue ;
- Incorporer les paramètres significatifs de la masse rocheuse ;
- Permettre une évaluation quantitative des divers paramètres, par des essais simples et peu dispendieux sur le site ;
- Contenir un système de pointage adéquat permettant de considérer chacun des paramètres selon son importance relative ;
- Fournir les données comptabilisées, en valeurs qualitatives et quantitatives à l'ingénieur. Depuis un siècle, différents chercheurs ont essayé de caractériser la roche afin d'extrapoler des relations empiriques pour le design sécuritaire des excavations.

### **III.2 Généralités**

On peut classer les méthodes de dimensionnement du soutènement en trois grandes catégories (voir Figure III.1) :

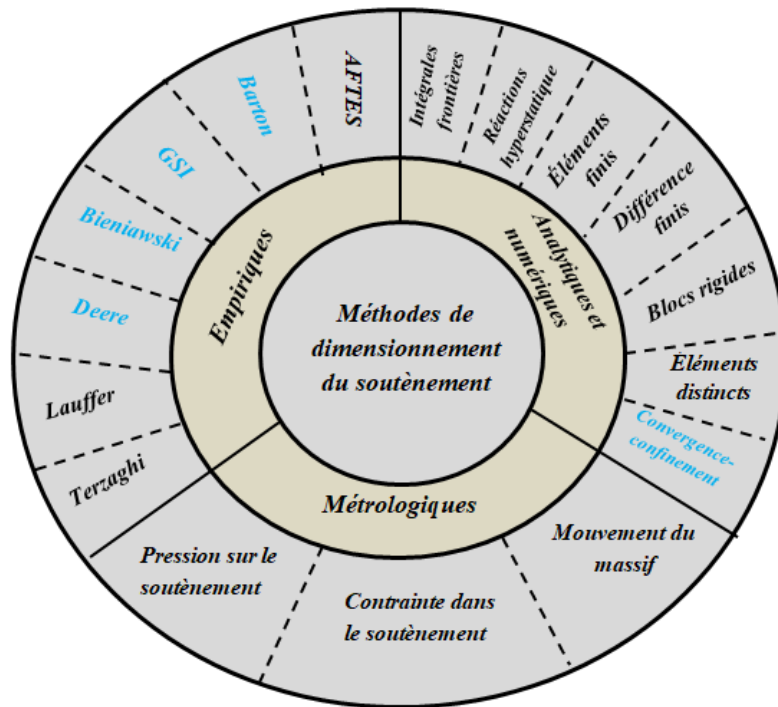


Figure III.1 Différentes méthodes de dimensionnement du soutènement

**1- Méthodes métrologiques :**

On peut citer trois méthodes :

- Pression sur le soutènement.
- Contrainte dans le soutènement.
- Mouvement du massif.

**2- Méthodes empiriques :**

Les plus utilisés sont celles de :

- Dejean Raffoux.
- M. Protodiakonov
- A.F.T.E.S
- GSI (Geological Strength Index)
- Barton et Al.
- Z.Bieniaswski.
- D.Deere.
- Lauffer.
- Terzaghi.

**3- Méthodes analytiques et numériques :**

On a :

- Réactions hyperstatiques.
- Intégrales frontières.

- Éléments finis.
- Différence finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.

Dans ce travail on utilise les méthodes de Deere, Z.Bieniaswski, N.Barton et la méthode de convergence-confinement.

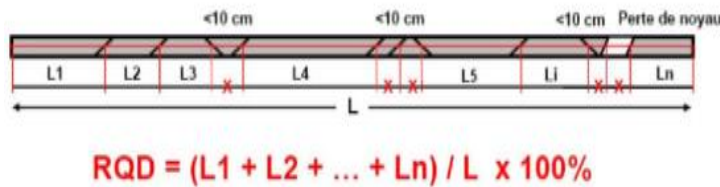
### III.3 Méthodes empiriques

#### III.3.1 Méthode de D.Deere (RQD)

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) à fin 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.

Le RQD est défini comme le pourcentage des morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage. Ce paramètre est défini comme suit :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur de pièces } \geq 100\text{mm}}{\text{longueur totale de la cource}} \times 100 \quad (1)$$



**Figure III.2** Exemple de calcul d'un RQD

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de (Deere, 1968) et elle est présentée au tableau III.1 ci-dessous.

**Tableau III.1** : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968) [24]

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

90 – 100	Excellente
----------	------------

Deere (1964, et al, 1966, 1970) et d'autres comme Merrit (1968) basaient leurs méthodes de classification des ouvrages souterrains principalement sur ce paramètre (figure III.3).

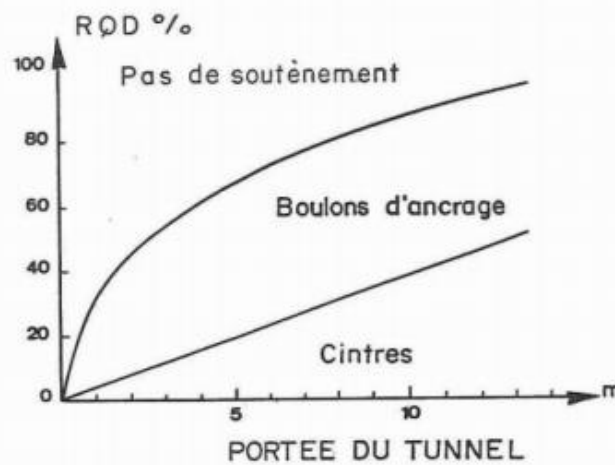


Figure III.3. Type de soutènement en fonction du R.Q.D. et de la portée du tunnel.[33]

### III.3.2 Méthode de Bieniawski (RMR)

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément.

Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement). La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau (AFTES [2003]).



La distribution des notes correspondant à chaque cas est détaillée dans l'annexe 1.

Quant à la signification des indices du RMR, ils sont définis comme suit : [3]

- **A1** (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).
- **A2** (Rock Quality Designation RQD, Deere [1964]) : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- **A3** (Spacing of discontinuities) : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
- **A4** (Conditions of discontinuities) : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
- **A5** (Groundwater conditions) : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).
- **B** (Adjustement for joint orientation) : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus). La somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski [1989]). Le RMR89 s'écrit alors :

$$\text{RMR89} = \text{A1} + \text{A2} + \text{A3} + \text{A4} + \text{A5} + \text{B} \quad (2)$$

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

#### ❖ Estimation des paramètres mécaniques à partir du RMR

Pour les cinq classes définies par le RMR, Bieniawski [1989] propose un angle de frottement interne et une cohésion homogénéisée du massif rocheux (tableau IV.2).

**Tableau III.2** : Classes et propriétés globales des massifs rocheux (selon Z. Bieniawski)

Valeur du RMR	81 à 100	61 à 81	41 à 60	21 à 40	0 à 20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Cohésion $C_m$ (KPa)	> 400	300 à 400	200 à 300	100 à 200	<100
Angle de frottement interne $\phi$ (°)	> 45	35 à 45	25 à 35	15 à 25	<15

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les paramètres mécaniques du massif rocheux et la valeur du RMR. Nous avons retenu les relations suivantes qui permettent d'estimer une cohésion et un angle de frottement, ainsi qu'un module d'Young : [4]

$$E_{\text{éq}} \text{ (GPa)} = 10^{(\text{RMR} - 10) / 40} \quad (\text{Serafim \& Pereira, 1983}) \text{ [27]} \quad (3)$$

$$C_{\text{éq}} \text{ (kPa)} = 5 \text{ RMR} \quad (\text{Bieniawski, 1979}) \text{ [27]} \quad (4)$$

$$\phi_{\text{éq}} \text{ (°)} = 0,5 \text{ RMR} + 8,3 \pm 7,2 \quad (\text{Trunck \& Hönisch, 1989}) \text{ [27]} \quad (5)$$

### III.3.3 Méthode de N.Barton (Q-system)

Développée par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI), cette classification a été établie pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée (Barton et al. [1974]). Elle est caractérisée par un indice de qualité Q variant entre 0.001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0.005 et 50.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (6)$$

Avec :

- **RQD** (Rock Quality Designation, Deere [1988]) caractérise la qualité des carottes de sondage.
- **J<sub>n</sub>** (Joint set number) représente le nombre de familles de discontinuités.
- **J<sub>r</sub>** (Joint roughness number) représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation.
- **J<sub>a</sub>** (Joint alteration number) caractérise l'état d'altération des discontinuités.
- **J<sub>w</sub>** (Joint water reduction) est un facteur de réduction du à la présence de l'eau dans les joints.
- **SRF** (Stress Reduction Factor) est un facteur de réduction des contraintes dans le massif.

D'une façon globale, RQD/J<sub>n</sub> représente l'effet de la taille des blocs, J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub> caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs en cisaillement et J<sub>w</sub>/SRF décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification. [25]

Les paramètres de ce système sont obtenus au moyen des tableaux dans l'annexe 1.

Le tableau ci-dessous représente la corrélation entre la valeur de Q et la qualité du massif rocheux

**Tableau III.3.** la corrélation entre la valeur de Q et la qualité du massif rocheux [24]

Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400-1000	A	Exceptionnellement bon
100-400	A	Extrêmement bon
40-100	A	Très bon
10-40	B	Bon
4-10	C	Moyen
1-4	D	Mauvais
0.1-1	E	Très mauvais
0.01-0.1	F	Extrêmement mauvais
0.001-0.01	G	Exceptionnellement mauvais

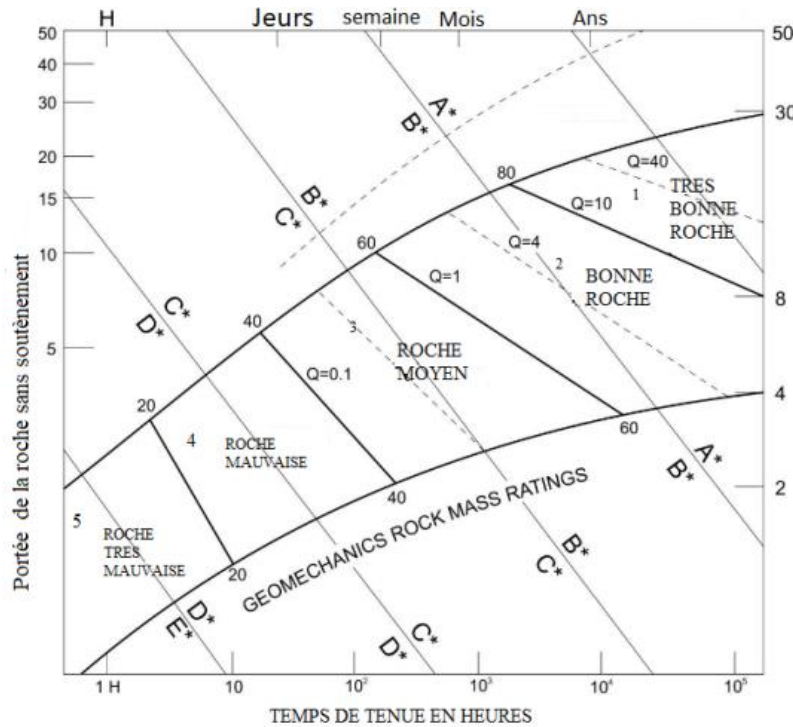


Figure III.4. Soutènement basé sur la valeur Q (d'après Bieniawski)

### III.3.4 Méthode de GSI (Geological Strength Index)

Introduit par Hoek et al. [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomécanique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux.

Afin d'estimer le GSI, il est nécessaire de calculer le RMR' et le Q' qui sont des valeurs modifiées de RMR et de Q. Le RMR' est calculé en retenant une valeur 15 pour le coefficient relatif à l'eau (A5) et une valeur nulle pour le coefficient de correction relatif à l'orientation des discontinuités (B).

$$\text{RMR}' = \text{A1} + \text{A2} + \text{A3} + \text{A4} + 15 \quad (7)$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (8)$$

Ayant calculé RMR' et Q' le GSI se détermine comme suit :

$$\text{GSI} = (\text{RMR})_{89} - 5 \quad \text{Si } (\text{RMR})_{89} > 23 \quad (9)$$

$$\text{GSI} = 9(\log Q' + 44) \quad \text{Si } (\text{RMR})_{89} < 23 \quad (10)$$

Le GSI représente une certaine estimation de la réduction de la résistance du massif rocheux suivant les conditions géologiques. Il est un paramètre essentiel dans

le critère de Hoek et Brown [1997]. Pour un massif rocheux, ce critère s'écrit dans le plan de contraintes principales ( $\sigma_1; \sigma_3$ )

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( \frac{mb\sigma_c}{\sigma_c + s} \right)^a \quad (11)$$

$$m_b = m_i e^{\left( \frac{GSI - 100}{28} \right)}$$

$$m_i = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$$

Pour  $GSI > 25$  (bon rocher) :  $a = 0,5$ ;  $s = e^{\left( \frac{GSI - 100}{9} \right)}$

Pour  $GSI < 25$  (rocher de qualité médiocre) :  $s = 0$ ;  $a = 0,65 \left( \frac{GSI}{100} \right)$

$s$ ,  $a$  et  $m_b$  sont des constantes caractéristiques du massif.  $m_i$  représente le rapport entre la résistance à la compression simple  $\sigma_c$  et la résistance à la traction simple  $\sigma_t$  de la roche intacte.  $\frac{m_b}{m_i}$  Varie entre de faibles valeurs ( $< 0,1$ ) pour des massifs fracturés et peu frottant à des valeurs 0,4 à 0,6 pour des massifs de roches dures ne comportant que peu de fractures à rugosité élevée. [29]

L'estimation du GSI s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ.

Cet indice varie entre 5 et 85. 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. [28]

**Tableau III.** Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI [28]

Valeur de GSI	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité de massif	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

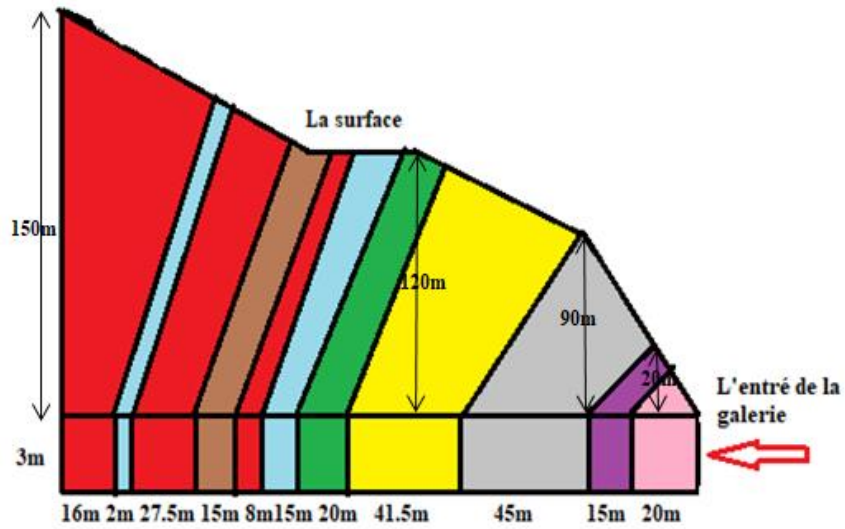
**Tableau III.4.** Comparaisons des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains (AFTES [2003]) [25]

	RMR	Q système
Caractérisation globale du massif rocheux	• Bonne prise en compte de l'organisation de la fracturation, sauf pour les massifs rocheux anisotropes (schistes, ardoises)	• Bonne prise en compte des propriétés mécaniques des discontinuités. • Prise en compte des contraintes naturelles.
	• Existence des relations empiriques	• Existence des relations

<p>Evaluation des caractéristiques mécanique à l'échelle du massif</p>	<p>liant RMR aux paramètres de déformabilité et de résistance.</p>	<p>empiriques liant Q et paramètres physiques et mécaniques (vitesse des ondes longitudinales, déformabilité)</p>
	<p>•Utilisation nécessitant une très grande prudence, en particulier pour les paramètres de résistance :                  Proscrire les corrélations en cascade  <math>Q \rightarrow RMR \rightarrow (m, s)^* \rightarrow (C_m, \phi_m)</math></p>	
<p>Utilisation pour les ouvrages</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage.</li> <li>•Définition raide de la longueur de volée.</li> <li>•Définition du temps de tenue sans soutènement (approche conservative)</li> <li>•Ne prend pas en compte la méthode d'excavation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Non prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage.</li> <li>•Définition rapide des soutènements à mettre en œuvre (voutes, parement et intersections) mais fausse impression de précision concernant la longueur des boulons.</li> <li>•Utilisation en phase amont (projet) et aval (suivi de creusement)</li> <li>•Prise en compte de l'évolution des techniques de soutènement.</li> </ul>
<p>* : Paramètres du critère de résistance généralisés de Hoek et Brown [1997]</p>		

### III.4. Etude de cas -la galerie 1045-

Nous nous intéressons dans cette mémoire à un ouvrage souterrain qui va nous décrire la structure géologique du massif rocheux de Boukhadra ; c'est la galerie principale du niveau 1045 dont nous présentons la coupe géologique visuelle (FigureIV.3)



Conglomérat (élément de calcaire avec grés et marne cimenté)	Conglomérat (le pourcentage du ciment marneux a augmenté)	Calcaire	Minerai fer	Grés	Marne jaune	Marne minéralisé	Marne gris

Figure III.5 Profile géologique de la galerie 1045.

Les dimensions de la galerie 1045 sont représentées par le tableau IV.6

Tableau III.5. Les dimensions de la galerie principale du niveau 1045 m

<b>Hauteur moyenne (m)</b>	3-4
<b>Largeur moyenne (m)</b>	4
<b>Langueur (m)</b>	230
<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	12-13





**Figure III.6** L'entrée de la galerie 1045

Le tableau IV.6 donne une quantification des discontinuités (failles, fissures) dans le tronçon étudié (la galerie principale du niveau 1045m).

**Tableau III.6.** Failles et fissures existantes dans le tronçon étudié de la galerie principale du niveau 1045m.

n <sup>0</sup>	Discontinuités	Orientation		Description			
		Direction	Pendage	Ouverture (cm)	Remplissage	Altération	Rugosité
1	Faille	275N	75S	20	Argile	Légèrement altéré	Rugueuse
2	Joints de stratification	120N	45NE	-	-	Légèrement altéré	Lisse
3	Joints de stratification	120N	45NE	-	-	Moyennement altéré	Lisse
4	Faille	65N	60NO	40	Calcite	Sain	Rugueuse
5	Faille	65N	60NO	40	Calcite	Sain	Lisse
6	Joints de stratification	302N	70SO	-	Argile	Légèrement altéré	Lisse
7	Joints de stratification	302N	70SO	-	Argile	Légèrement altéré	Lisse
8	Faille	60N	35SO	-	Argile	Moyennement altéré	Rugueuse
9	Faille	60N	35SO	6	Argile	Moyennement altéré	Rugueuse
10	Faille	60N	35SO	6	-	Moyennement altéré	Lisse
11	Faille	60N	35SO	-	-	Moyennement altéré	Lisse
12	Des petites	302N	70SO	-	-	Sain	Lisse

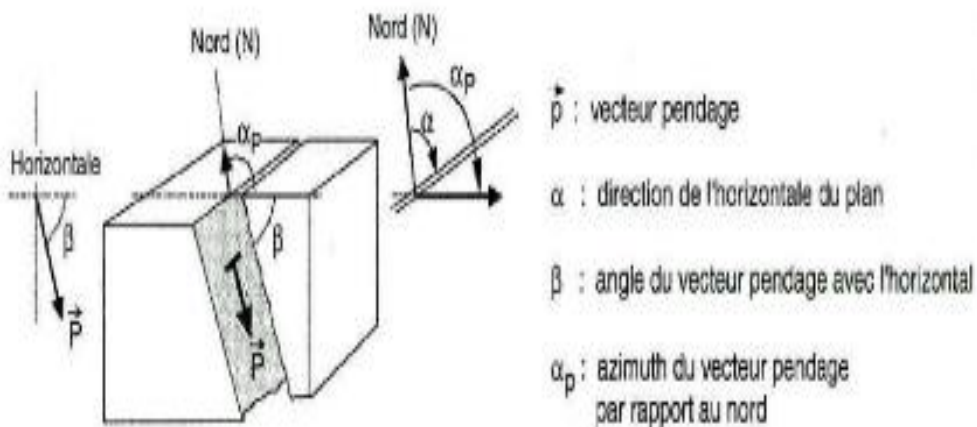
	fissures						
13	Des petites fissures	302N	70SO	-	-	Sain	Lisse
14	Des petites fissures	302N	70SO	-	-	Sain	Lisse
15	Faille	275N	40S	-	Calcite	Légèrement altéré	Rugueuse
16	Faille	275N	40S	-	Calcite	Légèrement altéré	Rugueuse
17	Faille	60N	75NO	-	Calcite	Légèrement altéré	Rugueuse
18	Faille	60N	75NO	-	Calcite	Sain	Rugueuse

**III.4.1. Mesures des paramètres des caractéristiques des discontinuités au niveau de la galerie 1045**

On désigne par discontinuité une interruption de la roche qui résulte de la formation du massif. Les discontinuités dans la mine de Boukhadra peuvent être d'origine tectonique (failles, fractures) ou stratigraphique. Ce réseau de discontinuités confère au massif une structure, importante à connaître pour la stabilité.

La caractérisation de chaque discontinuité va ainsi reposer sur les paramètres suivants :

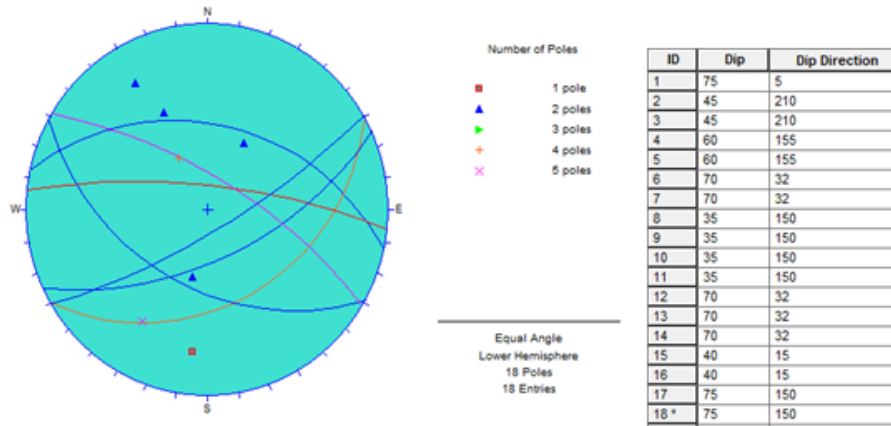
- Le pendage, est l'angle entre l'horizontale et la ligne de plus grande pente du plan de la discontinuité ou le pendage c'est l'angle entre une ligne verticale et la normale du plan de la discontinuité. En général, les valeurs de pendage sont prises entre 0 et 90°
- L'azimute de pendage, angle entre la direction vers le Nord et la normale à l'intersection du plan horizontal avec le plan de discontinuité.



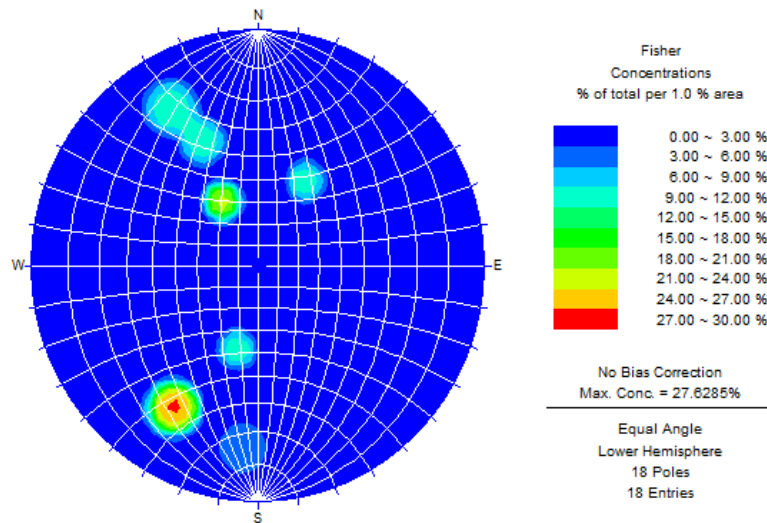
**Figure III.7** orientations des discontinuités

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.

Projection stéréographique des discontinuités du massif rocheux au niveau de la galerie 1045 est représentée sur la figure ci-dessous:



**Figure III.8** Représentation 2D des discontinuités (Dips program)



**Figure III.9.** Projection stéréographique des discontinuités

❖ **Interprétation des résultats**

Le nombre de discontinuités n'est pas suffisant pour former des familles bien distinctes, mais la plupart des discontinuités s'interrompent ce qui engendre des dièdres et des blocs rocheux susceptibles de chutes, et ceci est compatible avec les observations in situ. Par conséquent l'application d'un système de soutènement adéquat est nécessaire.

**III.4.2 Caractéristiques physiques et mécaniques des roches stériles et minéral**

La reconnaissance des massifs rocheux permet de comprendre les problèmes qui peuvent se poser lors d'une étude d'un projet minier ou de construction. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on propose de mettre en place.

Les propriétés physiques et mécaniques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains, la caractérisation d'un massif rocheux se base sur l'identification de ses propriétés physico-mécaniques au laboratoire et sur terrain (du massif lui-même).

Parmi les propriétés physiques importantes : la masse volumique, la porosité et l'humidité. Les propriétés mécaniques sont : la résistance à la traction, la résistance à la compression, la cohésion et l'angle de frottement interne.

Nous avons prélevé plus de 30 échantillons à travers la galerie principale au niveau 1045 m sur les différentes formations rocheuses rencontrées ; ces échantillons sont soumis à des essais au laboratoire pour la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.

Les différentes formations rocheuses rencontrées à travers la galerie principale au niveau 1045 m sont : Les grés ; calcaires ; marne jaune ; marne minéralisée ; marnes gris ; minéral de fer et conglomérats.

**✚ Caractéristiques physiques**

Les propriétés physiques de la mine au niveau de la galerie 1045m sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.7.** Caractéristiques physiques des roches stériles et minéral au niveau 1045

Propriétés physiques	Calcaire	Marne jaune	Marne gris	Minéral fer	Marne minéralisé	Conglomérat	Grés
Masse volumique $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.7	2.2	2.2	2.6	2.4	2.3	2.3
Teneur en eau w (%)	3.8	1.32	1.57	-	2.16	2.43	-
Porosité n (%)	51	6.5	15	-	12	79	-
Degré de saturation Sr (%)	21.19	34.08	37.53	-	37.57	7.19	-
Dureté	7	3	4	5	3	4	4

**✚ Caractéristiques mécaniques**

Les propriétés mécaniques de la mine au niveau de la galerie 1045m sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.8.** Caractéristiques mécaniques des roches stériles et minerais au niveau 1045.

Propriétés mécaniques	Calcaire	Marne jaune	Marne gris	Minerai fer	Marne minéralisé	Conglomérat	Grés
Cohésion C (MPa)	0.81	0.17	0.12	0.69	0.14	0.098	0.26
Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	47.8	23.16	18.05	40.8	18.62	46	31.2
Résistance à la compression Rc (MPa)	78.4	16.67	16.67	53.73	20	20	20
Résistance à la traction Rt (MPa)	4.7	1.7	1.7	5.4	2	1.8	1.4
Module du Young E (MPa)	19840	4470	3350	21000	4470	4490	4500

**III.4.3. Classification géomécanique du massif rocheux au niveau de la galerie 1045**

**III.4.3.1. Application de la méthode de D.Derre**

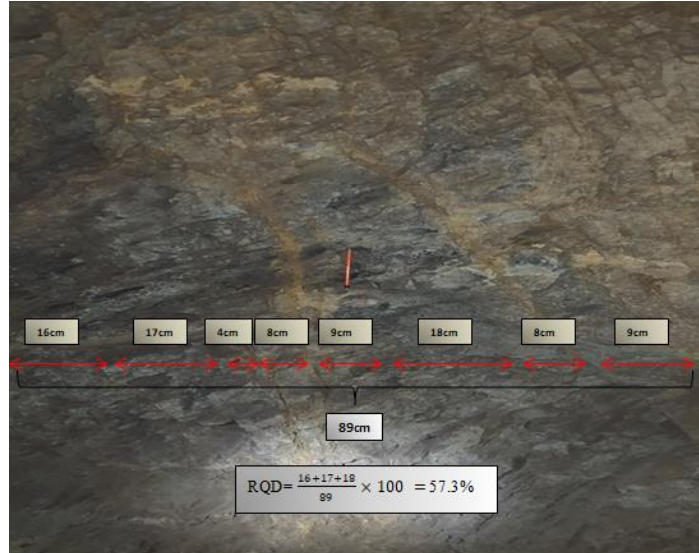
Les résultats de RQD sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9** Les valeurs de RQD de massif rocheux au niveau de la galerie 1045

Massif rocheux	Longueur totale (cm)	Somme des >10cm	RQD (%)	Qualité du massif
Conglomérat	100	19,15,21	55	Moyenne
Calcaire	180	14,27,18,19,20,19	65	Moyenne
Marne jaune	160	15,12,10,20,13,10	50	Pauvre
Marne grise	165	18,12,10,16,30	52	Moyenne
Grés	120	22,12,10,28	60	Moyenne
Marne minéralisée	150	16,25,11,26	52	Moyenne
Minerai fer	140	24,14,18,26,30	80	Bonne

❖ **Interprétation des résultats :**

Comme synthèse des résultats obtenus par le système de classification selon D.Derre, le massif rocheux de Boukhadra au niveau de la galerie 1045 est formé par des roches allant d'une moyenne qualité à une bonne qualité.



**Figure III.10.** Exemple de mesure RQD au niveau de la galerie 1045

**III.4.3.2. Application de la méthode de Z.Bieniawski**

L'application de la classification de Bieniawski attribue une note à chacun des paramètres en fonction de l'intervalle de valeurs dans lequel ils se situent. Leur influence sur le comportement du massif n'étant pas équivalente, Bieniawski a affecté à chacun un indice de pondération. La valeur du RMR varie entre 0 et 100. Cette valeur est divisée en cinq classes qui décrivent la qualité du massif rocheux. D'un extrême à l'autre, on passe de la classe 1, pour un RMR compris entre 81 et 100, qui est décrite comme une roche de très bonne qualité à la classe 5 pour un RMR inférieur à 20 et qui correspond à une roche de très mauvaise qualité.

Le tableau suivant les paramètres, les valeurs et les notes d'après la méthode de Bieniawski :

**Tableau III.10** Exemple d'application la méthode de Bieniawski (pour les calcaires)

A	Paramètre	Valeur	Note
1	Résistance à la compression unie axiale (MPa)	78	7
2	Indicateur de qualité de roche (RQD %)	65	13
3	Espacement des discontinuités (mm)	600-2000	15
4	Nature des discontinuités		



	Longueur de discontinuité	3 à 10 m	2
	Ouverture	0.1 à 1 mm	4
	Rugosité	Faible rugueuse	3
	Remplissage	Aucun	6
	Degré d'altération	Légèrement altéré	5
<b>5</b>	Condition hydraulique	Complètement sec	15
<b>RMR de base = 70</b>			
<b>B</b>	Orientation et pendage des discontinuités	Défavorable	-10
<b>RMR<sub>89</sub> = 60</b>			

Les résultats de classification par le RMR du massif rocheux au niveau de la galerie 1045 sont mentionnés dans le tableau IV.9

**Tableau III.11** Classification de RMR du massif rocheux de la galerie 1045

Paramètres		Calcaire	Marne jaune	Marne gris	Marne Minéralisé	Gris	Conglomérat	Minerai fer
A1	Résistance du matériau rocheux intact (MPa)	78.4	16.67	16.67	16.67	20	20	53.73
	Indice de cotation	7	2	2	2	2	2	7
A2	ROD (%)	65	50	52	52	60	55	80
	Indice de cotation	13	13	13	13	13	13	17
A3	Espacement des discontinuités (m)	0.6-2	0.2-0.6	0.2-0.6	0.2-0.6	0.6-2	0.6-2	0.6-2
	Indice de cotation	15	10	10	10	15	15	15
A4	Condition des discontinuités	(1)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(1)
	Indice de cotation	20	10	10	10	10	10	20
A5	Condition hydraulique	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec
	Indice de cotation	15	15	15	15	15	15	15
RMR de base		70	48	48	48	55	55	74
Ajustement		-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
RMR <sub>89</sub>		65	43	43	43	50	50	69
Classification		Bonne	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Bonne

Notes : (1) surfaces très rugueuses, discontinues, jointives, épontes non altérées

(2) surfaces légèrement rugueuses, épontes fortement altérées

❖ **Interprétation des résultats**



Comme synthèse des résultats obtenus par le système de classification selon Bienwiaski, le massif rocheux de Boukhadra au niveau de la galerie 1045 est formé par des roches allant d'une moyenne qualité à une bonne qualité.

❖ **Estimation des caractéristiques mécaniques à partir du RMR**

**Tableau III.12** Caractéristiques mécaniques à partir du RMR

Caractéristiques mécaniques	Calcaire	Minerai fer	Marne jaune	Marne gris	Grés	Marne minéralisé	Conglomérat
$E_{\text{éq}}$ (GPa)	23.71	29.85	6.68	6.68	10	6.68	10
$C_{\text{éq}}$ (KPa)	325	345	215	215	250	215	250
$\varphi_{\text{éq}}$ (°)	48	50	37	37	40.5	37	40.5

**III.4.3.3 Application de la méthode de GSI (Geological Strength Index)**

A partir d'observation directes de la structure de massif rocheux au niveau de la galerie 1045m, en se basant sur le critère de Hoek et Brown, on détermine la valeur de GSI de chaque formation géologique.

A partir des résultats de la campagne d'observation, nous avons pu établir les valeurs de GSI de chaque formation géologique pour les différents faciès représentés sur le tableau ci-dessous.

**Tableau III.13** Classification de GSI du massif rocheux de la galerie 1045

Type de la roche	GSI(%)	Classification
Calcaire	65	Bon
Minerai fer	65	Bon
Marne jaune	50	Moyen
Marne minéralise	40	Moyen
Grés	50	Moyen
Conglomérat	50	Moyen
Marne gris	40	Moyen

❖ **Interprétation des résultats**

Comme synthèse des résultats obtenus par le système de classification selon le GSI, le massif rocheux de Boukhadra au niveau de la galerie 1045 est formé par des roches allant d'une moyenne qualité à une bonne qualité.

**III.4.3.4. Application de la méthode de N.Barton**

L'indice Q peut varier de 0,001 à 1000. La valeur de Q est divisée en 9 classes correspondant à la qualité du massif depuis exceptionnellement mauvaise jusqu' à exceptionnellement bonne (Tableau. IV.3).

Après avoir défini la valeur de l'indice Q représentatif de la qualité du massif, Barton a introduit un paramètre supplémentaire De, appelé dimension équivalente de l'excavation :

$$D_e = \frac{D \text{ (longueur ; diamètre ou hauteur de l'excavation)}}{ESR} \quad (11)$$

Avec D la dimension de l'excavation (portée, largeur ou hauteur) et ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. Des valeurs sont suggérées dans le tableau IV.11.

**Tableau III.14** Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains [Barton & al, 1974]

Classe	Catégorie d'excavation	ESR
A	Mines temporaires	3-5
B	Mines permanentes, galeries pour des projets hydro-électriques, galeries pilotes.	1.6
C	Cavernes de stockage, usine de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure, chambre d'équilibre et galeries d'accès pour les projets hydro-électriques.	1.3
D	Cavernes de centrale électrique, tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure, aménagements de défense civile, portails de tunnels et galeries transversales	1
E	Centrales nucléaires souterraines, stations de métro, aménagements sportifs et publics, usines souterraines	0.8

La portée maximale en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement est estimée à l'aide de la relation suivante :

$$\text{Portée non soutenue} = 2xESR \times Q^{0.4} \quad (12)$$

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue

de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité. Contrairement à la classification de Bieniawski, le Q-system a connu très peu de modifications depuis sa publication.

Les seuls changements ont eu lieu au niveau du paramètre SRF avec un changement de valeur dans le cas de roches compétentes et sous de très fortes contraintes.[23]

Les résultats de classification par le Q système du massif rocheux au niveau de la galerie 1045 sont présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.15** Classification de Q système du massif rocheux de la galerie 1045

Paramètres	Calcaire	Marne jaune	Marne gris	Marne minéralisé	Gris	Conglomérat	Minerai fer
RQD (Rock Quality Désignations)	65	50	52	52	60	55	80
Nombre de familles de discontinuités (Jn)	3	4	4	4	3	3	3
Indice de rugosité des discontinuités (Jr)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Indice d'altération des discontinuités (Ja)	1	1	1	1	1	1	1
Facteur lié à la pression hydraulique (Jw)	1	1	1	1	1	1	1
Facteur de réduction de contrainte (SRF)	1	1	1	1	1	1	1
Q	32.5	18.75	19.5	19.5	30	27.5	40
Classification	Bon roche	Bon roche	Bon roche	Bon roche	Bon roche	Bon roche	Bon roche
De	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
E (GPa)	15.12	12.7	12.9	12.9	14.7	14.4	16.0 2

Cette classification à donner comme résultats ; le massif rocheux de Boukhara au niveau de la galerie 1045m est formé par des roches de bonne qualité.

❖ **Détermination du module de déformabilité du massif.**

Le Q-system permet de calculer le module de déformabilité du massif. Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité: un module minimum (E<sub>min</sub>), un module maximum (E<sub>max</sub>) et un module moyen (E<sub>moy</sub>).

Ces 3 modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q :

$$E_{\min} = 10.\log Q$$

$$E_{\max} = 40.\log Q$$

$$E_{moy} = 25 \cdot \log Q$$

**III.4.5. Détermination des caractéristiques mécaniques du massif rocheux**

Pour déterminer les propriétés mécaniques  $C_m$  et  $\phi_m$  du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont principalement :

- ✓ Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux  $\lambda$ .
- ✓ Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne  $\lambda_\phi$

Les valeurs de  $C_m$  et  $\phi_m$  sont déterminées par les formules suivantes :

$$C_m = \lambda \cdot C_i \quad (13)$$

$$\phi_m = \lambda_\phi \cdot \phi_i \quad (14)$$

Avec :

$C_m$  et  $\phi_m$  : La cohésion et l'angle de frottement interne du massif ;

$C_i$  et  $\phi_i$  : La cohésion et l'angle de frottement interne de la roche intacte ;

$\lambda$  et  $\lambda_\phi$  : coefficients correctifs (sans unités).

Typiquement :

$$\lambda = 0.026 \text{ et } \lambda_\phi = 0.8$$

Le tableau III.16 représente la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux :

**Tableau III.16.** La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux

Massif rocheux	Conglomérat	Calcaire	Marne jaune	Marne grise	Marne minéralisée	Grés	Minerai fer
$C_m$ (MPa)	0.0026	0.02	0.004	0.003	0.0036	0.007	0.018
$\phi_m$ (°)	37.14	38.24	18.53	14.44	14.9	25	32.64

**III.4.6. Recommandation du soutènement pour les différentes formations rocheuses au niveau de la galerie 1045**

Les recommandations des soutènements proposés par (RQD, RMR et Q système) donnent une base de conception du soutènement des mines souterraines lors de la planification et les phases de construction du projet. L'application de ces trois méthodes dans le cas de la mine souterraine de Boukhadra a donné des résultats comparables.

On voit clairement dans le (TableauIV.12) que Q système propose des systèmes de soutènement très proche.

**TableauIII.17** Les systèmes de soutènement proposés par RQD, RMR et Q système

Type de roche	Système de classification	Les types de soutènement			
		Boulon d'ancrage	Béton projeté	Cintres métalliques	Additional Supports
Calcaire	RQD = 65 (Moyenne)	Espacement : 0.9 à 1.5 m + treillis soudés	10 cm ou plus en voute et en parement	Poid: léger à moyen Espacemnt:1.2 à 1.5 m	Boulons d'ancrage
	RMR =65 (Bon)	Espacement : 1.5-2m	50mm en la voute	Non rentable	Occasionnellement treillis soudé en voute
	Q = 32.5 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
Marne jaune	RQD = 50 (Pauvre)	Espacement : 0.6 to 1.2m + treillis soudés	15 cm ou plus en voute et en parement	Poid: moyen à lourd Espacement: 0.2 à 1.2 m	Boulons d'ancrage (1.2 à 1.8m)
	RMR =43 (Moyenne)	Espacement : 1-1.5m	100 mm en voute et 50mm en piédroits	Cintres légers d'espacement 1.5-2m	treillis soudés + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire
	Q = 18.75 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
Marne gris	RQD = 52 (Moyen)	Espacement: 0.9 à 1.5 m + treillis soudés	10 cm ou plus en voute et en parement	Poid: léger à moyen Espacemnt:1.2 à 1.5 m	Boulons d'ancrage
	RMR =43 (Moyen)	Espacement : 1-1.5m	100 mm en voute et 50mm en piédroits.	Cintres légers d'espacement 1.5-2m	treillis soudés + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire
	Q = 19.5 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
Marne minéralisé	RQD = 52 (Moyen)	Espacement: 0.9 à 1.5 m + treillis soudés	10 cm ou plus en voute et en parement	Poid: léger à moyen Espacemnt:1.2 à 1.5 m	Boulons d'ancrage
	RMR =43 (Moyen)	Espacement : 1-1.5m	. 100 mm en voute et 50mm en piédroits.	Cintres légers d'espacement 1.5-2m	treillis soudés + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire
	Q = 19.5 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
	RQD = 60 (Moyen)	Espacement: 0.9 à 1.5 m + treillis soudés	10 cm ou plus en voute et en parement	Poid: léger à moyen Espacemnt:1.2 à 1.5 m	Boulons d'ancrage

Grés	RMR =50 (Moyen)	Espacement : 1-1.5m	. 100 mm en voute et 50mm en piédroits.	Cintres légers d'espacement 1.5-2m	treillis soudés + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire
	Q = 30 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
Minerai fer	RQD = 80 (Bon)	Espacement : 1.5 à 1.8 m + treillis soudés	5 à 7.5 cm en voute	Poid : léger Espacement:1.5 à 1.8m	Néant
	RMR =69 (Bon)	Espacement : 1.5-2m	50mm en la voute	Non rentable	Occasionnellement treillis soudé en voute
	Q = 40 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant
Conglomérat	RQD = 55 (Moyen)	Espacement: 0.9 à 1.5 m + treillis soudés	10 cm ou plus en voute et en parement	Poid: léger à moyen Espacemnt:1.2 à 1.5 m	Boulons d'ancrage
	RMR =50 (Moyen)	Espacement : 1-1.5m	. 100 mm en voute et 50mm en piédroits.	Cintres légers d'espacement 1.5-2m	treillis soudés + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire
	Q = 27.5 (Bon)	boulonnage local passif, injecté	Néant	Néant	Néant

#### ❖ Interprétation des résultats

Comme synthèse le RMR qui est plus souple dans le choix du système de soutènements, mais n'est pas, en réalité, en désaccord avec les autres méthodes de classification bien que les trois méthodes ont donné des recommandations relativement similaires pour le système de soutènement. La décision finale du soutènement sera faite sur un critère techno-économique.

### III.5 Conclusion

Dans cette partie de notre travail, on a classifié le massif rocheux par le système Q Barton, RQD, RMR et le GSI en permettant d'orienter le choix du type de soutènement. Et on a pu établir un model correspondant à une excavation souterraine comme un objet de notre étude en utilisant le programme PHASE<sup>2</sup>.

# *Chapitre IV*



## IV.1 Introduction

La roche résiste à l'effort de cisaillement par deux mécanismes internes, cohésion et frottement interne. La cohésion est une mesure de liaison interne de la roche. Le frottement interne résulte du contact entre les particules, et est défini par l'angle de frottement interne.

## IV.2. Critères de rupture de la matrice rocheuse.

### IV.2.1 Résistance et critères de résistance

La limite de résistance est définie par la contrainte à laquelle le matériau commence à se déformer de façon plastique. Cela représente généralement une limite supérieure à la charge qui peut être appliquée. Un critère de résistance limite est une hypothèse qui concerne la limite de contrainte sous n'importe quel état de contraintes. Ceci est généralement décrit par trois contraintes principales.

### IV.2.2 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est la combinaison de deux approches : relation linéaire entre les contraintes normale et tangentielle de Coulomb et expression du critère comme enveloppe des cercles de Mohr [31].

Ce critère peut être écrit sous une forme linéaire des contraintes [30] :

$$\tau \leq \tau_{\max} = C + \sigma_n \tan\varphi \quad (15)$$

Avec  $\tau$  la contrainte tangentielle et  $\sigma_n$  la contrainte normale au plan de rupture ;  $C$  la cohésion sur une unité de surface ;  $\varphi$  l'angle de frottement interne.

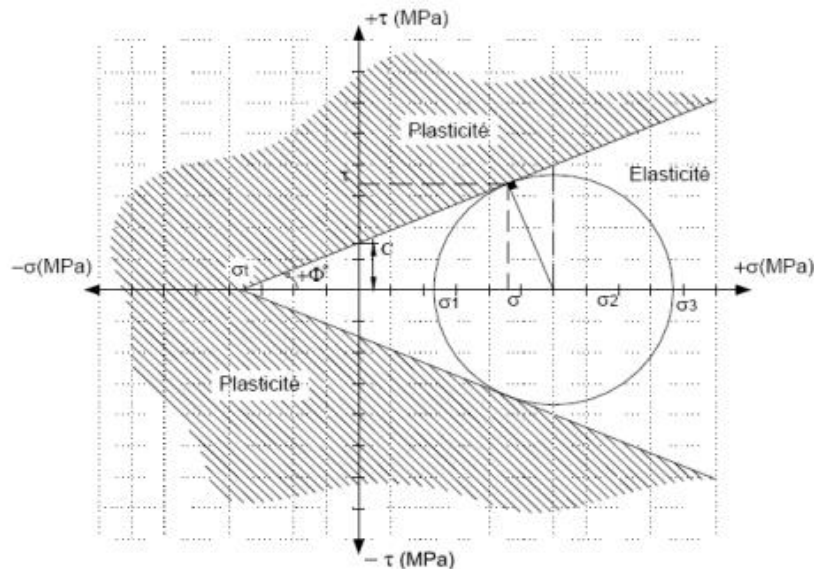


Figure IV.1. Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan ( $\tau$  ;  $\sigma$ ) [30]

Le critère de Mohr-Coulomb permet de calculer d'autres paramètres mécaniques employés fréquemment par les concepteurs des ouvrages dans les massifs rocheux tels que la résistance à la compression simple et à la traction.

En effet, du fait que  $\sigma_3 < \sigma_2 < \sigma_1$  alors la résistance à la compression simple de la roche  $\sigma_c$  résulte d'une contrainte  $\sigma_3$  nulle d'où :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{2C \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (16)$$

De même, pour une contrainte  $\sigma_1$  nulle, l'expression de la résistance à la traction s'écrit :

$$\sigma_t = \sigma_3 = - \frac{2C \cdot \cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (17)$$

D'où :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_t} = - \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (18)$$

La formulation mathématique du critère de Mohr-Coulomb peut être écrite dans le plan des contraintes principales sous la forme :

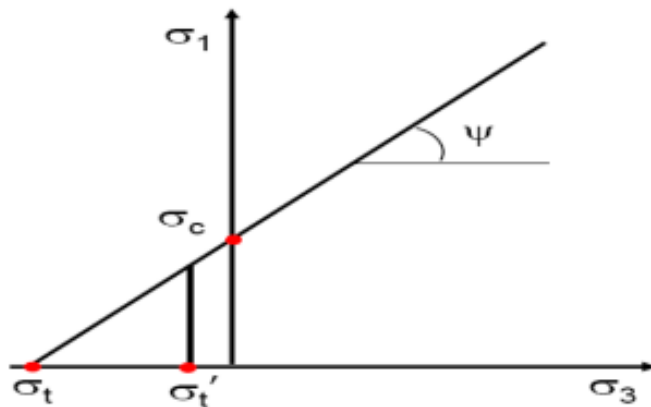
$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \sigma_3 + 2C \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (19)$$

Le critère de Mohr-Coulomb peut aussi être représenté dans un graphique  $\sigma_1 - \sigma_3$ .

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \tan\psi \quad (20)$$

$$\tan\psi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (21)$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (22)$$



**Figure IV.2.** Critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté dans le plan des contraintes principales ( $\sigma_1 ; \sigma_3$ ) [30].

### IV.2.3 Le Critère de Hoek et Brown

Hoek et Brown ont proposé un critère de rupture empirique pour les massifs rocheux fracturés. L'enveloppe de résistance de Hoek-Brown n'est pas une ligne droite. C'est une courbe. A haut niveau de contrainte, l'enveloppe s'incurve vers le bas, et donne ainsi une évaluation de résistance inférieure à celle de l'enveloppe de Mohr-Coulomb. [32]

C'est un critère empirique basé sur des résultats réels d'essais obtenus sur diverses roches. L'emploi et le choix des paramètres est très facile. Il peut être étendu aux massifs rocheux. Il est employé couramment en mécanique des roches et dans le dimensionnement des ouvrages.

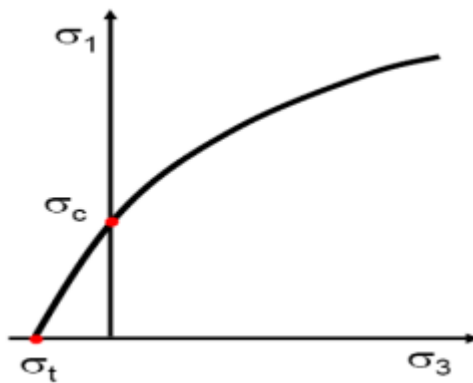


Figure IV.3. Critère de Hoek et Brown [30].

L'expression de ce critère généralisé est la suivante : [30]

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right) + s \right)^a \quad (23)$$

Avec:

- $\sigma'_1$  : est la contrainte effective maximum à la rupture ;
- $\sigma'_3$  : est la contrainte effective minimum à la rupture ;
- $\sigma_{ci}$  : est la résistance à la compression de la matrice rocheuse intacte ;
- $m_b$  : est la valeur de la constante  $m$  de Hoek et Brown pour le massif rocheux ;
- $s$  et  $a$  sont des constantes adimensionnelles qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux (pour la roche intacte  $s = 1$ )

### IV.3 Présentation du Logiciel Rocscience RocLab

#### IV.3.1 Généralités

Roclab est logiciel qui permet de déterminer la résistance de la asse rocheuse sur la base du critère généralisé de Hoek Brown.

RocLab est un produit de Rocscience Inc. Il s'agit d'un logiciel libre.

Le programme RocLab offre une mise en œuvre simple et intuitive du critère de Hoek Brown, permettant aux utilisateurs d'obtenir facilement des estimations fiables des propriétés de la masse rocheuse, et de visualiser les effets des paramètres changeants de la masse rocheuse sur les enveloppes de rupture.

Les propriétés de la masse rocheuse déterminées par RocLab peuvent être utilisées comme données d'entrée pour les programmes d'analyse numérique tels que Phase2 ou Slide.

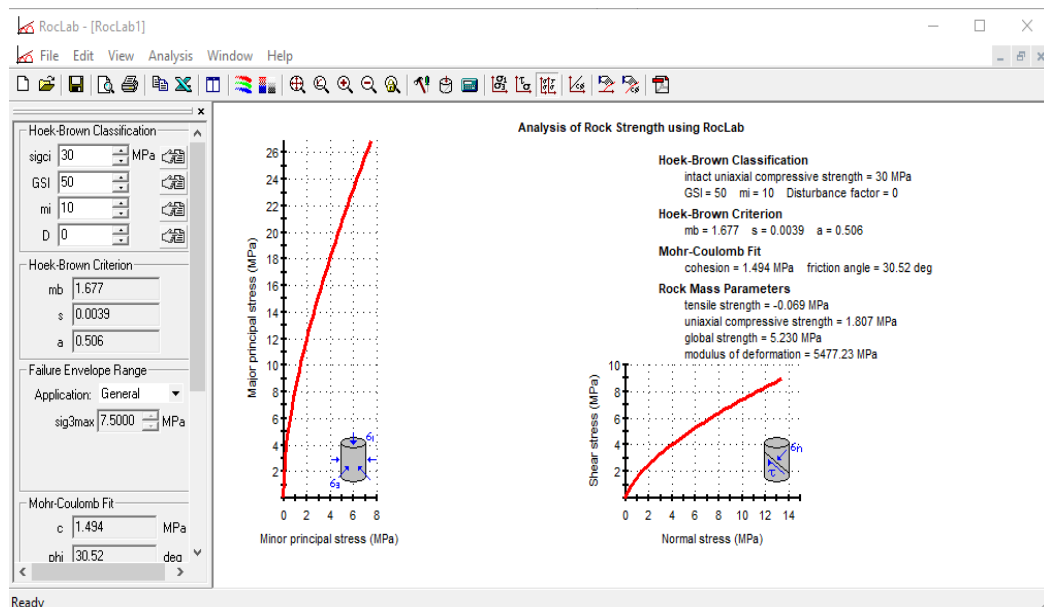


Figure IV.4. Présentation de logiciel

#### IV.3.2 Comment puis-je utiliser RocLab

Les tâches suivantes peuvent être accomplies avec RocLab :

Déterminez les paramètres de résistance Hoek-Brown généralisés d'un massif rocheux (mb, s et a), sur la base des données d'entrée suivantes :

- La résistance à la compression non confinée des sigci de la roche intacte ;
- Le paramètre de roche intacte mi
- L'indice de résistance géologique GSI
- Le facteur de perturbation D

Hoek-Brown Classification

sigci: 30 MPa

GSI: 50

mi: 10

D: 0

Hoek-Brown Criterion

mb: 1.677

s: 0.0039

a: 0.506

Failure Envelope Range

Application: Tunnels

sig3max: 0.6642 MPa

Unit Weight: 0.026 MN/m3

Tunnel Depth: 50 m

Mohr-Coulomb Fit

c: 0.367 MPa

phi: 49.98 deg

Rock Mass Parameters

sigt: -0.069 MPa

sigc: 1.807 MPa

sigcm: 5.230 MPa

Em: 5477.23 MPa

Copy Data

rocscience  
www.rocscience.com

Figure IV.5. Entrée des paramètres de Hoek Brown

Intact Uniaxial Compressive Strength

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigci): 60 MPa

OK Cancel

Figure IV.6. Les valeurs de la résistance à la compression sigci de la roche intacte

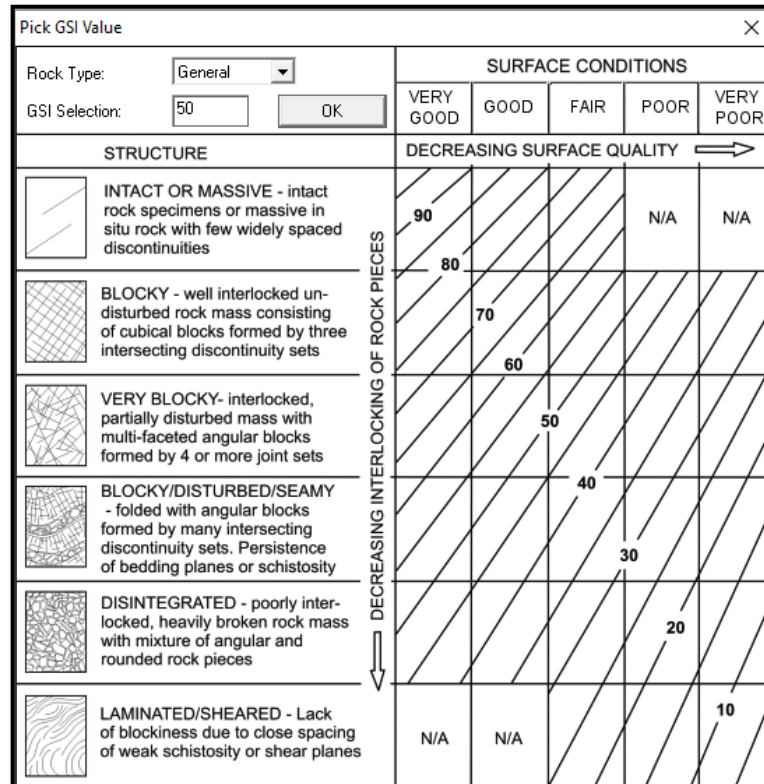


Figure IV.7. Les valeurs de l'indice de résistance géologique GSI

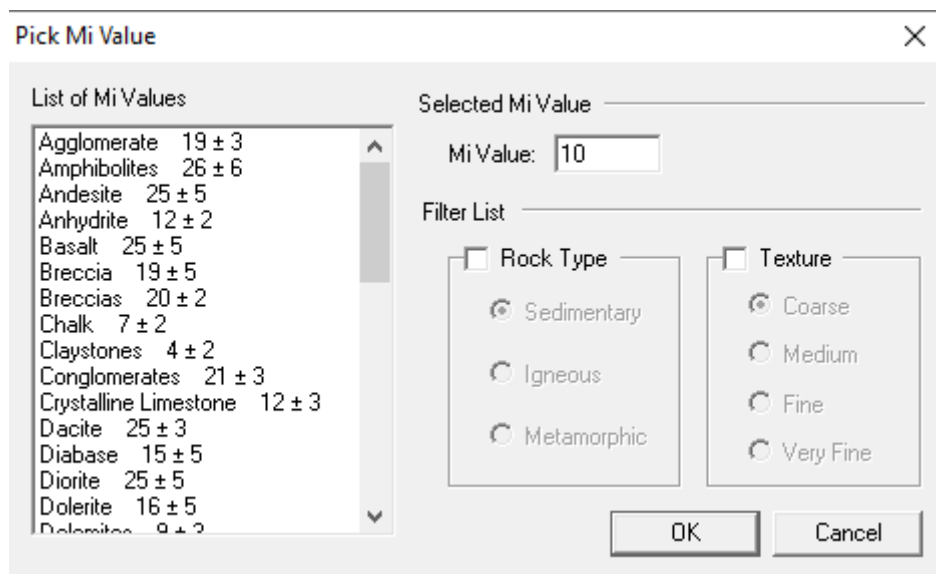


Figure IV.8. Les valeurs de paramètre mi

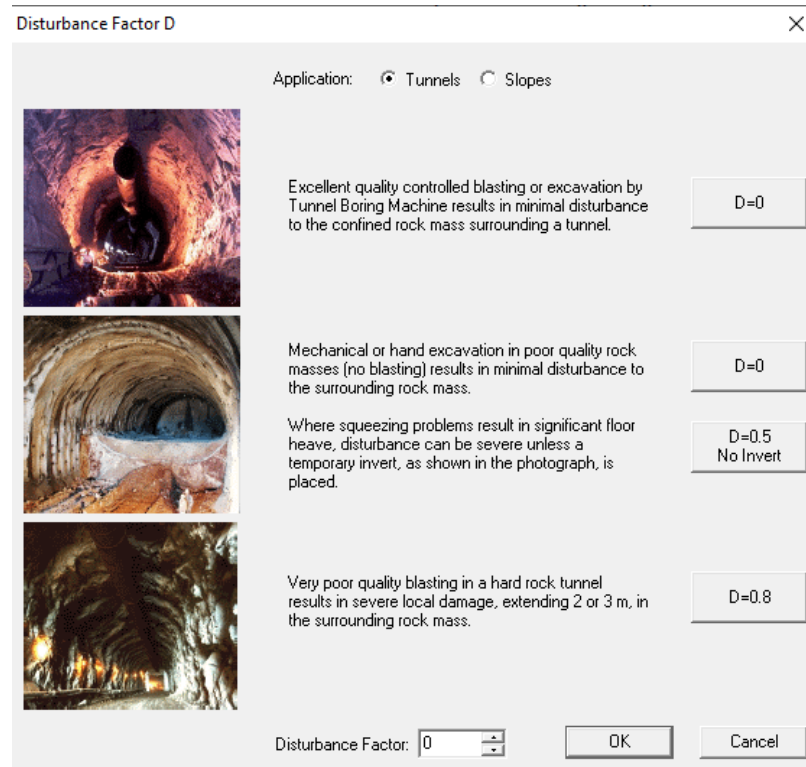


Figure IV.9. Les valeurs de facteur de perturbation D

#### IV.4 Application de l'Analyse de la résistance des roches

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z \quad (24)$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 \quad (25)$$

Avec :

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

$k_0$  : Coefficient de pression des terres au repos

$Z$  : l'épaisseur de la couverture en m

$\nu$  : Coefficient de poisson

Pour une valeur typique :  $\nu = 0.25$  donc :  $k_0 = 0.33$

 **Conglomérat**

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 20 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 23 \times 20 = 460 \text{ kPa} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 0.46 = 0.152 \text{ MPa}$$

La figures ci-dessous représentent l'analyse de la résistance des roches à l'aide de

**Roclab :**



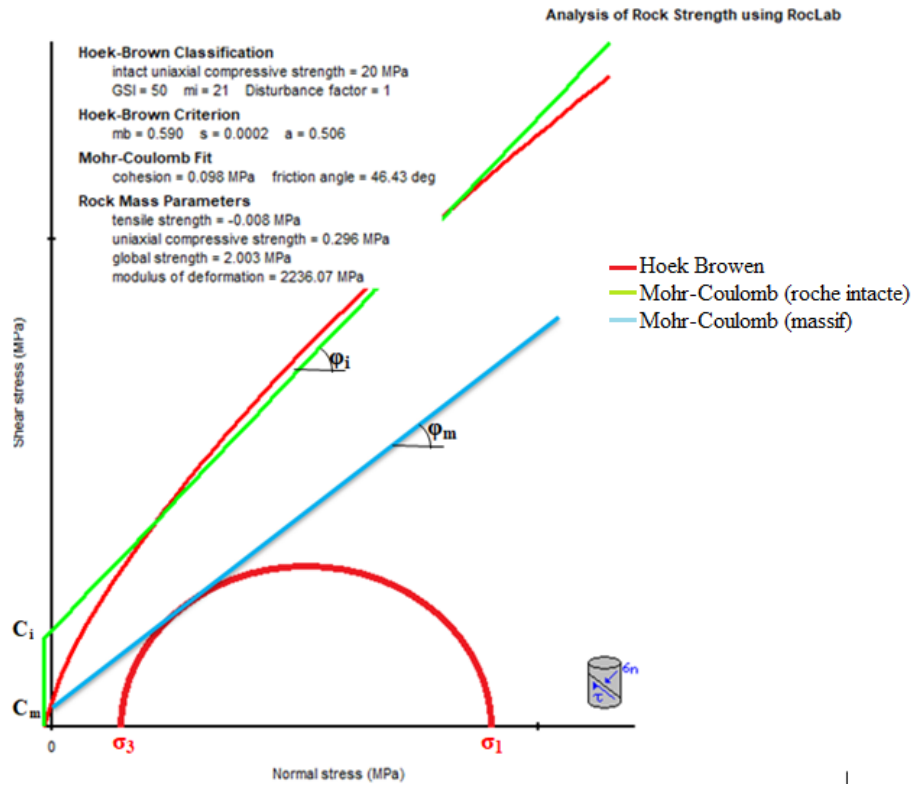


Figure IV.10 Analyse de la résistance des roches de conglomérat

✚ Calcaire

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 90 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 27 \times 90 = 2430 \text{ kPa} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.43 = 0.802 \text{ MPa}$$

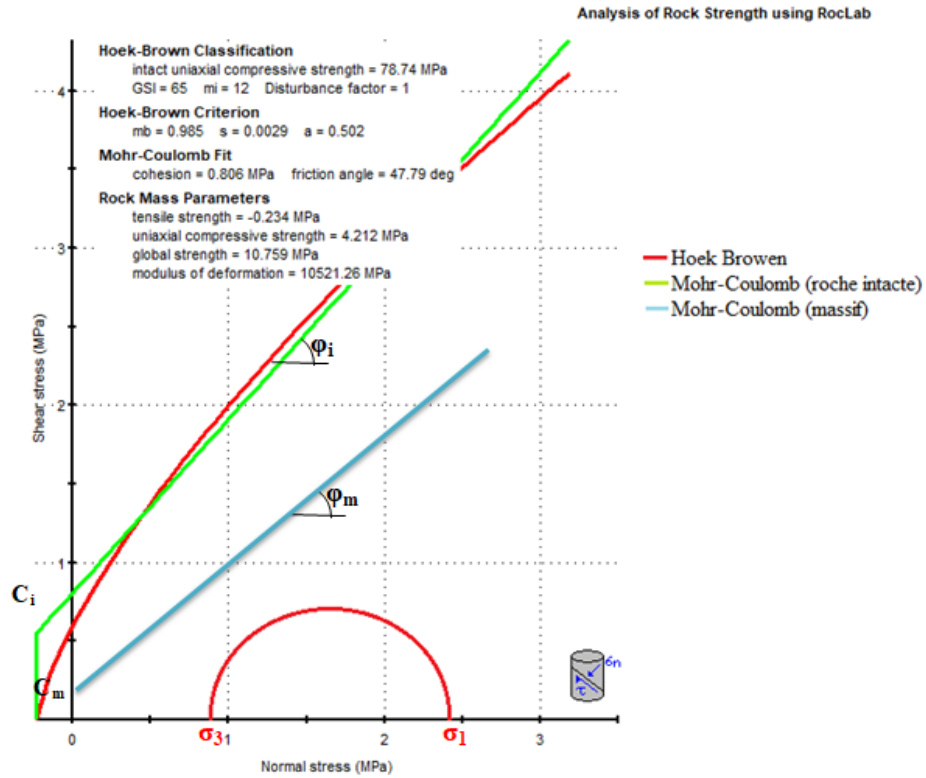


Figure IV.11 Analyse de la résistance des roches de calcaire

✚ **Marne jaune**

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 120 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 22 \times 120 = 2640 \text{ kPa} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.64 = 0.871 \text{ MPa}$$

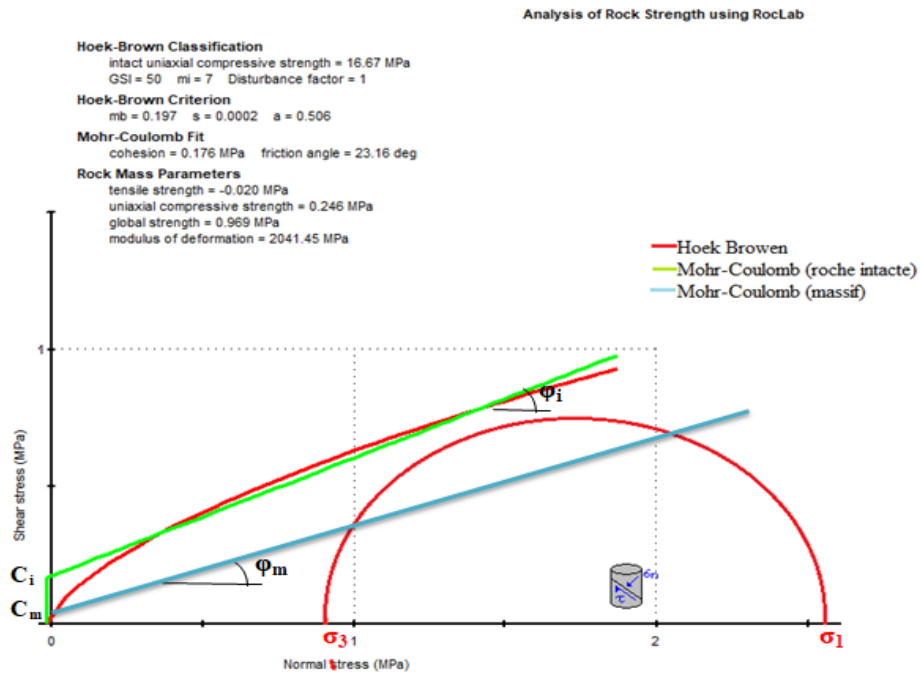


Figure IV.12 Analyse de la résistance des roches de marne jaune

✚ Marne minéralisé

$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$  et  $Z = 120 \text{ m}$

$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 24 \times 120 = 2880 \text{ kPa} = 2.88 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.88 = 0.95 \text{ MPa}$

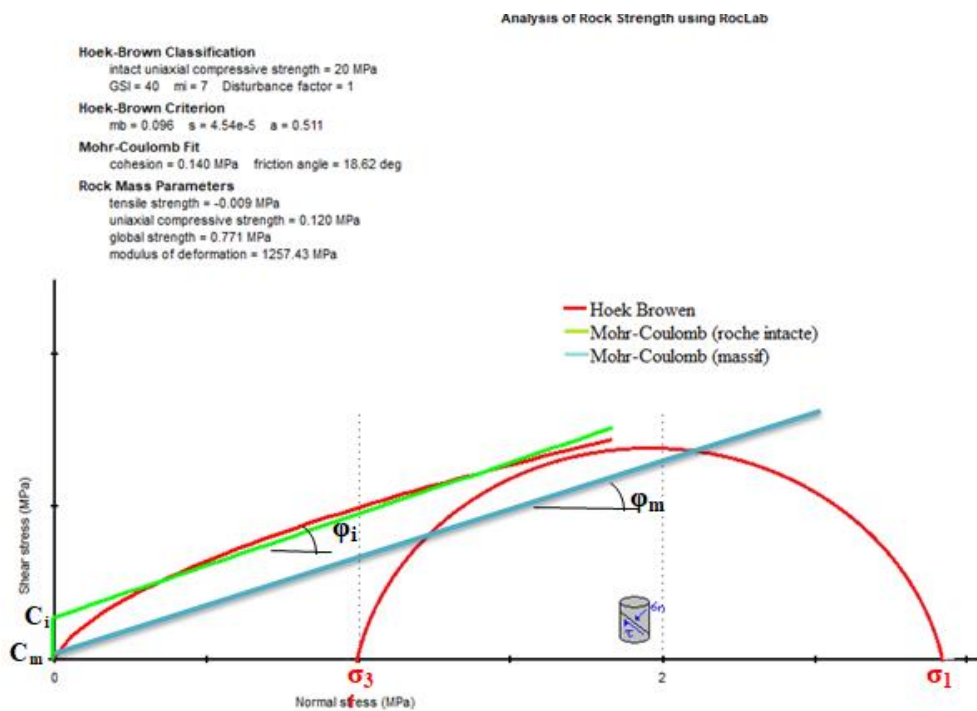


Figure IV.13 Analyse de la résistance des roches de marne minéralisée

✚ Marne gris

$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

$Z = 120\text{m}, 130\text{m}$

Si  $Z=120\text{m}$

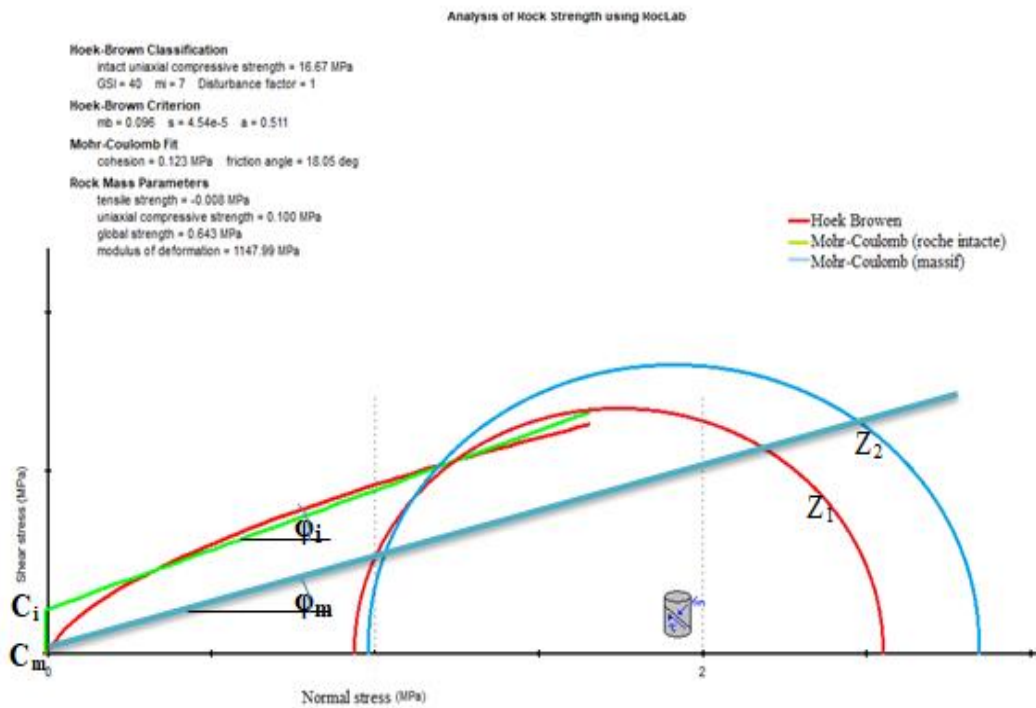
$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 22 \times 120 = 2640 \text{ kPa} = 2.64 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.64 = 0.87 \text{ MPa}$

Si  $Z=130\text{m}$

$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 22 \times 130 = 2860 \text{ kPa} = 2.86 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.86 = 0.94 \text{ MPa}$



**Figure IV.14** Analyse de la résistance des roches de marne grise

**Minerai fer**

$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$

$Z = 120\text{m}, 130\text{m}, 150\text{m}$

Si  $Z=120\text{m}$

$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 26 \times 120 = 3120 \text{ kPa} = 3.12 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 3.12 = 1.03 \text{ MPa}$

Si  $Z=130\text{m}$

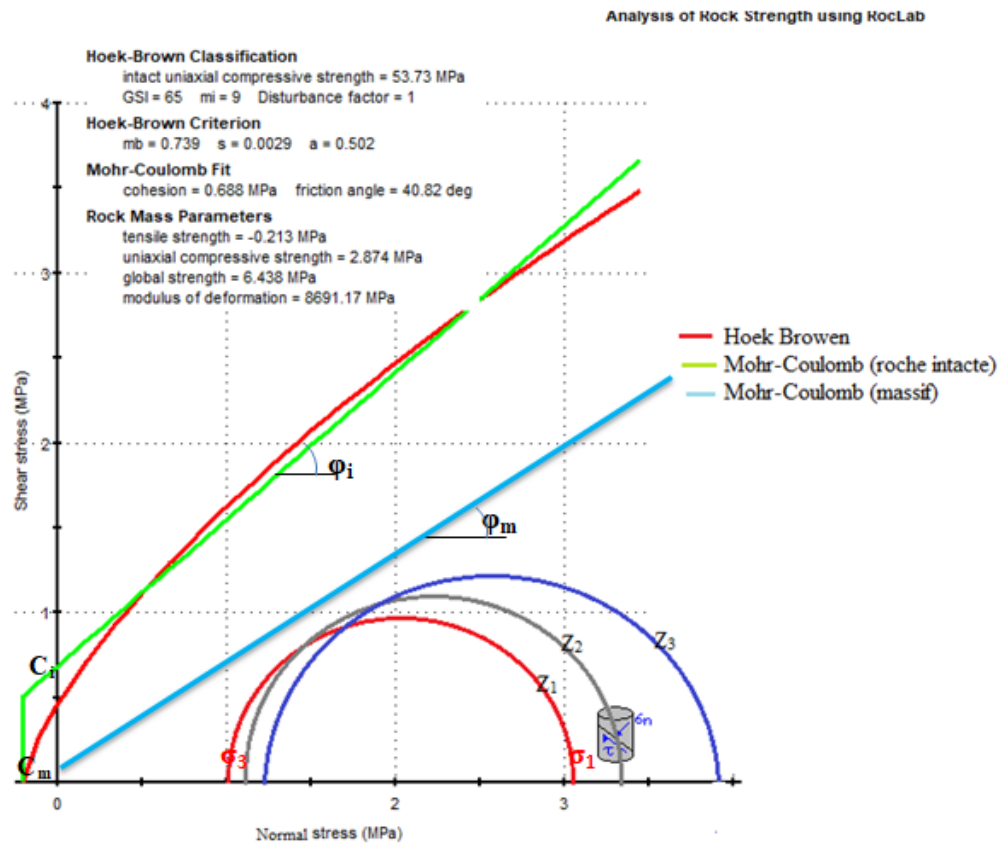
$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 26 \times 130 = 3380 \text{ kPa} = 3.38 \text{ MPa}$

$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 3.38 = 1.15 \text{ MPa}$

Si  $Z=150\text{m}$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 26 \times 150 = 3900 \text{ kPa} = 3.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 3.90 = 1.29 \text{ MPa}$$



**Figure IV.15.** Analyse de la résistance des roches de minerai fer

**Grés**

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 120 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \gamma \cdot Z = 23 \times 120 = 2760 \text{ kPa} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \sigma_1 = 0.33 \times 2.76 = 0.91 \text{ MPa}$$

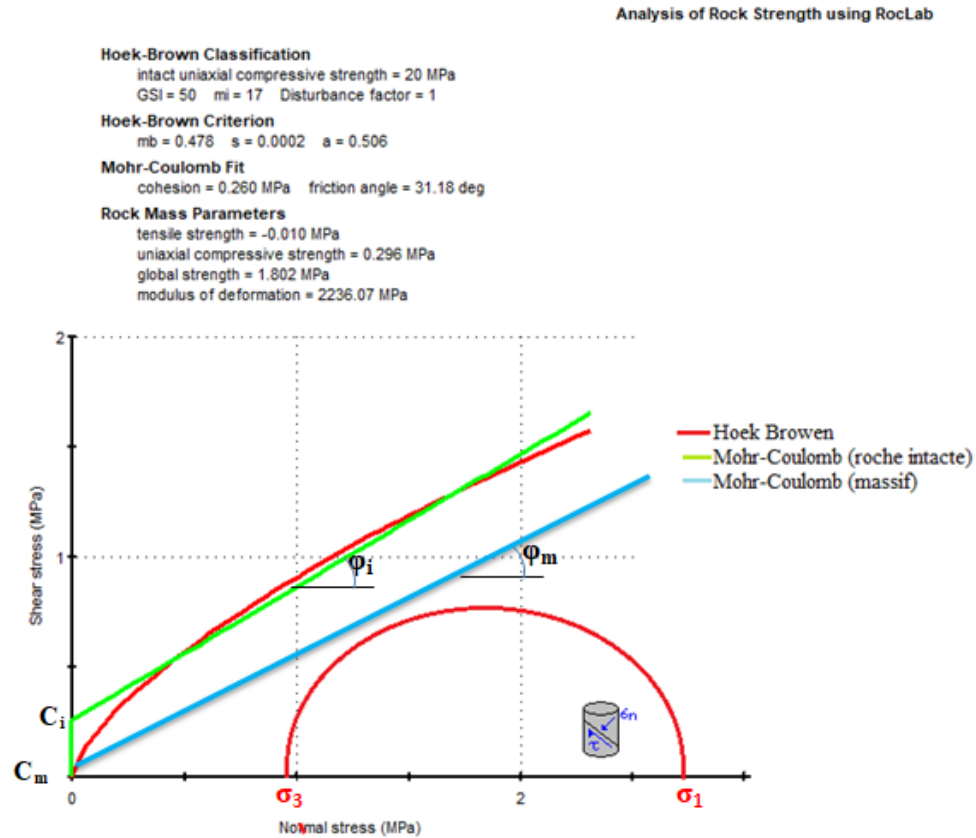


Figure IV.16 Analyse de la résistance des roches de grès fer

❖ **Interprétation des résultats**

L'analyse de résistance à la base des critères de rupture de Hoek-Brown et de Mohr-Coulomb a démontré que le calcaire et le minerai de fer montrent une bonne résistance et ne sont pas sujets d'effondrement au niveau de la galerie 1045 m quoique le calcaire a démontré une meilleure résistance. Par contre, la marne grise, la marne jaune, la marne minéralisée, et le conglomérat ont démontré une faible résistance conduisant à des ruptures et instabilités potentielles d'où la plus faible résistance est attribuée à la marne grise.

**IV.5 Conclusion**

L'analyse de résistance est une étape inévitable pour assurer une meilleure compréhension et une fiable prévision du comportement du massif rocheux. Les critères de rupture sont les plus importants outils utilisés à cette fin.

# *Chapitre V*



## **V.1 Introduction**

Le calcul analytique de l'interaction entre un massif et son soutènement est abordé ici par la méthode dite « convergence-confinement » c'est une méthode de calcul simple mais largement utilisée.

La méthode tient compte des facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe roche-soutènement, à savoir :

1. La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps,
2. La raideur du soutènement,
3. Enfin, la déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

## **V.2 La Convergence**

La convergence d'une section d'un tunnel suivant une direction est le déplacement relatif des deux points opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

## **V.3 Le confinement**

Est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ) [34].

## **V.4 Domaines d'utilisation**

Dans le cas de canaux circulaires creusés à des profondeurs modérées ou supérieures du massif rocheux où la contrainte peut être considérée comme isotrope et homogène, la méthode des contraintes convergentes conduit à un dimensionnement satisfaisant des appuis. Dans d'autres cas, il donne l'ordre de grandeur de la déformation attendue, il permet la sélection de déterminants à introduire dans des calculs plus affinés, et guide la sélection de propriétés conservées lors de la phase d'avant-projet (Bouvard & al, 1988).

La méthode en question sert également de base au contrôle et à l'interprétation des mesures réalisées sur le site. Sa souplesse d'utilisation permet l'adaptation rapide d'un projet initial aux conditions rencontrées lors du creusement.

## **V.5 Principe générale de la méthode**

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P. Le déplacement radial  $u$  des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression  $P_i$  correspondant à l'état initial isotrope P [35].

## **V.6 Hypothèses de la méthode**

- Hypothèse des déformations planes,
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif.
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

## **V.7 Etapes De Calcul** [35]

La méthode comporte quatre étapes :

- Première étape : Courbe caractéristique du terrain.
- Deuxième étape : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- Troisième étape : Courbe caractéristique de soutènement.
- Quatrième étape: Equilibre final.

## **V.8 Courbe de convergence**

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfiné progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0; de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x = 0$ ) On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 \quad (26)$$

$\lambda(x)$  est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit  $x$  considéré, il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir  $\lambda(x)$ . Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x}\right]^2\right) \quad (27)$$

$\alpha$  Et  $m_0$  sont deux constantes (respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation. La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe u paramétrique (de paramètre(x)) qui est représenté sur un graphe ( $P_i$ , u).

**Les données :**

R : Rayon de l'excavation ;

E : Caractéristiques de rupture du terrain ;

$\nu$ : Coefficient de poisson;

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou  $R_c$  et  $\phi$  ) ;

$\phi$ : Angle de frottement;

$\gamma$  : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée ;

$\sigma_0$ : Contrainte initiale de massif.  $\sigma_0 = \gamma h$

Tel que :

$R_c$  : La résistance en compression simple des terrains,

$$R_c = \frac{2c + \cos\phi}{1 - \sin\phi} = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (28)$$

$K_P$  : Coefficient de butée

$$K_P = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (29)$$

**❖ Etapes de calcul**

- Si  $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$  Le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} \quad (30)$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_i = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} \end{cases}$$

- Si  $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$  Ce cas représente la fin de l'élasticité.

Pour tracer la courbe caractéristique du terrain ( $P\lambda = ( )$ ) les équations suivantes sera utilisée:

- ✓ Taux de déconfinement ( $\lambda$ )
- ✓ Déplacement ( $\lambda$ )
- ✓ La pression ( $\lambda$ )

✓ **Calcule de taux de déconfinement  $\lambda$  ( $x$ )**

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x}\right]^2\right) \quad (27)$$

Avec :  $\alpha$  et  $m_0$  sont deux constantes (respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

✓ **Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0 \quad (31)$$

Avec :  $u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E}$

✓ **Calcule de la pression  $P$  ( $\lambda$ )**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 \quad (26)$$

**V.9 Courbe de Confinement** [35]

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement, qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial us en fonction de la pression appliquée Ps permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

Pour tracer la courbe de confinement ou la courbe caractéristique de soutènement on détermine trois valeurs :

- La raideur de soutènement :  $K_s = \frac{\Delta P}{\Delta U}$
- La pression maximale admissible  $P_{max}$  qui correspond à la pression en rupture de soutènement.
- Le déplacement  $U$ .

**V.10 Soutènements**

**1. Béton projeté**

a) Raideur du béton  $K_b$ :

$$K_b = \frac{Eb \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} \quad (\text{Cas du revêtement mince}) \quad (32)$$

$$K_b = \frac{E_b(R_{int}^2 - R_{ext}^2)}{(1-\nu)[(1-2\nu)R_{int}^2 + R_{ext}^2]} \quad (\text{Cas du revêtement épais}) \quad (33)$$

b) La pression maximale du béton  $P_b^{max}$ :

La pression maximale que peut développer un anneau mince vaut :

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} \quad (34)$$

La pression maximale que peut développer un anneau épais vaut :

$$P_b^{max} = \frac{R_{int}^2 - R_{ext}^2}{R_{int}^2 + R_{ext}^2} \sigma_b^{max} \quad (35)$$

Avec :

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} \cdot 0.85}{\gamma_b} \quad (36)$$

Ou :

•  **$f_{c28}$**  : La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours.

( **$f_{c28}$** =25MPa)

•  $\gamma_b$  = Coefficient de sécurité :  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité situation normale} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Coefficient de sécurité situation accidentelle} \end{cases}$

c) Le Déplacement  $U_b^{max}$ :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} \quad (37)$$

### ➤ Caractéristiques de béton projeté

- modules  $E_b$  de béton projeté:  $E_b = 12\text{GPa} = 12000\text{MPa}$

- coefficient de poisson :  $\nu = 0.2$

- rayon de la galerie :  $R = 2.5\text{m}$

-  **$f_{c28}$**  = 25MPa

-  $\gamma_b = 1.5$

## 2. Cintres métalliques

a) Raideur du Cintre  $K_c$  :

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{R \cdot \alpha} \quad (38)$$

b) La pression maximale  $P_c^{max}$ :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_c}{R \cdot \alpha} \quad (39)$$

c) Le Déplacement  $U_c^{max}$ :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c} \quad (40)$$

Avec :

$E_c$  : Module de Young de l'acier ;

$A_c$  : Section des cintres ;

$\alpha$  : Espacement des cintres ;

$f_u$  : Résistance de l'acier.

➤ **Caractéristiques des cintres métalliques**

- Section HEB-220:  $A_c = 91.04 \text{ cm}^2$

- la qualité de l'acier est : S275

- Module de Young de l'acier :  $E_c = 210 \text{ GPa} = 210000 \text{ MPa}$

- Résistance de l'acier :  $f_u = 410 \text{ MPa}$

**3. Boulons d'ancrage**

Dans le cas de boulons à ancrage on a :

La pression équivalente peut être calculée par :

$$P = \frac{F}{e_c \cdot e_l} = \frac{A_s \cdot E_b}{L \cdot e_c \cdot e_t} \cdot u \quad (41)$$

Avec :  $F = A_s \cdot E_s \cdot \frac{u}{L}$

La raideur à prendre en compte est donc:

$$K_{sn} = P \cdot \frac{R}{u} = \frac{R}{e_c \cdot e_t} \cdot \frac{A_s \cdot E_b}{L} \quad (42)$$

Avec :

$E_b$  : Module de l'acier du boulon ( $E_b = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ )

$e_t$  : Espacement transversale entre boulons.

$e_l$  : Espacement longitudinal entre boulons.

$R$  : rayon de l'excavation.

$A_s$  : Section du boulon.

➤ **Caractéristiques des boulons d'ancrage**

-La longueur de boulons d'ancrage  $L = 6 \text{ m}$

-Diamètre de boulons d'ancrage  $D = 25 \text{ mm}$

-Section du boulon :  $A_s = \frac{25^2}{4} \pi = 490.87 \text{ mm}^2$

- $E_b = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

## V.11. Application de la méthode pour notre galerie (la galerie 1045)

### V.11.1 Caractéristiques géotechniques des roches

Tableau IV.1. Caractéristiques géotechniques des massifs rocheux au niveau de la galerie 1045

Caractéristiques géotechniques	Conglomérat	Calcaire	Marne jaune	Marne minéralisé	Marne grise	Grès	Minerai fer
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	23	27	22	24	22	23	26
$\varphi$ (°)	37.14	38.24	18.53	14.9	14.44	25	32.64
<b>C</b> (MPa)	0.0026	0.02	0.0044	0.0036	0.0036	0.007	0.018
<b>E</b> (GPa)	2.236	10.521	2.041	1.257	1.147	2.236	8.691
<b>R<sub>c</sub></b> (MPa)	2.025	2.166	1.403	1.310	1.298	1.593	1.906
<b>v</b> (coefficient de poissent)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>H</b> (l'épaisseur de la couverture en m)	21.5	91.5	121.5	121.5	121.5	131.5	151.5
<b><math>\sigma_0 = \gamma.H</math></b> (MPa)	0.49	2.47	2.67	2.91	2.67	3.02	3.94

La galerie est de 2.5 m de rayon et le soutènement est composé de cintres, béton projeté et de boulons d'ancrage.

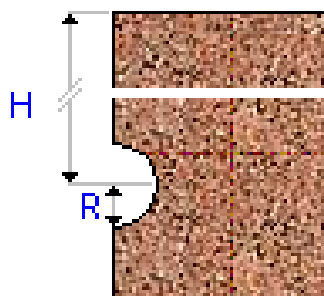


Figure IV.1. La profondeur et le rayon de la galerie.

#### • Calcul de R<sub>c</sub>:

$$R_c = \frac{2c + \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2c \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Conglomérat :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.0026) + \cos 37.14}{1 - \sin 37.14} = 2.025 \text{ MPa}$



- Calcaire :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.02) + \cos 38.24}{1 - \sin 38.24} = 2.166 \text{ MPa}$
- Marne jaune :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.0044) + \cos 18.53}{1 - \sin 18.53} = 1.403 \text{ MPa}$
- Marne minéralisée :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.0036) + \cos 14.9}{1 - \sin 14.9} = 1.310 \text{ MPa}$
- Marne grise :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.003) + \cos 14.44}{1 - \sin 14.44} = 1.298 \text{ MPa}$
- Grés :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.007) + \cos 25}{1 - \sin 25} = 1.593 \text{ MPa}$
- Minerai fer :  $R_c = \frac{2 \cdot (0.018) + \cos 32.64}{1 - \sin 32.64} = 1.906 \text{ MPa}$

• **Calcul de  $K_p$ :**

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

- Conglomérat :  $K_p = \frac{1 + \sin 37.14}{1 - \sin 37.14} = 4.047$
- Calcaire :  $K_p = \frac{1 + \sin 38.24}{1 - \sin 38.24} = 4.248$
- Marne jaune :  $K_p = \frac{1 + \sin 18.53}{1 - \sin 18.53} = 1.931$
- Marne minéralisée :  $K_p = \frac{1 + \sin 14.9}{1 - \sin 14.9} = 1.692$
- Marne grise :  $K_p = \frac{1 + \sin 14.44}{1 - \sin 14.44} = 1.664$
- Grise :  $K_p = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} = 2.464$
- Minerai fer :  $K_p = \frac{1 + \sin 32.64}{1 - \sin 32.64} = 3.342$

### V.11.2 Les courbes de convergence et de confinement

#### 1. Pour le conglomérat :

##### a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a :

$$\frac{R_c}{2} = \frac{2.025}{2} = 1.012 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 < \frac{R_c}{2}$$

Le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques. Calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul.

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} = \frac{(1+0.25)(0.49) \cdot 1.5}{(2.236)(10^3)} = 0.00041 \text{ m} = 0.41 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées suivantes :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 = 0.49\text{MPa} \\ u = 0\text{mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P = 0 \\ u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0.R}{E} = 0.41\text{mm} \end{cases}$$

**b) Courbe caractéristique du soutènement (de confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur:  $e = 10\text{cm} = 0.1\text{m}$ )

• Module De Rigidité  $K_b$ :

$$K_b = \frac{E_b . e}{(1-\nu^2).R} = \frac{12000 . 0.1}{(1-0.2^2).1.5} = 833.33 \text{ MPa}$$

• Pression maximale  $P_b^{max}$  :

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} . 0.85}{\gamma_b} = \frac{25.(0.85)}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} . e}{R} = \frac{14.16 \times 0.1}{1.5} = 0.944\text{MPa}$$

• Le Déplacement  $U_b^{max}$ :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} . R}{K_b} = \frac{0.944 \times 1.5}{833.33} = 0.0017\text{m} = 1.7\text{mm}$$

❖ **Cintres métalliques (Cintres HEB-220)** (Espacement=2m)

• Module De Rigidité  $K_c$  :

$$K_c = \frac{E_c . A_c}{R . \alpha} = \frac{210000 . (91.04 . 10^{-4})}{1.5 \times 2} = 637.28\text{MPa}$$

• Pression maximale  $P_c^{max}$  :

$$P_c^{max} = \frac{f_u . A_c}{R . \alpha} = \frac{410 . (91.04 . 10^{-4})}{1.5 . 2} = 1.24\text{MPa}$$

• Le Déplacement  $U_c^{max}$ :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} . R}{K_c} = \frac{1.24 \times 1.5}{637.28} = 0.0029\text{m} = 2.9\text{mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage** (Espacement entre boulons : 2m)

$$K_{sn} = \frac{R}{e_c . e_t} \cdot \frac{A_s . E_b}{L} = \frac{1.5}{2 . 2} \cdot \frac{(490.87 \times 10^{-6})(2.1 \times 10^5)}{6} = 17.18\text{MPa}$$

$$P_{max} = 0.067\text{MPa}$$

❖ **Combinaison des soutènements**

• **Raideur du soutènement :**

$$K_s = K_b + K_c + K_{sn} = 833.33 + 637.28 + 17.18 = 1487.80\text{MPa}$$

• **Pression maximale développée par le soutènement**

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max} + P_{sn}^{max} = 0.944 + 1.24 + 0.067 = 2.251\text{MPa}$$

• Déplacement maximum du soutènement

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{2.251 \times 1.5}{1487.80} = 0.0022m = 2.2mm$$

• Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 0.41 > 0.11 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.11mm \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 2.251MPa \\ U_s^{max} = 2.2mm \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

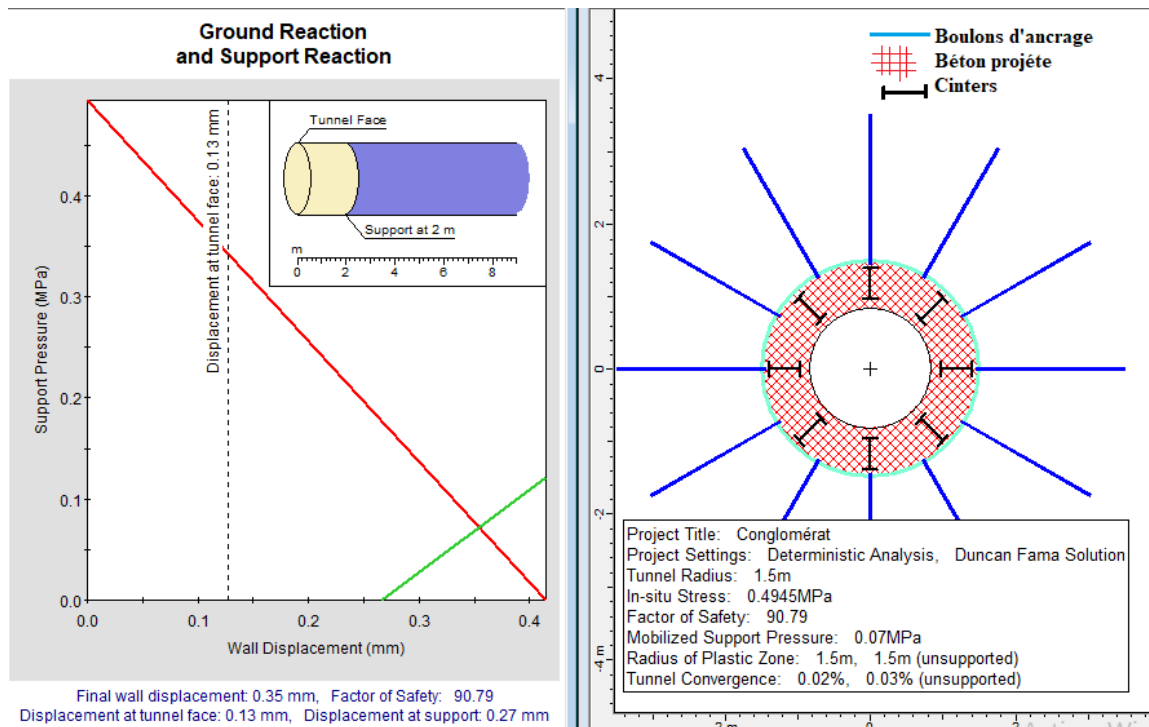


Figure IV.2 Courbe convergence-confinement (conglomérat)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.1MPa$$

$$U_{\text{équilibre}} = 0.33mm$$

2. Pour le calcaire :

a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a :

$$\frac{R_c}{2} = \frac{2.166}{2} = 1.083 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{R_c}{2} ; \text{ Ce cas représente la fin de l'élasticité.}$$

• Calcul de taux de déconfinement  $\lambda(x)$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x=1\text{m} ; \lambda (x=1) &= \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m \cdot 0.R}{m \cdot 0.R + x}\right]^2\right) \\ &= 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{(0.75) \cdot 1.5}{(0.75) \cdot 1.5 + 1}\right]^2\right) \\ &= 0.79 \end{aligned}$$

• **Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0.R}{E} = \frac{(1+0.25)(2.47) \cdot 1.5}{(10.52)(10^3)} = 0.00044 \text{ m} = 0.44\text{mm}$$

$$\text{Donc : } U(\lambda) = (0.79)(0.44) = 0.35\text{mm}$$

• **Calcul de la pression P ( $\lambda$ )**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 2.47$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Les valeurs de la courbe de terrain (calcaire)

$\lambda$	0	0.79	0.85	0.93	1
<b>P (<math>\lambda</math>) (MPa)</b>	2.47	0.52	0.37	0.17	0
<b>U (<math>\lambda</math>) (mm)</b>	0	0.35	0.37	0.41	0.44

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur= 0.1m)

• **Module De Rigidité  $K_b$ :**

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} = \frac{12000 \cdot 0.1}{(1-0.2^2) \cdot 1.5} = 833.33\text{MPa}$$

• **Pression maximale  $P_b^{max}$ :**

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} \cdot 0.85}{\gamma_b} = \frac{25 \cdot (0.85)}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \times 0.1}{1.5} = 0.94\text{MPa}$$

• **Le Déplacement  $U_b^{max}$ :**

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{0.94 \times 1.5}{833.33} = 0.0017\text{m} = 1.7\text{mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage** (Espacement entre boulons : 2m)

$$K_{sn} = \frac{R}{e_c \cdot e_t} \cdot \frac{A_s \cdot E_b}{L} = \frac{1.5}{2 \times 2} \cdot \frac{(490.87 \cdot 10^{-6})(2 \cdot 1 \cdot 10^5)}{6} = 6.43 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 2.606 \text{ MPa}$$

❖ **Combinaison du boulon et béton projeté**

• **Raideur du soutènement :**

$$K_s = K_b + K_{sn} = 833.33 + 6.43 = 839.76 \text{ MPa}$$

• **Pression maximale développée par le soutènement**

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P = 0.94 + 2.606 = 3.54 \text{ MPa}$$

• **Déplacement maximum du soutènement**

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{3.546 \times 1.5}{839.76} = 0.0062 \text{ m} = 6.2 \text{ mm}$$

• **Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement**

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 0.44 > 0.085 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.12 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 3.54 \text{ MPa} \\ U_s^{max} = 6.2 \text{ mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

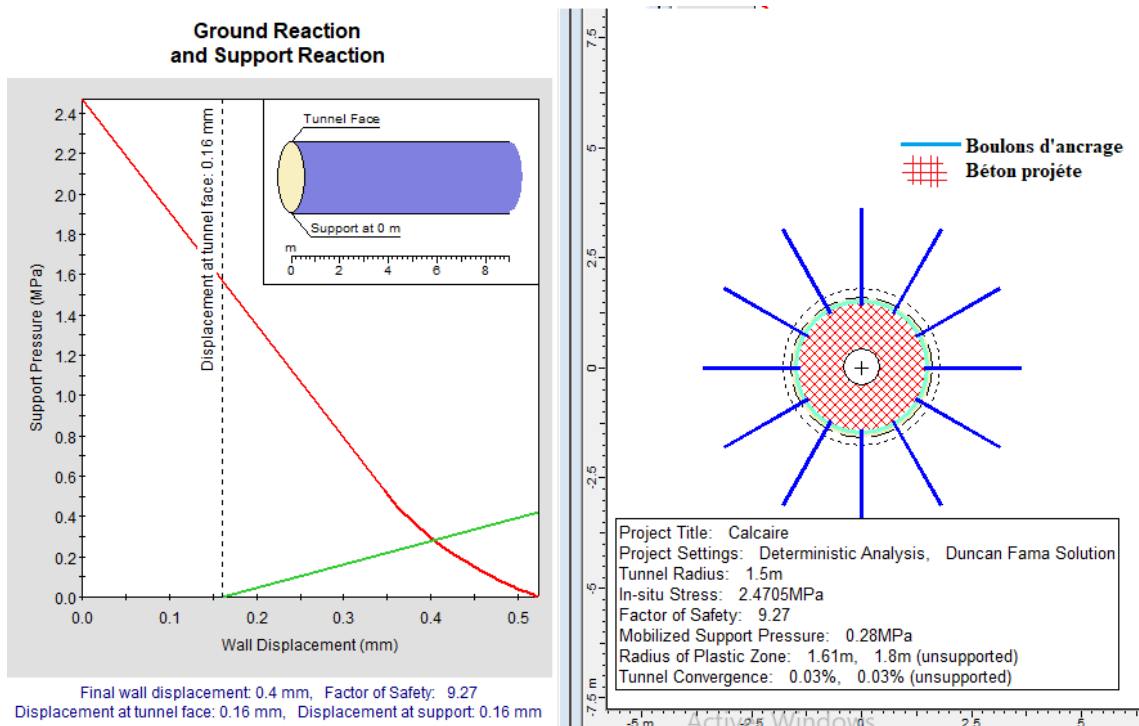


Figure IV.3 Courbe convergence-confinement (calcaire)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.3 \text{ MPa}$$

$U_{\text{équilibre}} = 0.4\text{mm}$

**3. Pour la marne jaune :**

**a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :**

On a :

$$\frac{Rc}{2} = \frac{1.403}{2} = 0.702 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{Rc}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

**• Calcul de taux de déconfinement  $\lambda(x)$**

Pour  $x=1\text{m}$  ;  $\lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) (1 - [\frac{(0.75).1.5}{(0.75).1.5 + 1}]^2)$

$$\lambda(x=1) = 0.79$$

**• Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x). u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0.R}{E} = \frac{(1+0.25)(2.67).1.5}{(3.08)(10^3)} = 0.0016 \text{ m} = 1.6\text{mm}$$

Donc :  $U(\lambda) = (0.79)(1.6) = 1.26\text{mm}$

**• Calcul de la pression  $P(\lambda)$**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 2.67$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3** Les valeurs de la courbe de terrain (marne jaune)

$\lambda$	0	0.79	0.85	0.93	1
$P(\lambda)$ (MPa)	2.67	0.56	0.40	0.18	0
$U(\lambda)$ (mm)	0	1.26	1.36	1.48	1.6

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur:  $e = 15\text{cm} = 0.15\text{m}$ )

**• Module De Rigidité  $K_b$ :**

$$K_b = \frac{Eb . e}{(1-\nu^2).R} = \frac{12000 \times 0.15}{(1-0.2^2).1.5} = 1250 \text{ MPa}$$

**• Pression maximale  $P_b^{max}$ :**

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} . 0.85}{\gamma_b} = \frac{25.(0.85)}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max}.e}{R} = \frac{14.16 \times 0.15}{1.5} = 1.416 \text{MPa}$$

- Le Déplacement  $U_b^{max}$  :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max}.R}{K_b} = \frac{1.416 \times 1.5}{1250} = 0.0017 \text{m} = 1.7 \text{mm}$$

❖ **Cintres métalliques (Cintres HEB-220) (Espacement=2m)**

- Module De Rigidité  $K_c$  :

$$K_c = \frac{E_c.A_c}{R.\alpha} = \frac{210000.(91.04.10^{-4})}{1.5 \times 2} = 637.28 \text{MPa}$$

- Pression maximale  $P_c^{max}$  :

$$P_c^{max} = \frac{f_u.A_c}{R.\alpha} = \frac{410.(91.04.10^{-4})}{1.5 \cdot 2} = 1.24 \text{MPa}$$

- Le Déplacement  $U_c^{max}$  :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max}.R}{K_c} = \frac{1.24 \times 1.5}{637.28} = 0.0029 \text{m} = 2.9 \text{mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage (Espacement entre boulons : 1.5m)**

$$K_{Sn} = \frac{R}{e_c . e_t} \cdot \frac{A_s . E_b}{L} = \frac{1.5}{1.5 \times 1.5} \cdot \frac{(490.87 \times 10^{-6})(2.1 \times 10^5)}{6} = 11.45 \text{MPa}$$

$$P_{max} = 0.119 \text{MPa}$$

❖ **Combinaison des soutènements**

- Raideur du soutènement :

$$K_s = K_b + K_c + K_{Sn} = 1250 + 637.28 + 11.45 = 1898.73 \text{MPa}$$

- Pression maximale développée par le soutènement

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max} + P_{max} = 1.416 + 1.24 + 0.119 = 2.775 \text{MPa}$$

- Déplacement maximum du soutènement

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max}.R}{K_s} = \frac{2.775 \times 1.5}{1898.73} = 0.0022 \text{m} = 2.2 \text{mm}$$

- Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 1.6 > 0.41 \text{mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{MPa} \\ U_{s0} = 0.41 \text{mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 2.251 \text{MPa} \\ U_s^{max} = 2.2 \text{mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

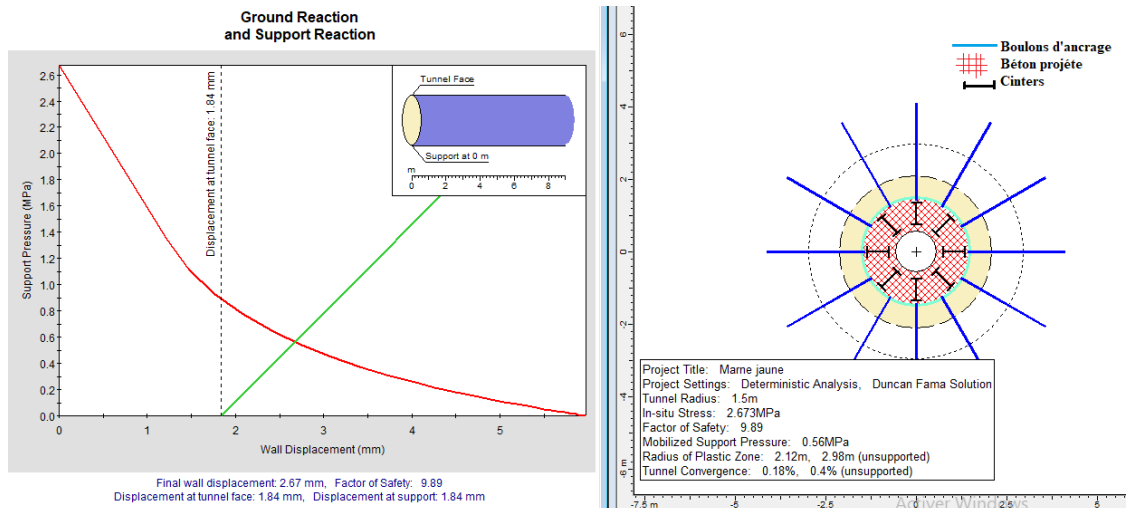


Figure IV.4 Courbe convergence-confinement (marne jaune)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.5\text{MPa}$$

$$U_{\text{équilibre}} = 2.6\text{mm}$$

**4. Pour la marne minéralisée :**

**a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :**

On a :

$$\frac{Rc}{2} = \frac{1.310}{2} = 0.65 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{Rc}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

**• Calcul de taux de déconfinement  $\lambda(x)$**

$$\text{Pour } x=1\text{m} ; \lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{(0.75) \cdot 1.5}{(0.75) \cdot 1.5 + 1}\right]^2\right)$$

$$\lambda(x=1) = 0.79$$

**• Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 \cdot R}{E} = \frac{(1+0.25)(2.91)1.5}{(1.26)(10^3)} = 0.0043 \text{ m} = 4.3\text{mm}$$

$$\text{Donc : } U(\lambda) = (0.79)(4.3) = 3.39\text{mm}$$

**• Calcul de la pression  $P(\lambda)$**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 2.91$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 Les valeurs de la courbe de terrain (marne minéralisée)



$\lambda$	0	0.79	0.83	0.93	1
$P(\lambda)$ (MPa)	2.91	0.61	0.49	0.20	0
$U(\lambda)$ (mm)	0	3.39	3.56	3.99	4.3

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur:  $e = 10\text{cm} = 0.1\text{m}$ )

- Module De Rigidité  $K_b$ :

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} = \frac{12000 \cdot 0.1}{(1-0.2^2) \cdot 1.5} = 833.33 \text{ MPa}$$

- Pression maximale  $P_b^{max}$ :

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} \cdot 0.85}{\gamma_b} = \frac{25 \cdot (0.85)}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \times 0.1}{1.5} = 0.944 \text{ MPa}$$

- Le Déplacement  $U_b^{max}$ :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{0.944 \times 1.5}{833.33} = 0.0017 \text{ m} = 1.7 \text{ mm}$$

❖ **Cintres métalliques (Cintres HEB-220)** (Espacement=2m)

- Module De Rigidité  $K_c$ :

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{210000 \cdot (91.04 \cdot 10^{-4})}{1.5 \times 2} = 637.28 \text{ MPa}$$

- Pression maximale  $P_c^{max}$ :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{410 \cdot (91.04 \cdot 10^{-4})}{1.5 \cdot 2} = 1.24 \text{ MPa}$$

- Le Déplacement  $U_c^{max}$ :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c} = \frac{1.24 \times 1.5}{637.28} = 0.0029 \text{ m} = 2.9 \text{ mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage** (Espacement entre boulons : 2m)

$$K_{Sn} = \frac{R}{e_c \cdot e_t} \cdot \frac{A_s \cdot E_b}{L} = \frac{1.5}{2 \cdot 2} \cdot \frac{(490.87 \times 10^{-6}) \cdot (2.1 \times 10^5)}{6} = 17.18 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 0.067 \text{ MPa}$$

❖ **Combinaison des soutènements**

- Raideur du soutènement :

$$K_s = K_b + K_c + K_{Sn} = 833.33 + 637.28 + 17.18 = 1487.80 \text{ MPa}$$

• Pression maximale développée par le soutènement

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max} + P_{max} = 0.944 + 1.24 + 0.067 = 2.251 \text{ MPa}$$

• Déplacement maximum du soutènement

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{2.251 \times 1.5}{1487.80} = 0.0022 \text{ m} = 2.2 \text{ mm}$$

• Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 4.3 > 1.14 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.14 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 2.251 \text{ MPa} \\ U_s^{max} = 2.2 \text{ mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

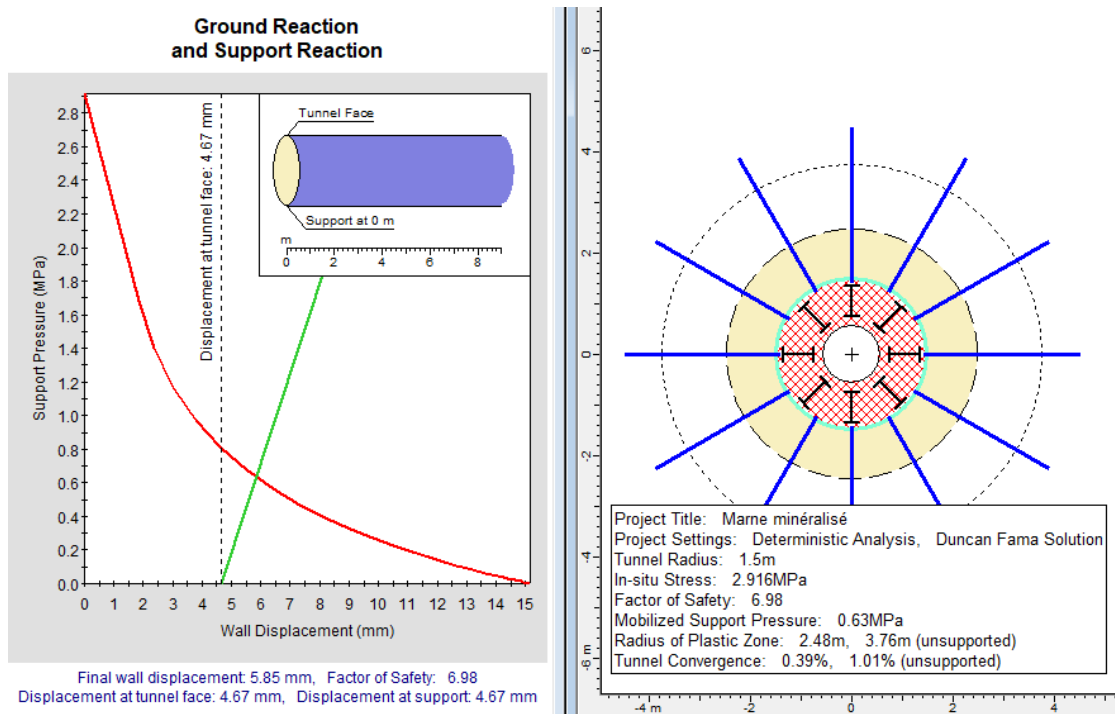


Figure IV.5 Courbe convergence-confinement (marne minéralisé)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$U_{\text{équilibre}} = 6.1 \text{ mm}$$

5. Pour la marne grise :

a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a :

$$\frac{R_c}{2} = \frac{1.298}{2} = 0.65 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

• **Calcul de taux de déconfinement  $\lambda(x)$**

$$\text{Pour } x=1\text{m} ; \lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{(0.75)^{1.5}}{(0.75)^{1.5} + 1}\right]^2\right)$$

$$\lambda(x=1) = 0.79$$

• **Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0.R}{E} = \frac{(1+0.25)(2.67).1.5}{(1.14)(10^3)} = 0.0044 \text{ m} = 4.4\text{mm}$$

$$\text{Donc : } U(\lambda) = (0.79)(4.4) = 3.47\text{mm}$$

• **Calcul de la pression  $P(\lambda)$**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 2.67$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5** Les valeurs de la courbe de terrain (marne grise)

$\lambda$	0	0.79	0.83	0.93	1
$P(\lambda)$ (MPa)	2.67	0.56	0.45	0.18	0
$U(\lambda)$ (mm)	0	3.47	3.65	4.09	4.4

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur:  $e = 10\text{cm} = 0.1\text{m}$ )

• **Module De Rigidité  $K_b$ :**

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} = \frac{12000 \times 0.1}{(1-0.2^2) \cdot 1.5} = 833.33 \text{ MPa}$$

• **Pression maximale  $P_b^{max}$ :**

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} \cdot 0.85}{\gamma_b} = \frac{25 \cdot (0.85)}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \times 0.1}{1.5} = 0.944\text{MPa}$$

• **Le Déplacement  $U_b^{max}$ :**

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{0.944 \times 1.5}{833.33} = 0.0017\text{m} = 1.7\text{mm}$$

❖ **Cintres métalliques (Cintres HEB-220)** (Espacement=2m)

- Module De Rigidité  $K_c$  :

$$K_c = \frac{Ec.Ac}{R.\alpha} = \frac{210000.(91.04.10^{-4})}{1.5 \times 2} = 637.28\text{MPa}$$

- Pression maximale  $P_c^{max}$  :

$$P_c^{max} = \frac{fu.Ac}{R.\alpha} = \frac{410.(91.04.10^{-4})}{1.5 \cdot 2} = 1.24\text{MPa}$$

- Le Déplacement  $U_c^{max}$  :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max}.R}{Kc} = \frac{1.24 \times 1.5}{637.28} = 0.0029\text{m} = 2.9\text{mm}$$

- ❖ **Boulons d'ancrage** (Espacement entre boulons : 2m)

$$K_{sn} = \frac{R}{e_c \cdot e_t} \cdot \frac{A_s.E_b}{L} = \frac{1.5}{2 \cdot 2} \cdot \frac{(490.87 \times 10^{-6})(2.1 \times 10^5)}{6} = 17.18\text{MPa}$$

$$P_{max} = 0.067\text{MPa}$$

- ❖ **Combinaison des soutènements**

- **Raideur du soutènement :**

$$K_s = K_b + K_c + K_{sn} = 833.33 + 637.28 + 17.18 = 1487.80\text{MPa}$$

- **Pression maximale développée par le soutènement**

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max} + P_{max} = 0.944 + 1.24 + 0.067 = 2.251\text{MPa}$$

- **Déplacement maximum du soutènement**

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max}.R}{K_s} = \frac{2.251 \times 1.5}{1487.80} = 0.0022\text{m} = 2.2\text{mm}$$

- **Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement**

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 4.4 > 1.16 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.16\text{mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 2.251\text{MPa} \\ U_s^{max} = 2.2\text{mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

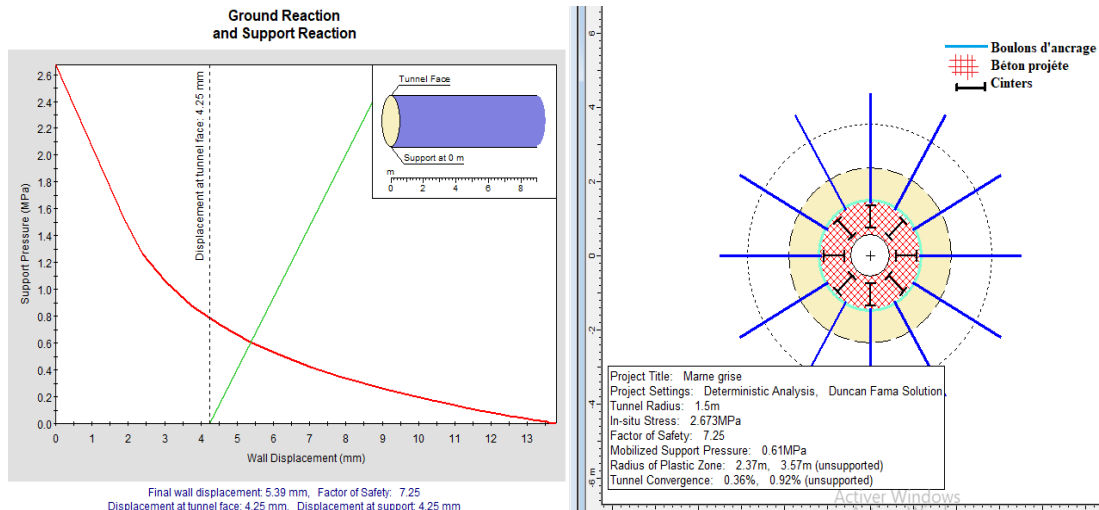


Figure IV.6 Courbe convergence-confinement (marne grise)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.6\text{MPa}$$

$$U_{\text{équilibre}} = 5.5\text{mm}$$

### 6. Pour les grés :

#### a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a :

$$\frac{Rc}{2} = \frac{1.593}{2} = 0.79 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{Rc}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

#### • Calcul de taux de déconfinement $\lambda(x)$

$$\text{Pour } x=1\text{m} ; \lambda(x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{(0.75) \cdot 1.5}{(0.75) \cdot 1.5 + 1}\right]^2\right)$$

$$\lambda(x=1) = 0.79$$

#### • Calcul de déplacement ( $\lambda$ )

$$U(\lambda) = \lambda(x) \cdot u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0 R}{E} = \frac{(1+0.25)(3.02)1.5}{(2.23)(10^3)} = 0.0025 \text{ m} = 2.5 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } U(\lambda) = (0.79)(2.5) = 1.97\text{mm}$$

#### • Calcul de la pression $P(\lambda)$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 3.02$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6** Les valeurs de la courbe de terrain (grés)

$\lambda$	0	0.79	0.83	0.95	1
$P(\lambda)$ (MPa)	3.02	0.63	0.51	0.15	0
$U(\lambda)$ (mm)	0	1.97	2.07	2.37	2.5

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur:  $e = 10\text{cm} = 0.1\text{m}$ )

- Module De Rigidité  $K_b$ :

$$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R} = \frac{12000 \times 0.1}{(1-0.2^2) \cdot 1.5} = 833.33 \text{ MPa}$$

- Pression maximale  $P_b^{max}$ :

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} \cdot 0.85}{\gamma_b} = \frac{25 \cdot (0.85)}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} \cdot e}{R} = \frac{14.16 \times 0.1}{1.5} = 0.944 \text{ MPa}$$

- Le Déplacement  $U_b^{max}$ :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} \cdot R}{K_b} = \frac{0.944 \times 1.5}{833.33} = 0.0017 \text{ m} = 1.7 \text{ mm}$$

❖ **Cintres métalliques (Cintres HEB-220)** (Espacement=2m)

- Module De Rigidité  $K_c$ :

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{210000 \cdot (91.04 \cdot 10^{-4})}{1.5 \times 2} = 637.28 \text{ MPa}$$

- Pression maximale  $P_c^{max}$ :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_c}{R \cdot \alpha} = \frac{410 \cdot (91.04 \cdot 10^{-4})}{1.5 \cdot 2} = 1.24 \text{ MPa}$$

- Le Déplacement  $U_c^{max}$ :

$$U_c^{max} = \frac{P_c^{max} \cdot R}{K_c} = \frac{1.24 \times 1.5}{637.28} = 0.0029 \text{ m} = 2.9 \text{ mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage** (Espacement entre boulons : 2m)

$$K_{sn} = \frac{R}{e_c \cdot e_t} \cdot \frac{A_s \cdot E_b}{L} = \frac{1.5}{2 \cdot 2} \cdot \frac{(490.87 \times 10^{-6})(2.1 \times 10^5)}{6} = 17.18 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 0.067 \text{ MPa}$$

❖ **Combinaison des soutènements**

- Raideur du soutènement :

$$K_s = K_b + K_c + K_{sn} = 833.33 + 637.28 + 17.18 = 1487.80 \text{ MPa}$$

• Pression maximale développée par le soutènement

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P_c^{max} + P_{max} = 0.944 + 1.24 + 0.067 = 2.251 \text{ MPa}$$

• Déplacement maximum du soutènement

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{2.251 \times 1.5}{1487.80} = 0.0022 \text{ m} = 2.2 \text{ mm}$$

• Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 2.5 > 0.66 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.66 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 2.251 \text{ MPa} \\ U_s^{max} = 2.2 \text{ mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

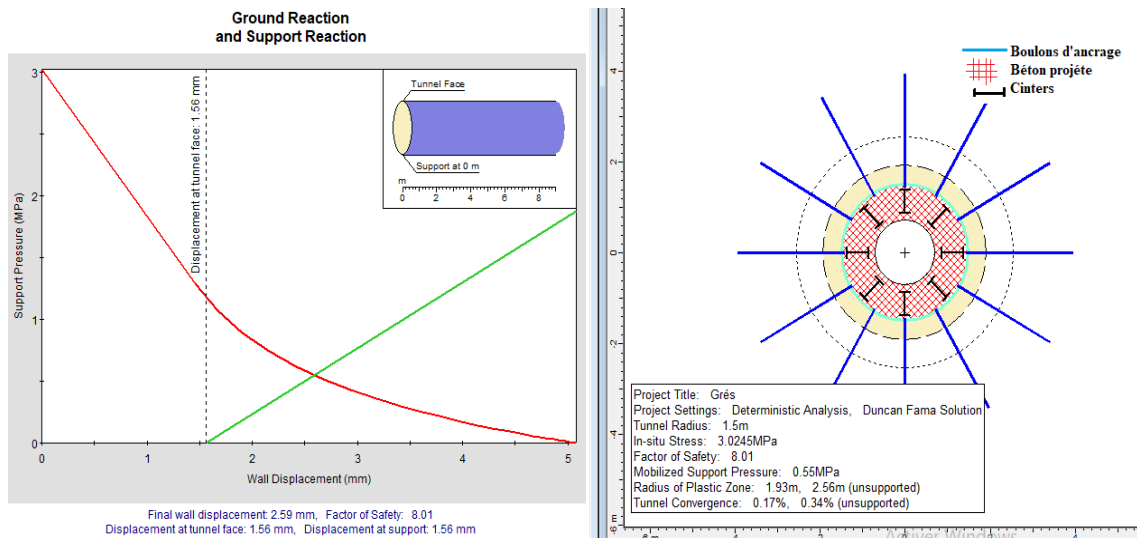


Figure IV.7 Courbe convergence-confinement (grés)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$U_{\text{équilibre}} = 2.5 \text{ mm}$$

7. Pour le minerai de fer :

a) Courbe caractéristique du terrain (la courbe de convergence) :

On a :

$$\frac{R_c}{2} = \frac{1.906}{2} = 0.953 \text{ MPa} ; \text{ donc } \sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Ce cas représente la fin de l'élasticité.

• Calcul de taux de déconfinement  $\lambda(x)$

Pour  $x=1m$  ;  $\lambda (x=1) = 0.25 + (1 - 0.25) (1 - [\frac{(0.75)^5}{(0.75)^{1.5} + 1}]^2)$

$$\lambda (x=1) = 0.79$$

**• Calcul de déplacement ( $\lambda$ )**

$$U(\lambda) = \lambda(x). u_0$$

$$u_0 = \frac{(1+\nu)\sigma_0.R}{E} = \frac{(1+0.25)(3.94)1.5}{(8.69)(10^3)} = 0.00085 \text{ m} = 0.85\text{mm}$$

$$\text{Donc : } U(\lambda) = (0.79)(0.85) = 0.67\text{mm}$$

**• Calcul de la pression  $P$  ( $\lambda$ )**

$$P(\lambda) = (1 - \lambda(x)) \sigma_0 = (1 - \lambda(x)) 3.94$$

Les valeurs de la courbe caractéristique du terrain sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7** Les valeurs de la courbe de terrain (minerai fer)

$\lambda$	0	0.79	0.85	0.93	1
$P(\lambda)$ (MPa)	3.94	0.82	0.59	0.28	0
$U(\lambda)$ (mm)	0	0.67	0.72	0.79	0.85

**b) Courbe caractéristique du soutènement (confinement)**

On a :

❖ **Béton projeté** (épaisseur= 0.05m)

• Module De Rigidité  $K_b$ :

$$K_b = \frac{E_b . e}{(1-\nu^2).R} = \frac{12000 \times 0.05}{(1-0.2^2)1.5} = 416.67\text{MPa}$$

• Pression maximale  $P_b^{max}$ :

$$\sigma_b^{max} = \frac{f_{c28} . 0.85}{\gamma_b} = \frac{25.(0.85)}{1.5} = 14.16\text{MPa}$$

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} . e}{R} = \frac{14.16 \times 0.05}{1.5} = 0.47\text{MPa}$$

• Le Déplacement  $U_b^{max}$ :

$$U_b^{max} = \frac{P_b^{max} . R}{K_b} = \frac{0.47 \times 1.5}{416.67} = 0.0016\text{m} = 1.6\text{mm}$$

❖ **Boulons d'ancrage** (Espace entre boulons : 1.5m)

$$K_{sn} = \frac{R}{e_c . e_t} \cdot \frac{A_s . E_b}{L} = \frac{1.5}{1.5 \times 1.5} \cdot \frac{(490.87 \cdot 10^{-6})(2.1 \cdot 10^5)}{6} = 17.18 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 2.606\text{MPa}$$

❖ **Combinaison du boulon et béton projeté**



• Raideur du soutènement :

$$K_s = K_b + K_{sn} = 416.67 + 17.18 = 433.85 \text{ MPa}$$

• Pression maximale développée par le soutènement

$$P_s^{max} = P_b^{max} + P = 0.47 + 2.606 = 3.076 \text{ MPa}$$

• Déplacement maximum du soutènement

$$U_s^{max} = \frac{P_s^{max} \cdot R}{K_s} = \frac{3.076 \times 1.5}{433.85} = 0.01 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

• Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 \times U_0 > 0.265 \times 0.85 > 0.22 \text{ mm}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} P = 0 \text{ MPa} \\ U_{s0} = 0.22 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_s^{max} = 3.076 \text{ MPa} \\ U_s^{max} = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Le graphe de convergence confinement représente dans la figure ci-dessous :

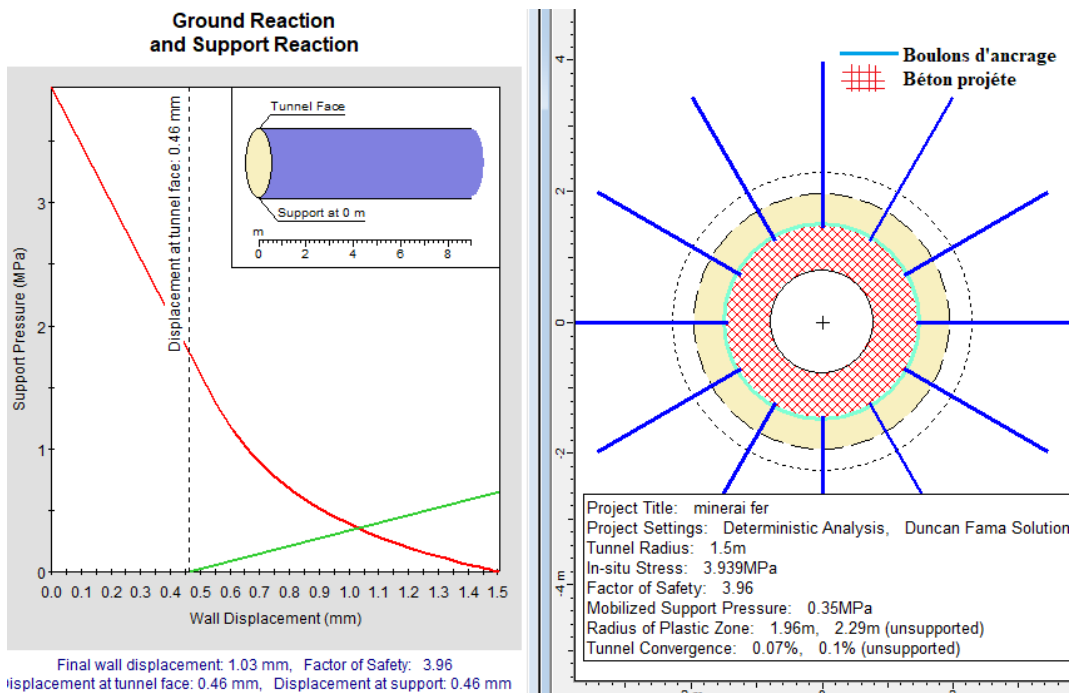


Figure IV.8 Courbe convergence-confinement (minerai fer)

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$P_{\text{équilibre}} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$U_{\text{équilibre}} = 1.05 \text{ mm}$$

**V.11. Conclusion**

On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, un ensemble d'informations qui orientent le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

# *Chapitre VI*

## VI.1 Introduction

PHASE<sup>2</sup> est un programme d'éléments finis en plastique bidimensionnel pour le calcul des contraintes et des déplacements autour des ouvertures souterraines, et peut être utilisé pour résoudre un large éventail de problèmes miniers et de génie civil,

Impliquant : [36]

1. Déformation plane ou axisymétrie
2. Matériaux élastiques ou plastiques
3. Excavations étagées (jusqu'à 50 étapes)
4. Multiples matériaux
5. Support (boulons / béton projeté)
6. Contrainte de champ constante ou gravité
7. Roche Jointe
8. Eaux souterraines (inclure la pression interstitielle dans l'analyse)

## VI.2 Interface de programme PHASE<sup>2</sup>

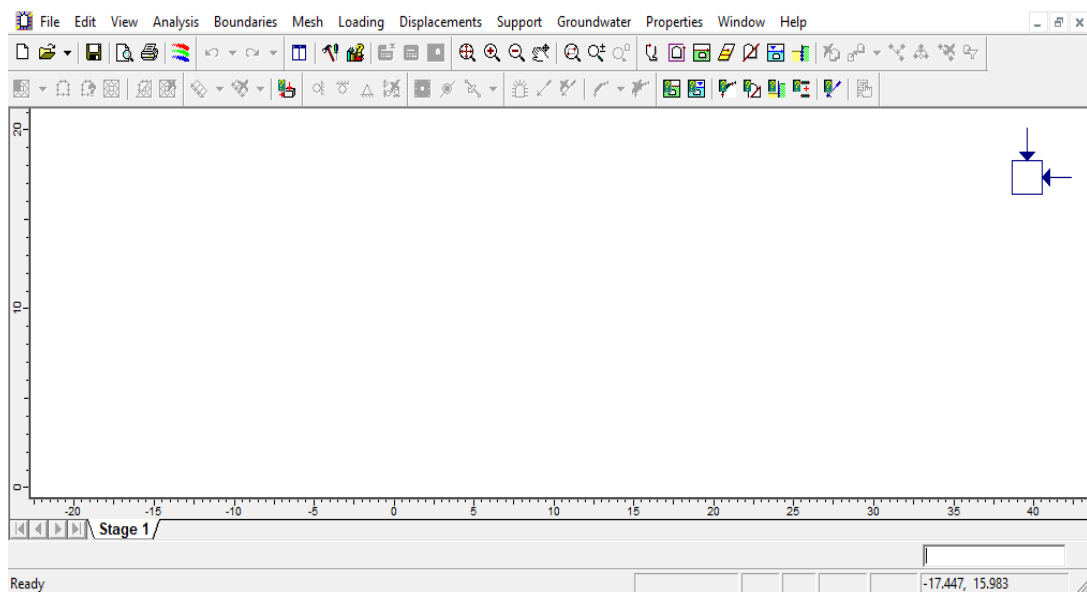


Figure V.1. Présentation de logiciel

### 1. Menu

**2. Onglets de flux de travail:** Il est recommandé aux utilisateurs de suivre l'ordre des onglets de flux de travail lors de la construction d'un modèle. La sélection d'un onglet de flux de travail se reflétera dans les icônes de la barre d'outils, qui correspondent à chaque onglet de flux de travail.

**3. Icônes de la barre d'outils:** ces icônes sont des raccourcis de menu qui peuvent être utilisés pour accélérer le processus de modélisation. Les icônes de la barre d'outils varient en fonction de l'onglet de flux de travail sélectionné.

**4. Arbre de visibilité:** ce volet facilite la visualisation des composants du modèle en présentant les entités du modèle, y compris les charges, les conditions aux limites des eaux souterraines, les revêtements, etc. sous forme d'arbre. Utilisez l'arborescence pour activer / désactiver la visibilité d'un élément. Cliquez avec le bouton droit sur les éléments pour zoomer ou supprimer. Un clic gauche sur un idem mettra en évidence l'élément sur l'interface de modélisation (vous pouvez modifier l'apparence de la zone de surbrillance sous l'onglet général dans les options d'affichage).

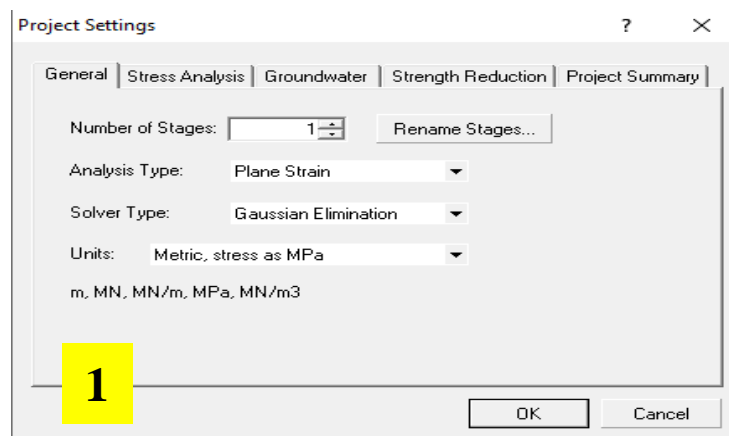
**5. Grille de propriétés:** toutes les entités présentes dans l'arborescence de visibilité peuvent être visualisées à l'aide de la grille de propriétés, qui permet aux utilisateurs de modifier rapidement les propriétés de n'importe quelle entité de modèle. Les matériaux du modèle peuvent également être sélectionnés et modifiés à l'aide de la grille de propriétés. [36]

#### 6. Interface de modélisation.

### VI.3. Modélisation de la galerie (au niveau 1045) par logiciel PHASE<sup>2</sup>

Ces dernières années l'application du model PHASE<sup>2</sup> pour le calcul de la stabilité dans les mines et les ouvrages souterrains est avéré l'un des meilleurs moyens permettant d'atteindre les objectifs projetés par les différentes compagnies. La simplicité du programme et les bonnes résultats obtenus encourage de plus en plus les ingénieurs chercheurs à opter pour ce model que nous allons l'utiliser pour l'étude de stabilité des galeries au niveau 1045m de la mine de Boukhadra.

#### a. La première étape ajoutée l'excavation



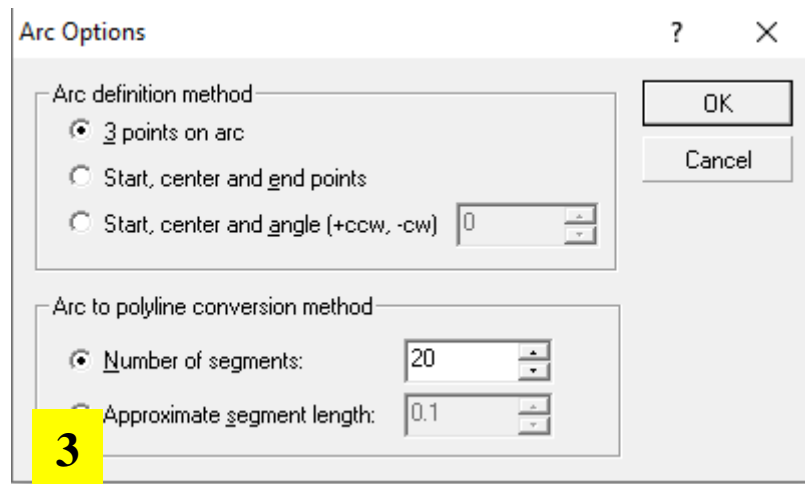
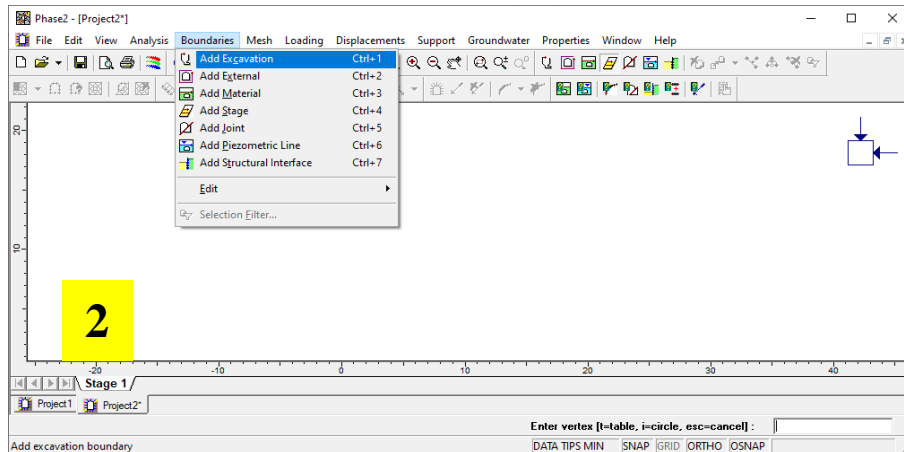
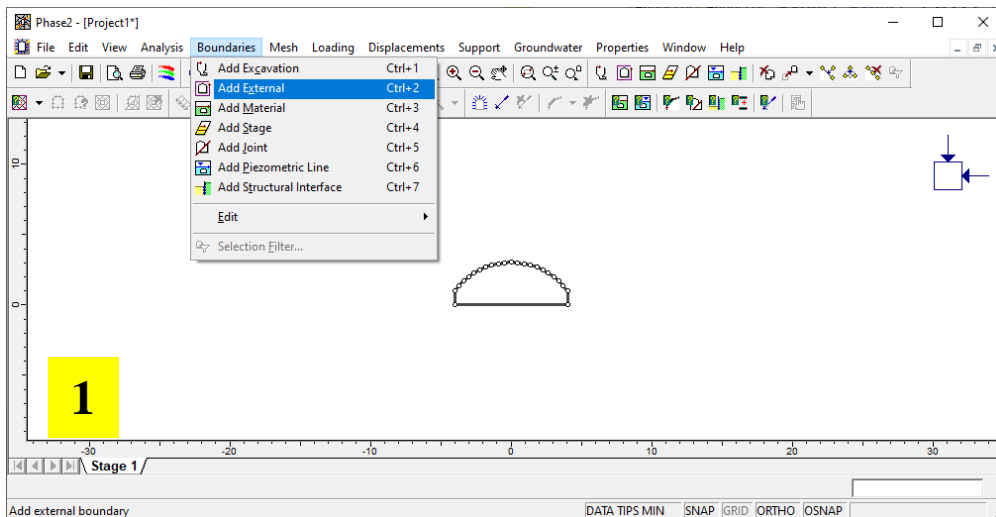


Figure V.2. Désignation de l'excavation.

**b. La deuxième étape ajoutée des externes**



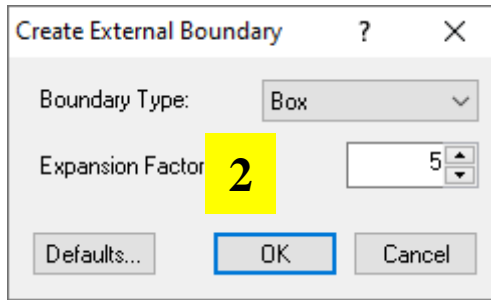
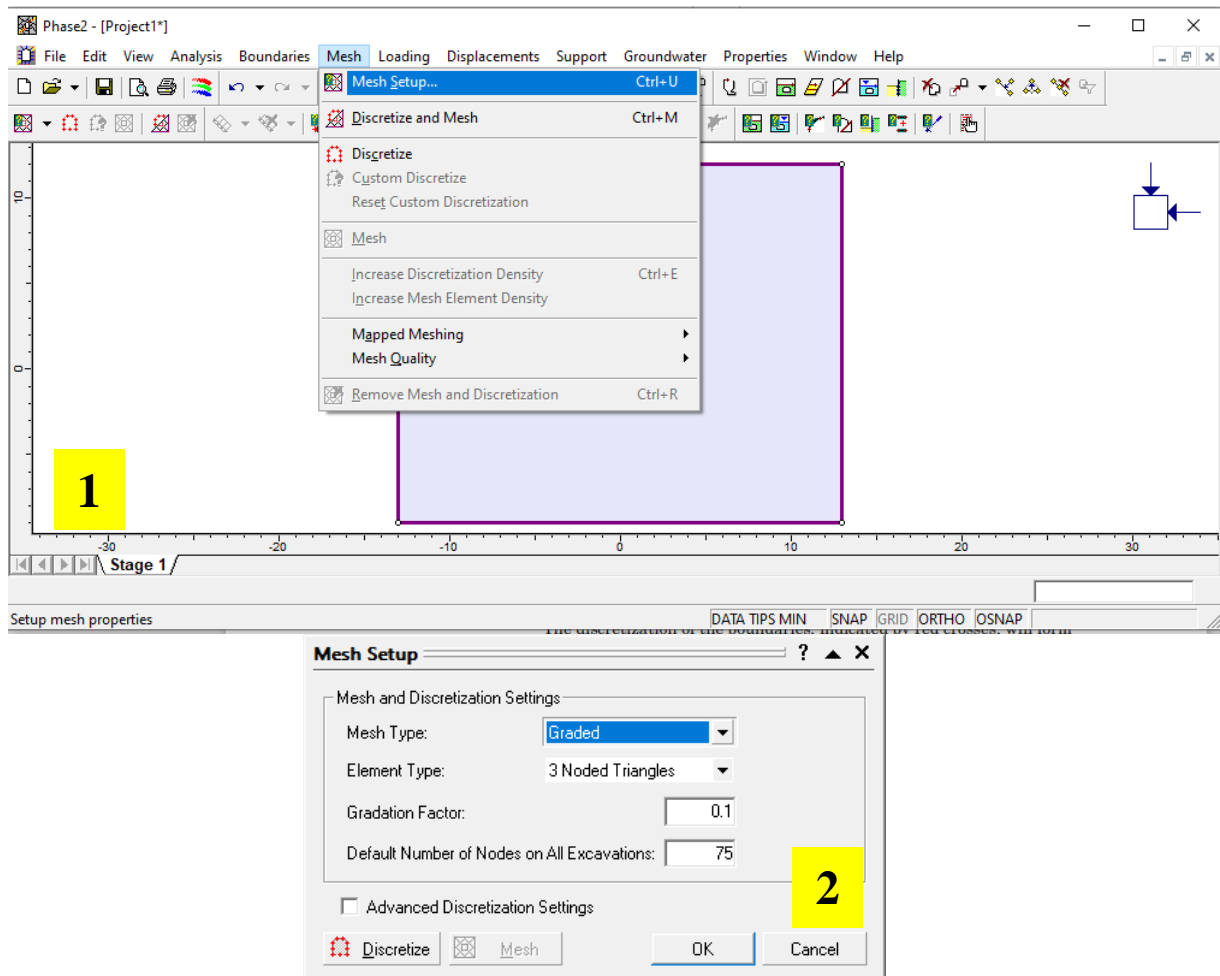


Figure V.3. Désignation des externes.

### C. La 3<sup>ème</sup> étape le maillage



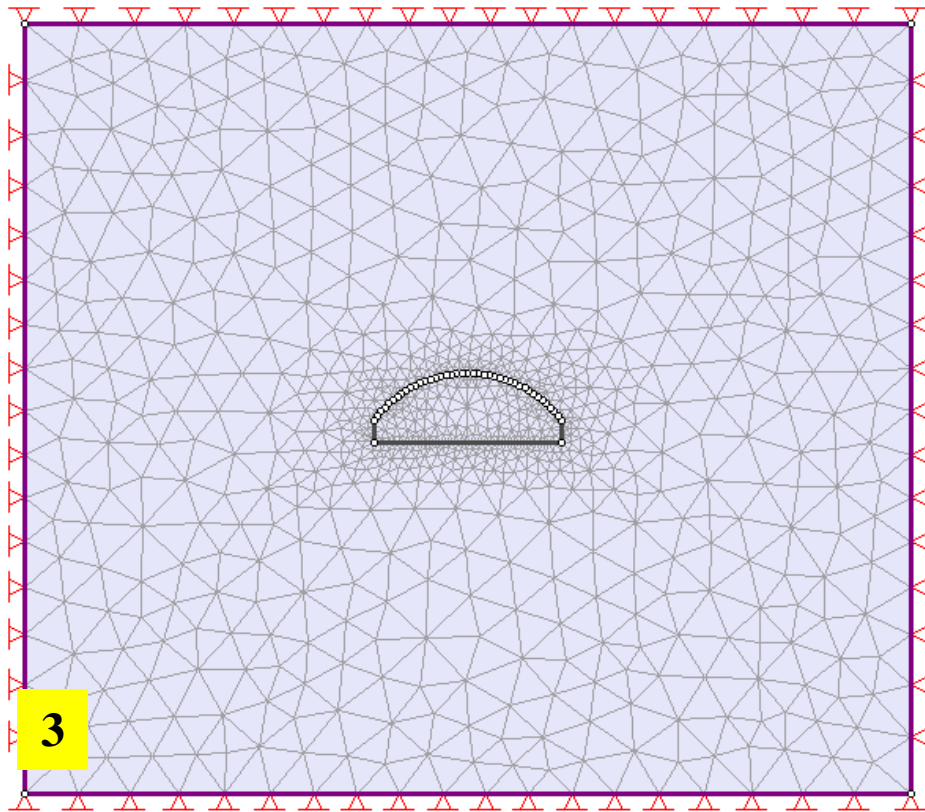
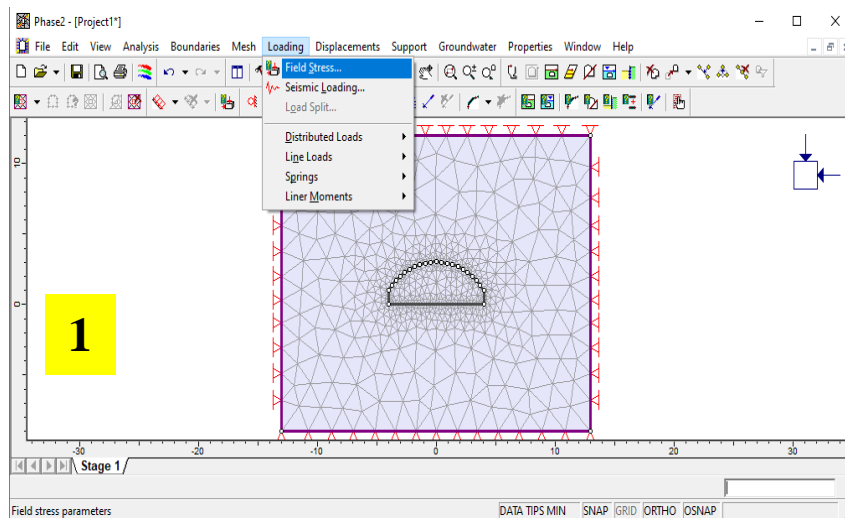


Figure V.4. Le maillage.

d. La 4<sup>ème</sup> étape introduire les pressions de terrains





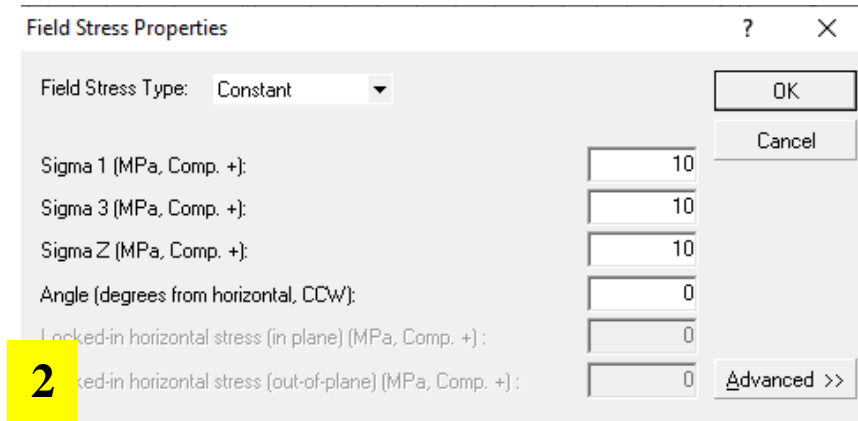
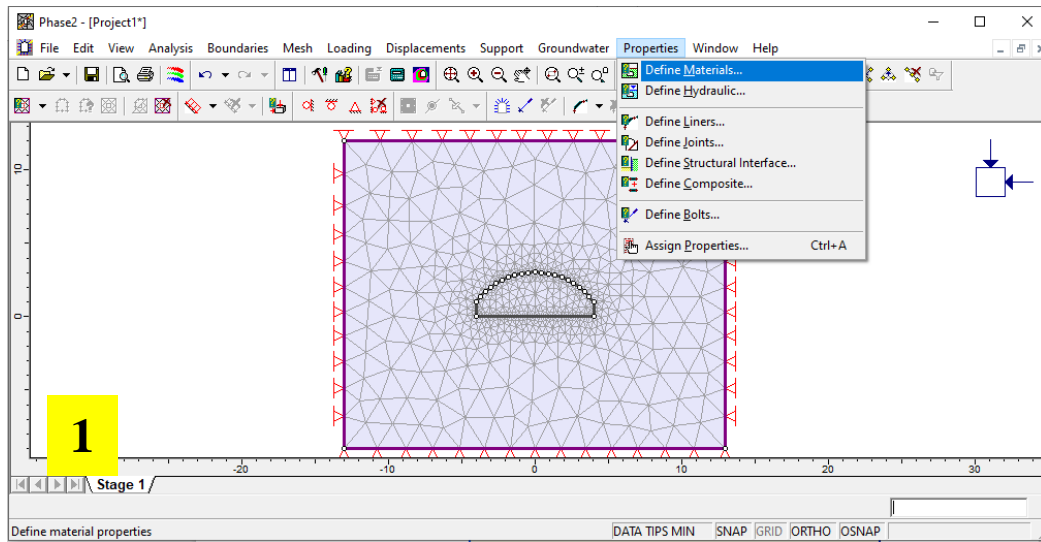
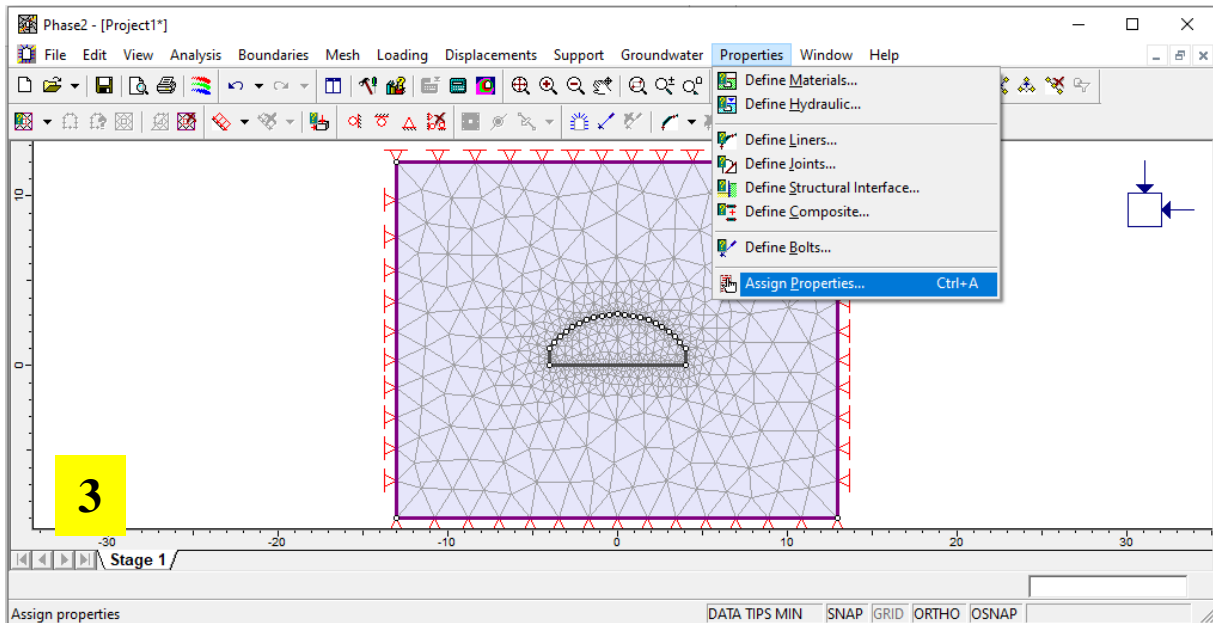
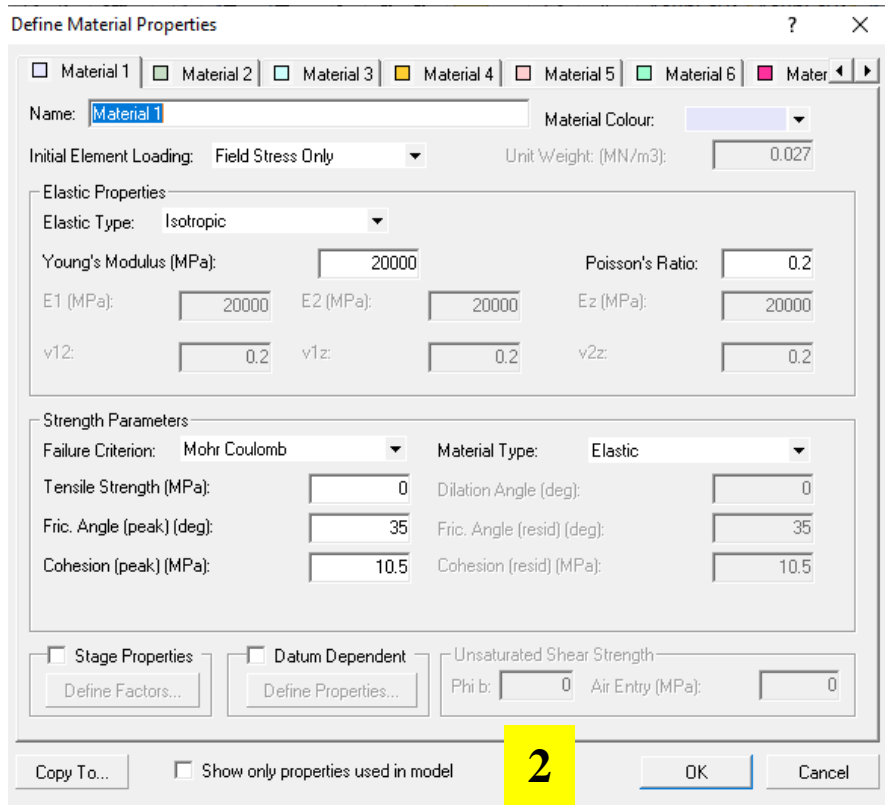


Figure V.5. Les pressions des terrains

e. Le 5<sup>ème</sup> étape ajouter les matériaux et leurs propriétés





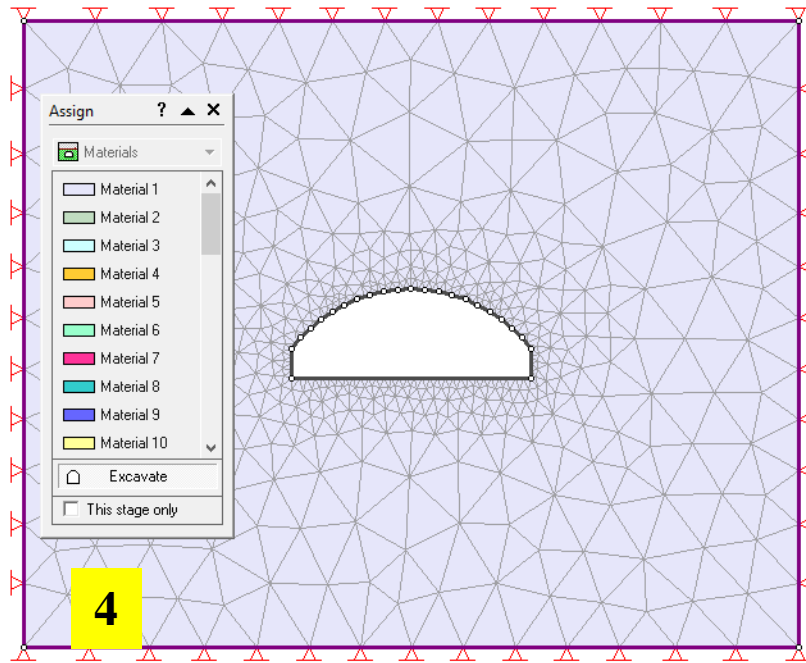
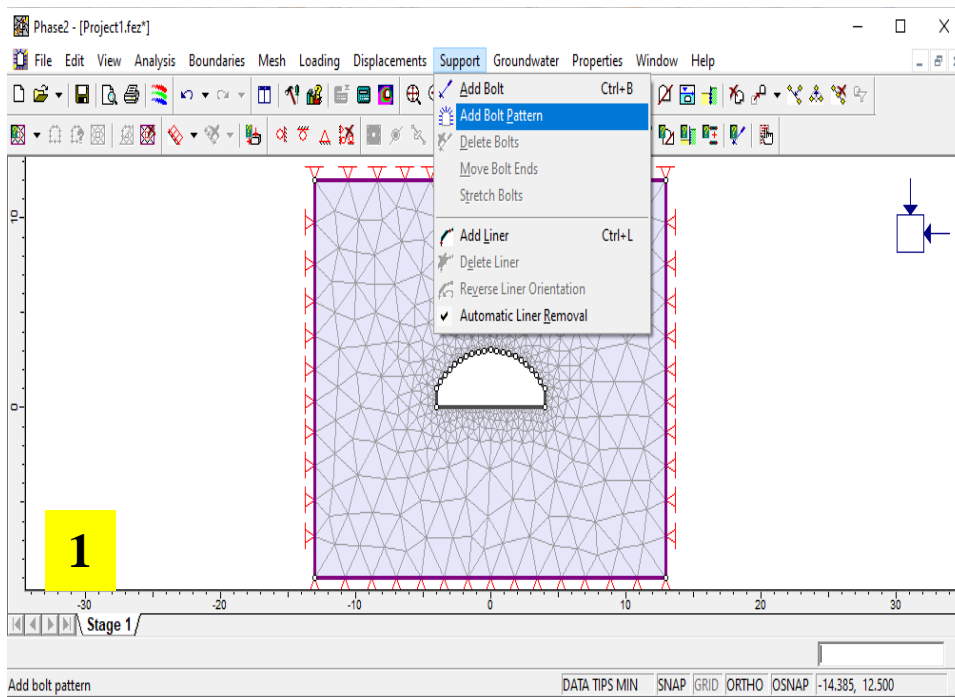


Figure V.6. Définir les matériaux et leurs propriétés

f. Le 6<sup>ème</sup> étape sélectionné le mode de soutènement

1. Boulonnage



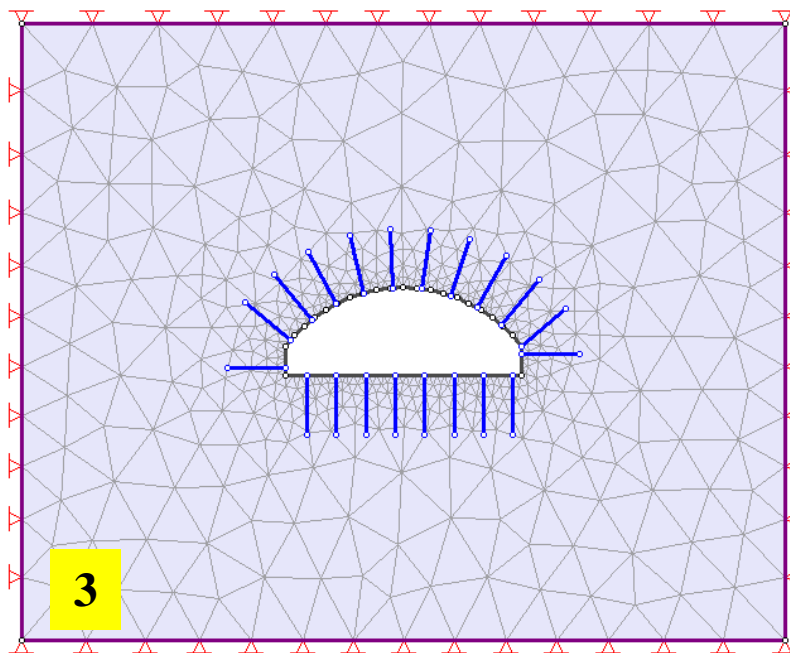
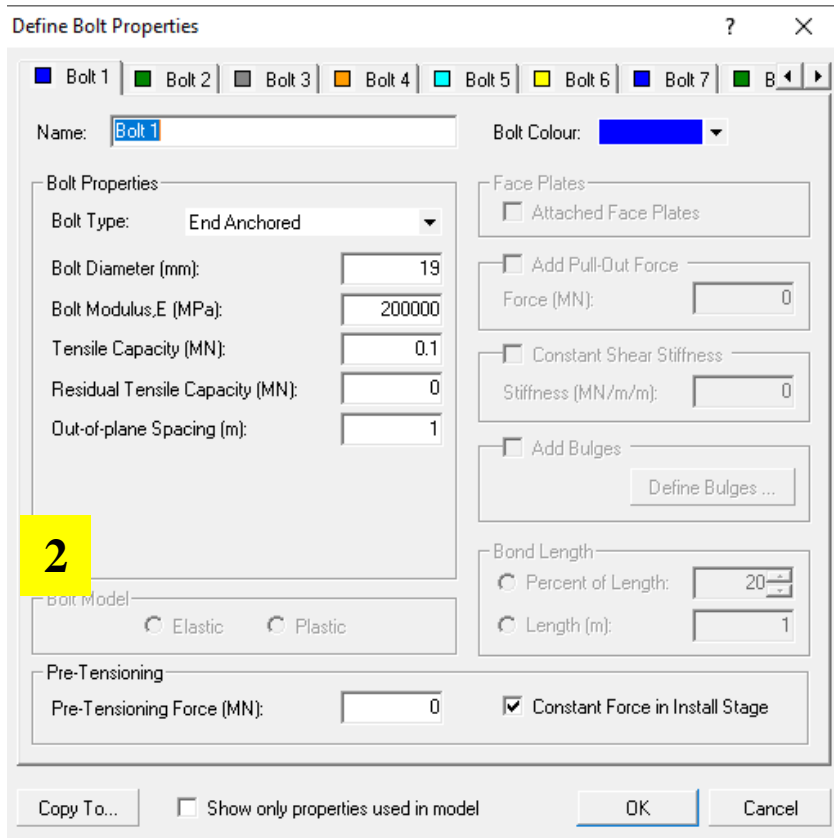


Figure V.7. Soutènement par boulonnage.

2. Béton projeté

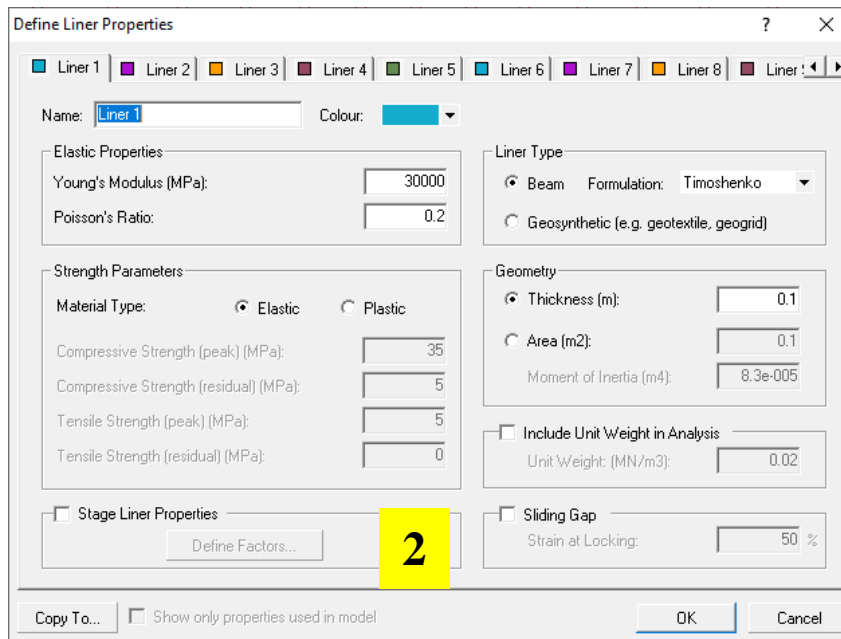
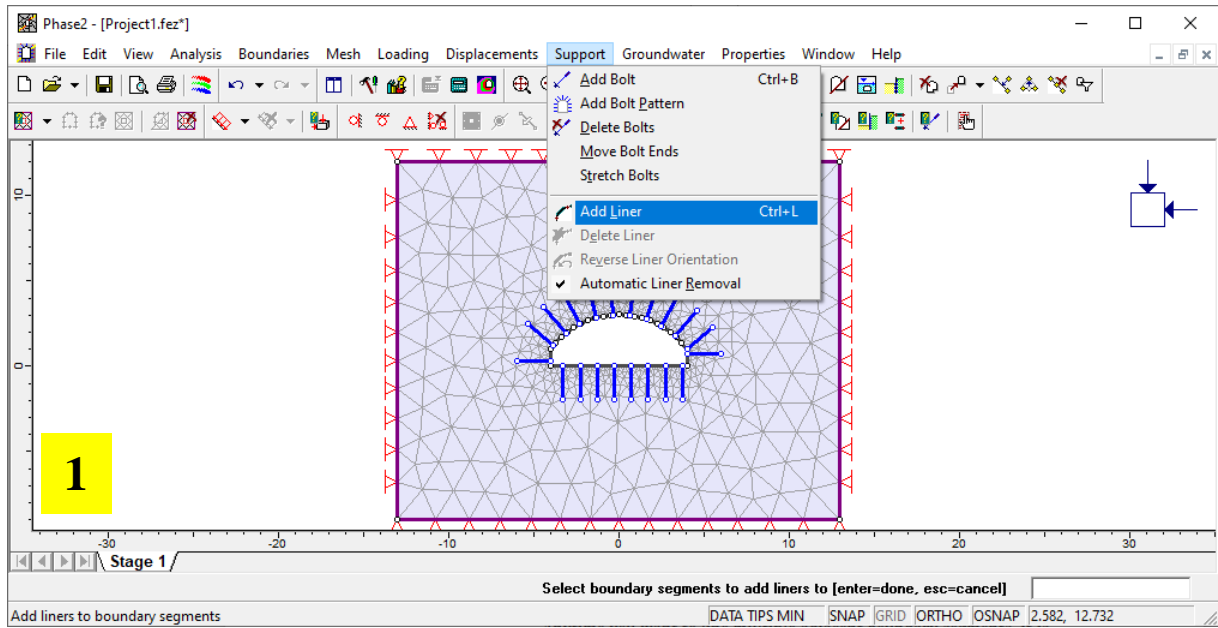


Figure V.8. Soutènement par béton projeté.

VI.4. Résultats et discussion de l'analyse de la stabilité

VI.4.1 Les calculs

Le modèle est bidimensionnel (2D) calculé en déformations planes dans le profil à travers la section de la galerie.

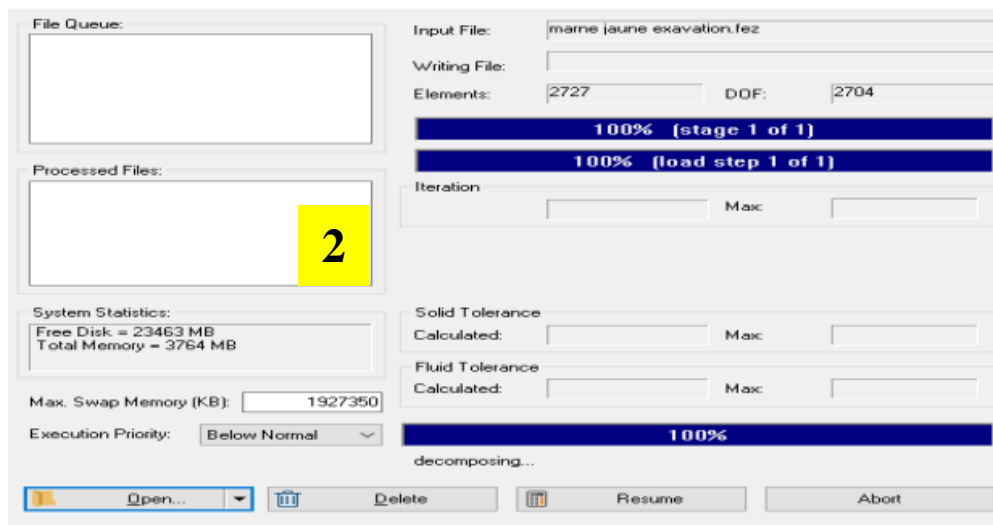
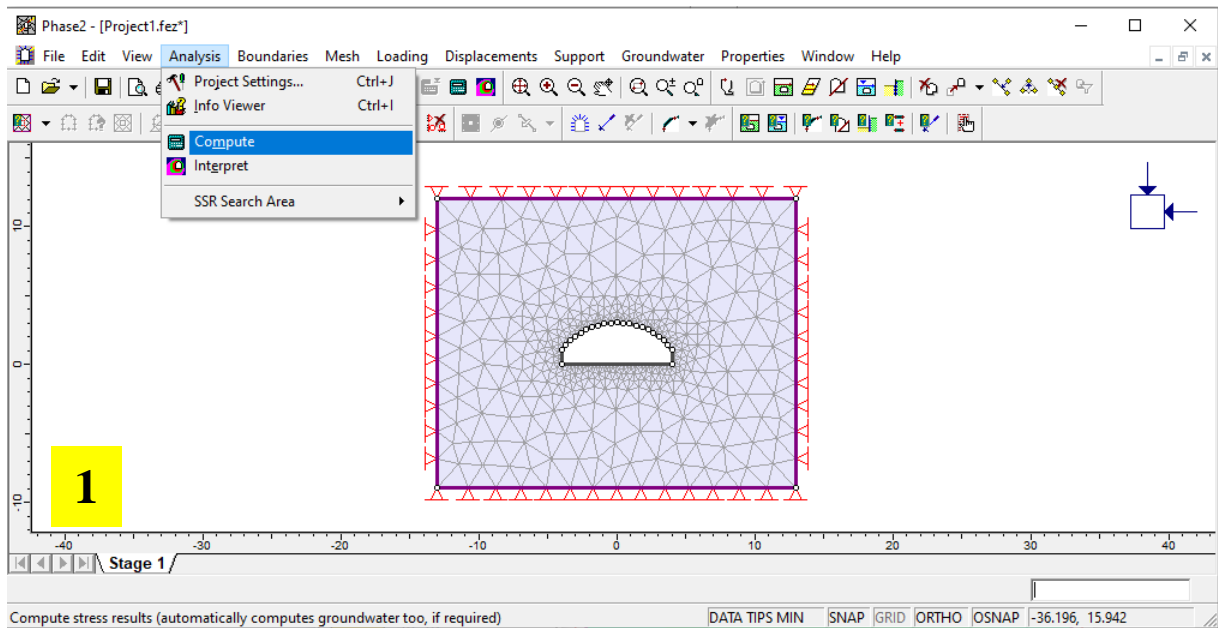


Figure V.9.Calculateur

VI.4.2 Les résultats

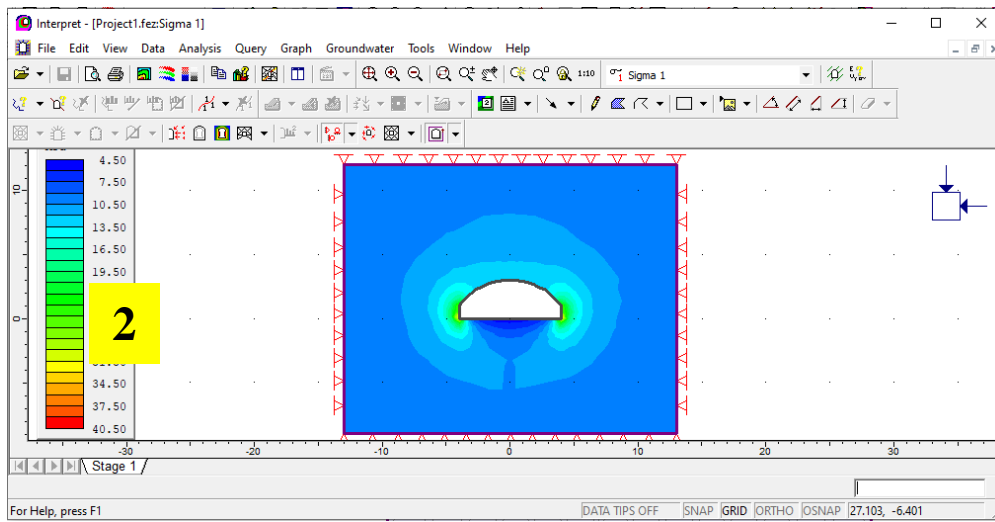
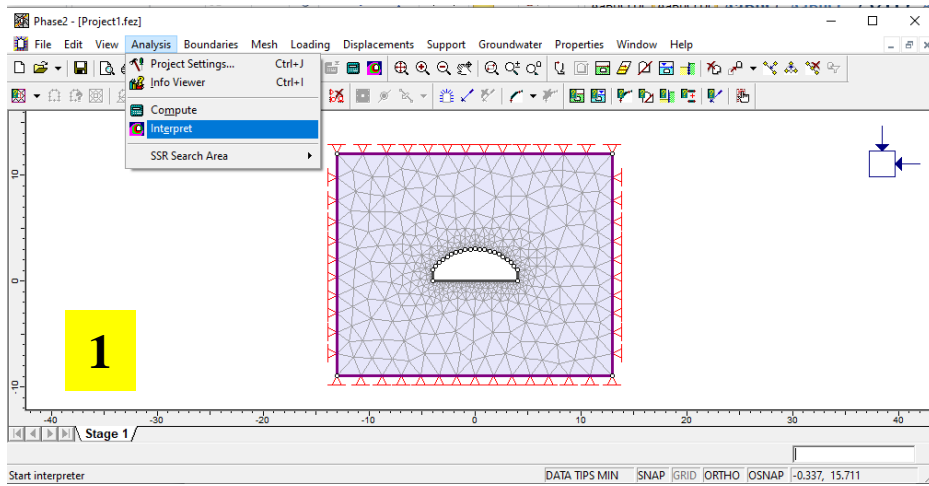


Figure V.10. Présentation des contraintes sigma1.

❖ Conglomérat :

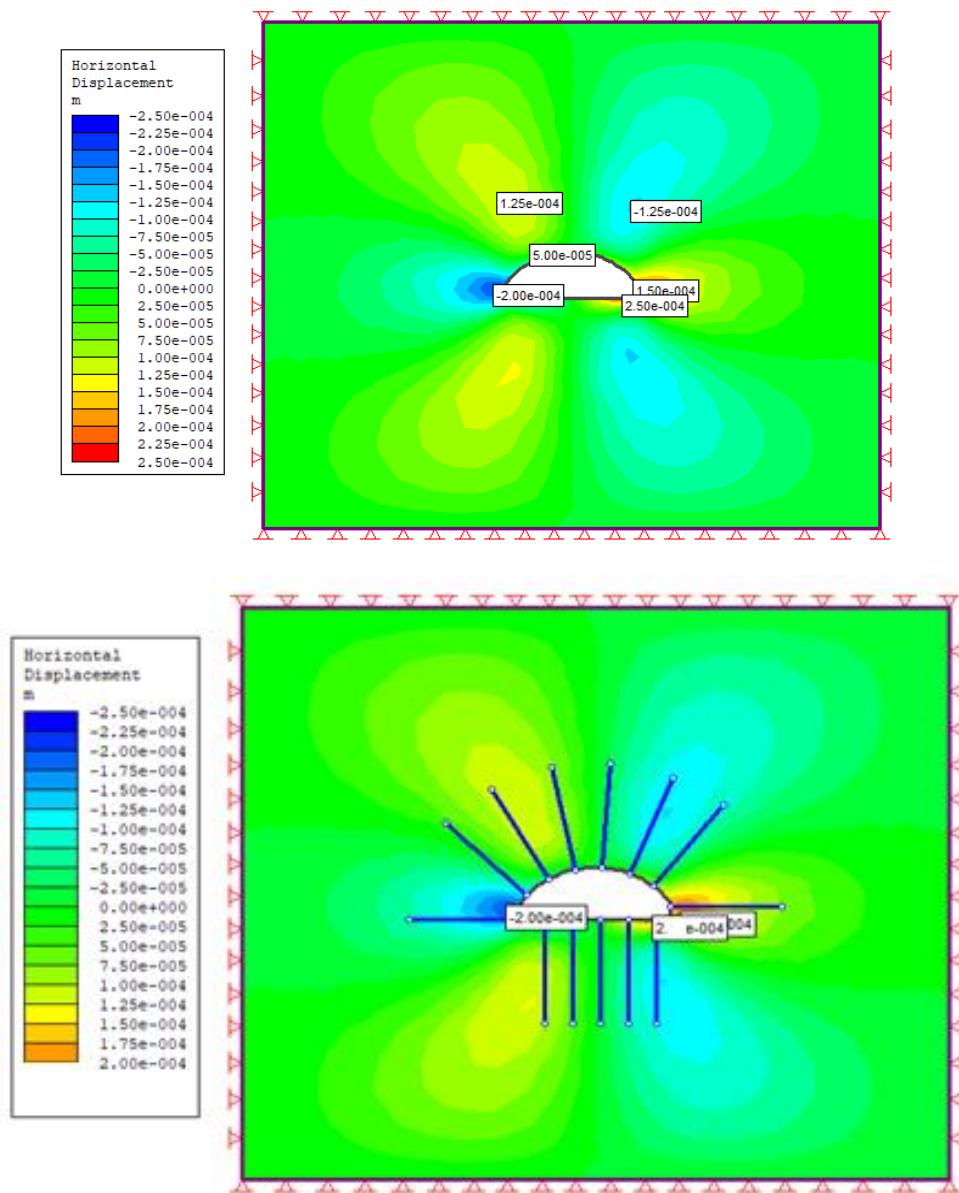


Figure V.11. Déplacements horizontale.



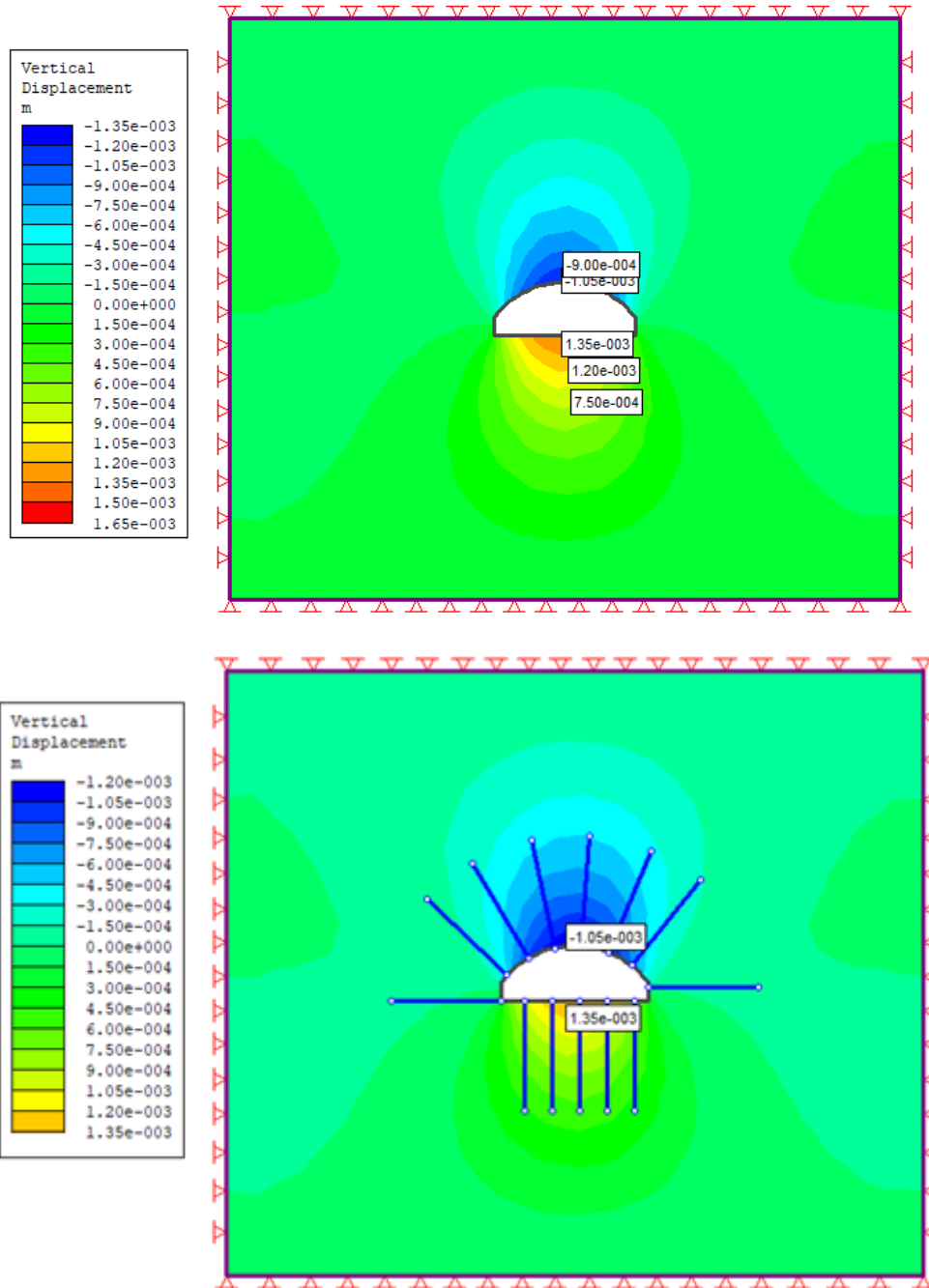


Figure V.12. Déplacements verticale

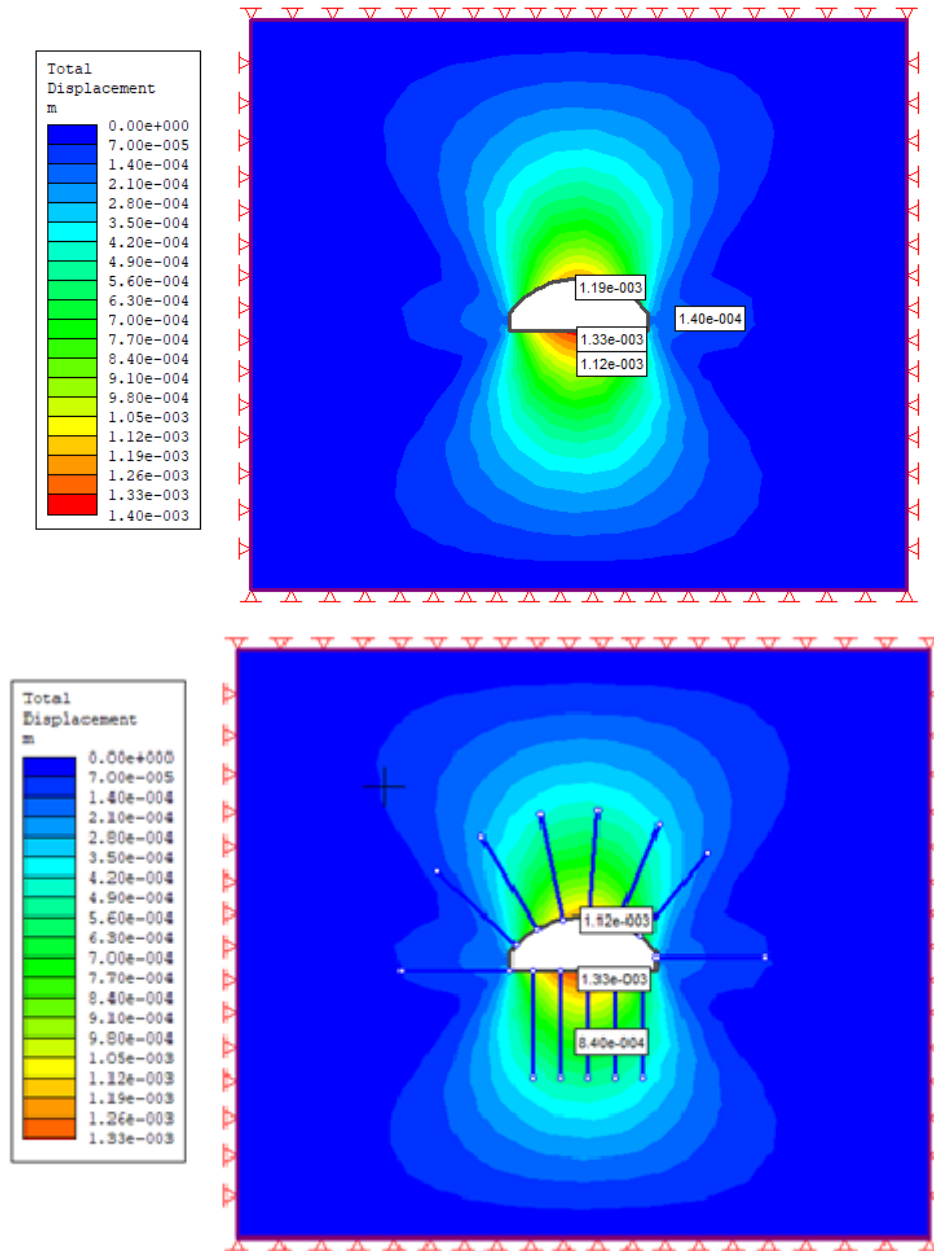


Figure V.13. Déplacements totale

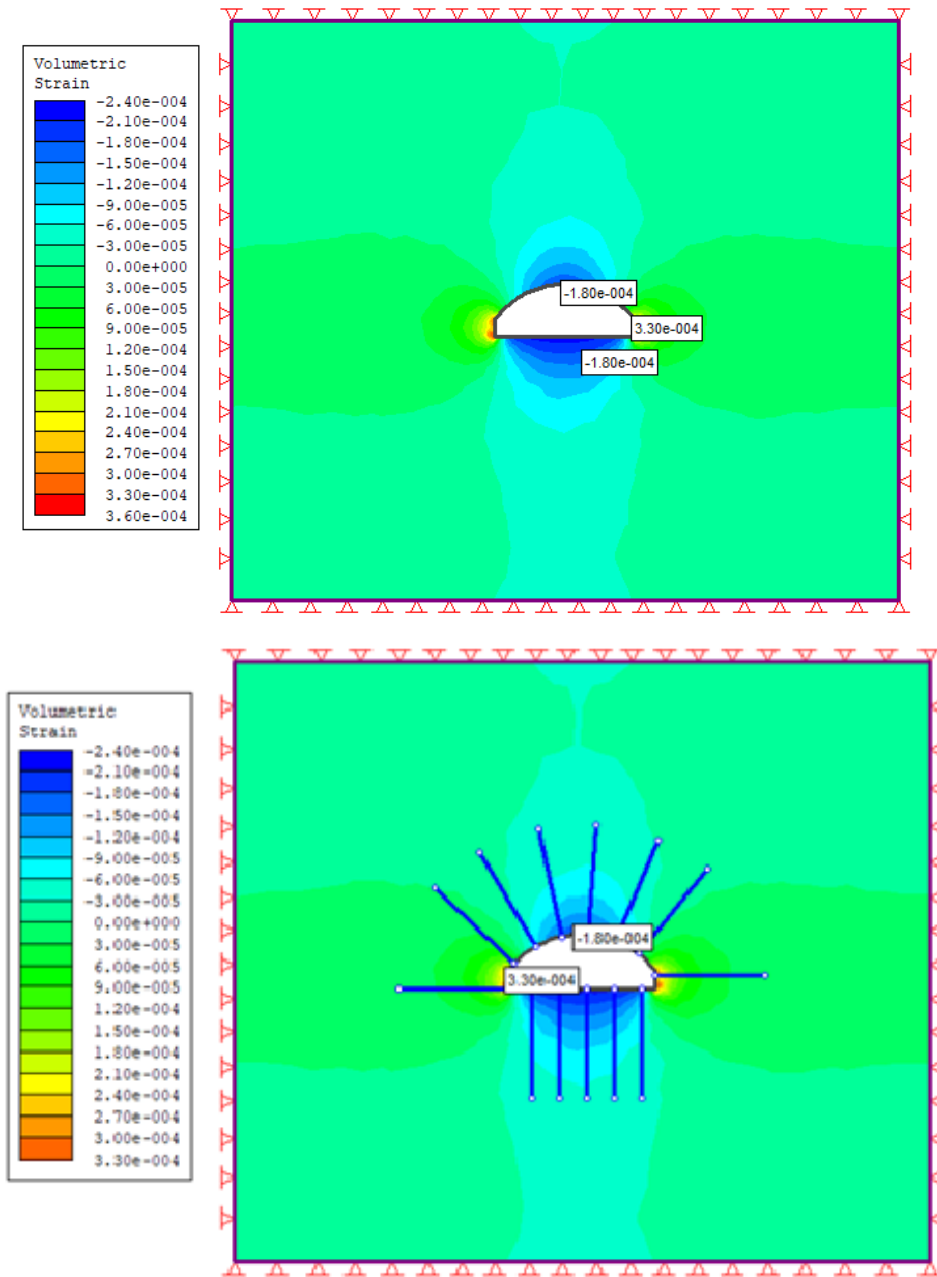


Figure V.14. Déformation volumétrique

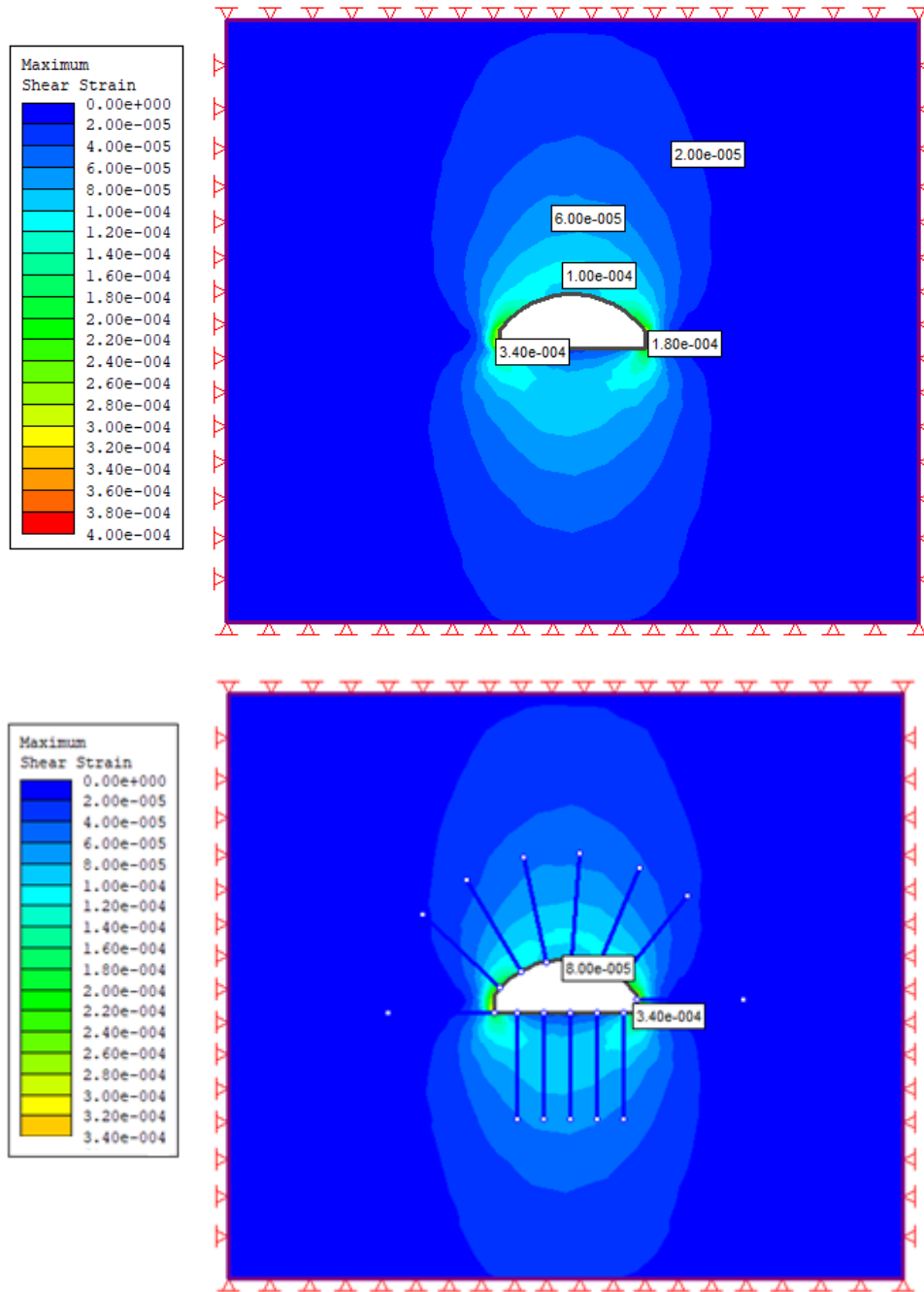


Figure V.15. Déformation de cisaillement maximale

❖ Calcaire

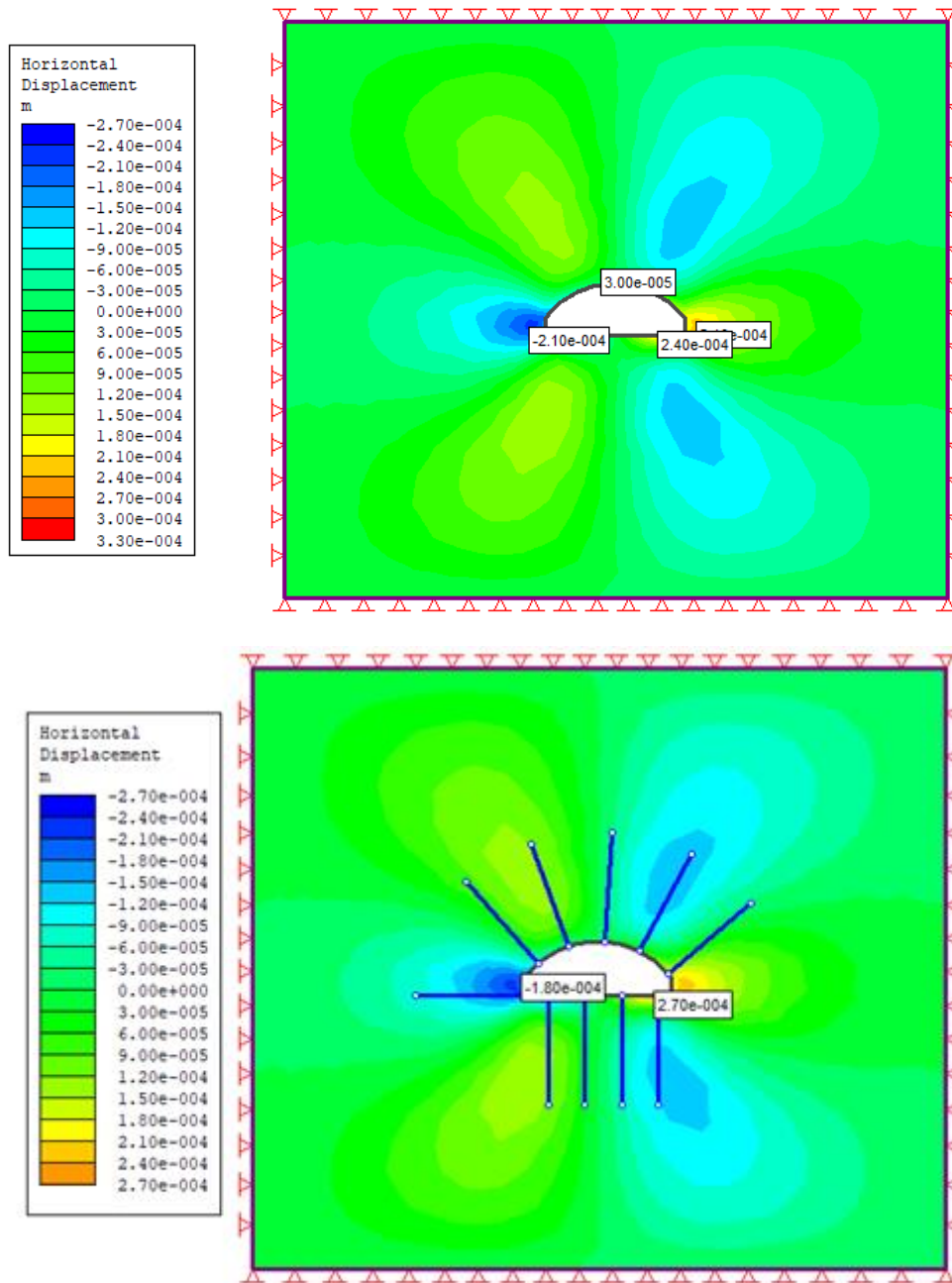


Figure V.16. Déplacements horizontale.

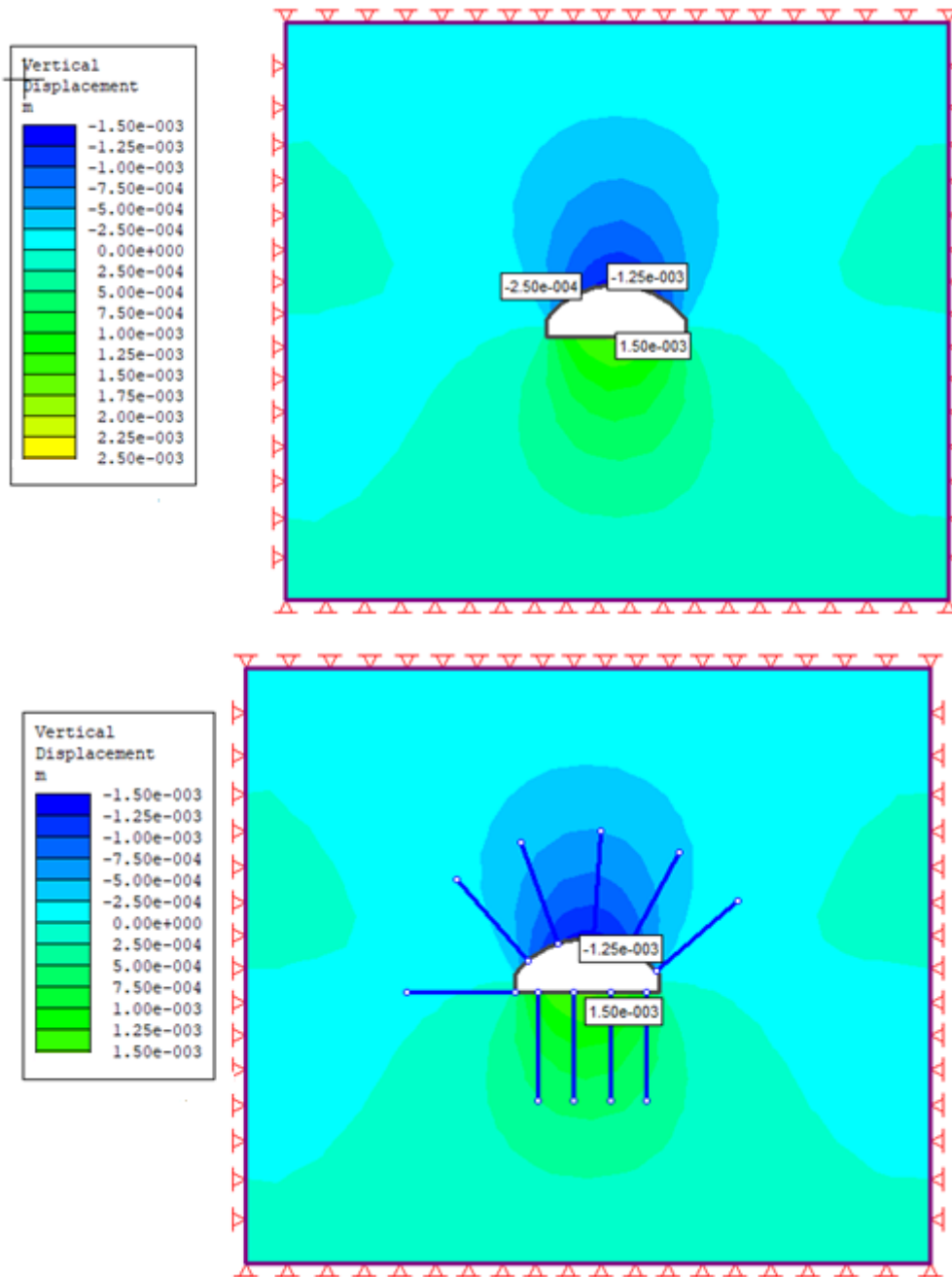


Figure V.17. Déplacements verticale.

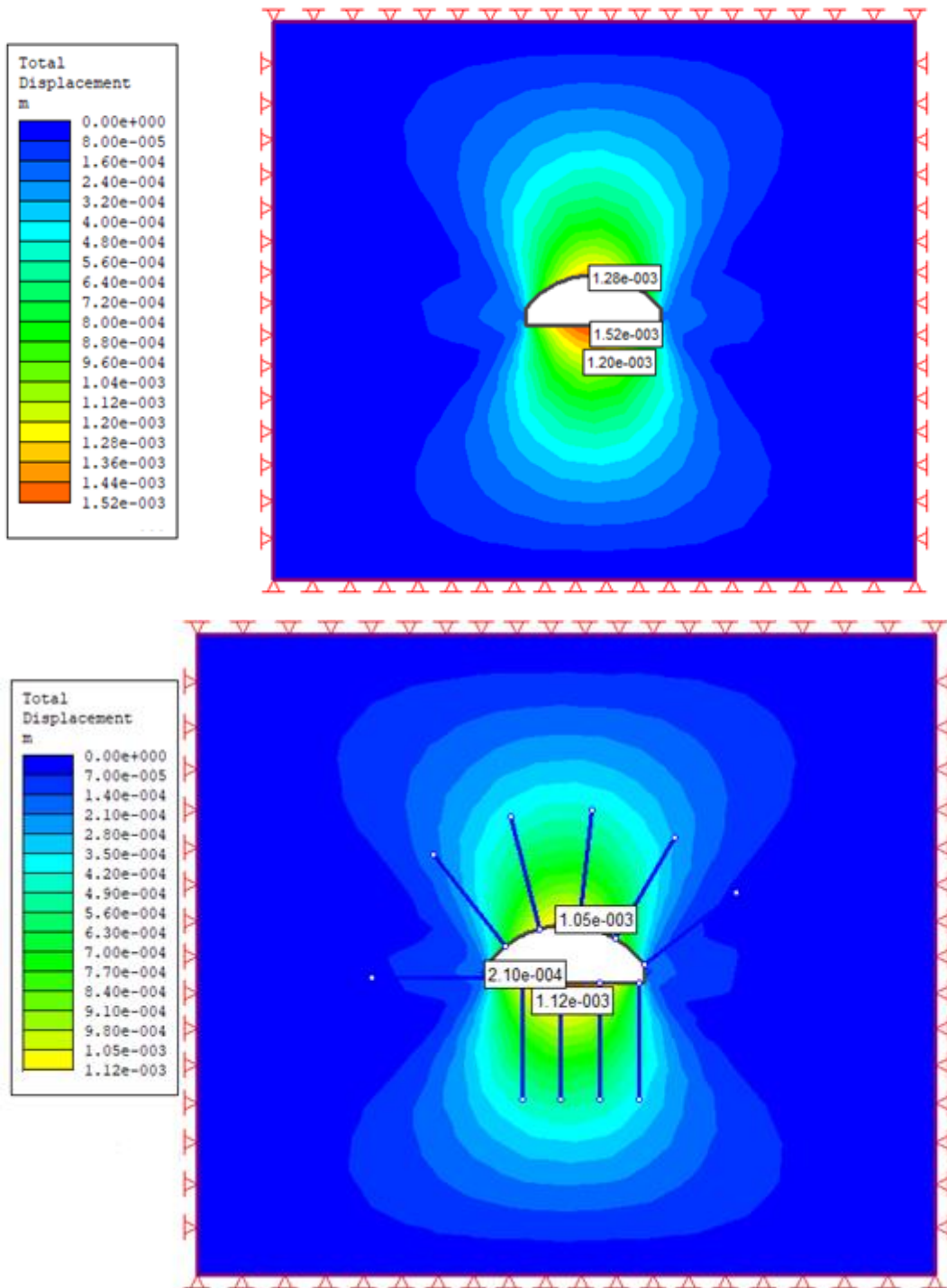


Figure V.18. Déplacements totale.

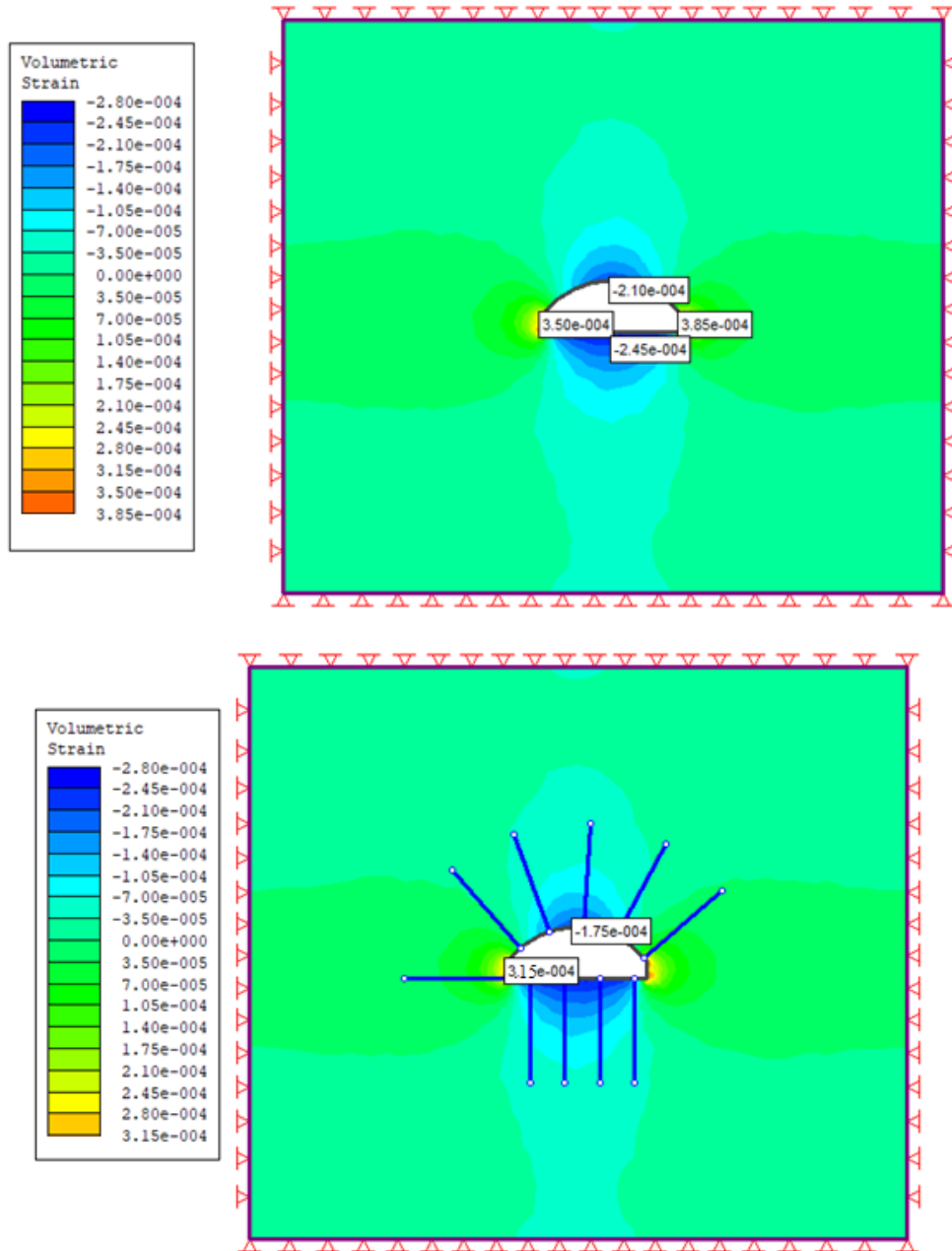


Figure V.19. Déformation volumétrique



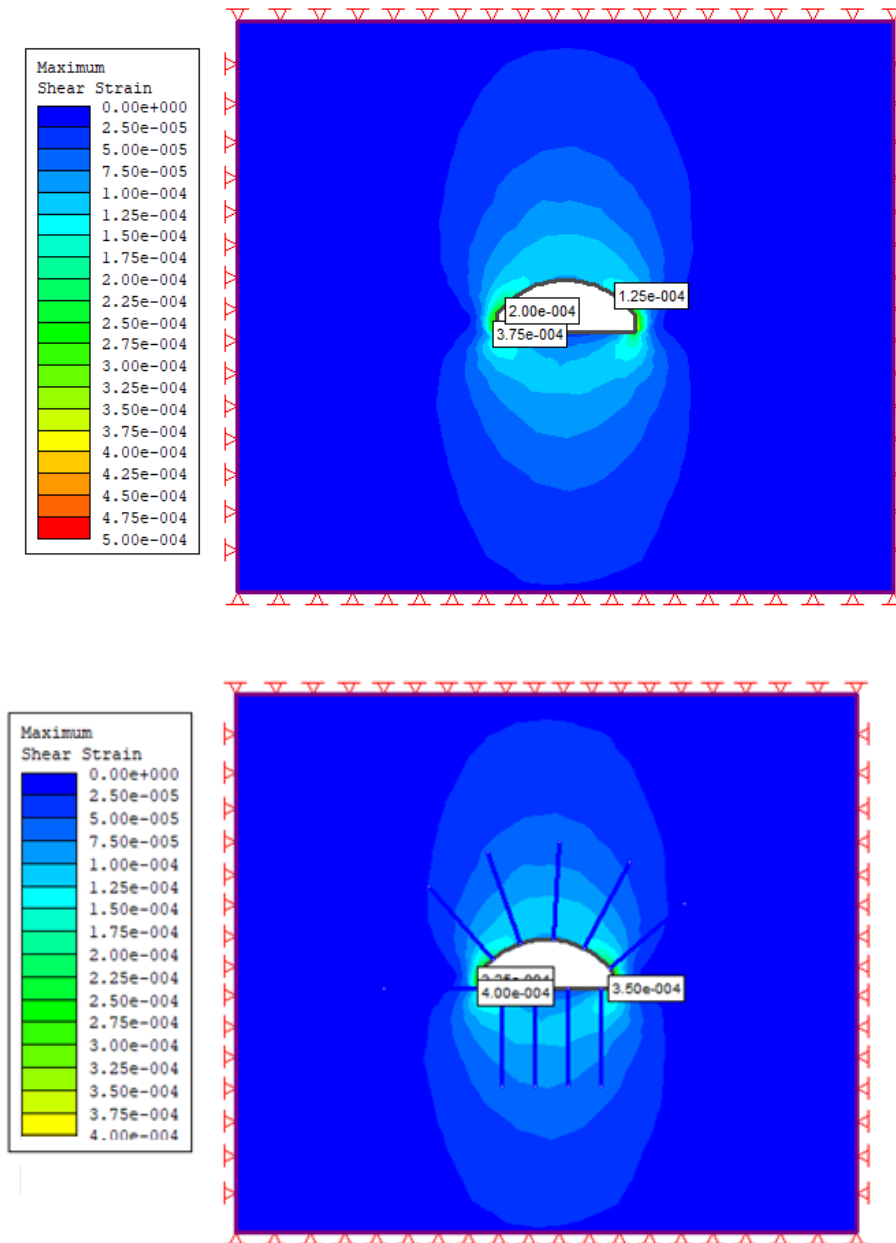


Figure V.20. Déformation de cisaillement maximale

❖ Marne jaune

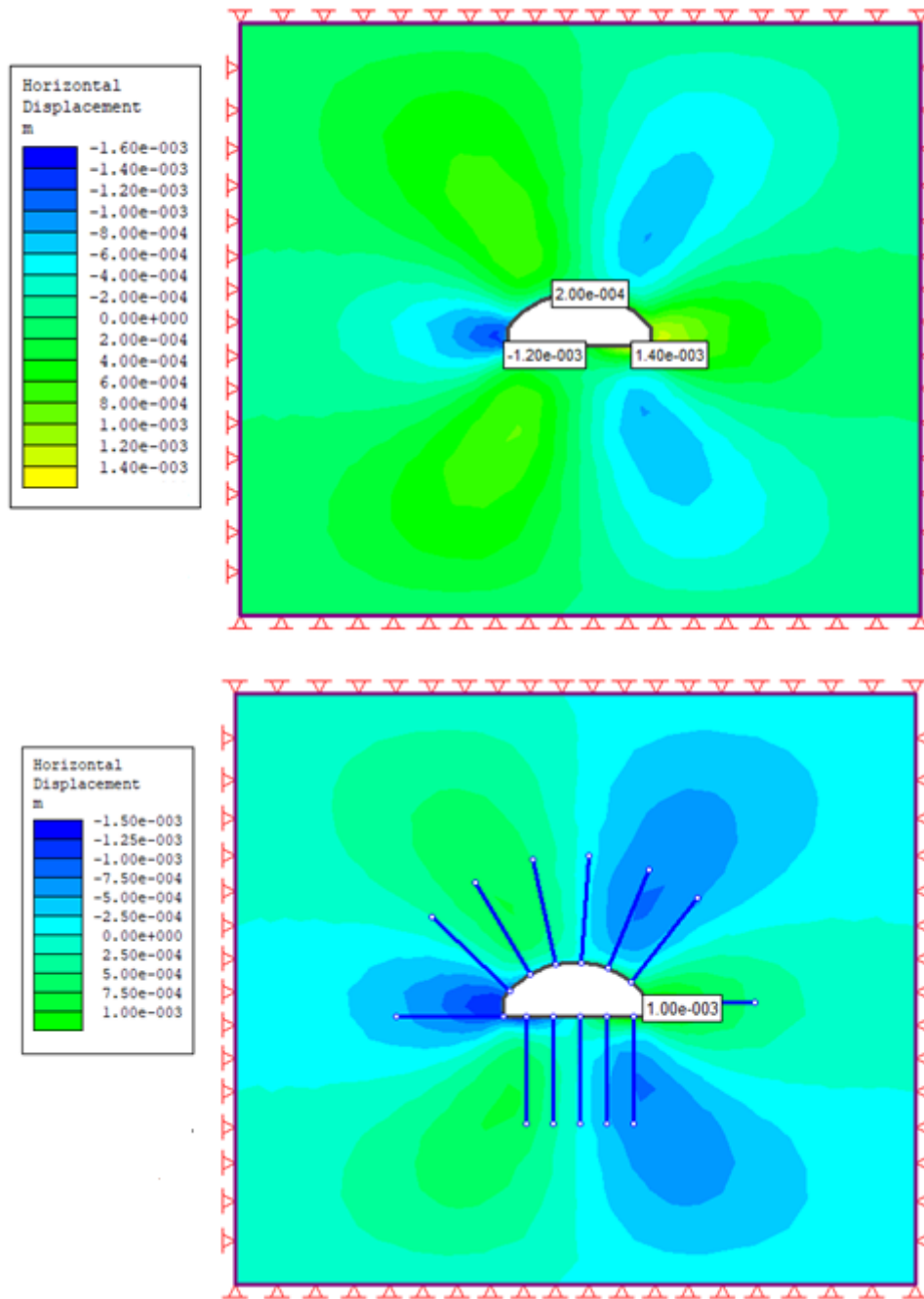


Figure V.21. Déplacements horizontale.

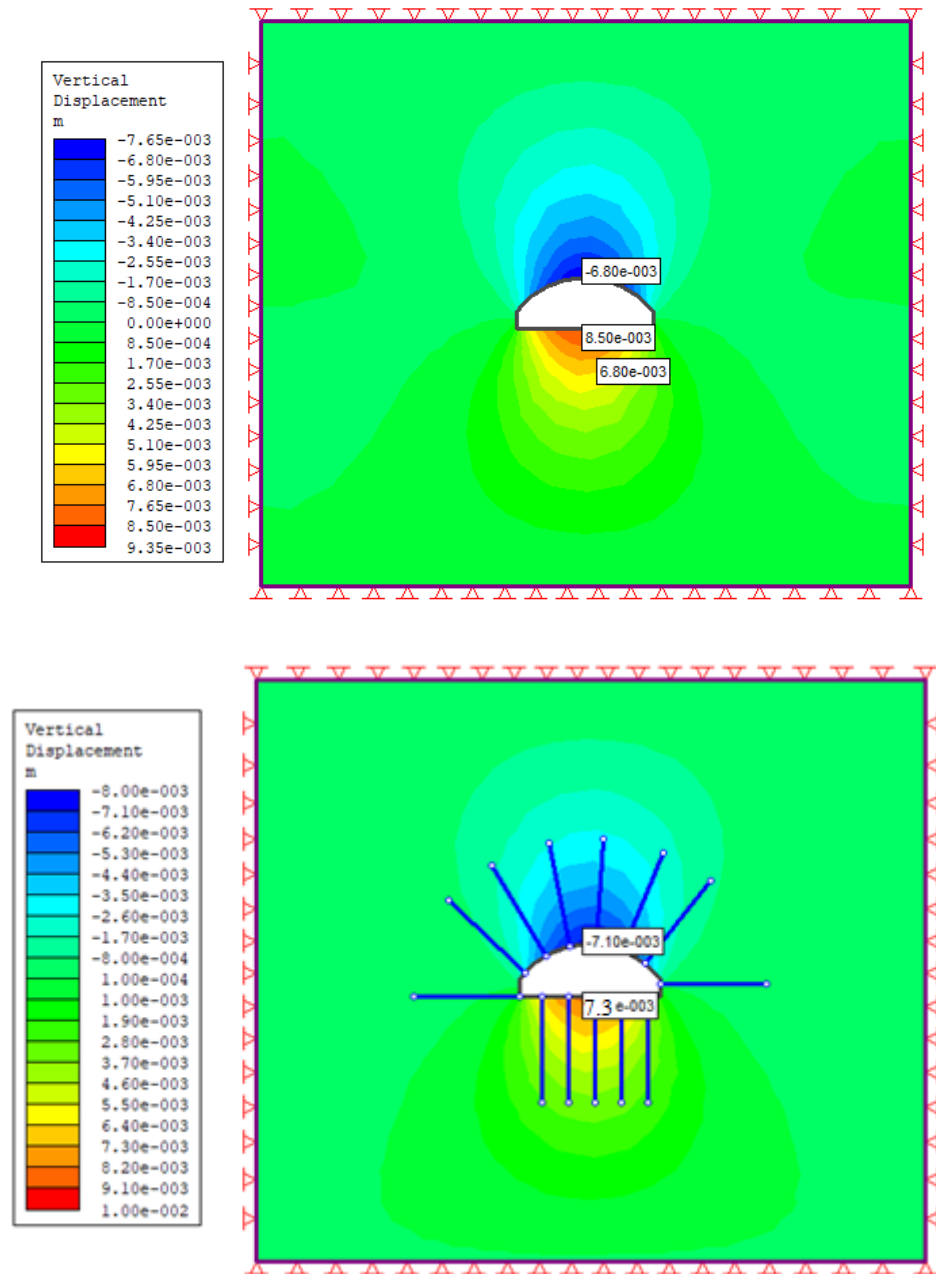


Figure V.22. Déplacements verticale.

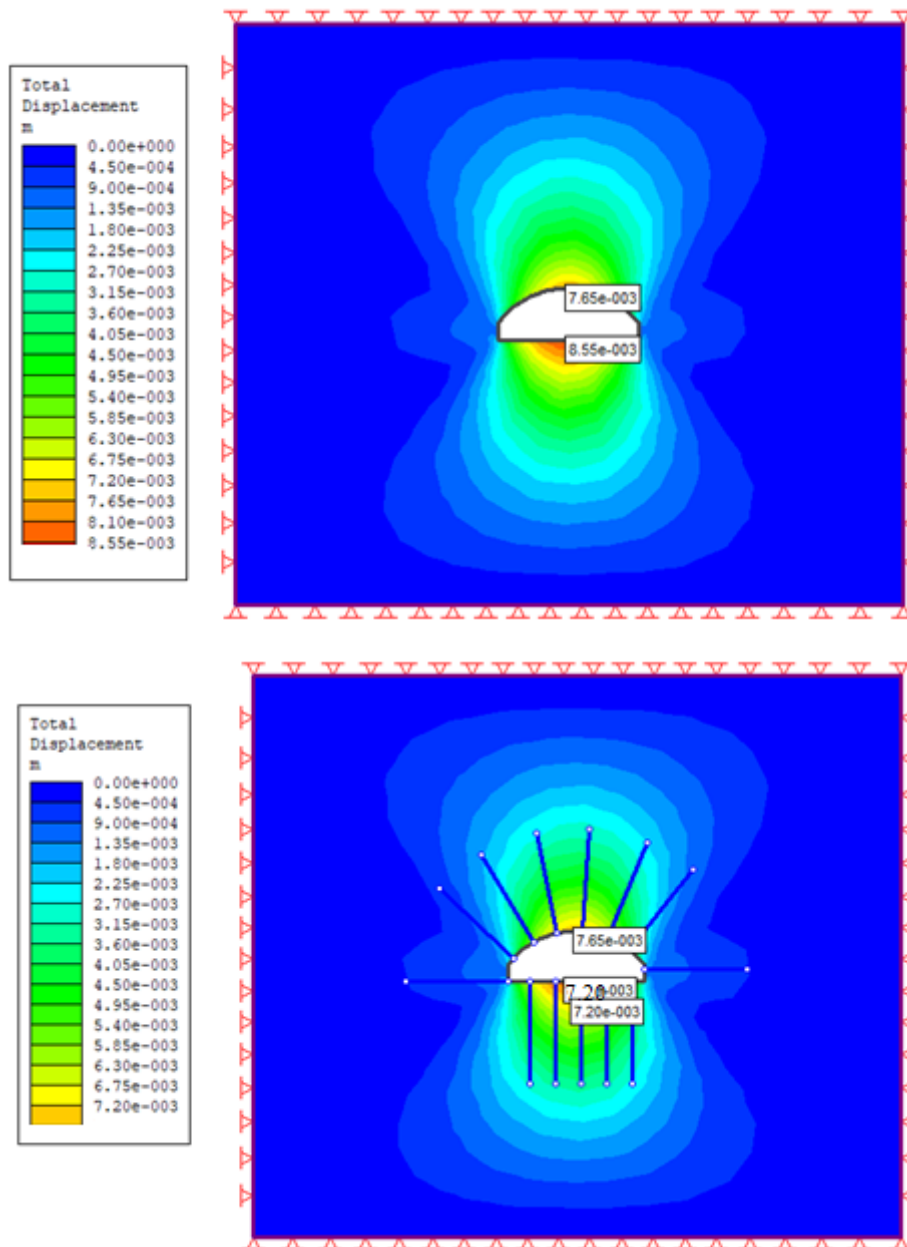


Figure V.22. Déplacements totale.

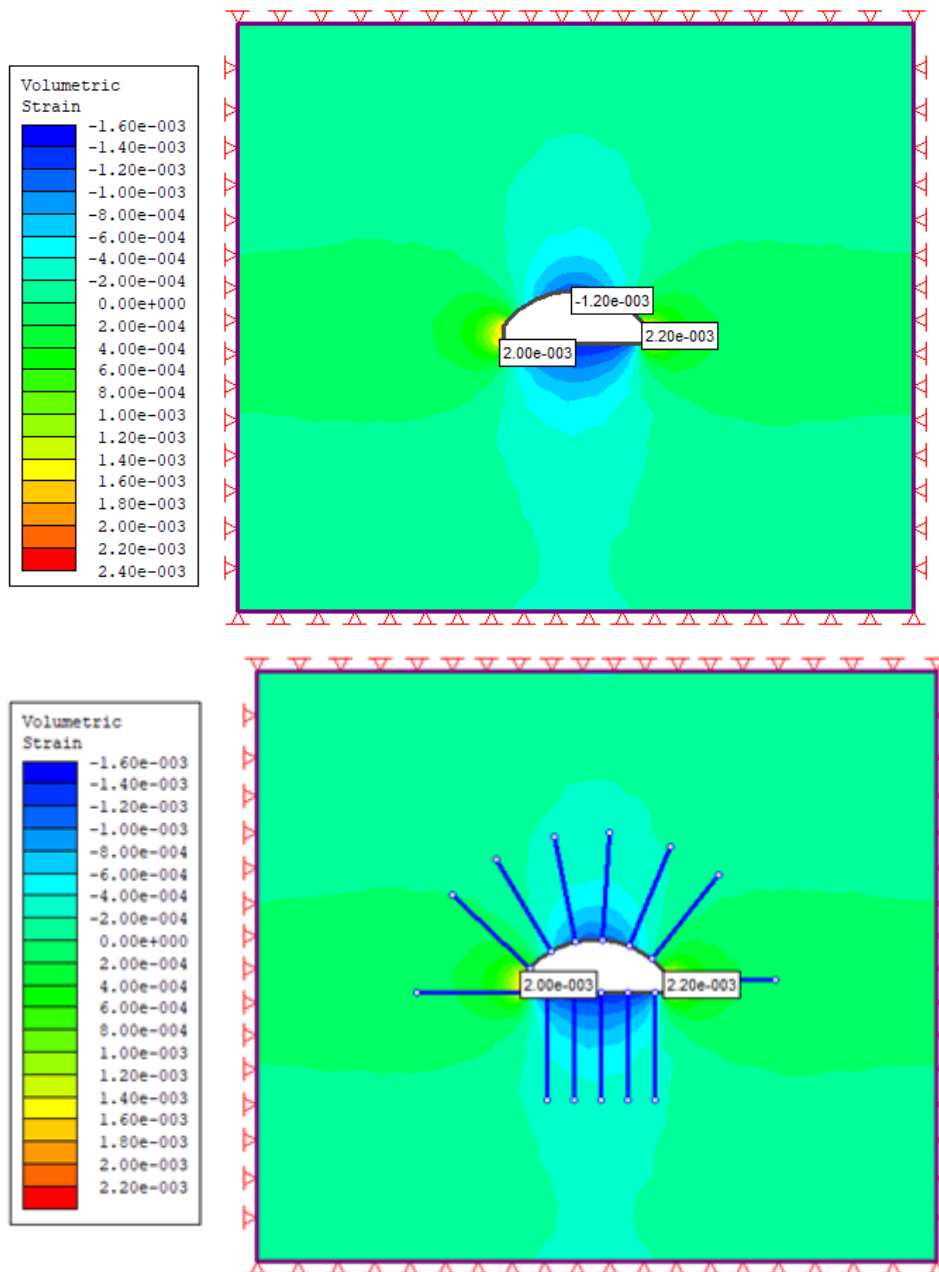


Figure V.23. Déformation volumétrique.

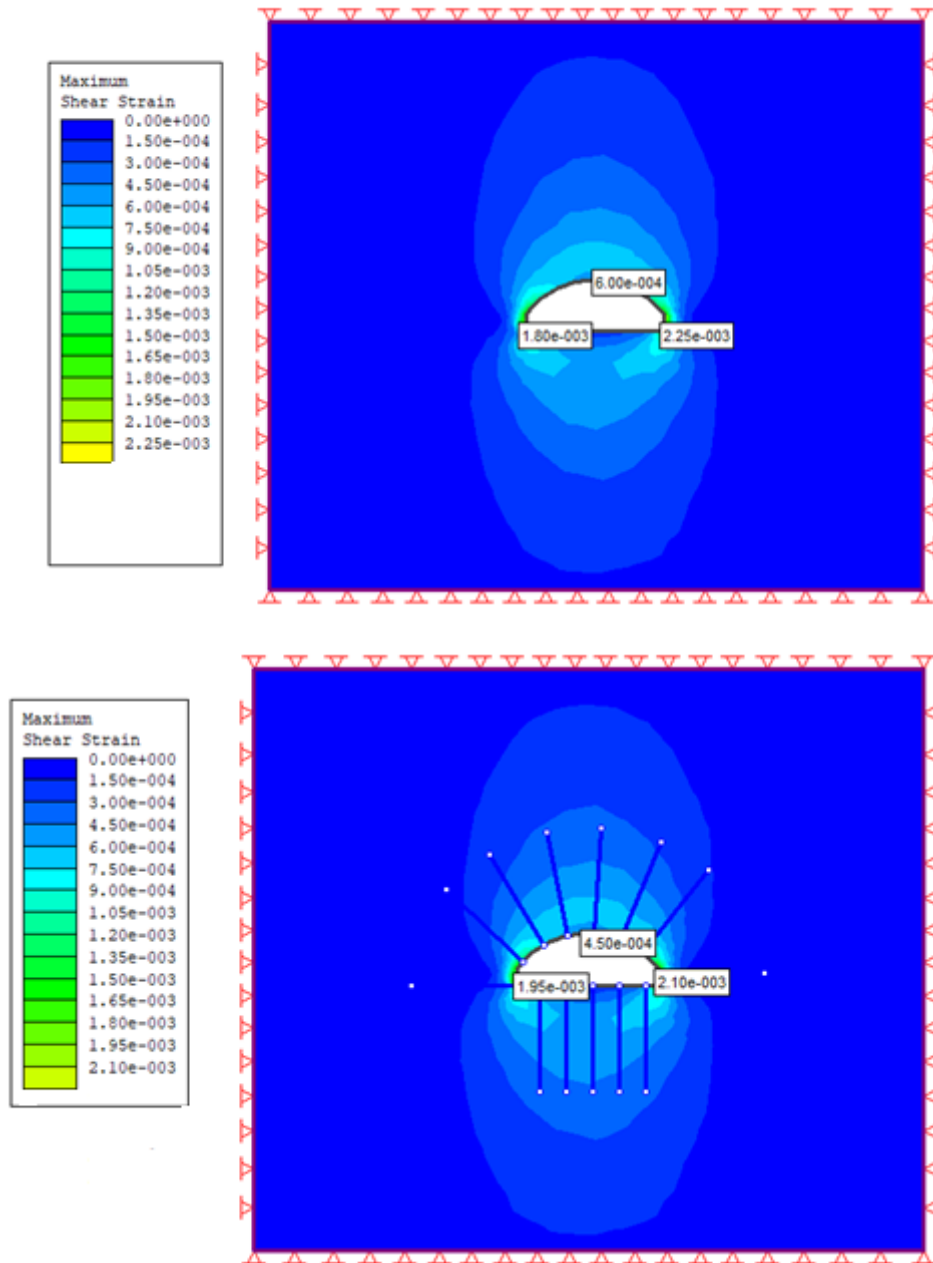


Figure V.24. Déformation de cisaillement maximale.

❖ Marne minéralisée

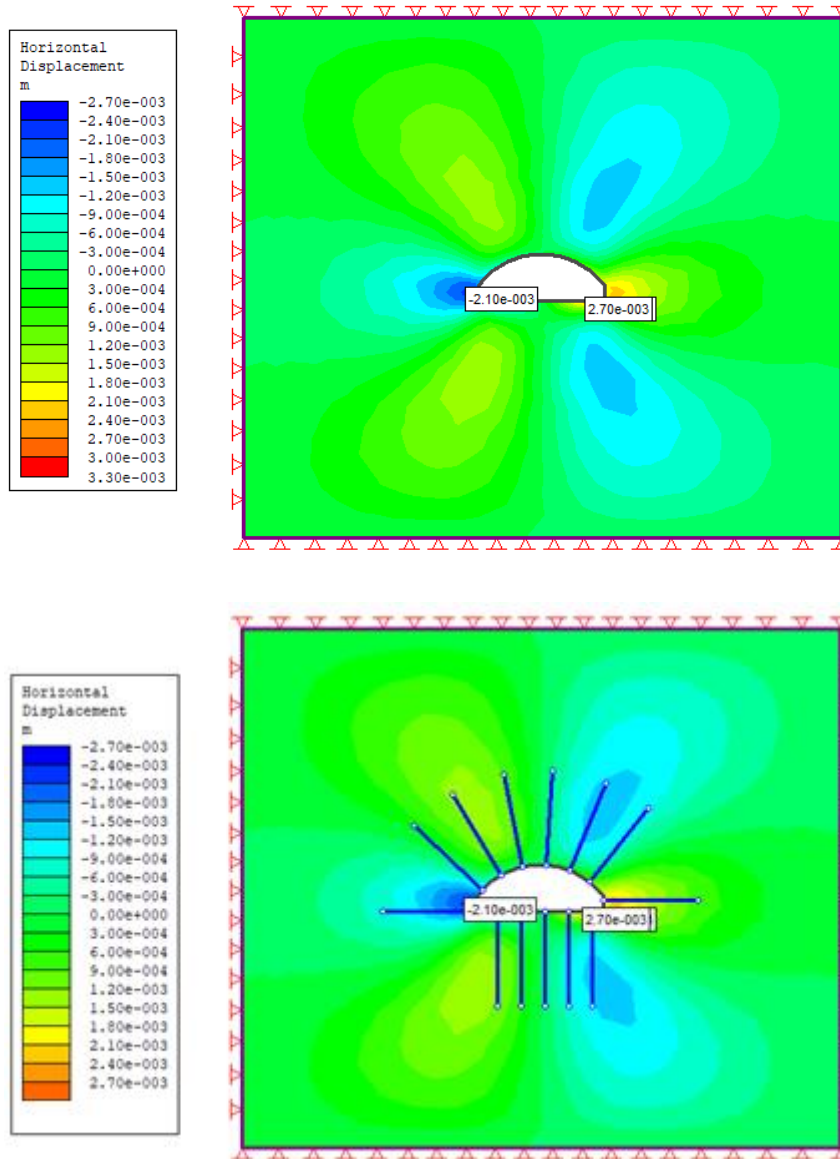


Figure V.25. Déplacements horizontale.

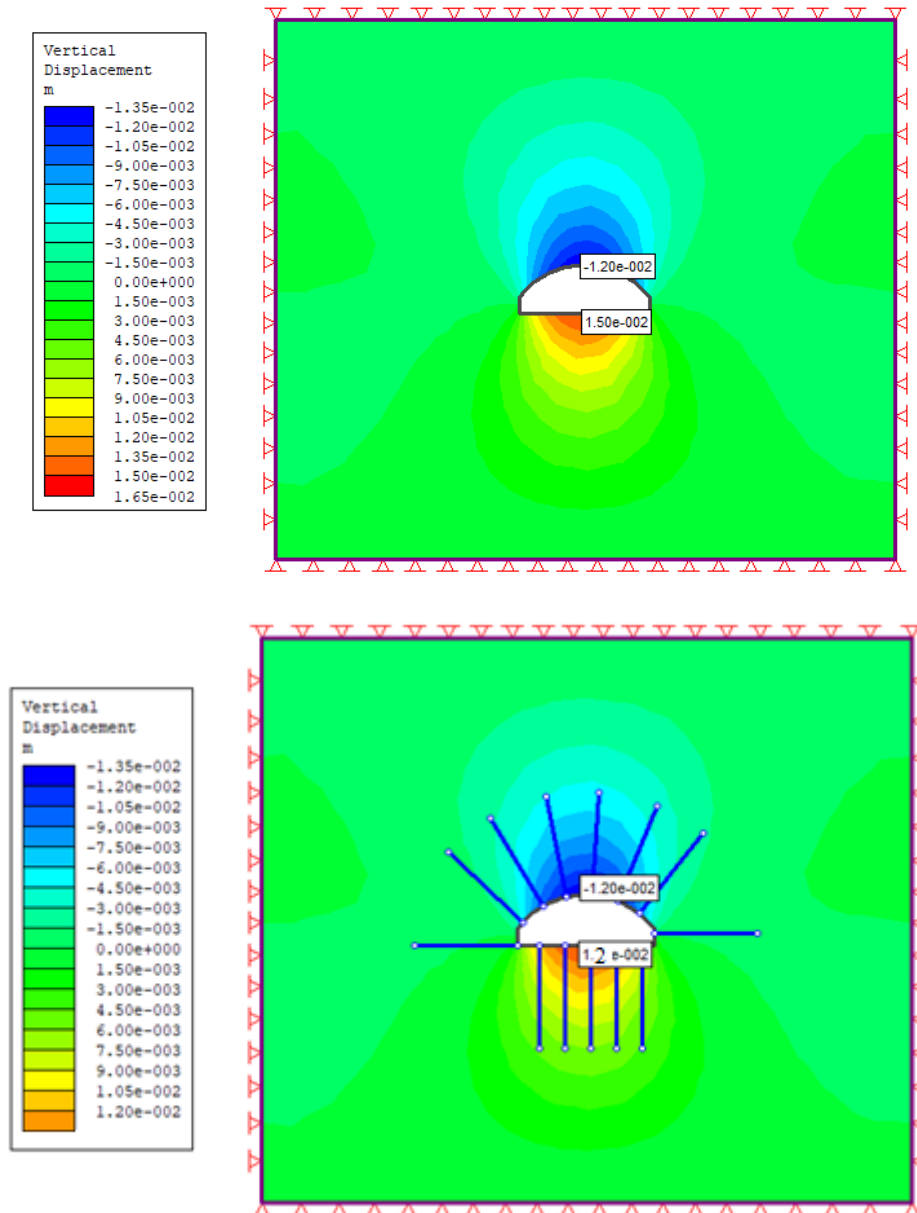


Figure V.26. Déplacements verticale.



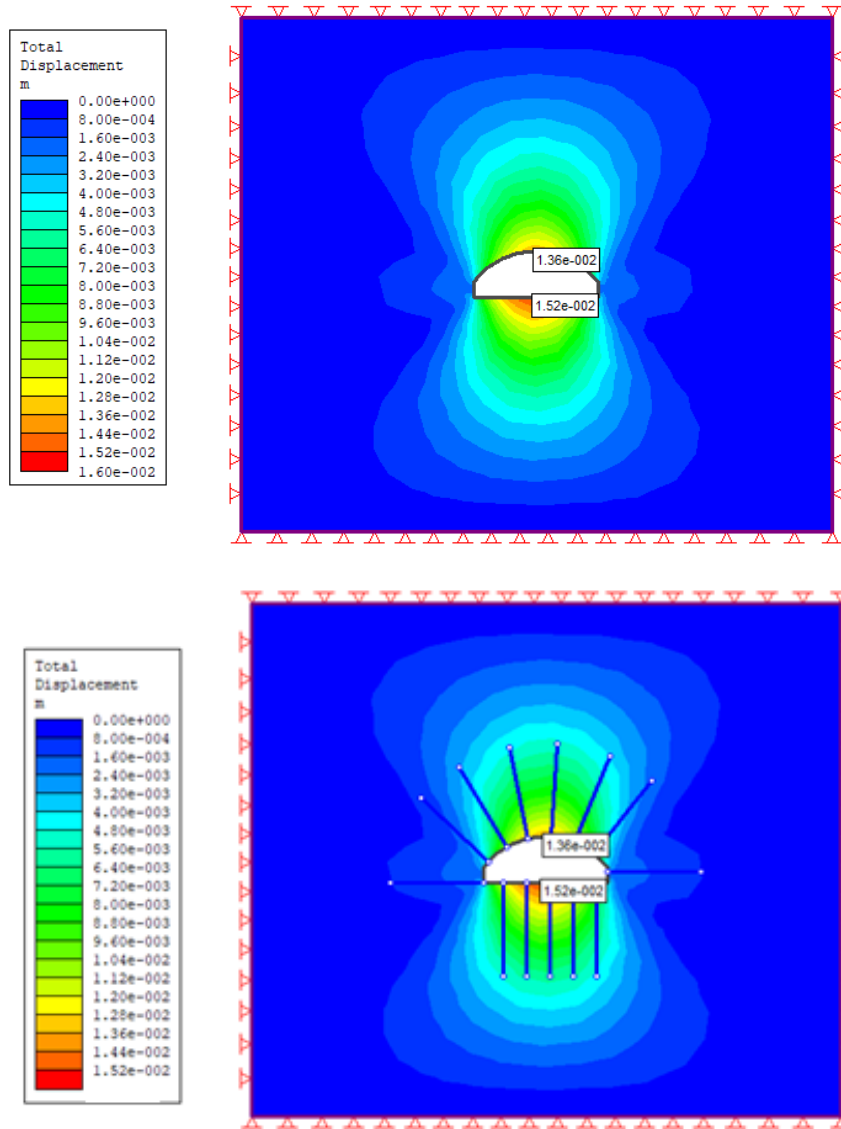


Figure V.27. Déplacements totale.

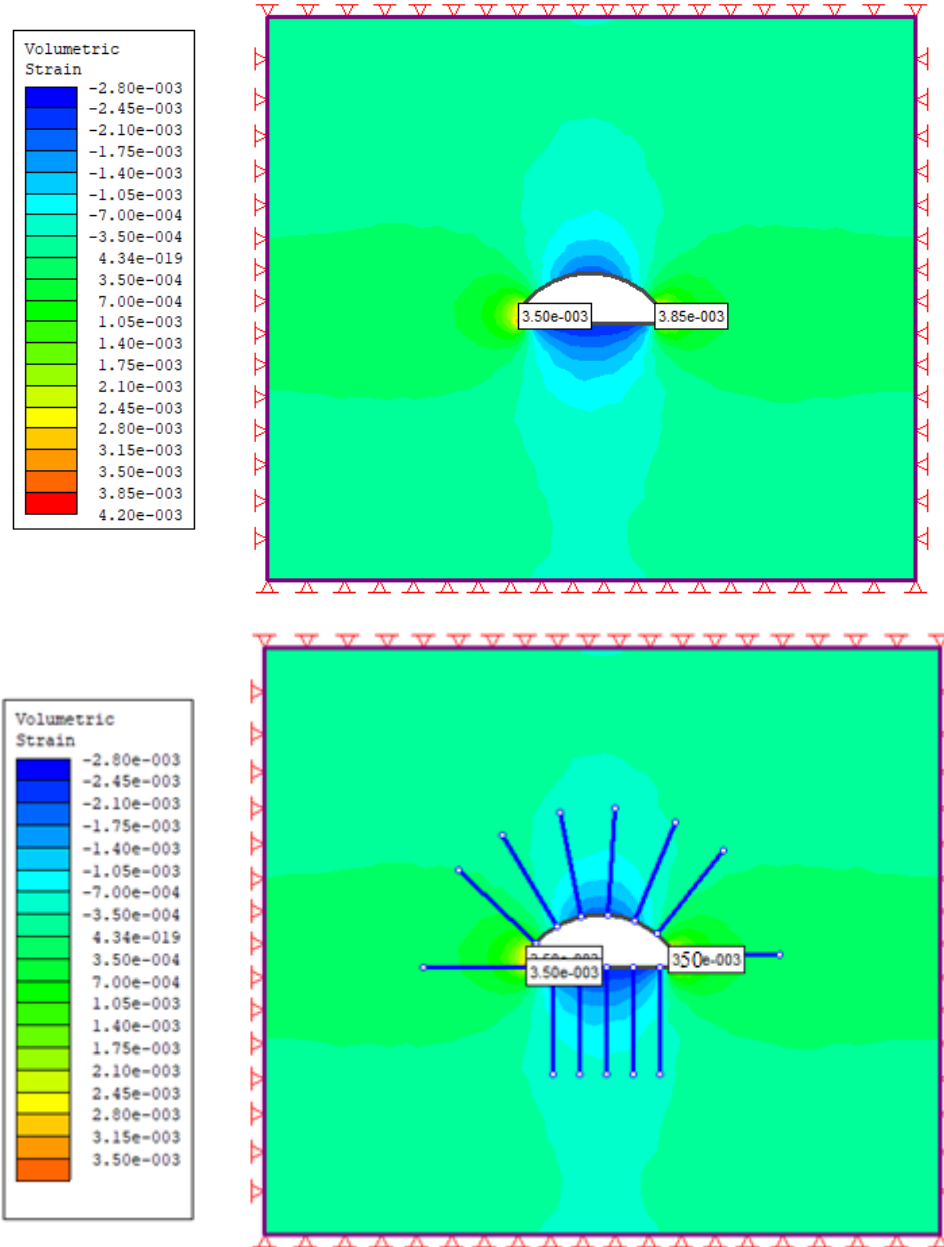


Figure V.27. Déformation volumétrique.

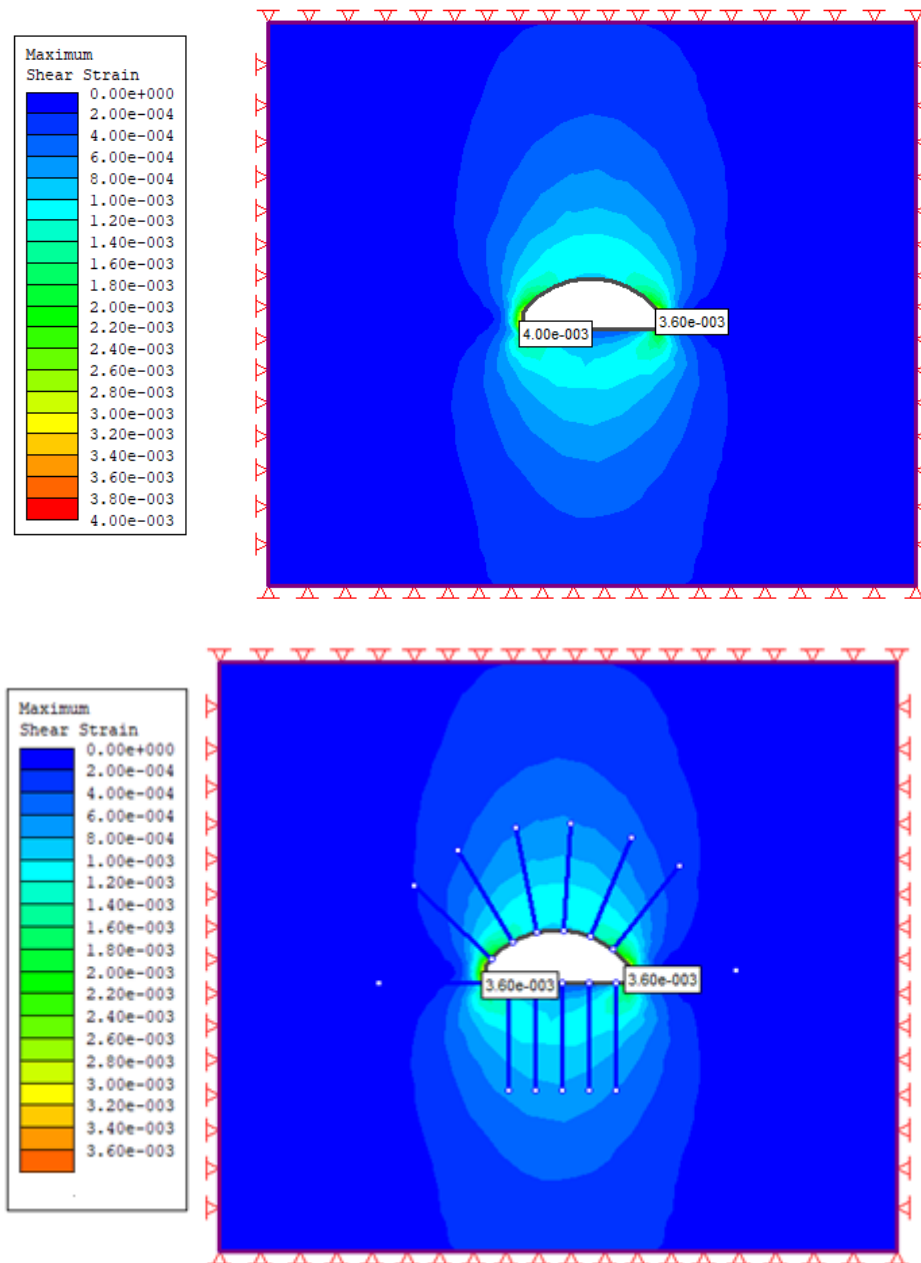


Figure V.28. Déformation de cisaillement maximale.

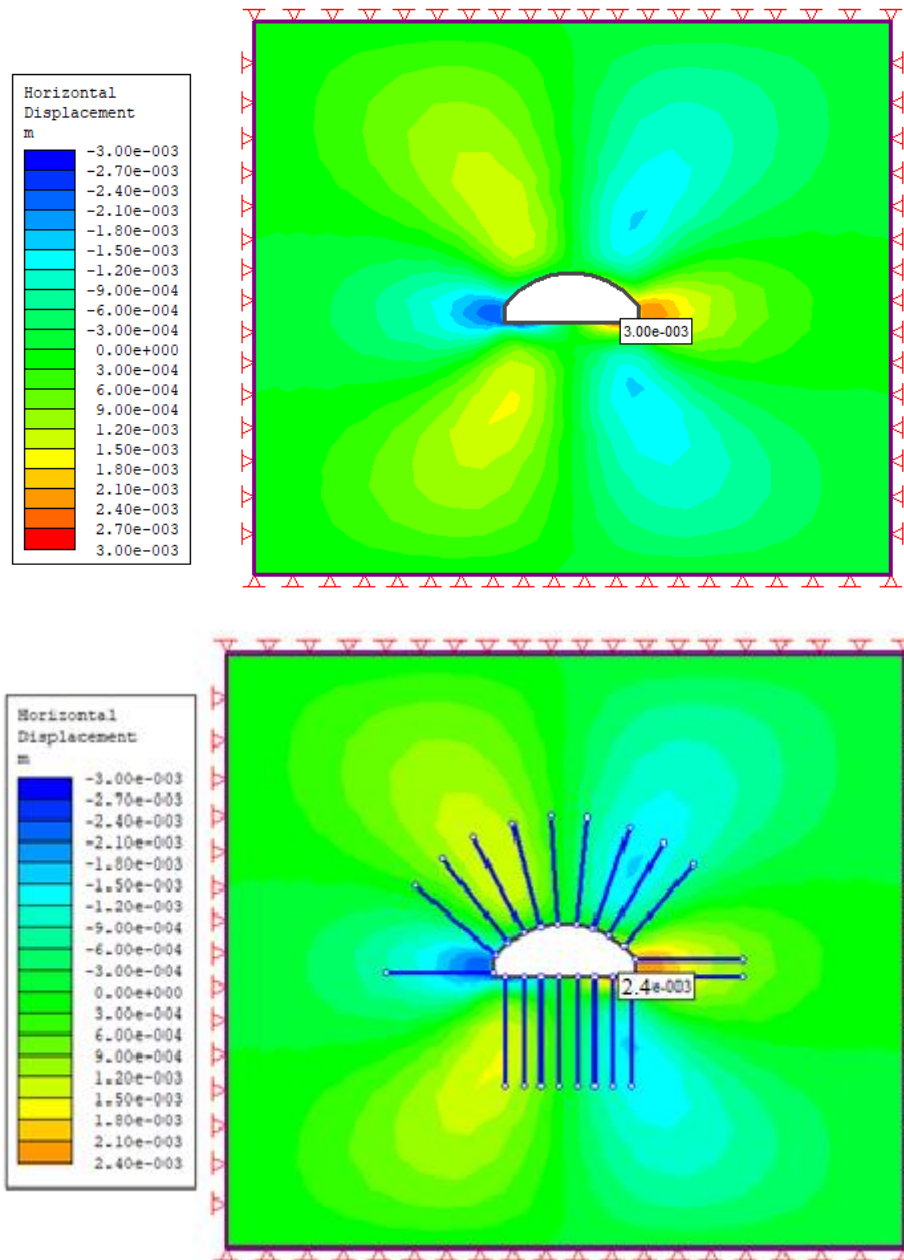


Figure V.29. Déplacements horizontale.

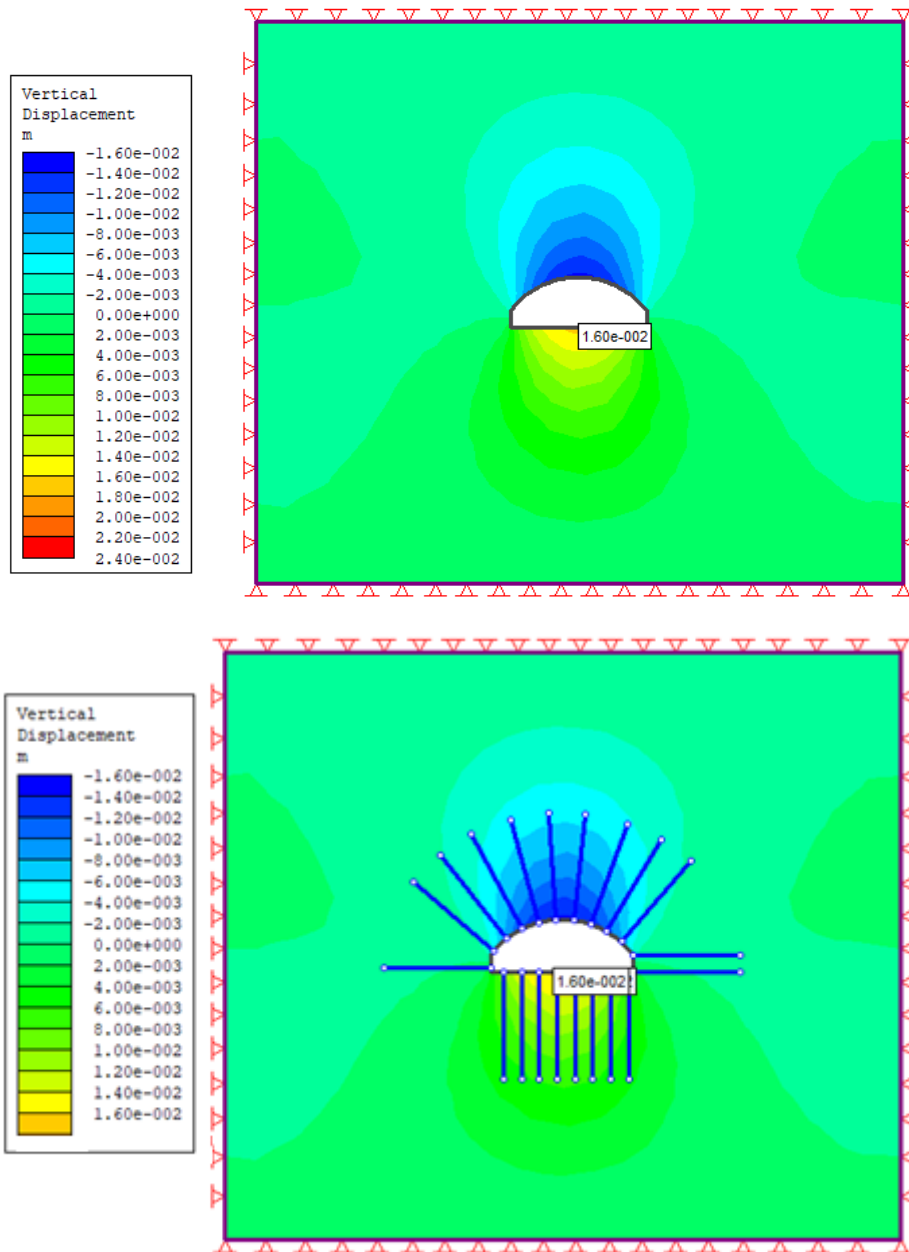


Figure V.30. Déplacements verticale.

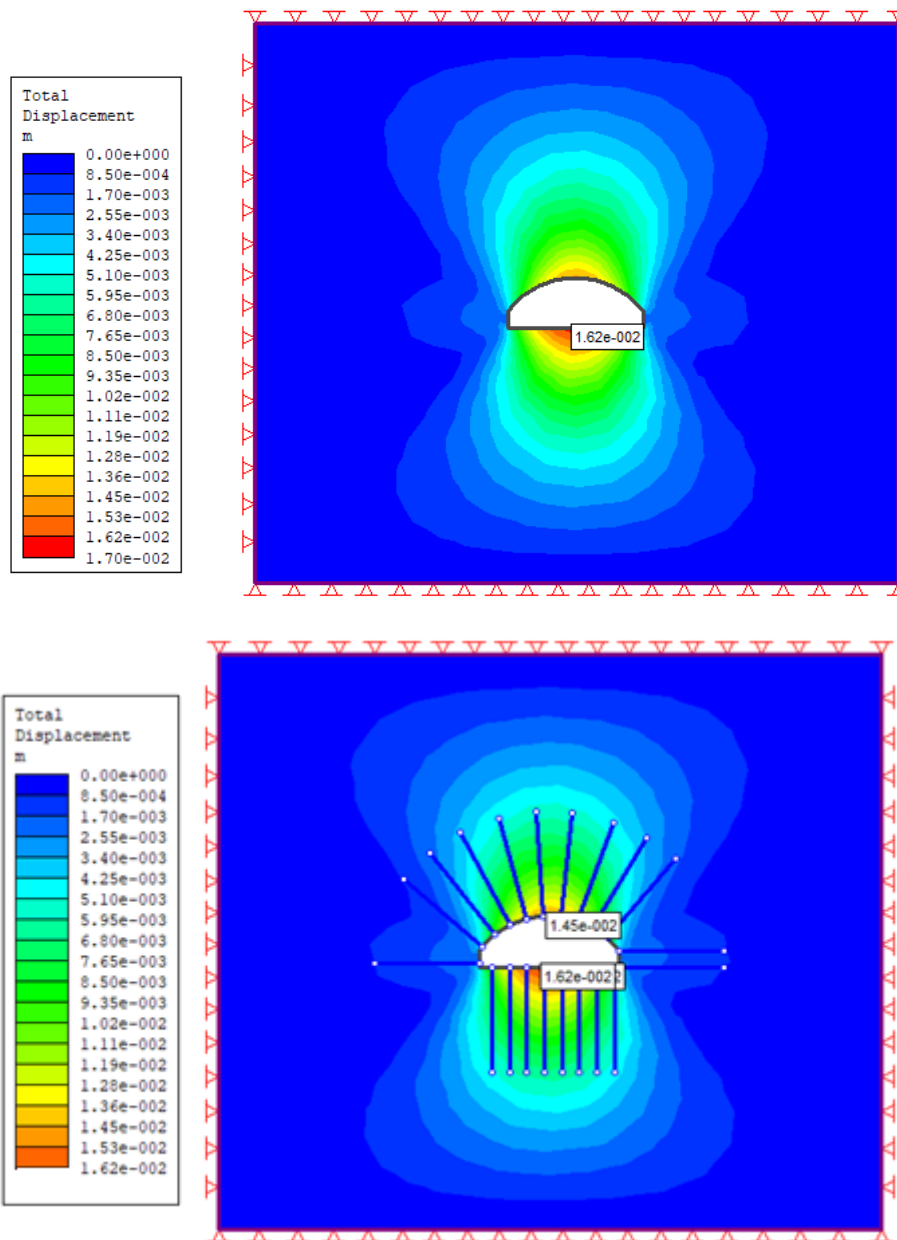


Figure V.31. Déplacements totale.

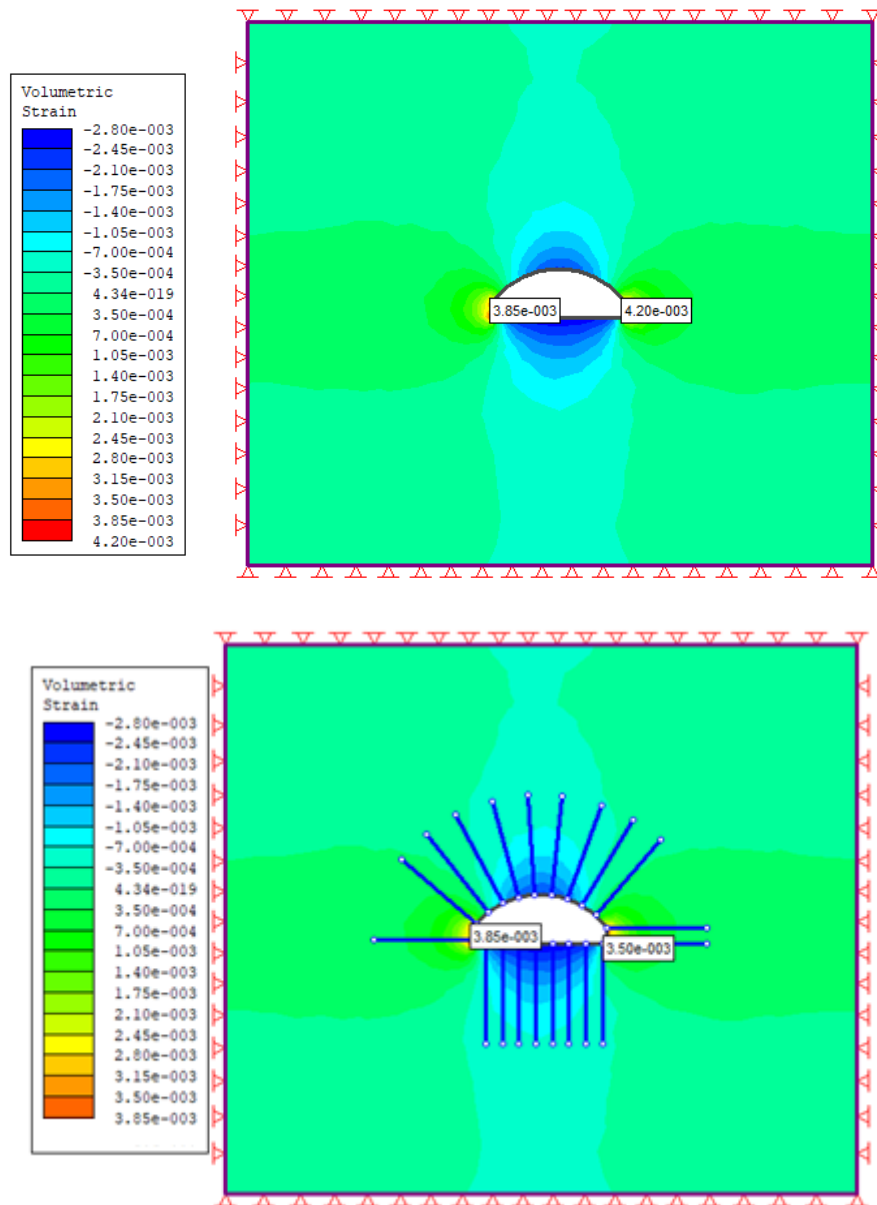


Figure V.32. Déformation volumétrique.

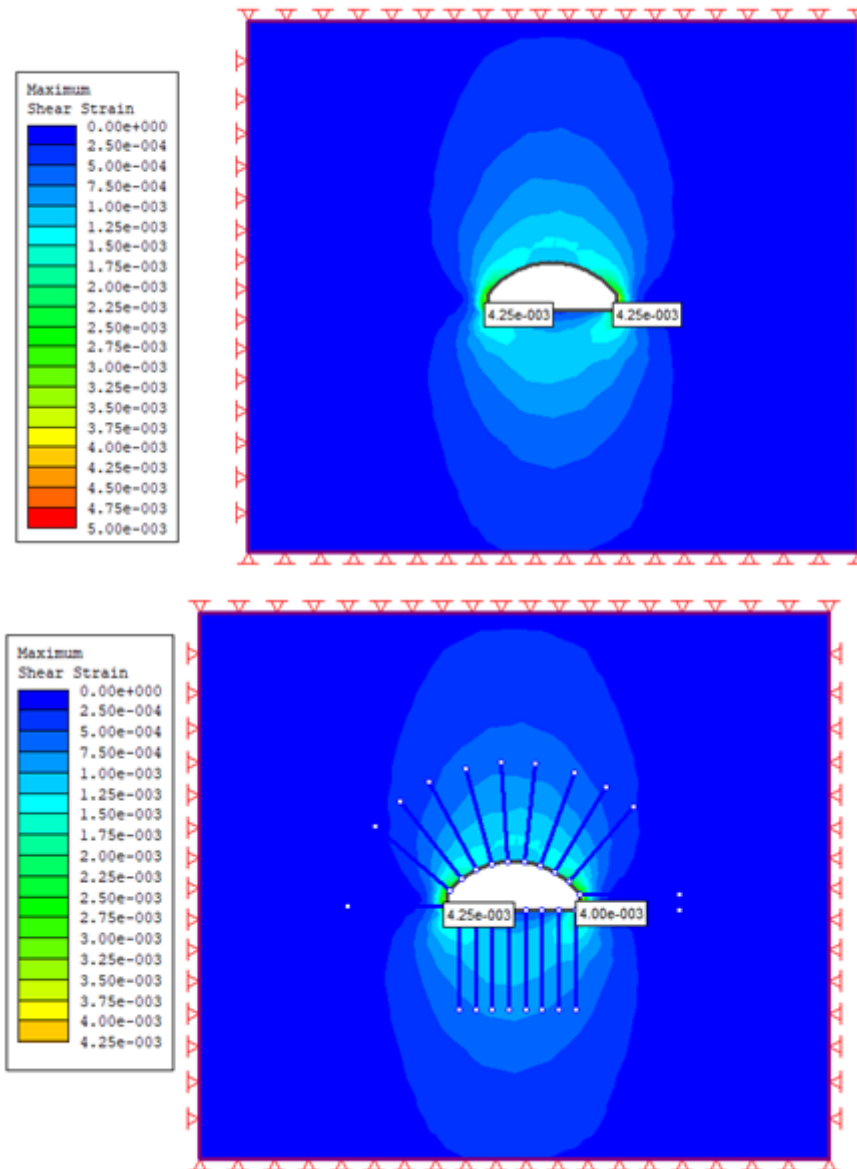


Figure V.33. Déformation de cisaillement maximale.



❖ Grés

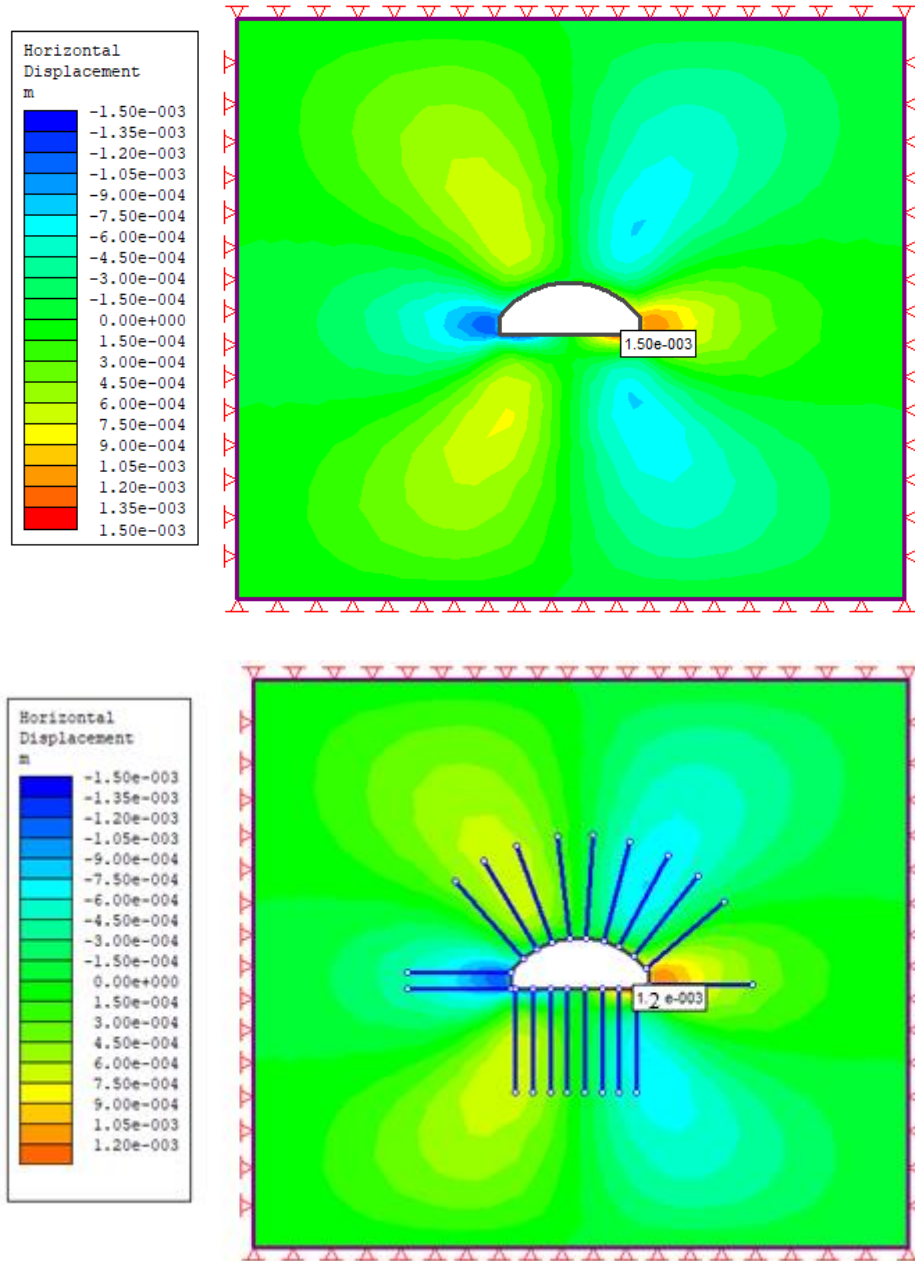


Figure V.34. Déplacements horizontale.

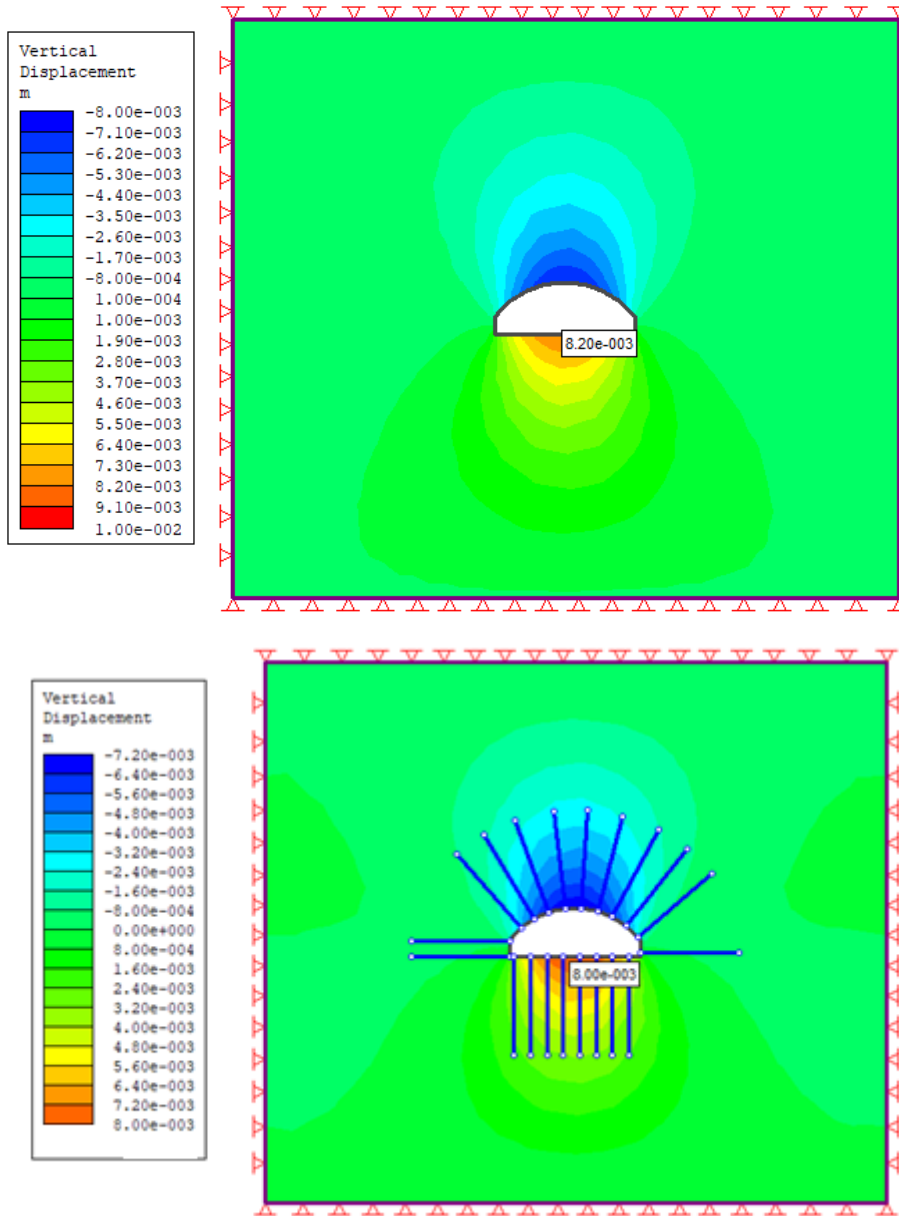


Figure V.35. Déplacements verticale.

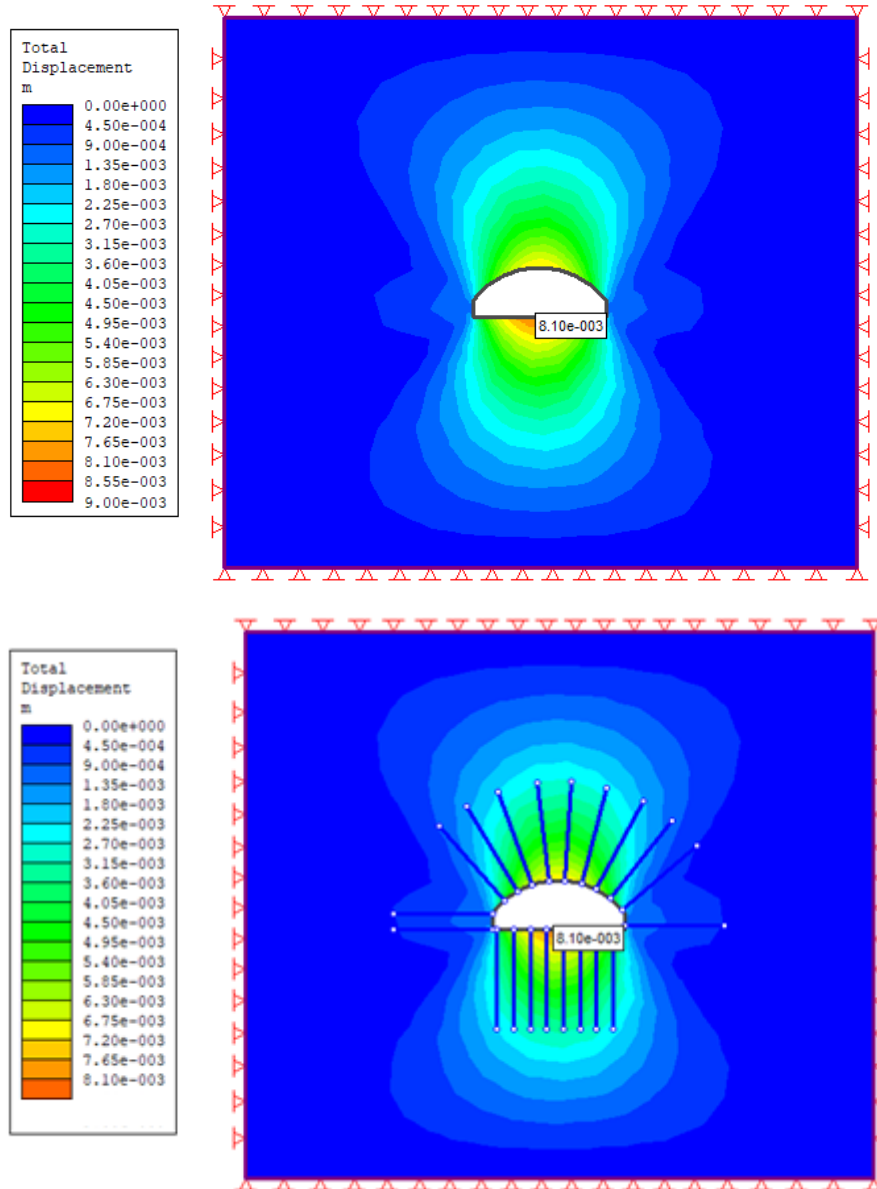


Figure V.36. Déplacements totale.

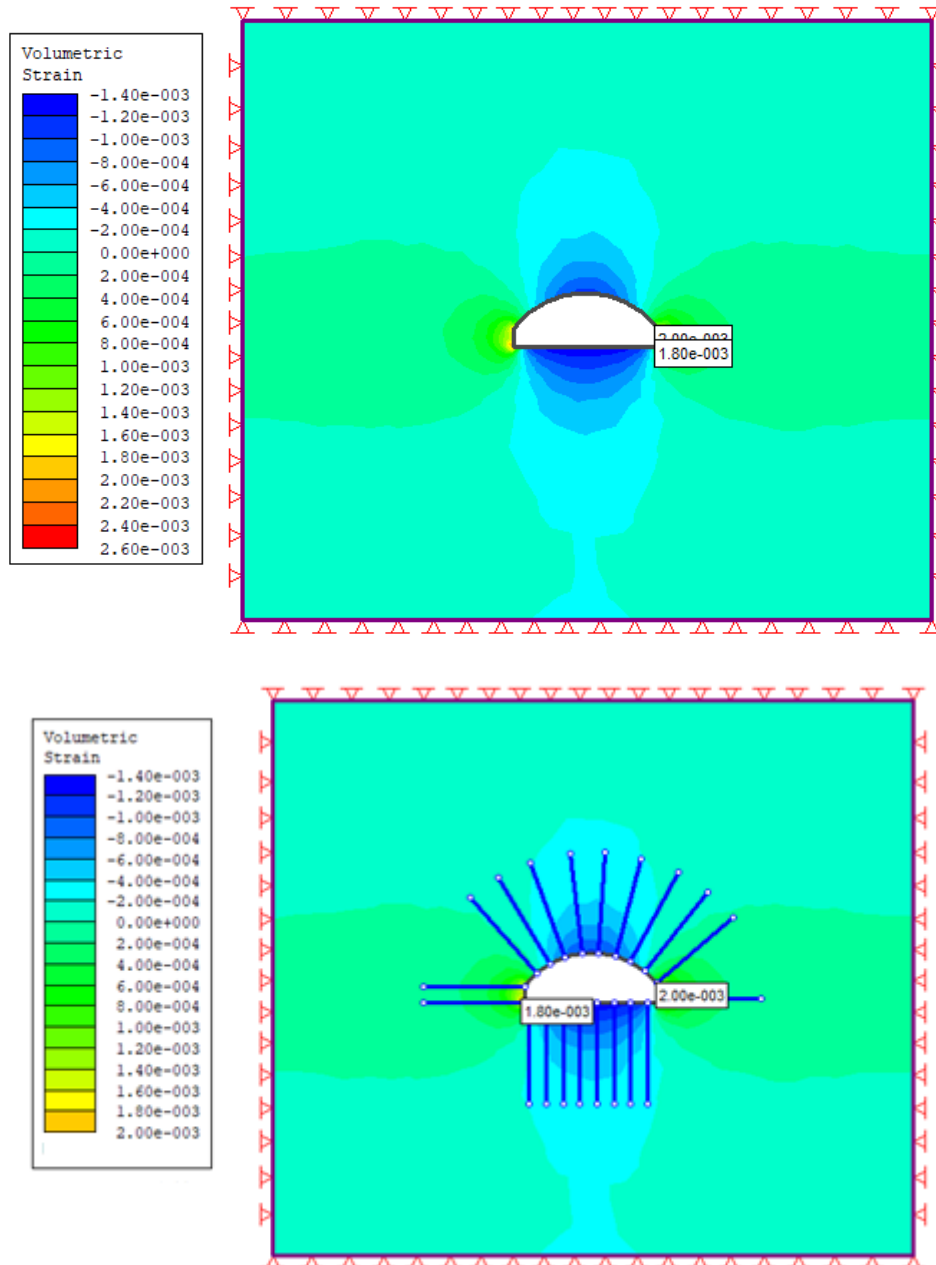


Figure V.37. Déformation volumétrique.

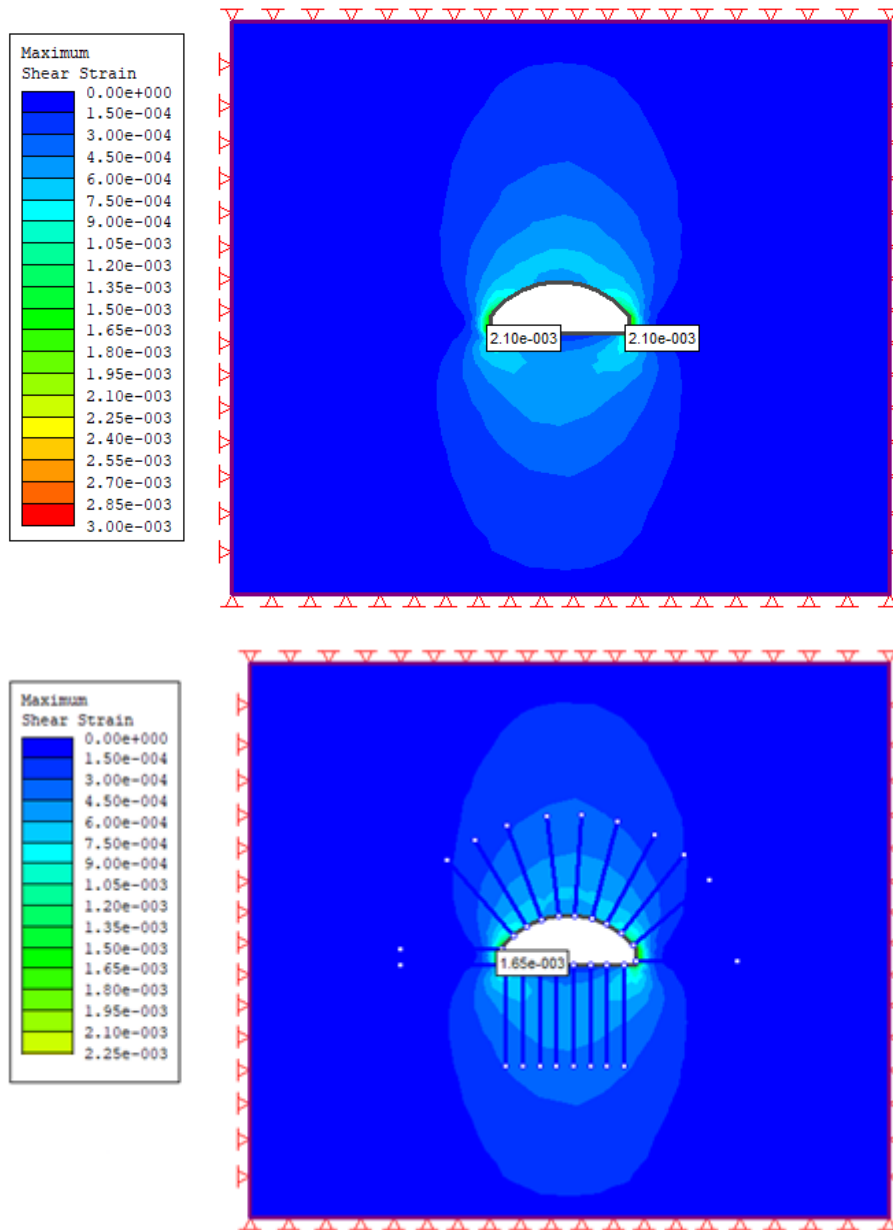


Figure V.38. Déformation de cisaillement maximale.

❖ Minerai fer

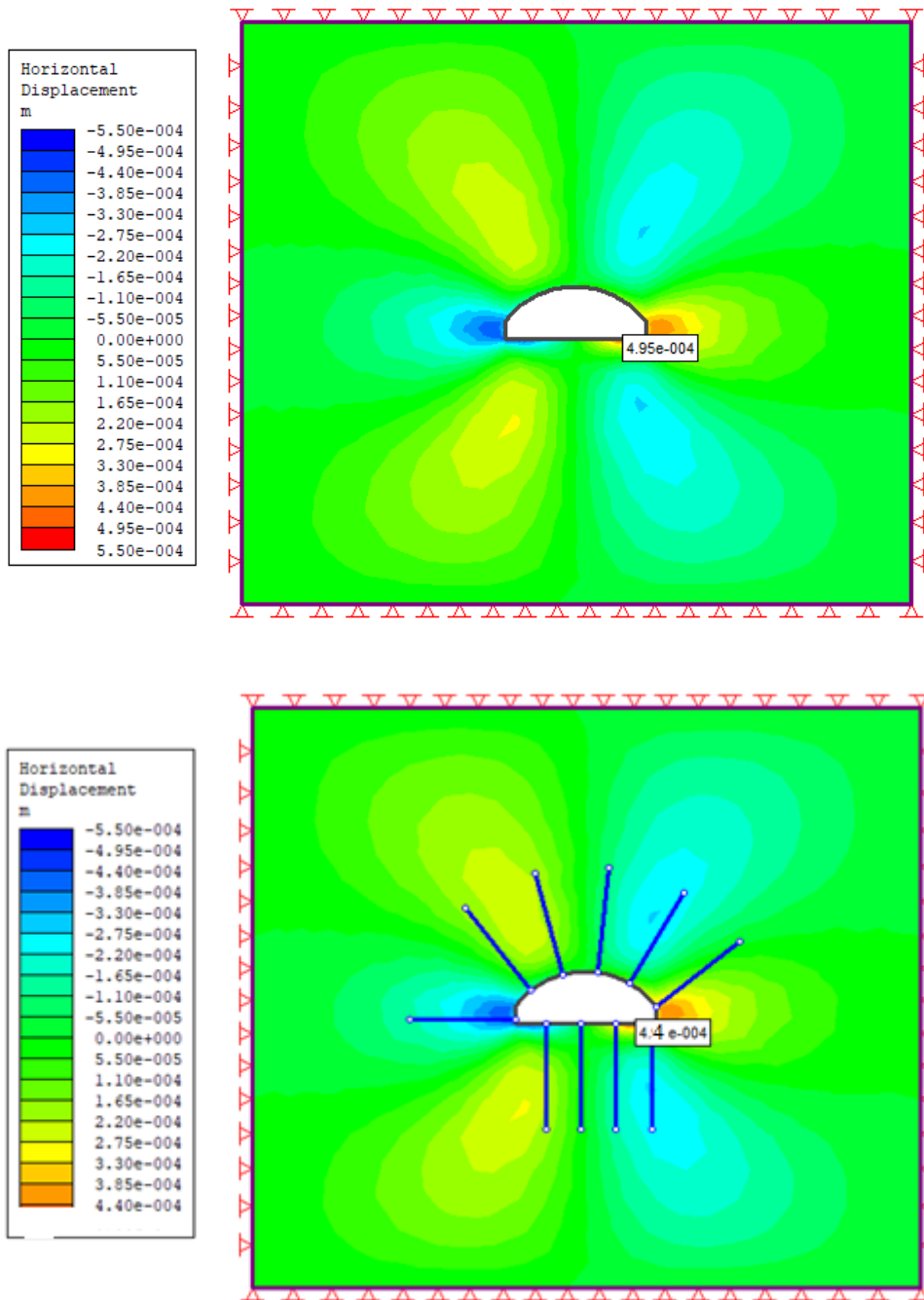


Figure V.39. Déplacements horizontale.

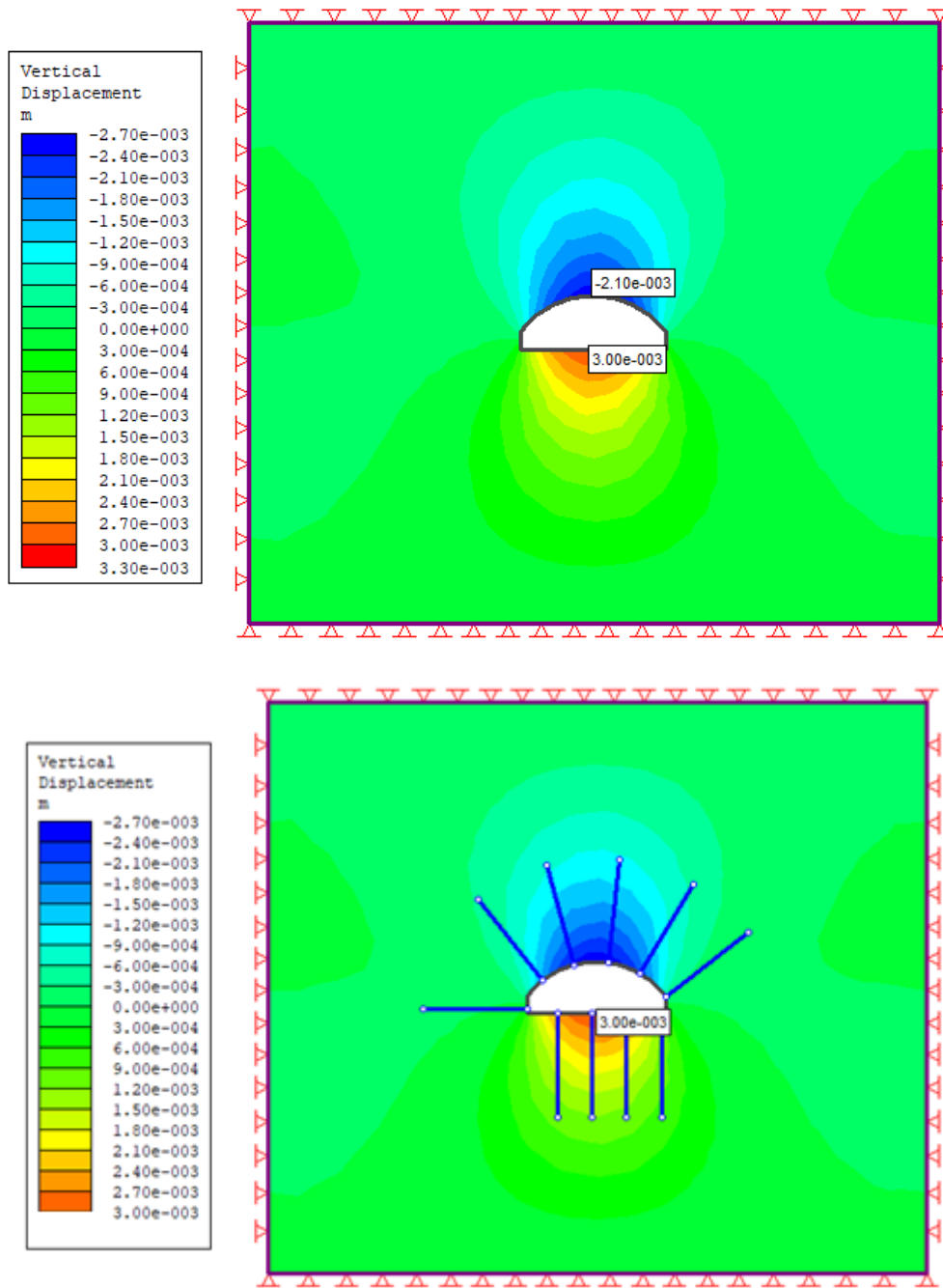


Figure V.40. Déplacements verticale.

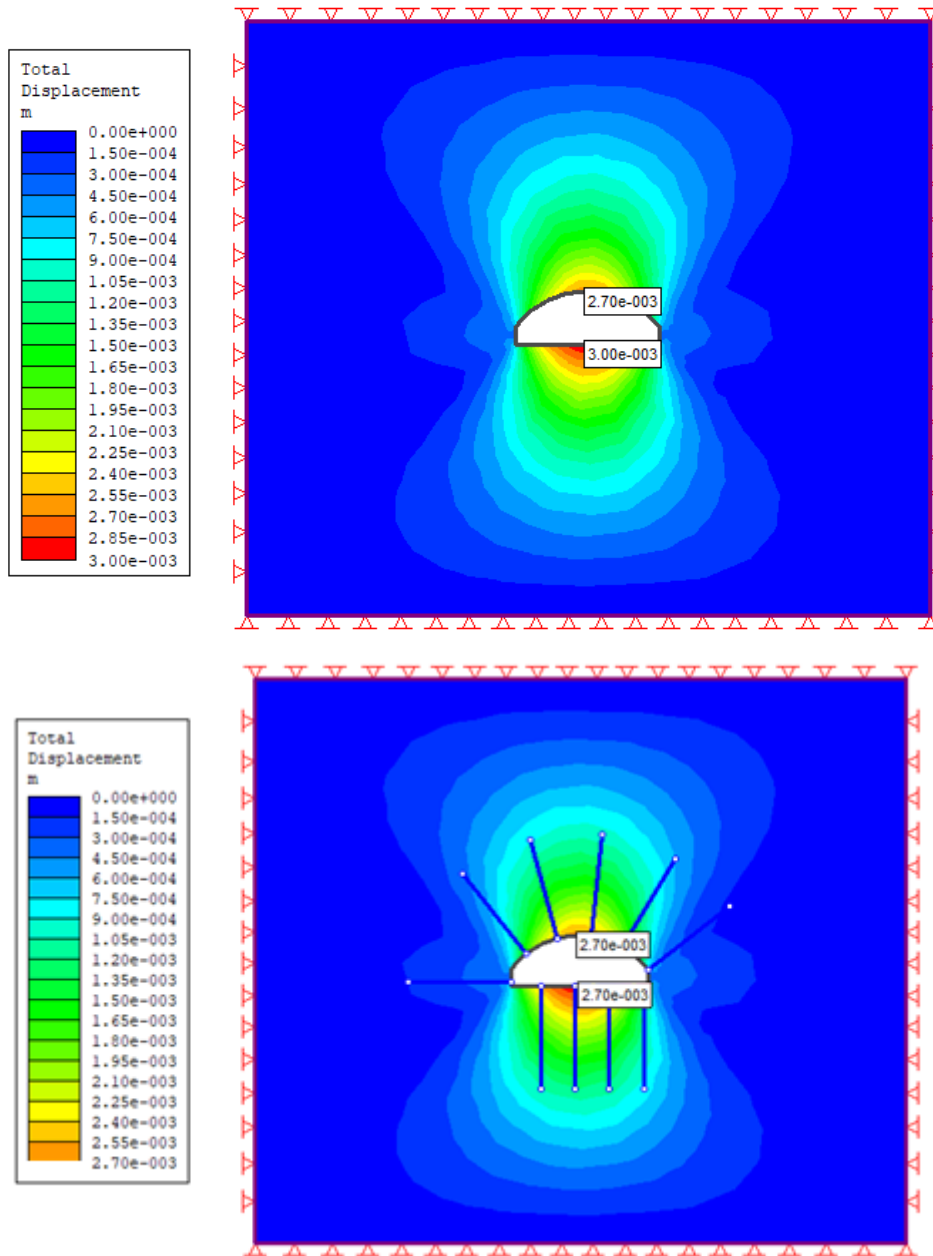


Figure V.41. Déplacements totale.



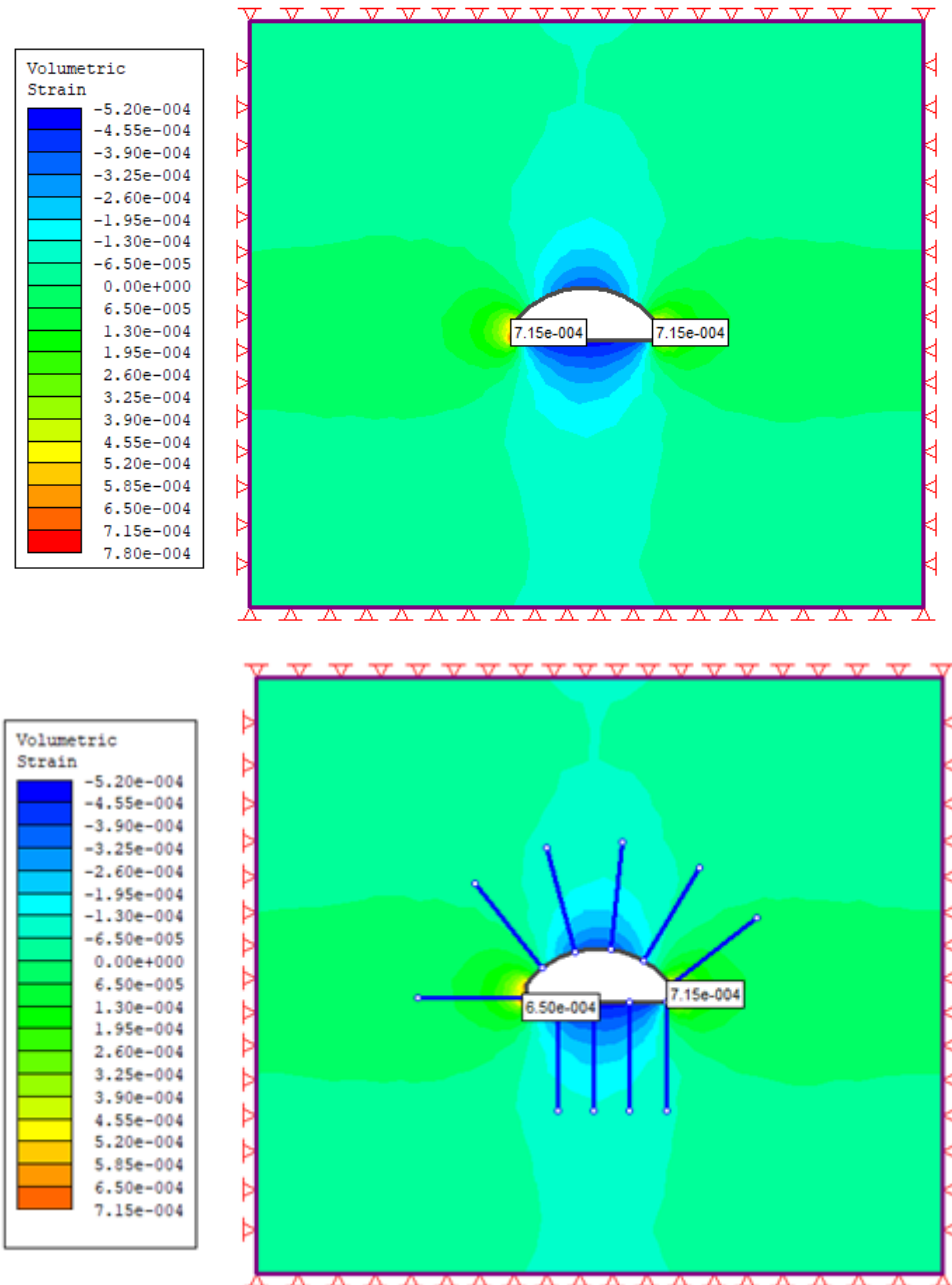


Figure V.42. Déformation volumétrique.

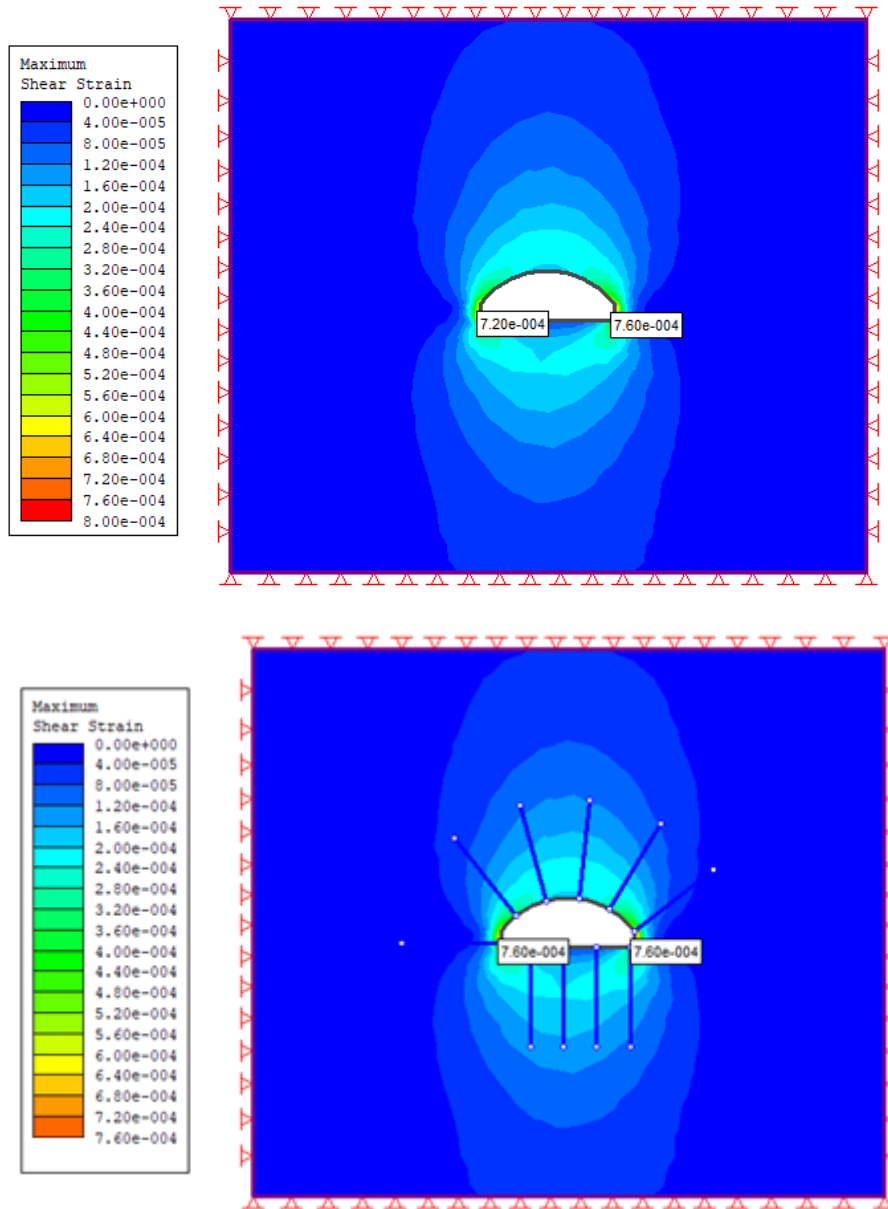


Figure V.43. Déformation de cisaillement maximale.

**Tableau.VI.1.** Résultats de l'analyse numérique par logiciel PHASE<sup>2</sup>

Analyse		Conglomérat	Calcaire	Marne jaune	Marne minéralisée	Marne grès	Grés	Minerai fer
Déplacement Horizontale (m)	Sans soutènement	$2.5 \times 10^{-4}$	$3.3 \times 10^{-4}$	$1.4 \times 10^{-3}$	$3.3 \times 10^{-3}$	$3.3 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-3}$	$5.5 \times 10^{-4}$
	Avec soutènement	$2 \times 10^{-4}$	$2.7 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-3}$	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.4 \times 10^{-3}$	$1.2 \times 10^{-3}$	$4.4 \times 10^{-4}$
Déplacement Verticale (m)	Sans soutènement	$1.65 \times 10^{-3}$	$2.5 \times 10^{-3}$	$8.5 \times 10^{-3}$	$1.65 \times 10^{-2}$	$2.4 \times 10^{-2}$	$1 \times 10^{-2}$	$3.3 \times 10^{-3}$
	Avec soutènement	$1.35 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-3}$	$7.3 \times 10^{-4}$	$1.2 \times 10^{-2}$	$1.6 \times 10^{-2}$	$8 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-3}$
Déplacement Totale (m)	Sans soutènement	$1.4 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-3}$	$8.5 \times 10^{-3}$	$1.6 \times 10^{-2}$	$1.7 \times 10^{-2}$	$9 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-3}$
	Avec soutènement	$1.33 \times 10^{-3}$	$1.12 \times 10^{-3}$	$7.2 \times 10^{-3}$	$1.52 \times 10^{-2}$	$1.62 \times 10^{-2}$	$8.1 \times 10^{-3}$	$2.7 \times 10^{-3}$
Déformation volumétrique	Sans soutènement	$3.6 \times 10^{-4}$	$3.85 \times 10^{-4}$	$2.4 \times 10^{-3}$	$4.2 \times 10^{-3}$	$4.2 \times 10^{-3}$	$2.6 \times 10^{-3}$	$7.8 \times 10^{-4}$
	Avec soutènement	$3.3 \times 10^{-4}$	$3.5 \times 10^{-4}$	$2.2 \times 10^{-3}$	$3.5 \times 10^{-3}$	$3.85 \times 10^{-3}$	$2 \times 10^{-3}$	$7.5 \times 10^{-4}$
Déformation maximale de cisaillement	Sans soutènement	$4 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$	$2.25 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-3}$	$3 \times 10^{-3}$	$8 \times 10^{-4}$
	Avec soutènement	$3.4 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^{-4}$	$2.1 \times 10^{-3}$	$3.6 \times 10^{-3}$	$4.25 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-3}$	$7.6 \times 10^{-4}$
Domaine de déformation		<b>Grande déformation</b>	<b>Faibles déformation</b>	<b>Grande déformation</b>	<b>Grande déformation</b>	<b>Grande déformation</b>	<b>Moyennes déformation</b>	<b>Faibles déformation</b>

### VI.5.Conclusion

L'étude menée dans ce chapitre nous a permis de mettre en évidence le comportement de la section étudiée sur la base des résultats obtenus. Une modèle numérique est très complexe à cause de la géométrie variable et le nombre des paramètres géotechnique considérés.

L'analyse numérique, nous montres que :

- les faibles déformations coïncidentes bien avec les résistances élevées de la matrice rocheuse, par contre les formations rocheuses caractérisées par une qualité médiocre (faible résistance mécanique) montrent des valeurs un peu élevées.
- Après avoir appliqué les différents systèmes de soutènements (boulonnage, cintres métalliques et béton projeté) on a remarqué un abaissement considérable des valeurs des déformations au niveau des formations à faible résistance, le soutènement pratiquement n'a aucun effet sur les formations rocheuses de bonne qualité.

*Conclusion  
générale*

Les ouvrages souterrains jouent un rôle très important dans la vie moderne surtout que leur construction est devenue très aisée vue les choix multiples de méthodes de creusement et de soutènements disponibles à nos jours.

Une partie importante de ces ouvrages est les mines souterraines, dont leur études technico-économiques, aboutissants aux plans stratégique (à long terme), tactique (à moyen terme) et opérationnel (à court terme), se base essentiellement sur les conditions géologiques et minières dont la connaissance est primordiale.

L'utilisation de plusieurs systèmes de classification géomécaniques du massif rocheux : Q de Barton, RQD, RMR et le GSI, a permis d'orienter le choix du type de soutènement dont les résultats seront l'objet d'une modélisation numérique par la méthode des éléments finis au moyen du programme PHASE<sup>2</sup>.

L'analyse de résistance à la base des critères de rupture de Hoek-Brown et de Mohr-Coulomb a démontré que le calcaire et le minerai de fer montrent une bonne résistance et ne sont pas sujets d'effondrement au niveau de la galerie 1045 m quoique le calcaire a démontré une meilleure résistance. Par contre, la marne grise, la marne jaune, la marne minéralisée, et le conglomérat ont démontré une faible résistance conduisant à des ruptures et instabilités potentielles d'où la plus faible résistance est attribuée à la marne grise.

La méthode convergence-confinement est un moyen très pratique pour orienter le choix initial du mode de soutènement, issu des méthodes empiriques, et sert de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux. Pour le cas de la galerie 1045 m, la méthode a démontré que le système de soutènement recommandé par les méthodes empiriques est parfaitement adéquat.

L'analyse numérique par la méthode des éléments finis au moyen du programme PHASE<sup>2</sup>., nous montres que :

- Les faibles déformations coïncident bien avec les résistances élevées de la matrice rocheuse, par contre les formations rocheuses caractérisées par une qualité médiocre (faible résistance mécanique) montrent des valeurs de déformation un peu élevées.
- Après avoir appliqué les différents systèmes de soutènements (boulonnage, cintres métalliques et béton projeté) on a remarqué un abaissement considérable des valeurs des déformations au niveau des formations à faible résistance. Le soutènement pratiquement n'a aucun effet sur les formations rocheuses de bonne qualité.

- [1] N. Bousbia « Interaction entre ouvrages souterrains », Thèse doctorat en géotechnique, Université de Skikda. (2016)
- [2] Cetu, Dossier pilote des tunnels : section 2-géologie-hydrogéologie-géotechnique, Ministère de l'équipement, des transports se du logement –direction des routes, France (1998),
- [3] Modalisation d'un tunnel bitube -priseen compte de l'effet de renforcement du front de taille », Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique Génie Civil, Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel, p:2.
- [4] R-M Faure, Mohamed Ghouari: outils-cetu. Creusement À l'explosif
- [5] Pierre Gesta, «Tunneliers» Ingénieur de l'École Centrale de Paris, Ancien Directeur à la SOGEA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).
- [6] Djenane Mohamed, «Modélisation Numérique De L'effet De La Construction D'un Ouvrage Souterrain Sur Le Comportement De La Superstructure –Application Pour Le Metro D'Alger-», pour l'obtention du diplôme de Magister en Génie Civil, Université Colonel El Hadj Lakhdar De Batna.
- [7] CETu4, 1998, Centre d'Etude des Tunnels, Dossier pilote des tunnels génie civil section 4, «procédés de creusement et de soutènement»
- [8] Pierre Gesta, «Travaux Souterrains» Ingénieur de l'École Centrale de Paris, Ancien Directeur à la SOGEA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).
- [9] Khettar Meziane et Lyes Krim, «Conception et Etude d'un tunnel autoroutier bitube situé sur la pénétrante de TIZIOUZOU» Mémoire Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat ;(Travaux Publics) ENSTP, Alger ; 2016.
- [10] Bekkari Hadda« Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumente à faible profondeur » Mémoire de fin d'études Master Université Mohamed Khider Faculté des sciences et de la technologie Département de génie civil et hydraulique Biskra
- [11] Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest. , mémoire magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna.
- [12] Jaques Fines « le soutènement des galeries minière », Ecole des Mines de paris, [1998]
- [13] cours de creusement des ouvrages souterrains exploitation minier. BENGHAZI .Z
- [14] [https://www.semat.be/media/productattach/2/2/22-05-g-h-f-03-01\\_web-1.pdf](https://www.semat.be/media/productattach/2/2/22-05-g-h-f-03-01_web-1.pdf)

- [15] [https://www.encoloc.com/wpcontent/uploads/2018/11/LIEBHERR\\_R916NLC-Classic\\_Pelles-sur-chenilles-standards.pdf](https://www.encoloc.com/wpcontent/uploads/2018/11/LIEBHERR_R916NLC-Classic_Pelles-sur-chenilles-standards.pdf)
- [16] Département d'étude et développement de la mine de Boukhadra (DED), Rapport géologique actualisé de Boukhadra,
- [17] Documents fournis par l'entreprise, « les plans topographiques et géologiques de la mine, la géologie de la mine »
- [18] Documents de la mine de BOUKHADRA. Réalisés par l'entreprise étrangère Arcelor Mittal.
- [19] Zhao J, « Propriétés des discontinuités », part 3, cours de mécanique des roches, L'école polytechnique fédérale de Lausanne. [2008]
- [20] Maciej A, « Modification des classifications mécaniques pour les massifs rocheux schisteux », Thèse de maîtrise des sciences appliquées de l'université de Montréal, Spécialité génie minier, 180 pages. [2012],
- [21] AFTES., « Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et la réalisation des Ouvrages souterrains » 206 Pages. [2003],
- [22] Duffaut P. et Homand F., « Manuel de mécanique des roches » Tome 1 : fondements, Comité français de mécanique des roches, 88 pages. [2000],
- [23] Bieniawski, Z. T. Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. New York John Wiley and Sons(1989).
- [24] Chalhoub M « Apport des méthodes d'homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés », Thèse de doctorat 2006, École Nationale des Mines de Paris, 206 pages. ., [2006],
- [25] Véronique Merrien-Soukatchoff, Yann Gunzburger 'Utilisation des classifications de massifs rocheux pour l'analyse du comportement de pentes'.
- [26] ZAHO.J. «Roches et massifs rocheux, Mécanique des roches 1er partie» EPF . France. 65 p (2008),
- [27] <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s2/r.metam.html>
- [28] Hoek E et Bray J.W., « Rock Slope Engineering », Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp.341-351. (1981)
- [29] Amara Idir, «Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa.», Mémoires De Fin D'étude En vue de l'obtention du diplôme de Master En Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou 2018

## *Références bibliographiques*

---

- [30] Amara Idir, , «Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa.», Mémoires De Fin D'étude En vue de l'obtention du diplôme de Master En Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. 2018
- [31] A.BOUVARD-LECOANET, G.COLMBET, F.ESTEULLE, 2008: «ouvrages souterrains .conception, réalisation entretien.
- [32] Phase2\_TutorialManual:  
[https://www.rocscience.com/help/rs2/knowledge\\_base/general\\_modeling.htm](https://www.rocscience.com/help/rs2/knowledge_base/general_modeling.htm)



Tableau.1. Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramètres			Coefficients						
A1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is (MPa)	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Indice de franklin non utilisé		
		Résistance à la compression (MPa)	<250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	△
	Notes	15	12	7	4	2	1	0	
A2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Notes		20	17	13	8	3		
A3	Espacement (m)		>2	0.6 - 2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
	Notes		20	15	10	8	5		
A4	Nature des joints		Surface très rugueuse non continus en pentes en contact En pentes non altérées	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1 mm Eponte non altérées	Surface légèrement rugueuse Epaisseur <1mm. Eponte altérées	Surface Lustrée ou remplissage <5mm joints continus	Remplissage mou<5mm où joints ouverts >5mm joints continus		
	Notes		30	25	20	10	0		
A5	Venus d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	<10	10-25	20-125	>125		
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau Interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau			
	Notes		15	10	7	4	0		

**Tableau 2.** Valeur du paramètre de réduction en fonction du pendage et de l'orientation du tunnel

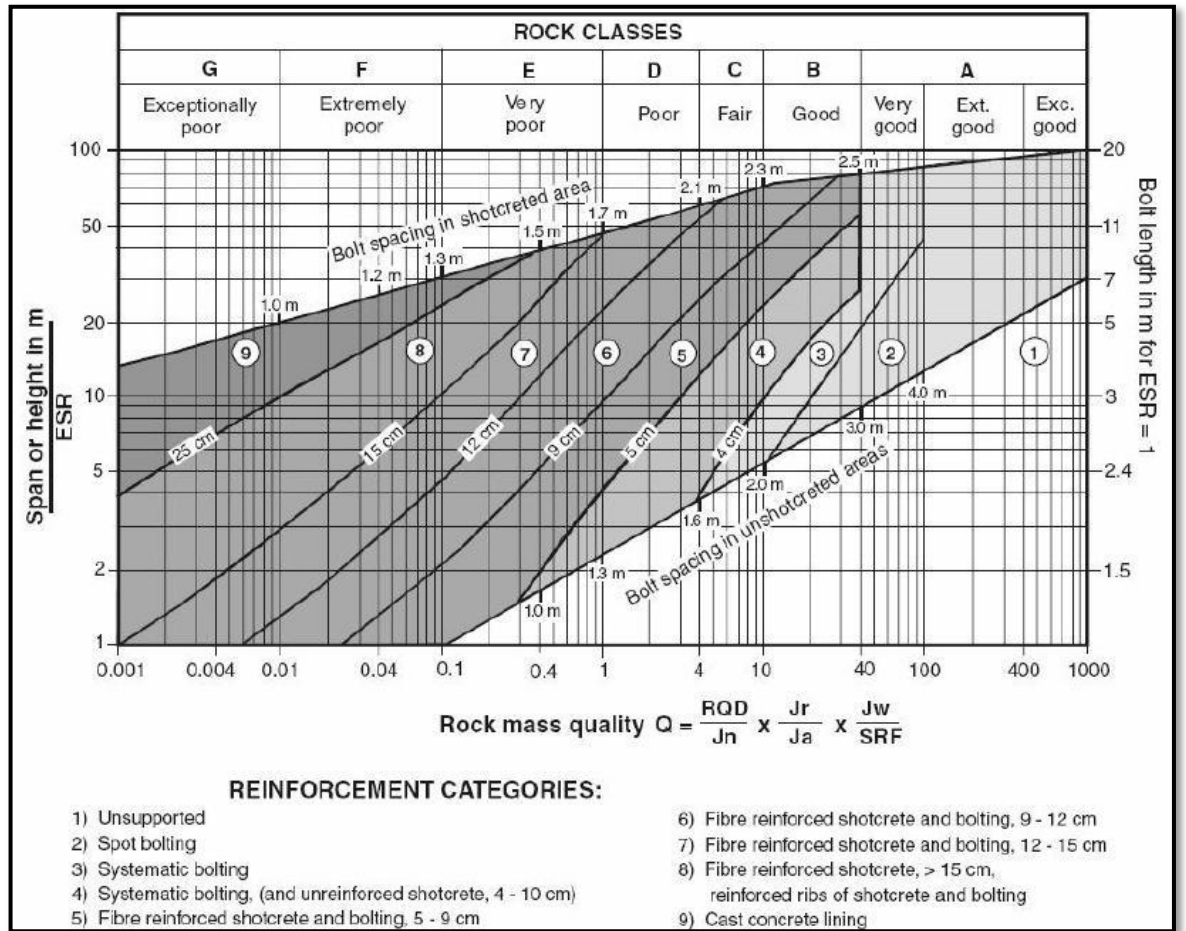
<b>Tunnel</b>	Indicateur de pendage d'orientation des joints		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
	Note	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
	Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
	Dans le sens du pendage		Dans le sens contraire du pendage				
	P : 45°-90°	P : 20°-45°	P : 20°-45°	P : 20°-45°	P : 45°-90°	P : 20°-45°	P : 0°-20°
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable
	<b>Note pour les Fondations</b>			0	-2	-7	-15
<b>Note pour les Talus</b>			0	-5	-25	-50	-60

**Tableau.3** Classe et propriétés de la masse rocheuse en fonction du RMR

<b>Note globale RMR</b>	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
<b>Classe de rocher et description</b>	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
<b>Cohésion <math>C_m</math> (KPa)</b>	400	300-400	200-300	100-200	100
<b>Angle de frottement Interne <math>\Phi_m</math> (°)</b>	45	35-45	25-35	15-25	15
<b>Temps de tenue moyen</b>	20 ans pour 15m de portée	1an pour 10m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 de portée	30 mn pour 1m de portée

Tableau.4 Recommandation pour le soutènement selon Z. BIENIAWSKI

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'encrages		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ments
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudé+30mm de béton projeté en voûte	100 mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0
4	0.5-1.0m	Treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3m d'espacement	Cintres moyens +50 mm de béton projeté	0.7-1.5
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0.7m



**Figure.1.** Classification de N.BARTON Relation entre Q et De et les catégories desoutènement

**Tableau.5.** Paramètre Jn description et indices de joints

Indice des familles de joints		J <sub>n</sub>
A	Rocher massif, joints rares ou absents	5-1.1.0
B	Une famille de joints	2
C	Une famille + joints erratiques	3
D	Deux familles de joints	4
E	Deux familles+ joints erratiques	6
F	Trois familles de joints	9
G	Trois familles + joints erratiques	12
H	Quatre familles ou plus, joints erratiques, fracturation très dense, "morceaux de sucre", etc...	15
I	Rocher broyé, meuble	20

Note :

- 1- Pour les croisements des galeries ou de tunnels, à (3.0 x J<sub>n</sub>);
- 2- Pour les têtes d'accès, adopter (2.0 x J<sub>n</sub>) ;

- 3- Le paramètre  $J_n$  est souvent influencé par la foliation, la schistosité, le clivage ou la stratification du rocher. Si ces phénomènes sont bien marqués, il faut évidemment considérer ces joints parallèles comme une famille. Par contre si peu de joints sont visibles, ou si la fréquence de rupture des carottes par suite de ces phénomènes est faible, il convient alors d'en tenir compte sous la rubrique « joints erratiques ».

**Tableau.6.** Paramètre  $J_r$  description et indices de joints

Indice de rugosité des joints		$J_r$
A	<b>(a) Epontes en contact ; (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm</b>	4
	Joint discontinu	
B	Joint ondulé, rugueux ou irréguliers	3
C	Joint ondulé, lisses	2
D	Joint ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1.5
E	Joint plans, rugueux ou irréguliers	1.5
F	Joint plans, lisses	01
G	Joint plans, striés	0.5

Indices de rugosité des joints		$J_r$
H	<b>(c) Epontes hors contact après cisaillement Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact. Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact.</b>	1.0
J		1.0

Note 1 :  $J_r$  (et  $J_a$  du tableau suivant) doit être évalué pour la famille de joints la moins résistante présente dans la zone étudiée. Cependant si la famille qui présente la plus faible valeur  $J_r/J_a$ , est orientée favorablement pour la stabilité de l'ouvrage, il se peut qu'une autre famille, moins favorablement orientée, soit plus significative et il convient alors de considérer la valeur de  $J_r/J_a$  de cette deuxième famille même si elle est plus élevée. La valeur de  $J_r/J_a$  adoptée sera celle correspondant à la surface qui a la plus grande probabilité d'amorcer la rupture.

Note 2 : Ajouter 1.0 si l'espacement moyen des joints est supérieur à 3m. Note 3 :  $J_r=0.5$  si les joints plans et striés comportent des linéations et que ces linéations sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture

Tableau.7. Paramètre Ja description et indices de joints

Epontes en contact	caractère du joint		Conditions	Eponte
	Joint propre	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartz, épidote...etc.	Ja=0.75
		Epontes non altérées	Pas d'enduit, taches superficielles	1.0
		Epontes légèrement altérées	Enduit minérale non radoucissant, grains sans argile	2.0
	Enduits de Remplissage	Enduits à frottement	Sable, silte, calcite...etc. non radoucissant	3.0
		Enduits à cohésion	Argile, chlorite, talc, etc. radoucissant	4.0
Epontes en ou hors contact	Remplissage	Type	Eponte a contacts remplissage léger (<5mm)	Epontes hors contact remplissage épais
	Matériaux frottant	Sable, silte, calcite...etc.	Ja=4	Ja=8
	Remplissage fortement surconsolidé	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc.etc	6	5-10
	Remplissage légèrement surconsolidé	Surconsolidation légère ou moyenned'argile ,chlorite,talc.etc.	8	12
	Remplissages d'argiles gonflantes	Matériaux gonflantes (ex : montmorillonite)	8-12	13-20

Tableau.8. Paramètre Jw description et indices de joints

Influence de l'eau en charge		Jw	Pression d'eau approximative (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Excavation à sec ou faibles venues d'eau (<5 l/mn localement)	1.00	<1.0
B	Venue d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0.66	1.0-2.5
C	Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents	0.50	2.5-10.0
D	Très fortes venues d'eau hors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	0.33	2.5-10.0
E	Très fortes venues d'eau ou pression très importante sans réduction notable avec le temps	0.20-0.10	>10.0
F	Très fortes venue d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps.	0.10-0.05	>1.0

Note :

1-Les indices C à F sont des estimations grossières. Prendre une valeur Jw plus élevée dans le cas de la mise en place d'un dispositif de drainage.

2- Les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

**Tableau.9.** Paramètre SRF, description et indices



<b>(a) Ouvrages recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement</b>		<b>SRF</b>
A	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement ; rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	10.0
B	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $\leq 50\text{m}$ )	5.0
C	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$ )	2.5
D	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile ; rocher environnant décomprimé (toutes profondeurs)	7.5
E	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof de l'excavation $\leq 50\text{m}$ )	5.0
F	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain en rocher rigide, sans argile (profondeur de l'excavation $> 50\text{m}$ )	2.5
G	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, " morceaux de sucre", etc.... (toutes profondeurs)	5.0

<b>(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ</b>		<b>Rc/<math>\sigma_1</math></b>	<b>Rt/<math>\sigma_1</math></b>	<b>SRF</b>
H	Contraintes faibles, excavation peu profonde	$> 200$	$> 13$	2.5
J	Contraintes moyennes	200-10	13-0.66	1.0
K	Contraintes importantes, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L	Quelques " coups de toit" (rocher massif)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M	"coups de toit " importants (rocher massif)	$< 2.5$	$< 0.16$	10-20
<b>(b) Rocher sain, problèmes de contraintes in situ</b>		<b>Rc/<math>\sigma_1</math></b>	<b>Rt/<math>\sigma_1</math></b>	<b>SRF</b>
H	Contraintes faibles, excavation peu profonde	$> 200$	$> 13$	2.5
J	Contraintes moyennes	200-10	13-0.66	1.0
K	Contraintes importantes, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
L	Quelques " coups de toit" (rocher massif)	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M	"coups de toit " importants (rocher massif)	$< 2.5$	$< 0.16$	10-20



(c) Rocher "poussant" (déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles)		SRF
N	Rocher "poussant" à moyenne pression	5-10
O	Rocher "poussant" à forte pression	10-20
(d) Rocher gonflant (action chimique en fonction de la présence d'eau)		SRF
P	Pressions de gonflement moyennes	5-10
Q	Pressions de gonflement importantes	10-15

Note :

1- Réduire l'indice SRF de 25-50% si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.

Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (lorsqu'il a pu être mesuré):

- Pour  $5 \sigma_1/\sigma_3$  10 : réduire  $R_c$  et  $R_t$  à  $0.8R_c$  et  $0.8R_t$  ;
- Pour  $\sigma_1/\sigma_3$  10 : réduire  $R_c$  et  $R_t$  à  $0.6R_c$  et  $0.6R_t$   $R_c$  et  $R_t$  sont respectivement les résistances à la compression uniaxiale et en traction.  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentant respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

Il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2.5 à 5.

La résistance de la matrice ( $R_c$  et  $R_t$ ) est évaluée dans la direction qui est défavorable à la stabilité (particulièrement important dans le cas de roches fortement anisotropes). De plus les échantillons doivent être saturés lorsque cette condition correspond à la situation in situ. Pour les roches susceptibles de se détériorer au contact de l'eau, il faut prendre une estimation très conservatrice de la résistance mécanique.

#### • **Prédimensionnement 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. 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  $Q < 0,1$ . Pour le calcul de la dimension équivalente  $D_e$ , on considère la hauteur de l'excavation.

**2. Soutènement provisoire:**

N. BARTON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant : ESR par  $1,5 \cdot ESR$  (voûte) par  $5 \cdot Q$  (voûte)  
 $Q_p$  (piédroits) par  $5 \cdot Q_p$  (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 expansif on 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

**Note :** Les boulons sont supposés être de f20 mm.

**Tableau 10.** Méthode de N. BARTON Soutènement des massifs de qualité





"excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne" ou  $Q = 10$  à 1000

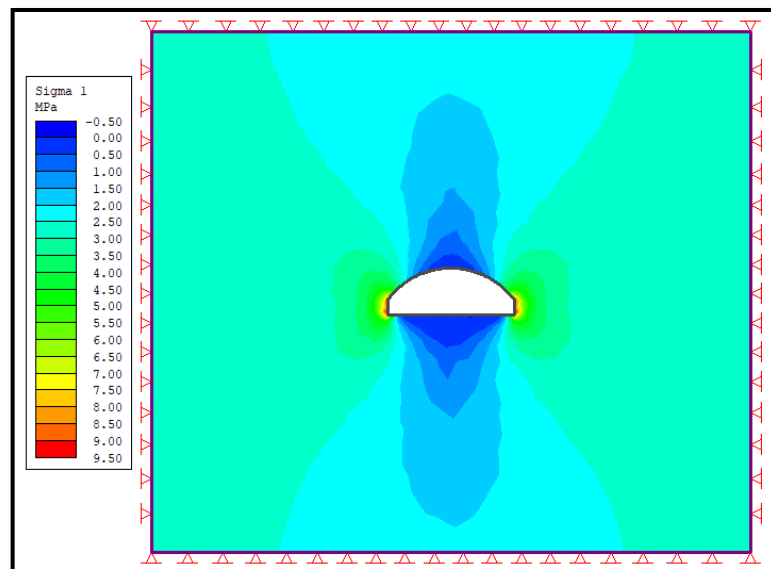
Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
1*	-	-	-	sb (utg)	-
2*	-	-	-	sb (utg)	-
3*	-	-	-	sb (utg)	-
4*	-	-	-	sb (utg)	-
5*	-	-	-	sb (utg)	-
6*	-	-	-	sb (utg)	-
7*	-	-	-	sb (utg)	-
8*	-	-	-	sb (utg)	-
9	≥ 20 < 20	-	-	sb (utg) B (utg) 2,5-3 m	-
10	≥ 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	≥ 1,5 < 1,5 ≥ 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

Tableau.10. GSI et qualité du massif rocheux

Valeur GSI	76 – 95	56 – 75	41 – 55	21 – 40	< 20
Qualité du massif rocheux	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais

**Tableau1.** Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

<b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b> A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.	<b>CONDITIONS DE SURFACE</b>	TRES BONNES : Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses BONNES : Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées MOYENNES : Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées PAVURES : Surfaces aux contours lisses, localement altérées avec enlail ou remplissage composé de fragments anguleux TRES PAVURES : Surfaces aux contours lisses, localement altérées avec enlail ou remplissage d'argile plastique	
<b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales 	<b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DECREISSANT</b>	<b>QUALITE DECREISSANTE</b>	
<b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales 			
<b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles 			
<b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis 			



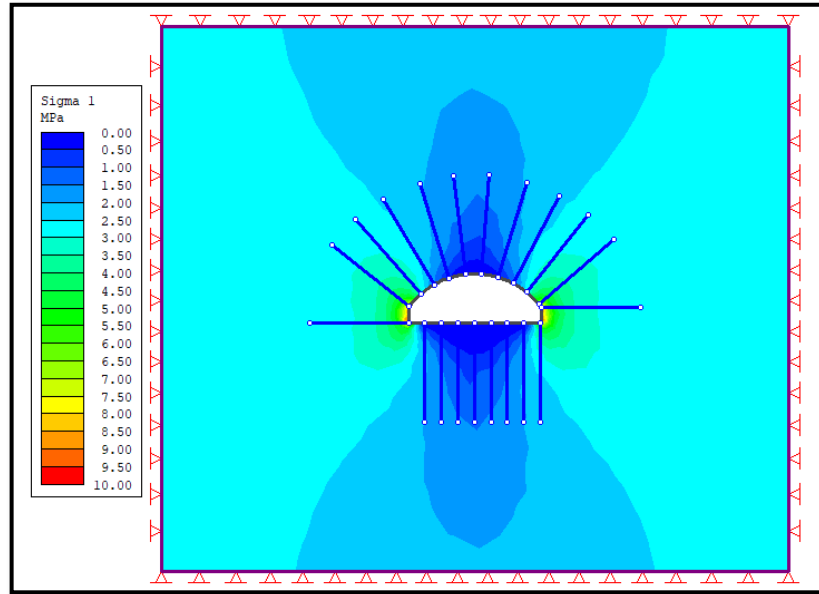


Figure2. .Présentation des contraintes sigma 1.

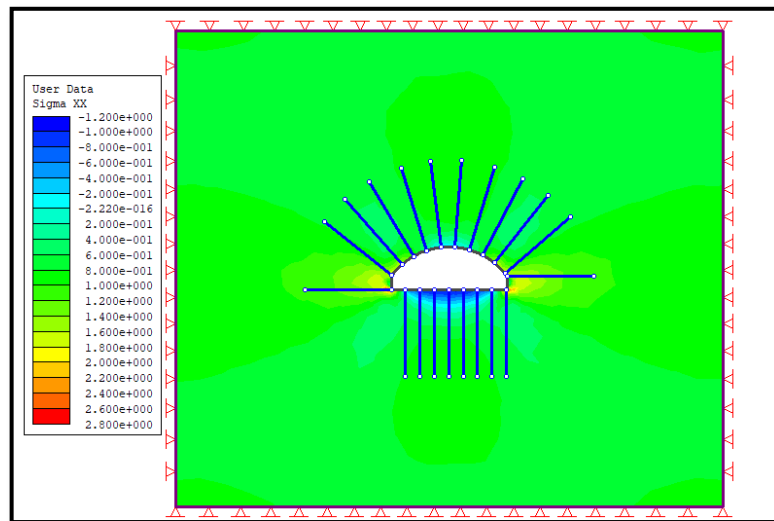


Figure3. Présentation des contraintes sigma xx après soutènement.