

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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

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



كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم: علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : **Master Académique en Géologie**
Option : Géologie de l'ingénieur et géotechnique

Thème

**Modélisation numérique de la stabilité du tunnel
de Texenna, tube gauche, pénétrante autoroutière
Jijel – El-Eulma (Jijel, Algérie Nord -Orientale)**

Membres de Jury

Président : DR. BAGHDAD Abd Malek
Examineur : Mme.TEBIB Houria
Encadrant : KEBAB Hamza

Présenté par

Benhaloulou Houssemeddine
Benkralifa Benaouda

Année Universitaire 2020-2021

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout ((ALLAH)) le tout puissant de nous avoir donné la force, la patience et le courage qui nous ont permis de mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier notre encadreur **Mr Kebab Hamza**, pour son encadrement, sa confiance et son aide dans cette étude et pour la peine qu'il s'est donnée tout au long de ce travail afin de faire de ce document ce qu'il nous a accordés.*

*Aux membres du jury **Dr. Baghdad Abd Malek** et **Mme Tebib Houria** pour avoir accepté de consacrer une partie de leurs précieux temps afin d'examiner et évaluer notre travail.*

A nos famille, tout simplement de nous avoir donné jour après jour autant d'amour, de soutien et d'encouragement tout le long de nos années d'études.

Nos remercions aussi tous nos enseignants de département STU qui nous ont initié aux valeurs authentiques.

*Nous remercions aussi tout le personnel de l'agence Nationale des autoroutes (ANA), en particulier **Mr Abdelghani Boumahrouk***

Enfin, Nous tenons à remercier toute personne qui nous a aidés ou encouragés de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude, même par un simple mot d'encouragement, merci.

Housseem et Benaouda

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I

Recherche bibliographique sur les tunnels

I. Introduction	3
I.2.Types des tunnels	3
I.3. Méthode de creusement des tunnels	3
I.3.1. Méthode traditionnelle à l'explosif.....	3
I.3.2. Méthode de creusement par l'attaque ponctuelle.....	5
I.3.3. Méthodes de creusement par pré-découpage mécanique (Méthode Perforex).....	6
I.3.4. Méthode de creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM).....	6
I.4.Caractérisation géo mécanique des masses rocheuses.....	7
I.4.1. Roche intacte.....	7
I.4.2. Joints.....	7
I.4.3. Classification géomécanique des masses rocheuses.....	7
I.4.3.1. Système RQD (Rock Quality Designation).....	8
I.4.3.2. Système RMR (RockMasseRating)	8
I.4.3.3. Système Q (NGI : Norwegian Geotechnical Institutue)	9
I.4.3.4. Système GSI (Géological Strengt Index).....	9
I.5.Soutènement : définition et types	10
I.5.1. Soutènement par boulons d'ancrages	10
I.5.2. Soutènement par cintres	10
I.5. 3. Soutènement par béton.....	11
I.5.3.1. Béton projeté.....	11
I.5.3.2. Soutènement par voussoirs de béton préfabriqué.....	11
I.6. Pré dimensionnement et choix de soutènement	11
I.6.1. Approche empirique.....	11
I.6.2. Approche analytique.....	12
I.6.3. Méthodes numériques.....	12

I.8. Conclusion.....13

CHAPITRE II

Localisation et étude géologique

II.1. Introduction.....14

II.2. Localisation géographique et caractéristiques géométriques du tunnel de Texanna.....14

II.2. Cadre géologique régionale de la région du tunnel.....15

II.2.1. Formations du domaine interne.....16

III.2.1.1. Socle Kabyle.....16

III.2.1.2. Couverture sédimentaire.....16

II.2.2. Formations des flysch s16

II.2.2.1. Flysch Maurétanie.....17

II.2.2.2. Flysch Massylien.....17

II.2.2.3. Flysch Numidien.....17

II.2.3. Formations du domaine externe : « Le sillon Tellien ».....18

II.2.3.1. Séries Telliennes.....18

II.2.3.2. Séries de l'Avant pays.....18

II.2.3.3. Séries de l'avant pays autochtone.....19

II.3. Géologie du site du Tunnel.....19

II.4. Aspect structural de la région du tunnel.....22

II.5. Sismicité23

II.6. Conclusion.....24

Chapitre III

Caractérisation géomécanique de la masse rocheuse

III.1. Introduction.....25

III.2. Reconnaissance géotechnique du site.....25

III.3. Caractérisation des propriétés de la roche intacte.....27

III.4. Etude des joints27

III. 5. Évaluation de la qualité de la masse rocheuse.....29

III.5.1. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR89.....	29
III.5.2. Classification de la masse rocheuse selon le système Q.....	30
III.5.3. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI.....	31
III.6. Propriétés mécaniques de la masse rocheuse.....	33
III.7. Conclusion.....	34

Chapitre IV

Etude de stabilité

IV.1.Introduction.....	35
IV.2. Logiciel Unwedge.....	35
IV. 3. Sigma/Geostudio 2012.....	35
IV.4. Analyse de la stabilité de la surface d'excavation du tunnel par Unwedge.....	36
IV.4.1. Etude de stabilité au niveau de la section I.....	37
IV.4.2. Etude de stabilité au niveau de la section II.....	39
IV.4.3. Soutènement.....	41
IV.5. Étude de la déformation de la surface d'excavation du tunnel par Sigma.....	43
IV.5.1. Étude de la déformation au niveau de la section I.....	44
IV.5.2. Étude de la déformation au niveau de la Section II.....	47
IV.6. Conclusion.....	49
Conclusion générale et recommandation.....	50
Références bibliographiques	51

Annexes

Liste des tableaux

Tableau. I.1. Classification de la qualité des roches selon le RQD.....	8
Tableau.I.2. Classification de la masse rocheuse selon RMR ₈₉	8
Tableau.I.3. Classification de la masse rocheuse selon Q	8
Tableau.I.4. Qualité de la masse rocheuse en fonction du système GSI	9
Tableau.III.1. Les coordonnées et les caractéristiques des sondages réalisés	26
Tableau.III.2. Les résultats des essais géotechnique réalisées.....	27
Tableau.III.3. Les familles des joints dominantes recoupant la masse rocheuse du site de tunnel	27
Tableau. III.4. Regroupement Les familles des joints dominantes recoupant la masse rocheuse du site de tunnel.....	28
Tableau.III.5. Caractéristiques géométriques des joints au niveau de site de tunnel.....	29
Tableau.III.6. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR ₈₉ au niveau de la section 1.....	29
Tableau.III.7. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR ₈₉ au niveau de la section 2	30
Tableau.III.8. Classification de la masse rocheuse selon le système Q au niveau de la section 2.....	30
Tableau.III.9. Classification de la masse rocheuse selon le système Q au niveau de la section ..	31
Tableau.III.10. Classification de la masse rocheuse par GSI au niveau les deux sections.....	32
Tableau.III.11. Analyse de la résistance mécanique au niveau de chaque section de tunnel	34
Tableau.IV.1. Les caractéristiques des familles des joints.....	36
Tableau.IV.2. Analyse de la stabilité au niveau de la section	38
Tableau.IV.3. Analyse de la stabilité au niveau de la section II.....	40
Tableau.IV.4. Caractéristiques techniques du soutènement opté.....	41
Tableau.IV.5. Etude stabilité après la mise en place du soutènement.....	42
Tableau.IV.6. Propriétés de la masse rocheuses et les conditions aux limites.....	43
Tableau.IV.7. Les déplacements et les contraintes maximaux obtenus par la modélisation.....	49

Liste des figures

Figure.I.1. La calotte et la stross au niveau de la section du tunnel de Texanna.....	4
Figure.I.2. Cycle du creusement à l'explosif (Cherchali, 1993)	5
Figure.I.3. Photo d'une machine ponctuelle	6
Figure.I.4. Image de Creusement par tunnelier (Sekiou, 2018)	6
Figure.I.5. Cintres métalliques	10
Figure.I.6. Soutènement par béton projeté et boulonnage au niveau du tunnel de Texenna.....	11
Figure. II.1 Situation géographique du tunnel Bitube de Texenna	14
Figure.II.2. Position des différentes unités géologiques des Maghrébines (Domzig, 2006)	15
Figure.II.3. Extrait de l'esquisse géologique réalisée par Djellit et Andrieux en 1987(Kerroum et ouazet, 2014).....	19
Figure.II.4. Log litho stratigraphique du flysch massylien (Djellit, 1987).....	20
Figure.II.5. Coupe géologique Jijel-Tamesguida (Kerroum et Ouazet, 2014)	21
Figure.II.6. Coupe géologique parallèle à l'axe du tunnel (Kerroum et Ouazet, 2014)	21
Figure. II.7. Diagramme des pôles, des plans de stratification, pôles des plans de schistosité et des axes de replis de flans dans l'unité shisto-gréseuse (Djellit, 1987).....	22
Figure.II.8. Carte Zonage sismique de territoire nationale selon le RPOA (version, 2008).....	23
Figure.II.9. Carte d'intensités sismiques maximales observées dans le nord de l'Algérie... ..	23
Figure.III.1. Localisation des sondages réalisé au niveau de chaque section	25
Figure.III.2. Coupe géotechnique au niveau de la section 1.....	26
Figure.III.3. Coupe géotechnique au niveau de la section 2.....	26
Figure.III.4. Identification les principales familles des joints par le logiciel DIPS.....	28
Figure.III.5. Estimation directe du GSI à partir du canevas de Marinos de 2011.....	32
Figure.III.6. Analyse de la résistance mécanique de la masse rocheuse au niveau de la partie 03 de la section 1par le RocLab.....	33
Figure IV.1. Analyse de stabilité selon la combinaison 2 au niveau de la section I.....	37
Figure IV.2. Analyse de stabilité selon la combinaison 6 au niveau de la section II.....	39
Figure IV .3 Béton projeté renforcé par les boulons utilisé au niveau du tunnel.....	41
Figure IV.4. . Exemple d'étude de stabilité après la mise en place du soutènement.....	42
Figure IV.5. Model avec génération du maillage au niveau de la section I, partie 1.....	43
Figure IV.6. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 1.....	44
Figure IV.7. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 2.....	45
Figure IV.8. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 3	46
Figure IV.9. Modélisation de la déformation au niveau de la section II/ partie2	47
Figure IV.10. . Modélisation de la déformation au niveau de la section II/ partie.....	48

الحفريات تحت الأرض في الكتل الصخرية، وخاصة في تلك ذات نوعية رديئة، تولد تغيرات في الحالة الأولية من الضغوط التي تؤدي إلى تشوهات كبيرة. المشكلة الرئيسية في مثل هذه الحالة هي التنبؤ وتقدير الضغوط والتشوهات التي يمكن أن تؤثر على استقرار الكتل.

في إطار إنجاز الطريق السريع المخترق الذي يربط ميناء جن جن بالطريق السريع شرق-غرب على مستوى بلدية العلمة، تم برمجة نفق ثانوي على مستوى جنوب غرب مدينة تكسانة. تم اقتراح مشروع نهاية الدراسة هذا في سياق دراسة ثبات فتحة الحفر للنفق الأيسر، وكذلك تقدير التشوهات والضغوط المسؤولة عن ذلك. تم حفر النفق المعني على عمق كبير يصل إلى 180 مترًا في فليش ماسيليان بالتحديد في مستوى فليش الحجر الرملي الورقي في ألبو أبتيان. كشفت المعالجة الإحصائية للقياسات الهيكلية عن المستخدمة في تصنيفها. تم إجراء دراسة الثبات بواسطة GSI و Q و RMR₈₉ وجود خمس عائلات رئيسة من التشققات. جودة الكتلة الصخرية ككل رديئة وفقًا للأنظمة الثلاثة Sigma والذي يعتمد على ميكانيك الوسائط المستمرة والتحليل الحركي للكتل. من ناحية أخرى، تم تحديد الضغوط والتشوهات بواسطة النمذجة العددية باستخدام Unwedg الذي يعتمد على العناصر المنتهية. w .

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من خلال دراستنا أن الكتل الموجودة على أعلى فتحة الحفر غير مستقرة على طول النفق نظرًا لضعف الخصائص الميكانيكية والهندسية للتشققات بالإضافة إلى اتجاهات وانحدارها غير الملائمة. كانت الضغوط عند الحفر معتبرة، ويرجع ذلك إلى التشوهات الملحوظة في الكتل، لا سيما على مستوى البوابة الجنوبية هذه التشوهات يمكن أن تزداد مع مرور الوقت، الأمر الذي يتطلب اهتمامًا كبيرًا، خاصة وأن النفق عميق. الدعم الأولي من الخرسانة المسلحة بالمسامير الحديدية ، وكانت النتائج مرضية. Unwedg والمختارة لضمان ثبات الحفر، تمت دراستها والتحقق منها بواسطة ومع ذلك، من أجل اختيار دعم الدائم، يوصى بشدة إجراء دراسة ثبات فتحة الحفر في وجود الماء وعلى المدى الطويل ، فليش ، نمذجة ، تكسانة ، تشوه ، حفر σ/w الكلمات المفتاحية: نفق ،

Résumé

Les excavations souterraines dans les masses rocheuses, particulièrement dans celle de mauvaise qualité, engendrent des modifications de l'état initial des contraintes qui entraînent à des déformations importantes. Le problème majeur dans tel cas est de prévoir et estimer les contraintes et les déformations qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble.

Dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière qui relie le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la commune d'Eulma un tunnel bitube est programmé au niveau du Sud-Ouest de la ville de Texanna. Ce projet de fin d'étude est proposé dans le cadre d'étudier la stabilité, de la surface d'excavation du tunnel tube gauche, ainsi l'estimation des déformations et des contraintes autour d'elle. Le tunnel en question est creusé à une grande profondeur, jusqu'à 180 m, dans le flysch massylien, plus particulièrement dans le niveau schisteux-gréseux d'Albo-Aptien. Le traitement statistique des mesures structurales a dégagé cinq familles dominantes des joints. La qualité de la masse rocheuse dans l'ensemble est de mauvaise selon les trois systèmes RMR₈₉, Q et GSI utilisés dans sa classification. L'étude de stabilité est effectuée par Unwedg qui se base sur la mécanique des milieux continus et l'analyse cinématique des blocs. En revanche, les contraintes et les déformations sont déterminées par la modélisation numérique en utilisant le Sigma/w qui se base sur les éléments finis.

Les résultats obtenus par notre étude ont montré que les blocs situés au toit de la surface d'excavation sont instables le long du tunnel en vue des caractéristiques mécaniques et géométriques faibles des familles des joints ainsi leurs orientations et pendages défavorables. Les contraintes au moment du creusement sont importantes ce qui dû à des déformations remarquables de l'ensemble notamment au niveau du portail sud. Ces déformations sont aptes à augmenter avec le temps ce qui nécessite une grande attention, surtout que le tunnel est profond. Le soutènement primaire en béton projeté refoncé par les boulons optés pour assurer la stabilité de l'excavation, étudié et vérifié par Unwedg dont les résultats obtenus sont satisfaisants.

Néanmoins, afin d'opter pour un soutènement permanent il est fortement recommandé de réaliser une étude de stabilité de la surface d'excavation en présence d'eau et à long terme

Mots-clés : Tunnel, Sigma/w, Flysch, modélisation, Texanna, déformation, excavation

summary

Underground excavations in rock masses, particularly in poor quality, generate changes in the initial state of the stresses which lead to significant deformations. The major problem in such a case is to predict and estimate the stresses and strains that can affect the stability of the assembly.

As part of the construction of the penetrating motorway which connects the port of Djendjen to the East-West motorway at the municipality of Eulma, a twin-tube tunnel is programmed at the southwest of the city of Texanna. This project of master is proposed as part of studying the stability of the excavation surface of the left tube tunnel, as well as the estimation of the deformations and stresses responsible for it. The tunnel in question is tunnelled to a great depth, up to 180 m, in the Massylian flysch, more particularly in the schistose-sandstone level of Albo-Aptien. Statistical treatment of structural measurements revealed five dominant families of joints. The quality of the rock mass as a whole is poor according to the three systems RMR₈₉, Q and GSI used in its classification. The stability study is carried out by Unwedg which is based on the mechanics of continuous media and kinematic analysis of blocks. On the other hand, the stresses and the strains are determined by the numerical modulization by using the Sigma / w which is based on the finite elements.

The results obtained by our study showed that the blocks located at the roof of the excavation surface are unstable along the tunnel in view of the weak mechanical and geometric characteristics of the joint families as well as their unfavourable orientations and dips. The stresses at the time of tunnelling are important, which is due to remarkable deformations of the whole, particularly at the south portal. These deformations are apt to increase over time, which requires great attention, especially since the tunnel is deep. The primary support of shotcrete driven back by bolts chosen to ensure excavation stability, it is studied and verified by Unwedg, the results of which are satisfactory.

However, in order to opt for permanent support, it is strongly recommended to carry out a stability study of the excavation surface in the presence of water and at the long term

Keywords: Tunnel, Sigma / w, Flysch, modeling, Texenna, deformation, excavation



INTRODUCTION GENERALE



Introduction générale

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction des tunnels. Comme les ouvrages souterrains sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche, leurs dimensionnements et constructions nécessitent donc des études géologiques et géotechniques précises sur toute la longueur de l'ouvrage. Les problèmes majeurs liés à la construction de ce type des ouvrages sont la stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ; le choix du 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 notamment à proximité d'autres structures (en site urbain) ; les déformations liées aux interfaces (sol structure), maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe d'eau).

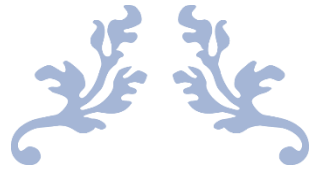
Afin d'éviter les problèmes de construction, et assurer la stabilité et le bon déroulement des travaux de creusement, quatre méthodes sont habituellement utilisées : empiriques, semi-empiriques, les méthodes de calcul à la rupture, analytiques et numériques (éléments finis, différences finies, éléments distincts). Les méthodes numériques sont maintenant bien au point, dont les méthodes analytiques sont utilisées pour obtenir des ordres de grandeur ou pour contrôler les résultats des modélisations complexes. Depuis plus de deux décennies la méthode des éléments finis est couramment utilisée pour simuler le fonctionnement des ouvrages souterrains, dont la simulation d'ouvrage souterrain est liée étroitement à la réponse de terrain c-à-d notamment pour prévoir les problèmes de stabilité et de déformation du massif.

Notre travail porte sur l'étude de la stabilité du tunnel bitube de Texenna et de taux déformation de terrain lors les travaux de creusement, dont il est focalisé sur le tube gauche qui est situé entre PK 0,711683 km et 2,593879 km. Ce tunnel entre dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière qui assure la jonction du port de DjenDjen de la wilaya de Jijel avec l'autoroute est-Ouest au niveau de la ville d'El – Eulma.

Deux approches sont utilisées dans notre étude : l'analytique et le numérique. La première approche est effectuée par le logiciel Unwedge Version 3 2004 et la deuxième est effectuée par le logiciel Sigma du pack Geostudio version 2012. Les données utilisées dans les deux approches sont celles obtenues par l'étude géométrique et mécanique des joints, la caractérisation géologique et géomécanique de la masse rocheuse encaissant du tunnel, dont sa qualité a été évaluée quantitativement et qualitativement par trois systèmes empiriques RMR89 (Bienwski, 1989), Q (1974) et GSI (Hoek et al., 1995).

Pour bien présenter et expliquer notre travail, un plan de rédaction du mémoire est adopté comme suit :

- Une introduction générale dont la problématique, les moyens, les méthodes, l'intérêt de sujets sont présentés.
- Le premier chapitre est consacré à la partie théorique dont une synthèse bibliographique sur les tunnels a été donnée qui contient : types, méthodes de creusement, type de revêtement et les méthodes utilisées dans les études de la stabilité du tunnel lors le creusement et prévention les types de soutènement.
- Le deuxième chapitre est destiné à localisation du projet et l'étude géologique régionale et locale de la région d'étude dans laquelle les résultats des travaux antérieurs ont été exploités et résumés comme les cartes, les coupes géologiques et lithologiques de la section du tunnel, l'aspect structural (tectonique) et sismique.
- Le troisième chapitre est consacré à la caractérisation géomécanique de la masse rocheuse, qui nécessite l'étude structurale et géométrique des joints, dont la qualité de la masse rocheuse est estimée quantitativement et qualitativement par trois systèmes empiriques : RMR89 (Bieniawski, 1989), Q (1974) et GSI (Hoek et al., 1995).
- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de stabilité du tunnel et à la déformation de la masse rocheuse par l'emploi de deux méthodes : analytique en utilisant le logiciel Unwedg et numérique en utilisant logiciel sigma/Geostudio.
- Le mémoire est terminé par une conclusion générale dont les principaux résultats obtenus sont présentés avec la proposition de quelques recommandations.



CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TUNNELS



I. Introduction

Un tunnel se définit comme une galerie souterraine de grandes dimensions, destinée à livrer le passage à une voie de communication. Il est utilisé dans le domaine des routes, des voies ferrées, des canaux et des métros.

La construction des tunnels peut être devenue très coûteuse lorsque le tunnel est long et traverse une roche dure ou friable. De plus, quelques accidents graves ont donné une image dangereuse sur les tunnels. Néanmoins, depuis les années 1970, la construction des tunnels s'est développée à la fois dans le domaine des aménagements hydrauliques et, surtout, dans le secteur des communications rapides (Dermouchi et Gherda, 2020).

I.2. Types des tunnels

Les tunnels peuvent être classés selon plusieurs critères : **(Idir, 2018)**

- 1) **Selon leurs objectifs** : de communication comme les tunnels ferroviaires, routiers, et de navigation ...etc. De transport tels que les galeries hydrauliques, égouts...etc. les cavités de stockage tels que les garages et parkings, stockages liquides ...etc.
- 2) **Selon les modes d'exécution** : les tunnels ou les cavités construits à ciel ouvert ; les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ; et les tunnels construits par les éléments immergés.
- 3) **Selon la forme** : les tunnels proprement dits et les puits dont la section est constante ou peu variable. Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions ne sont prépondérantes.

I.3. Méthode de creusement des tunnels

Quatre principales méthodes sont utilisées dans le creusement des tunnels : traditionnelle à l'explosif, attaque ponctuelle, pré-découpage mécanique et creusement au tunnelier (Brice Karolos, 1991). Le choix de la technique de creusement dépend aux plusieurs paramètres comme : la géométrie de l'ouvrage, les caractéristiques du terrain, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrologiques (présence ou non de la nappe Phréatique). La méthode traditionnelle à l'explosif, et celle de l'attaque ponctuelle sont les plus utilisées. Les autres méthodes sont utilisées le plus souvent dans le rochet et les terrains difficiles et des conditions spéciales.

I.3.1. Méthode traditionnelle à l'explosif

Cette méthode est utilisée le plus souvent dans les roches de dureté moyenne à élevée. Elle est connue aussi sous le nom de la méthode conventionnelle d'excavation, dont un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable (Amara, 2018). Le tunnel de Texenna est creusé par cette méthode.

Dans cette méthode l'abattage s'effectue pour chaque volet d'avancement de manière cyclique dont la longueur varie selon le type de la roche. Il peut être effectué pour la totalité de la section, comme cette section est divisée en deux parties, celle de la partie haute dite calotte et stross celle de la partie bas (voir Fig.1).

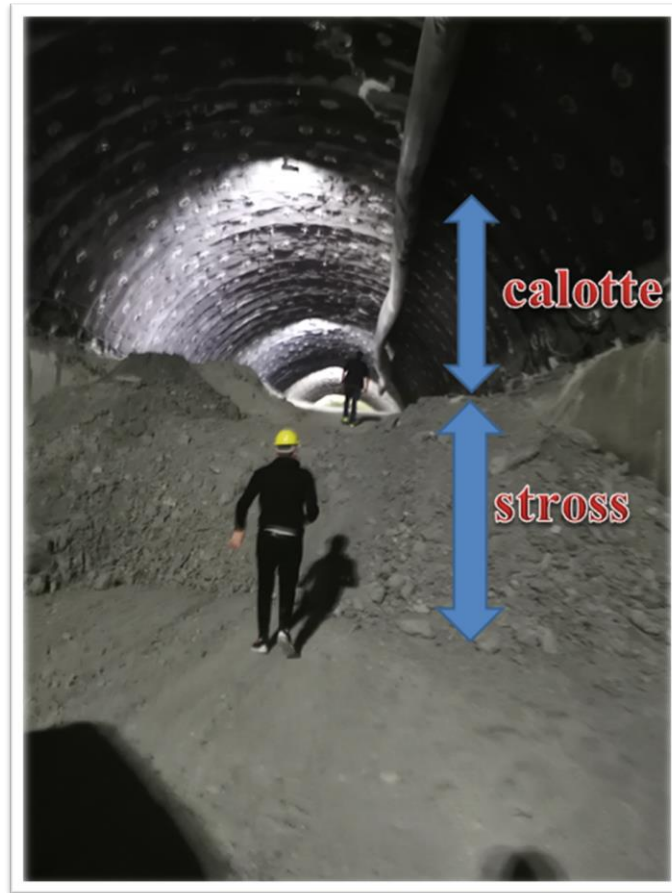


Fig.I.1. La calotte et la stross au niveau de la section du tunnel de Texanna

La méthode traditionnelle à l'explosif s'effectue en huit étapes qui sont : plans de tir, foration, chargement de la voiler, tir, ventilation ou aérage, pure, marinage et gunitage ou béton projeté (fig. I.2).

- 1) **Plan de tir** : cette étape consiste de mettre correctement le plan de tir sur un schéma de la voûte d'un tunnel dont toutes les informations nécessaires sont placées. Un chantier peut sur son parcours faire appel à différents plans de tir selon les types rencontrés des terrains.
- 2) **Foration** : Après l'élaboration du plan de tir, les emplacements des charges sont creusés ainsi que le bouchon à l'aide d'un Jumbo
- 3) **Chargement de la volée** : Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille
 - a) Les mines d'abattage sont utilisées dans le bouchon. Ce sont des mines qui créent l'espace libre nécessaire au bon déroulement du tir.
 - b) Les mines de contours sont utilisées pour creuser les contours du front de taille.

- c) Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin.
- 4) **Tir** : Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. La sécurité est la règle primordiale.
- 5) **Ventilation ou aérage** : Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux.
- 6) **Purge** : Après la ventilation, une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable. Elle est suivie du boulonnage, opération qui consiste à solidifier la voûte de la galerie fragilisée par le tir.
- 7) **Marinage** : consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage.
- 8) **Gunitage ou béton projetés** : Après avoir évacué les déblais, on projette du béton sur la voûte afin de la rendre plus solide et de permettre aux travaux de continuer en sécurité.

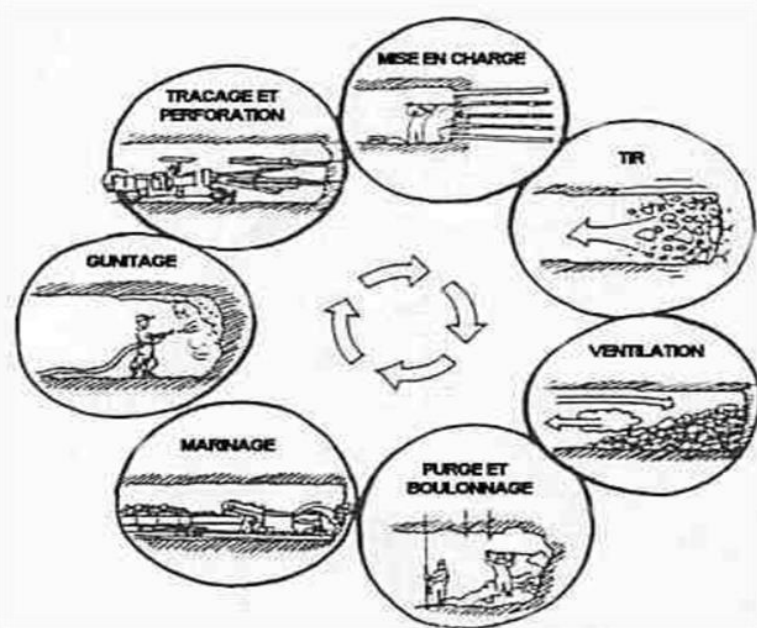


Fig.II.2. Cycle du creusement à l'explosif (Cherchali, 1993)

I.3.2. Méthode de creusement par l'attaque ponctuelle

Dans cette méthode les machines automatisées sont utilisées, dont elles sont montées sur un châssis en fonction du type d'outil d'abattage (Fig.I.3). Cette méthode est utilisée généralement dans :

- Les roches tendres, pour les ouvrages de faible longueur (2 km maximum), où les systèmes à section complète (tunneliers) ne sont pas rentables
- Les roches plus dures, en compétition avec l'usage d'explosifs.



Fig. I.3. Photo d'une machine ponctuelle

I.3.3. Méthodes de creusement par pré-découpage mécanique (Méthode Perforex)

Le principe de cette méthode consiste à réaliser à partir du front de taille une saignée à proximité immédiate de l'extrados de 8 à 35cm d'épaisseur avant d'excaver à l'aide d'une sorte de tronçonneuse (Philippe et Michal, 1999). Dans cette méthode, l'excavation est procédée par volet de 2 à 4m de longueur, dont :

- a) **En terrain dur et stable** : saignée de faible épaisseur puis excavation à l'explosif.
- b) **En terrain tendre mais cohérent** : une saignée épaisse et remplie de béton (prévoûte).

I.3.4. Méthode de creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)

Ce mode de creusement est utilisé dans les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement. Dans ce mode le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées comme le tunnelier (Fig.I.4) (Autuori et Michel, 2014).

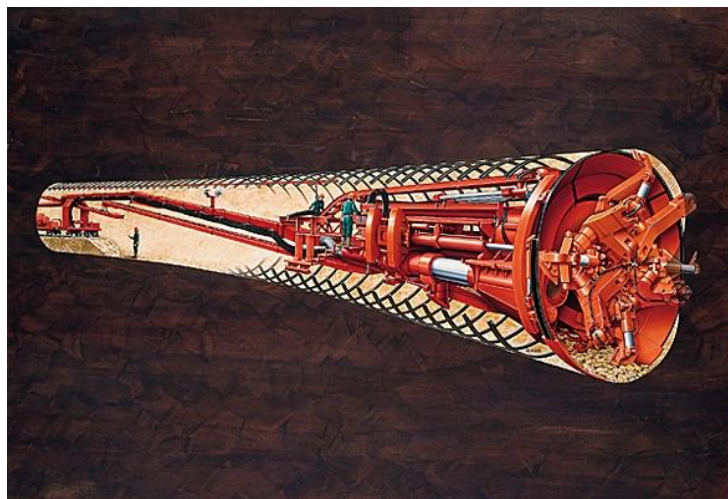


Fig.I.4. Image de Creusement par tunnelier (Sekiou, 2018)

Le tunnelier est une machine foreuse, qui est équipé par un bouclier mécanisé utilisé dans le creusement des tunnels, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille, dont ce revêtement est considéré définitif. Dans certains cas il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions. Donc le tunnelier est conçu pour réaliser une excavation souterraine, en perturbant le moins possible l'état d'équilibre naturel du terrain (Amara,2018).

I.4.Caractérisation géo mécanique des masses rocheuses

La mécanique des roches a pour objet d'étudier le comportement des roches dans leurs sites naturels (Martin, 2012), et permet également d'arrêter les problèmes qui peuvent se poser lors l'étude d'un projet de construction. Cependant, son étude nécessite une caractérisation de la matrice rocheuse, ainsi que celle des discontinuités (Boudraa et Kerroum, 2019).

I.4.1. Roche intacte

La roche intacte est le volume le petit dans la masse rocheuse. Ses propriétés physico-mécaniques c'est une source capitale dans la compréhension de son comportement dont la complexité est avérée. Elles ont pareillement une grande influence sur la stabilité des tunnels lors le creusement.

Les propriétés physiques les plus importantes sont représentées essentiellement par la masse volumique, la porosité, l'humidité et la dureté, la teneur en eau, module de Young, altérabilité, l'abrasivité...etc. Celles mécaniques les plus importantes sont représentées principalement par la résistance à la compression uniaxiale, à la traction et au cisaillement (direct, simple et triaxial).

I.4.2. Joints

Toute masse rocheuse est recoupée par des joints qui sont toujours assimilés à des surfaces planes. Ils peuvent être prononcés, invisibles, cimentés ou bien ouverts, mais ils existent.

Ces joints sont le résultat d'une ou plusieurs actions mécaniques que la masse rocheuse a subi au cours de son histoire tectonique. En géologie les joints sont regroupés par catégories (Barton et al., 1974) : les diaclases, les failles, les plans de stratification, la schistosité et la foliation, les fentes d'extension. Les joints peuvent être étudiés de points de vue géométriques, dont les paramètres à déterminer sont (Boudraa et Kerroum, 2019) : orientation, persistance, espacement, fréquence, ouverture rugosité...etc.

I.4.3. Classification géomécanique des masses rocheuses

Afin de quantifier la qualité de la masse rocheuse par une note plusieurs systèmes empiriques ont été développés et utilisés en génie civil, tels que : RQD, RMR, Q, GSI...etc, dont ils se reposent principalement sur les propriétés des joints et celles de la roche intacte. En

parallèle, la qualité de la masse rocheuse est décrite par une série de termes allant de très bonne à très mauvaise.

I.4.3.1. Système RQD (Rock Quality Designation)

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé par Deer et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen des carottes obtenues par les forages. Il est défini par la relation suivante :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceaux initial} > 10}{\text{longueur totale de forage}} * 100$$

La classification de la roche selon le paramètre RQD est donnée dans le tableau I.1

Tab.I.1. Classification de la qualité des roches selon le RQD

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

I.4.3.2. Système RMR (RockMasseRating)

Le système RMR₈₉ c'est une note qui traduit la « qualité » de la masse rocheuse. Il résulte de la somme de six notes de caractérisation d'A1 à A5 et une note d'ajustement (A6) (Bieniawski,1989) :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6$$

Avec :

- 1) A1 représente la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte
- 2) A2 représente le RQD (Rock Quality Index)
- 3) A3 représente l'espacement moyen des discontinuités
- 4) A4 représente la condition des joints (ouverture, persistance, rugosité, altération...)
- 5) A5 représente les conditions hydrogéologiques du massif rocheux.
- 6) A6 (Ajustement) représente l'orientation des joints par rapport aux directions représentatives du problème traité.

Le RMR estime la qualité de la masse rocheuse en 5 classes de 20 points, dont la description varie de très faible à très bonnes qualité (voir tab.I.2).

Tab.II.2. Classification de la masse rocheuse selon RMR₈₉

Classes	I	II	III	IV	V
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Description	Excellente	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

I.4.3.3. Système Q (NGI : Norwegian Geotechnical Institutue)

Ce système est introduit et développée par Barton et al., 1974 pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée (Barton et al., 1974). La note du système Q est calculée selon la relation suivante

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot J_r \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

Avec :

- 1) RQD (Rock Quality Designation) caractérise la qualité des carottes de sondage.
- 2) J_n (Joint set number) représente le nombre de familles de discontinuités.
- 3) J_r (Joint roughness number) représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en termes d'orientation.
- 4) J_a (Joint alteration number) caractérise l'état d'altération des discontinuités.
- 5) J_w (Joint water réduction) est un facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints.
- 6) SRF (Stress Reduction Factor) est un facteur de réduction des contraintes dans le massif.

La note du système Q varie de 0.001 à 1000, dont la qualité la masse rocheuse est regroupée en 9 classes (Tab.I.3) :

Tab. I. 3. Classification de la masse rocheuse selon Q

Note du système Q	Qualité de la masse rocheuse
400–1000	Exceptionnellement bonne
100 – 400	Extrêmement bonne
40 – 100	Très bonne
10 – 40	Bonne
4 – 10	Moyenne
1 – 4	Pauvre
0,1 – 1	Très pauvre
0,01– 0,1	Extrêmement pauvre
0,001 – 0,01	Exceptionnellement pauvre

I.4.3.4. Système GSI (Géological Strengt Index)

Ce système est introduit par (Hoek et al., 1995) pour estimer la réduction de la résistance du massif rocheux en différentes conditions géologiques. Il est déterminé empiriquement à partir d'un examen de l'état de la masse rocheuse in situ. Sa note varie entre 5 et 95 (Tab. I. 4). Ce système permet également d'estimer les paramètres mécaniques de la masse rocheuse par l'utilisation du critère de rupture de Hoek & Brown.

Tab. I. 4. Qualité de la masse rocheuse en fonction du système GSI

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

I.5.Soutènement : définition et types

Le soutènement assure la stabilité de tunnel pendant l'exécution des travaux, et participe également à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur (Sekiou, 2018). Il existe plusieurs types de soutènements : les boulons d'ancrage et les cintres.....etc.

I.5.1. Soutènement par boulons d'ancrages

La technique de boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur de la roche une barre de matériau résistant avec ou non du béton, comme les tiges d'acier qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau rocheux, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des roches de manière à assurer ainsi leur soutènement. Donc, elle apporte à la paroi d'excavation une pression radiale rendant en quelque sorte le terrain apte à se soutenir lui-même.

Il existe deux types boulons d'ancrage : ponctuel et continu. Le premier type est caractérisé par un mis en place plus rapide et moins coûteux et utilisé dans un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage. Le deuxième type, boulons à ancrage continu, est caractérisé par un effet immédiat ou différé, peut être provisoire ou permanent (Broere, 2001).

I.5.2. Soutènement par cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures, composés d'éléments relativement rigides, le plus souvent métalliques, en forme d'arcs ou de portiques ou se rapprochent autant que possible du profil de l'ouvrage (fig. I.5), disposées selon la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois de l'excavation. Leurs calages contre le terrain se faisant soit directement, soit par l'intermédiaire d'une "peau" ou blindage masquant totalement ou partiellement la paroi (Touamria, 2010). Les cintres ne sont pas jointifs et constituent un soutènement discontinu du terrain. Pour cela, des ils sont utilisés parfois avec des joints pour assurer le soutènement d'une façon efficace



Fig. I.5. *Cintres métalliques (Gherda, 2020)*

I.5.3. Soutènement par béton

Il existe deux types de soutènement par béton

I.5.3.1. Béton projeté

Un béton projeté est constitué généralement d'un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25mm). Il est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi, dont il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer (Fig.I.6). Le béton projeté est utilisé le plus souvent avec les cintres légers ou le boulonnage et considéré comme un soutènement immédiat. Le couple béton projeté - boulonnage est connue sous le nom de la nouvelle méthode autrichienne de soutènement (NATM) (Latreche, 2019).



Fig.I.6. Soutènement par béton projeté et boulonnage au niveau du tunnel de Texenna

I.5.3.2. Soutènement par voussoirs de béton préfabriqué

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée à poser par un assemblage précis, dont plusieurs voussoirs forment un anneau.

I.6. Pré dimensionnement et choix de soutènement

Plusieurs approches sont utilisées dans le pré dimensionnement des tunnels et leur soutènement : empiriques, analytiques et numérique...etc.

I.6.1. Approche empirique

Cette approche représente le point de départ de l'évaluation qualitative et quantitative du soutènement. Elles sont basées sur des paramètres géotechniques, dont le choix de leurs l'utilisation font la différence entre elles (Gaudry, Givet, 2017). Parmi les méthodes existées et utilisées sont : de Terzaghi, de Lauffer, de Bieniawski (RMR), de Barton, de GSI, et de l'AFTES.

I.6.2. Approche analytique

Les approches analytiques permettront le calcul des contraintes, déformations et déplacements autour des excavations, ainsi qu'une analyse quantitative du soutènement choisi. Elles se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces approches peuvent se grouper en trois catégories :

- 1) **Méthodes analytiques élastiques** : Ces méthodes considèrent qu'un comportement élastique permanent du massif avoisinant l'excavation (Lamé, Kirsch, Einstein-Schwartz).
- 2) **Méthodes analytiques élasto-plastique** : Ces méthodes peuvent considérer une zone plastique autour du tunnel comme : Convergence-confinement, Panet, Analyse limite, ...etc.
- 3) **Méthodes analytiques des blocs** : Ces méthodes consistent en un ensemble d'analyses géométriques permettant de localiser les blocs potentiellement dangereux dans un matériau géologique recoupé dans les trois dimensions par des discontinuités d'orientations variables. Ensuite, elles calculent les forces stabilisatrices sur le bloc, résultantes soit de l'action des autres blocs, soit du frottement existant dans les discontinuités. Les méthodes des blocs ne seront efficaces qu'à condition de connaître de manière exacte l'orientation et les caractéristiques des failles ou discontinuités du massif dans lequel l'excavation est effectuée. Ceci explique qu'en pratique, elles sont fort peu utilisées.

I.6.3. Méthodes numériques

L'approche numérique comme celle analytique permet le calcul des contraintes, déformations et déplacements autour des excavations, ainsi qu'une analyse quantitative du soutènement choisi.

Cette approche donne souvent des résultats très précis (parfois difficilement interprétables) mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine. En effet, il est courant d'obtenir des systèmes d'équations à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution.

Ces méthodes sont ainsi généralement utilisées au niveau du projet après un certains nombres d'études plus grossières au moyen de méthodes empiriques et analytiques. Il existe plusieurs méthodes numériques comme : les éléments finis les différences finies, les éléments discontinus, les éléments frontières...etc.

I.8. Conclusion

Les tunnels sont des ouvrages souterrains qui relient les individus les uns aux autres, tout en raccourcissant leurs trajets. Ils franchissent les gorges, les rivières, ainsi que les autres voies de circulation, et passent sous les montagnes et les villes. Dans le rocher, le tunnel peut être creusé soit avec une méthode conventionnelle à l'explosif, soit avec une méthode mécanisée au tunnelier.

Le creusement des tunnels perturbe les conditions d'équilibre du terrain encaissant, de telle sorte que la surface de l'excavation devient instable, soit localement, soit sur toute sa périphérie, ou encore au front de taille. Pour être couronnés de succès, les travaux de creusement ont besoin de données et de prévisions géologiques et géomécaniques exhaustives concernant les caractéristiques du massif rocheux et des eaux souterraines qu'il contient.

En effet, pour assurer la stabilité de la surface d'excavation pendant les travaux de creusement les propriétés mécaniques de la masse rocheuses et la présence d'eau font l'objet d'une grande attention lors les études géologiques et géotechnique. Comme elles peuvent être très hétérogènes selon le contexte, chaque projet de construction doit être précédé d'une évaluation géologique et d'une étude des caractéristiques géomécaniques de la masse rocheuse.

Les résultats obtenus par les différentes études permettent de déterminer les soutènements primaires pendant le creusement et ceux permanant à la fin de la construction du tunnel en utilisant plusieurs approches comme : empirique, semi-empirique, numérique, analyse cinématique...etc.



CHAPITRE II

LOCALISATION ET ETUDE GEOLOGIQUE



II.1. Introduction

Les études géologiques est une étape fondamentale lors la construction des différents ouvrages de Génie civil. Une caractérisation géologique du site de tunnel a été réalisée dans ce chapitre.

II.2. Localisation géographique et caractéristiques géométriques du tunnel de Texenna

Le tunnel se situe dans Sud -Ouest de la ville de Texenna, plus précisement dans le Sud-Ouest de la région d'Ain Esabt, dont il traverse le versant sud de Djebel Sendouh.

La ville de Texenna se situe à environ 28km de la ville de Jijel. Elle est limitée par la commune de Kaous au Nord, et les deux communes Erraguene et Beni-Yadjis au Sud, à l'Est par les communes Ouadjana, Emir Abdelkader et Aouana, et la commune de Selma BenZiada à l'Ouest (Fig.II.1.A).

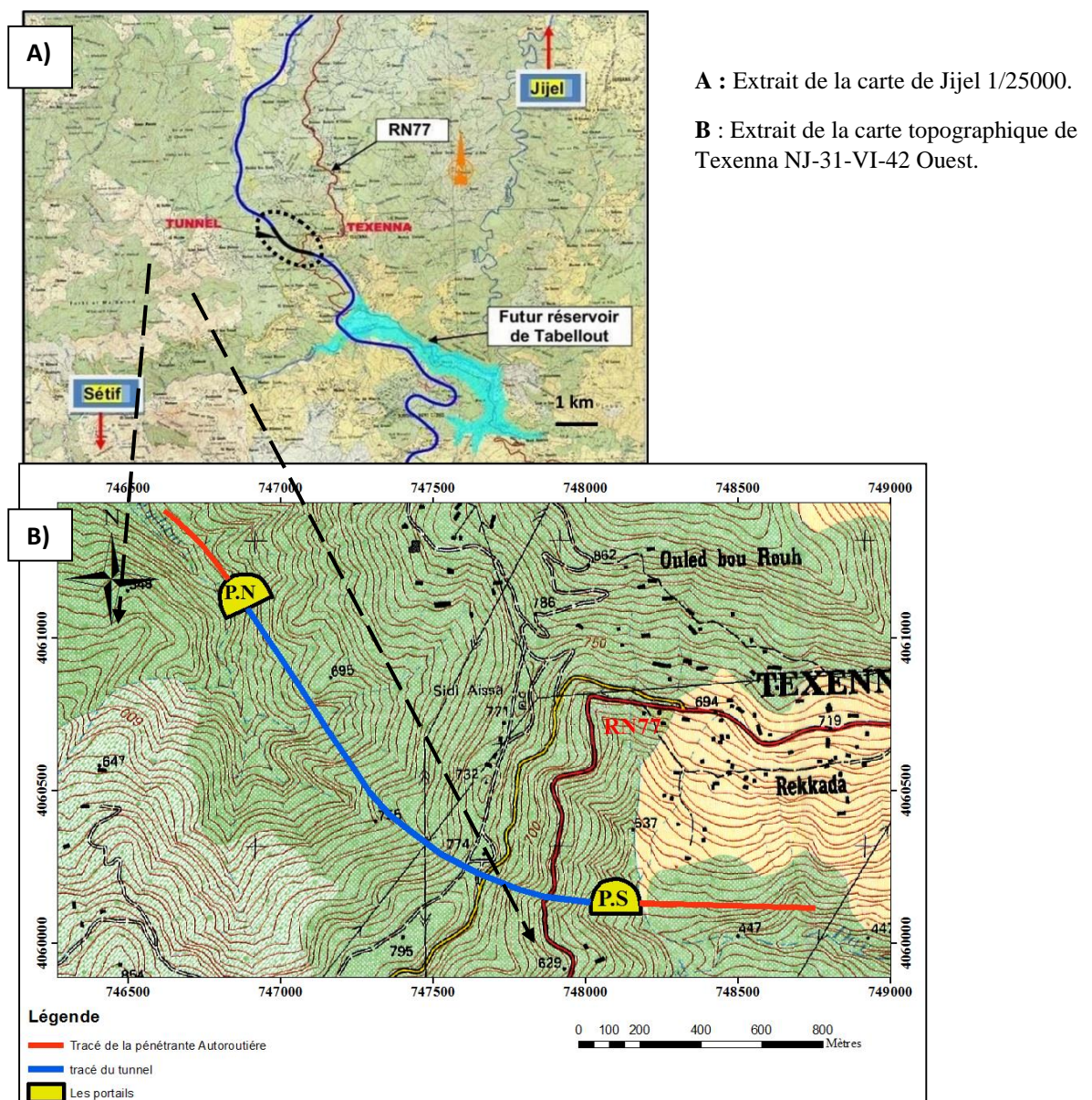


Fig. II.1 Situation géographique du tunnel Bitube de Texenna

Le tunnel de Texenna est un Bitube d'une longueur d'environ de 1,9 km localisé le long du tracé de la pénétrante autoroutière DjenDjen - d'El – Eulma, le tube droit (Est) du tunnel se localise entre le Pk 24,819 et le PK 26,648352, et ceux gauche entre (Ouest) le PK 0,711683 et le PK 2,593879 (A.N.A, 2013) (Fig.I.1.B).

Le profil en long du tunnel présente deux alignements droits et une pente maximale de 4%, du centre vers deux côtés. Il comporte quatre (4) communications inter-tubes, dont deux galeries pour véhicules. L'axe du tunnel suit un alignement droit de direction NW-SE sur environ de 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbe de 1000 m vers la gauche sur environ 660m de direction sensiblement E-W (A.N.A, 2013).

La section du tunnel est caractérisée par une hauteur de 12 m et une ouverture de 15 m, qu'elle assure une hauteur du gabarit minimal à dégager est de 5.25 m et trois voies dans chaque tube de 3,50 m de largeur et un espace, au-dessus du gabarit, satisfaisant pour installer les différents équipements du tunnel comme : éclairage, ventilation, signalisation routière. etc.

II.2. Cadre géologique régionale de la région du tunnel

La chaîne Alpine, s'étend linéairement sur plus de mille deux cents kilomètres (1200Km), d'Ouest en Est le long du littoral méditerranéen. Elle comporte deux branches principales, dont :

- Au nord méditerranéen elle est représentée par les cordillères Bétiques du sud de l'Espagne
- Au sud méditerranéen ou Maghrébides, elle regroupe les chaînes rifaines,

En Algérie la chaîne Alpine constitue l'un des segments de la grande chaîne des Maghrébides qui s'étale sur plus de deux milles kilomètres (2000 km), allant de Gibraltar à la Calabre (Durand Delga, 1971). Du point de vue structural, la marge Nord Algérienne est constituée par un empilement de nappes charriées sur la marge Africaine (Raoult, 1972 ; Bouillin 1977 ; Vila, 1980) (Fig.II.2).

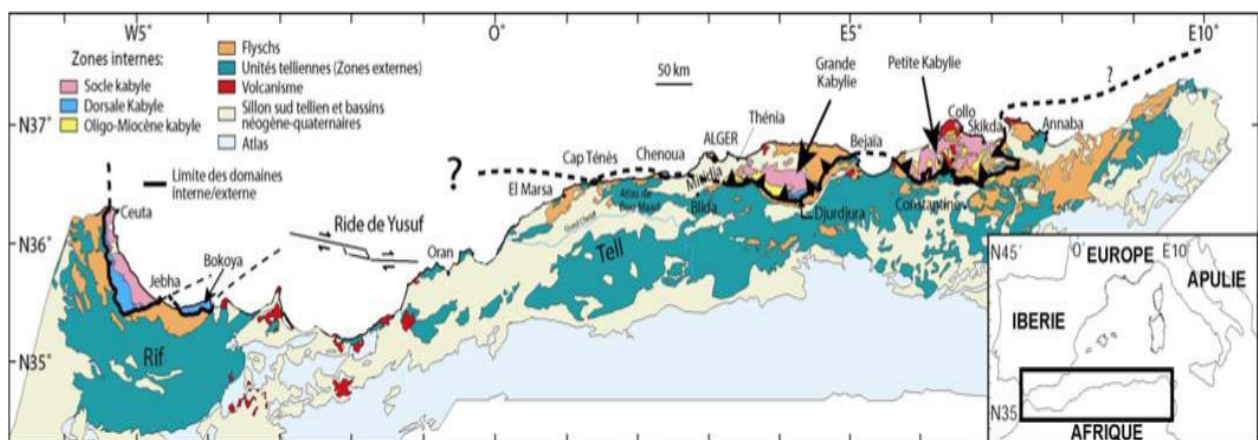


Fig.II.2. Position des différentes unités géologiques des Maghrébines (Domzig, 2006)

Du nord vers le sud, la chaîne alpine est constituée de trois domaines (Fig.III.2).

- Au Nord : les zones internes représentées par les roches cristallophylliennes de socle kabyle ancien paléozoïque,
- Au Sud : le domaine externe de tellien sur la marge africaine,
- Un domaine intermédiaire appelé le sillon des flysch.

II.2.1. Formations du domaine interne

Elles comportent les formations cristallophylliennes du " socle Kabyle ", et sa couverture sédimentaire

III.2.1.1. Socle Kabyle

Il est constitué de deux séries cristallophylliennes superposées montrant plusieurs discontinuités majeures d'ordre tectonique et stratigraphique (djellit, 1987) :

- **Au la base** : une série cata zonale constituant un complexe gneissique.
- **Au sommet** : une série épi zonale constituant un complexe phylladique.

III.2.1.2. Couverture sédimentaire

Elle comporte la dorsale kabyle, les formations de l'oligocène kabyle et les olistostromes.

a) Dorsale kabyle

La dorsale Kabyle marque la limite entre le socle Kabyle au Nord et les zones telliennes plus externes au Sud. Elle occupe les extrémités méridionales du socle Kabyle. Elle est caractérisée par les formations carbonatées ayant un âge allant du Permo-Trias à l'Oligocène (Raoult,1974).

b) Formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes

- 1) **Les formation d'oligo-Miocène** Kabyle sont constituées par des formations détritiques comportant trois termes : des conglomérats de base reposant en discordance sur le socle Kabyle, surmontés par des grés micacés et enfin des silexites (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1977 in Djellit, 1987).
- 2) **Formation d'olistostromes** sont des formations tectono-sédimentaires (Nappe de flysch dissocié) de nature et de taille diverses (blocs de flysch Maurétanien, Massylien et Numidien, aussi des blocs du tellien et du flysch dissocié). Ces formations olistostromiques se sont mises en place dans le bassin par glissements gravitaires (Djellit, 1987).

II.2.2. Formations des flysch

Ils sont présents des structures en nappes de charriages pelliculaires chevauchant elle-même le domaine tellien au Sud :

- Flysch de type « Guerrouch » (Tithonique- Crétacé inférieur), ou flysch mauritaniens.
- Flysch Massyliens « schisto-quartzeux », (flysch albo-aptiens de Glangeaud, 1932).
- Flysch Numédien.

II.2.2.1. Flysch Maurétanie

Le flysch mauritanien ou flysch de Guerrouche est constitué de bas en haut Gélard (1969) :

- 1) Un preflysch calcaire qui se compose par une alternance de calcaire gréseux et des marnes vari colores-micacées argileux à la base
- 2) Un ensemble d'alternances argilo-gréseuses d'épaisseur de 200 à 300 m, admettant localement des quartzites vert olivâtre et des phtanites rouges et blanches.
- 3) Une assise gréseuse ou grès de Guerrouche constituée de bancs épais pluri métriques (2-10 m) d'épaisseur à grains homométriques fins (≈ 150 m) et a cassure verte souvent tronqués à la base des bancs d'argiles verdâtres a sombres affleurent par endroit entre les bancs de grés. Cette série peut atteindre 300m d'épaisseur.
- 4) Un terme sommital argilo-conglomératique et des grès bleutés micacés de l'oligocène (H.Djellit 1987).

II.2.2.2. Flysch Massylien

Le flysch massylien est connu sous l'appellation de flysch Albo-aptien ou Flysch schisto-gréseux de Texanna. Il comprend du bas à haut les ensembles suivants (Djellit, 1987) :

- 1) Des calcaires sableux et des argiles du Néocomien sur 10m.
- 2) Un flysch pélito-quartzeux où dominant les couleurs vertes : c'est le flysch « Albo-Aptien » pouvant atteindre 300m d'épaisseur. Il est surmonté par des calcaires fins jaunâtres du Vraconien, épais de quelques mètres.
- 3) Des phtanites noirs et blancs sur 20m (Cénomaniens et Turonien), localement remplacés par des brèches polychromes.
- 4) Un ensemble flyschoïde marno-microbrèchique où l'on date tous les étages du Sénonien et qui peut dépasser 200m d'épaisseur.
- 5) Des formations tertiaires aujourd'hui décollées et repoussées plus au Sud, comprend des argiles vertes et des niveaux de silexites. Cet ensemble atteint l'Oligocène inférieur.

Tous les critères sédimentologiques montrent que les formations massyliennes se sont déposées dans une zone profonde et sans doute à substratum océanique. Le flysch massylien d'origine plus méridionale surmonte très généralement le flysch maurétanien.

II.2.2.3. Flysch Numidien

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

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

II.2.3. Formations du domaine externe : « Le sillon Tellien »

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

II.2.3.1. Séries Telliennes

Elles sont caractérisées par un faciès marno-calcaire du Néocomien. D'après J. M. Villa (1980) ces séries peuvent être subdivisées du Nord au sud comme suit :

a) Une série ultra-tellienne ou un domaine septentrional

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

b) Une série méso-tellienne ou Domaine central

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

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

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

c) Domaine méridional

Il regroupe les formations pénitelliennes et le domaine néritique et sa couverture. Ce domaine méridional correspond à la remontée du bassin en direction de l'avant pays.

Il reçoit une sédimentation variée, constituée parfois par des carbonates (plateforme néritique Constantinoise), parfois par des vases comparables à celles qui envahissent le sillon tellien.

II.2.3.2. Séries de l'Avant pays

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

a) Unité néritique Constantinoise

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

b) Unités Sud sétifiennes

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

c) Unités des Sellaoua

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

II.2.3.3. Séries de l'avant pays autochtone

Elles sont caractérisées par les séries sédimentaires mésozoïques épaisses, très plissées, localisées au niveau de l'Atlas tunisien, l'Atlas saharien, les monts du Hodna, les monts de Batna et les monts des Aurès (Vila, 1980).

II.3. Géologie du site du Tunnel

D'après les travaux de Durand Délga (1955) et ceux de Djellit (1987), la région du tunnel appartient au domaine des flyschs, dont le tunnel traverse les formations de flysch massylien (Fig.II.3).

À partir de l'esquisse géologique réalisée par Djellit et Anderieux en 1987, un extrait de carte géologique a été établie le long du tracé du tunnel (Fig.II.3). (Kerroum et ouazet, 2014).

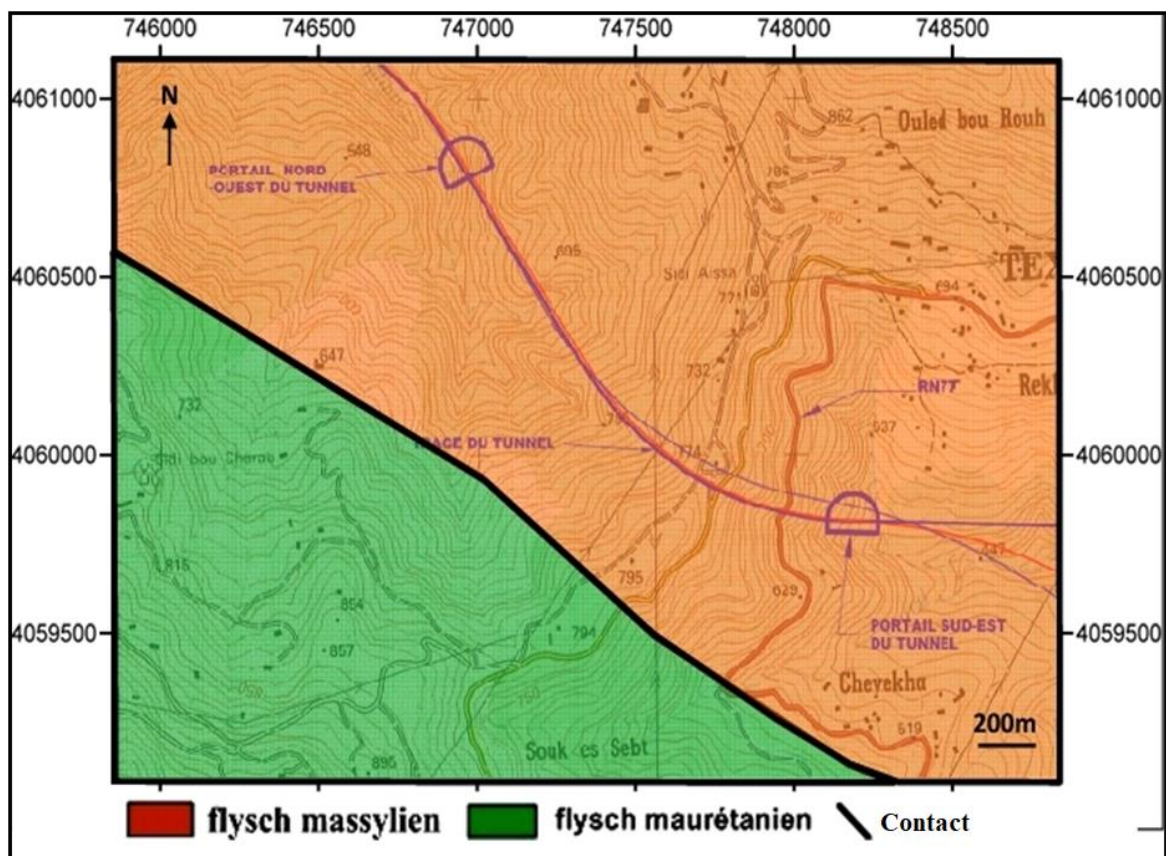


Fig.III.3. Extrait de l'esquisse géologique réalisée par Djellit et Anderieux en 1987

(Kerroum et ouazet, 2014).

Le flysch massylien est l'empilement de plusieurs niveaux lithologiques, qui sont du bas en haut (Djellit, 1987) :

- 1) A la base (150-200 m) un flysch fin rythmique, constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosités (pelites) en minces niveaux (centimétriques) de couleur bleu violacé et des grès argileux également centimétriques, à grain fin homométrique, de teinte rouille à noire, très peu granoclassés. Dans cet ensemble on note (Fig.4) :
 - a) Des intercalations (rares) de grès calcareux à débris d'échinodermes recristallisés de crinoïdes et des Orbitolines de l'Albo-Aptien (Durand-Delga, 1955),
 - b) Des quartzites, localement en bancs épais (1 m), à grain fin, de teinte verte.
- 2) Par-dessus (20 m), des marnes gris-verdâtres, consolidées, à débits feuilletés, à intercalations gréseuses micro-conglomératiques (centimétriques à décimétriques), et à des passées calcareuses fines, de teinte jaune et à cassure sombre.
- 3) Ensuite (10 m), de phtanites noires et blanches en bancs sérés, d'épaisseur centimétrique, souvent plissotées et se débitant en petits cubes à arrêtes tranchantes, renfermant des Rotalipores du Cénomanién supérieur.
- 4) Puis, des marnes (30-40 m) jaunâtres, à intercalations de calcaires microconglomératiques.
- 5) Les niveaux sont attribués au Turonien (Durand-Delga, 1955).

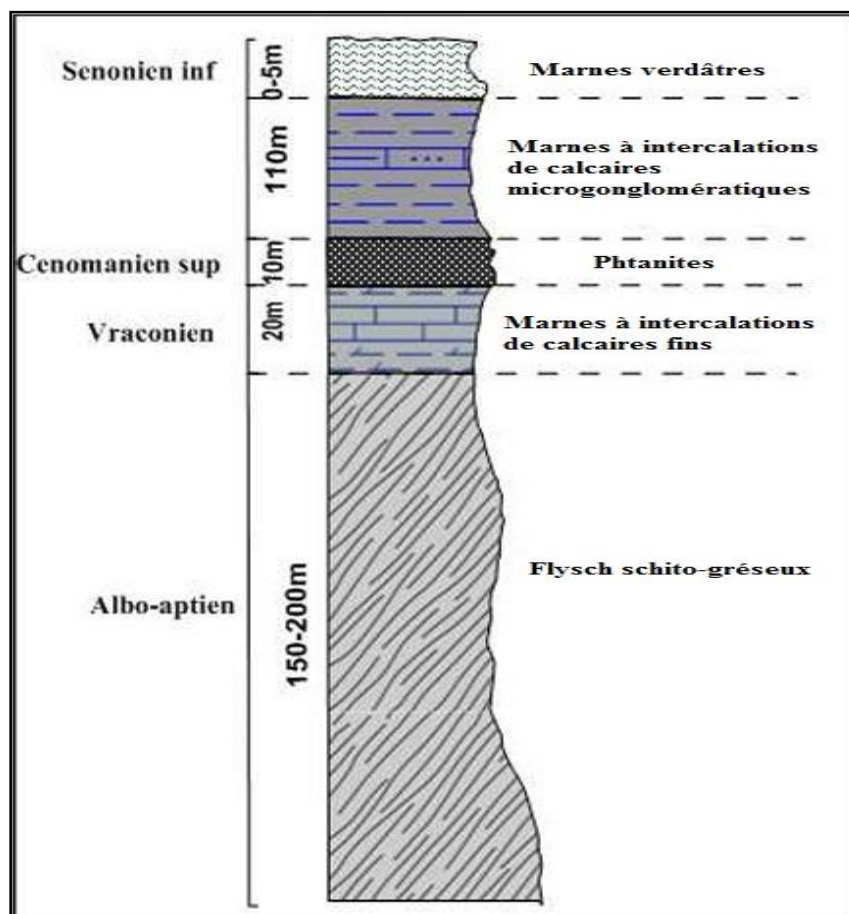
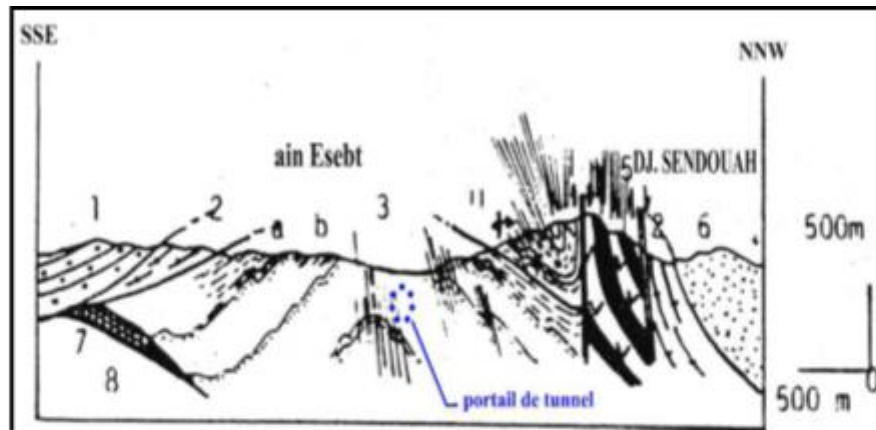


Fig.III.4. Log litho stratigraphique du flysch massylien (Djellit, 1987)

Pour déterminer dans quel niveau lithologique le tunnel passe, des coupes géologiques ont été consultées à savoir :

- 1) Coupe géologique SSE-NNW du Djebel Sendouah (Texenna) (Djellit, 1987) (Fig.5)
- 2) Une coupe orienté N-S(Fig.5) a été effectuée selon le trait de coupe (A-B) tracé sur la carte géologique de Djellit et Anderieux (1987) (Kerroum et ouazet, 2014) (Fig. 6)



Légende

(1) : flysch de Guerrouche (néocomien-sénonien) ; (2) : Copeaux de socle (gneiss, pegmatite, marbre) ; (3) : Flysch schisteux-gréseux (alpo-aptien) à phtanite : (a) du cénomanien supérieur et à pélites et de grès alpoaptien (b) ; (4) : Lamé de flysch schistose et plissé à facies alpo-aptien ; (5) : CVS (jurassique présumé) ; (6) : Molasse à blocs de flysch (aquitano- serravallienne) ; (7) Argile rouge et gypse (trias) ; (8) : Avant pays tellien marne et carbonate.

Fig.III.5. Coupe géologique Jijel-Tamesguida (Kerroum et Ouazet, 2014)

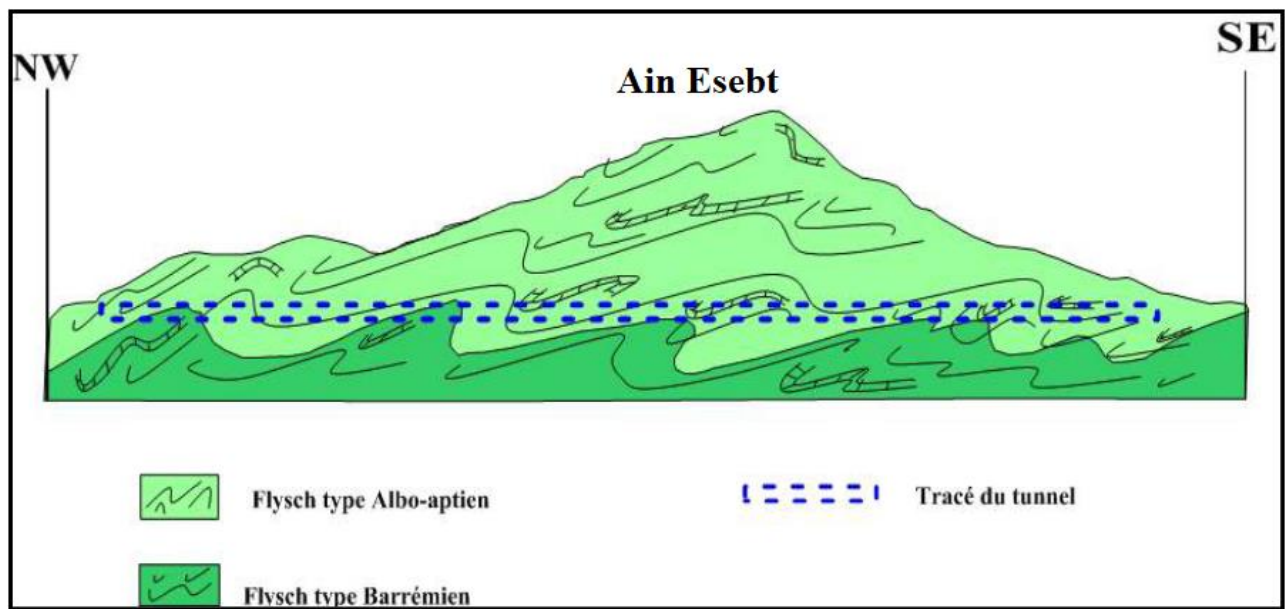


Fig.III.6 . Coupe géologique parallèle à l'axe du tunnel (Kerroum et Ouazet, 2014)

L'examen des coupes géologiques, et les sorties sur site, nous ont permis de constater que le tunnel traverse le flysch Massylien dans le niveau schisto gréseux d'âge Alpo- Aptien, dont il est caractérisé par la diminution des niveaux gréseux

II.4. Aspect structural de la région du tunnel

Le flysch schisto-gréseux est plissé en un vaste anticlinal kilométrique, bien exprimé au Sud de Texenna d'axe NW-SE, parallèle au contact frontal majeur (fig.III.7) (Djellit, 1987).

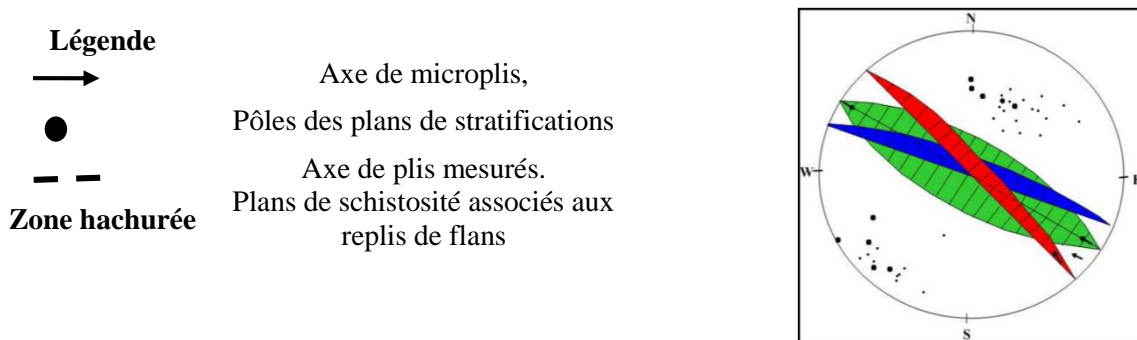


Fig. III.7. Diagramme des pôles, des plans de stratification, pôles des plans de schistosité et des axes de replis de flans dans l'unité shisto-gréseuse (Djellit, 1987).

Cet anticlinal montre un flanc normal, assez développé et à nombreux replis, engagé sous le complexe volcano-sédimentaire et un flanc redressé, peu développé et visible uniquement entre Ain Sebt et la forêt d'El Maa Bared. Ces replis de flancs, bien dessinés par les niveaux aphanitiques (Fig. III. 10) a souvent désolidarisés au sein d'une matrice pelitique, s'accompagnent d'une schistosité de plan axial à pendage Nord-Est fort (70-80) (fig.III.10) et dont la direction varie entre N110 et N140 (Djellit,1987).

Le flysch schisto-gréseux est injecté de nombreux filonnets de quartz et montre des replis de flanc normal affectés par des cisaillements tardifs décrochants sénestres selon des surfaces orientées au N 120 à pendage NE. Ces replis de flancs sont des microplis de style anisopaque et ont des amplitudes variables allant du centimètre au décimètre, exceptionnellement au mètre. La schistosité qui les accompagne est bien marquée dans les pelites mais reste toutefois discrète, voire absente, dans les niveaux gréseux.

Elle est monoclinale sur le flanc nord de l'anticlinal, redressée, tantôt à pendage sud tantôt à pendage nord au centre de la structure et enfin, fortement redressée (sub- verticale) et très discrète sur le flanc sud (Djellit, 1987).

II.5. Sismicité

La wilaya de Jijel est située dans une région sismique classe IIa qui peut subir à des secousses supérieures à l'intensité 8 (Figs. 8 et 9).

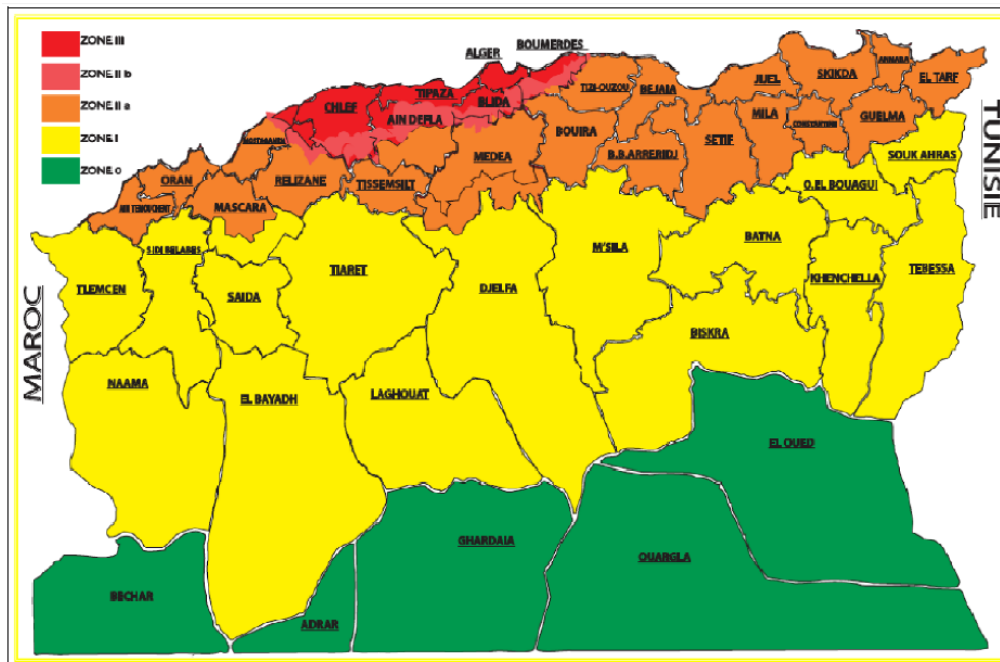


Fig.III.8. Carte du zonage sismique du territoire national selon le RPOA (version, 2008).

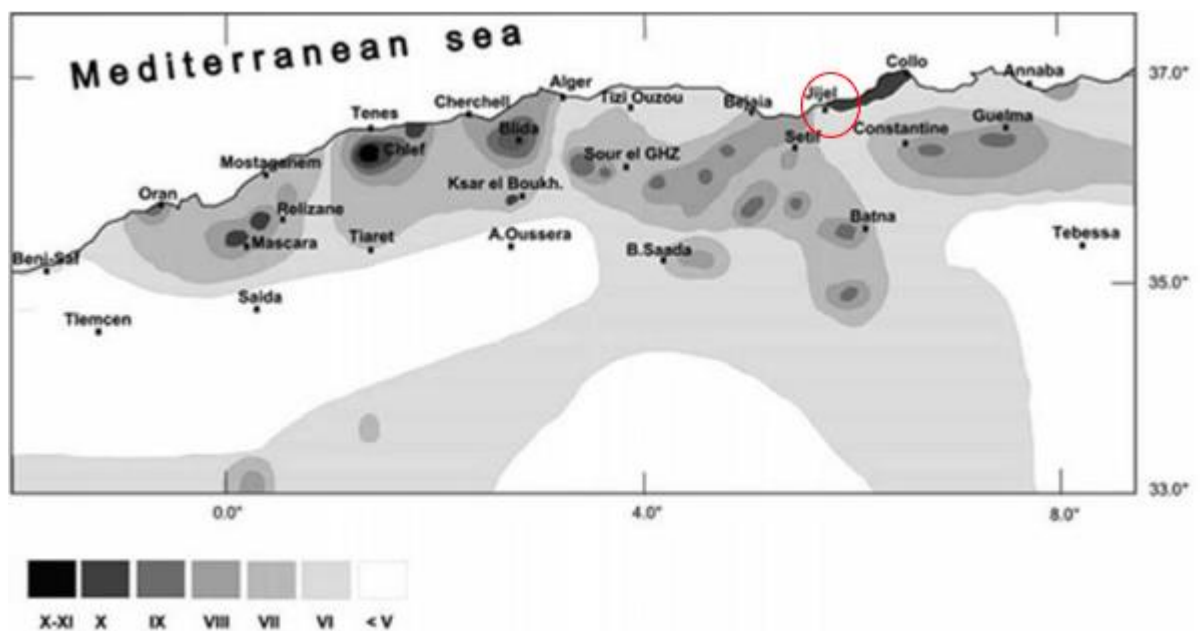


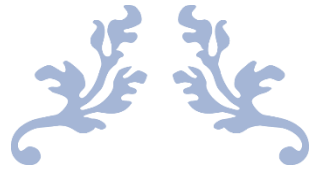
Fig.III.9. Carte d'intensités sismiques maximales observées dans le nord de l'Algérie (ANA, 2013)

II.6. Conclusion

Le site de Tunnel de Texenna situé dans la partie du domaine des flyschs, et occupé seulement par les formations du flysch Massylien.

A l'image des résultats obtenus par l'étude géologique le tunnel bitube gauche est creusé dans le niveau schisto-gréseux « Albo-Aptien » du flysch massylien. Ce dernier est un flysch fin rythmique constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosités (pelites) d'épaisseur environ de 150-200 m, dont l'épaisseur pelites est importante et des niveaux de grès est très faible jusqu'à la disparation totale. Le tunnel est construit dans une zone sismique moyenne (IIa) qui peut subir à un séisme d'intensité 7.

En effet, le tunnel est construit dans une masse rocheuse hétérogène de point de vue géomécanique type flysch.



CHAPITRE III

CARACTERISATION

GEOMECANIQUE DE LA MASSE

ROCHEUSE



III.1. Introduction

La caractérisation géologique et géomécanique de la masse rocheuse est indispensable car elle permet d'établir un modèle géologique et géotechnique le long du tunnel.

III.2. Reconnaissance géotechnique du site

Afin de déterminer la lithologie de site et prélever des échantillons, des sondages carottés ont été effectués sur le site du tunnel (fig1 et tab1).

Afin de bien caractériser la masse rocheuse encaissant du projet, le tunnel est divisé en deux sections, du nord au sud, dont chaque section est divisée en parties comme suit :

1) Section 01 : de Pk 0+700 à PK 2+191,682, divisées en trois parties

- Partie 01 : Entré Pk 0+700 - 0+761,682
- Partie 02 : PK 0+761,683 - PK 1+290,7
- Partie 03 : PK 1+290,7 -PK 2+191,682

2) Section 02 : PK 2+191,682 - PK 2+593,879 divisés en deux parties

- Partie 01 : PK 2+191,682 - PK 2+490,97
- Partie 02 : PK 2+490,97 - PK 2+593,879

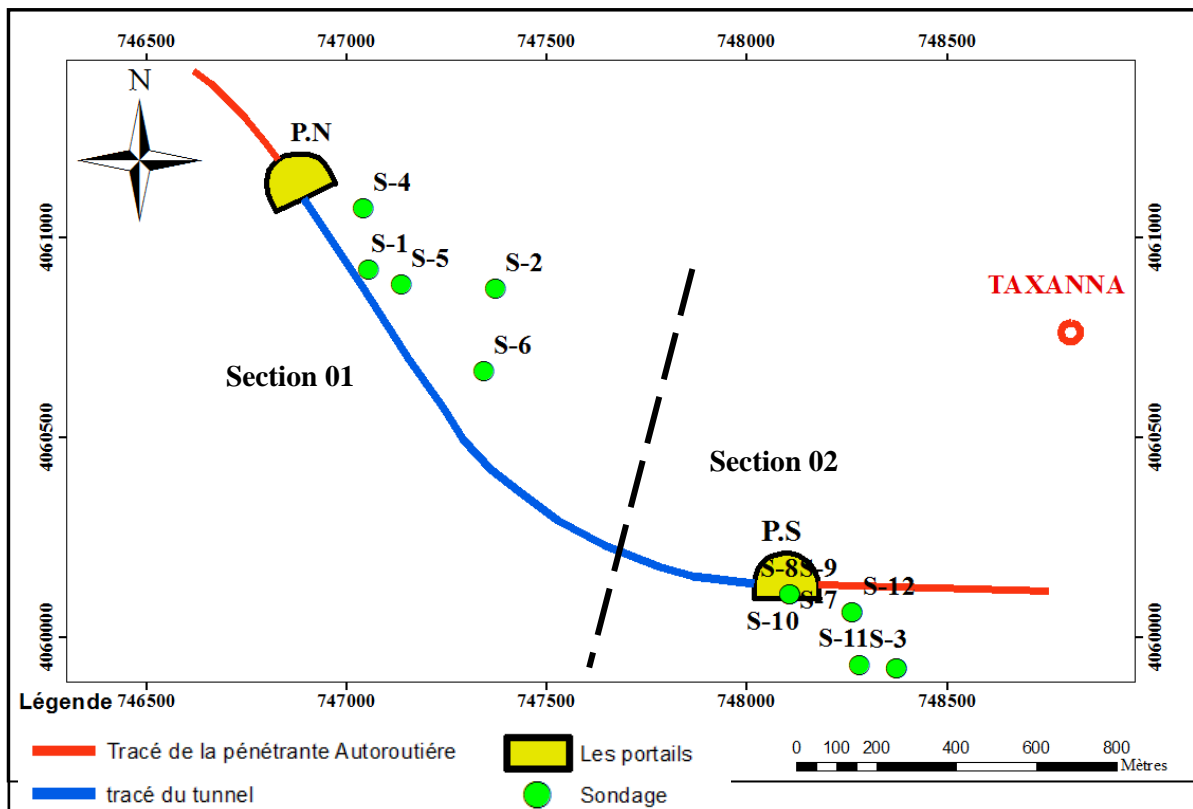


Fig.III.1. Localisation des sondages réalisés au niveau de chaque section

Les caractéristiques des sondages réalisées sur le site ont donnée dans le tableau suivant

TAB III.1. Les cordonnées et les caractéristiques des sondages réalisés (ANA, 2013)

Sections	Parties	No	Sondages	PK	Cordonnées		Cote (m)	Prof. (m)
					X (E)	Y(N)		
Section 01	Partie 1	1	S-LT-01	0+711,682	746869	4061129	482,67	25
		2	S-LT-02	0+790	746918	4061073	515,63	60
	Partie 2	3	FT-1	0+870	747042	4061076	596	120
		4	T-BH-1	0+990	747055	4060921	55	80
		5	FT-2	11+060	747135	4060884	587	106
	Partie 3	6	FT-3	1+350	747343	4060668	620	128
		7	S-LT-03	2+197,682	747876	4060089	636,52	150
Section 02	Partie 1	8	S-LT-03	2+197,682	747876	4060089	636,52	150
		9	FT-4	2+368	748107	4060108	544	70
	Partie 2	10	FT-5	2+535	748264	4060065	507	30

Des coupes géotechniques ont été effectuées au niveau des sections considérées par la corrélation entre les logs des sondages réalisés. L'examen des coupes réalisées, nous a montré que le tunnel traverse la masse rocheuse de type flysch massylien.

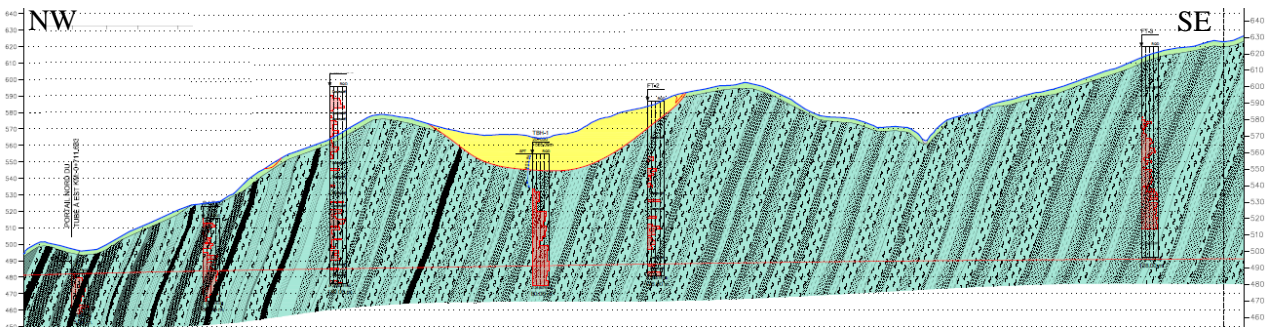


Fig.III.2. Coupe géotechnique au niveau de la section 1

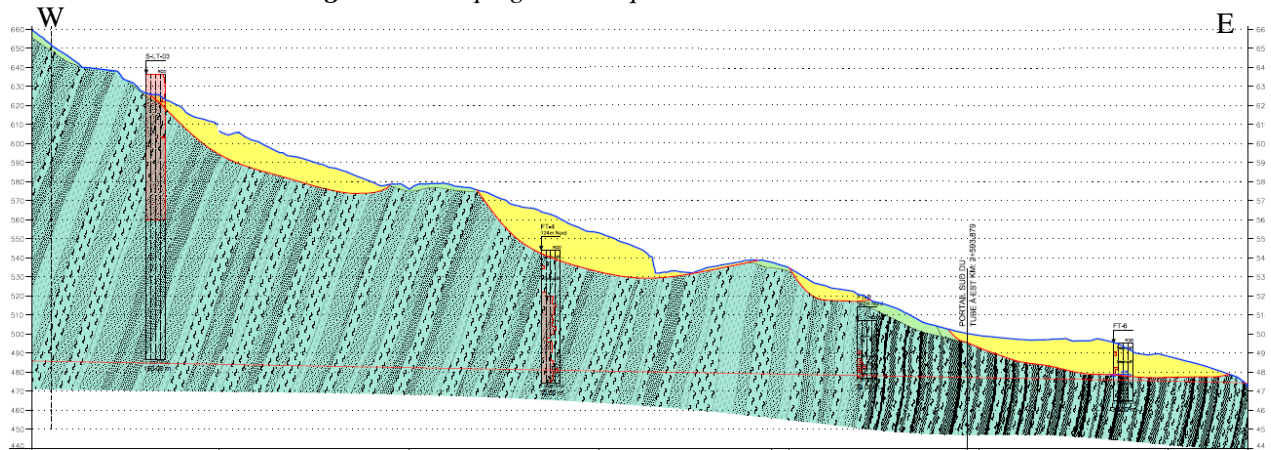


Fig.III.3 Coupe géotechnique au niveau de la section 2

Légende

- Qh Glissement de terrain
- Kf Flysch massylien Albo-Aptien altéré et très décomposé
- K Flysch massylien Albo-Aptien
- Sondages
- Tunnel

III.3. Caractérisation des propriétés de la roche intacte

Sur les échantillons prélevés des essais géotechniques de laboratoire ont été effectués pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques de la roche intacte. Les résultats obtenus par les différents essais sont récapitulés dans le tableau ci-dessous (ANA, 2013).

TAB.III 2. Les résultats des essais géotechniques réalisées (ANA,2013)

Section 01						
	da (KN/m ³)	σci (MPa)	E (GPa)	ν	Ei (GPa)	Y (kN/m ³)
Partiel 1	26,3	15,9	14,55	0,34	/	27,3
	25,6	13,48	14,3	0,34	/	/
Partie 2	/	4,13	/	/	1,42	24,85
	27,17	19,23	/	/	/	/
	/	12,77	/	/	5,79	27,3
Partie 3	25,99	16,22	16,37	0,31	/	27,3
Moyen	26,26	16,35	15,07	0,33	3,60	26,69
Section 02						
	da (KN/m ³)	σci (MPa)	E (GPa)	ν	Ei (GPa)	Y (kN/m ³)
Partie 1	25,99	16,22	16,37	0,31	/	27,3
	/	9,19	/	/	8,01	27,72
Partie 2	/	9,7	/	/	1,44	27,3
Moyen	25,99	11,7	16,37	0,31	4,72	27,44

da : densité apparente, σci : la résistance à la compression, E : module de déformation dynamique, Ei : module de young, ν : coefficient de poisson, Y : poids volumique

L'examen du tableau des résultats des essais géotechniques, nous a permis de constater que la résistance à la compression est faible selon les recommandations d'ISRM (5 MPa < σci < 25 MPa).

III.4. Etude des joints

D'après le tableau, au-dessous, la masse rocheuse du site de tunnel est recoupée par six principales familles de joints, dont deux familles de schistosités (F01 et F02) et quatre familles des discontinuités (F03, F04, F05 et F06). La valeur du pendage des joints (schistosité / discontinuité) est comprise entre 50° et 89° (Dermouchi et Gherda, 2020).

TAB. III.3. Les familles des joints dominantes recoupant la masse rocheuse du site de tunnel

Schistosité			
	Direction	Sens du pendage	Valeur du pendage
Famille 01	NW-SE (N120 à 140°)	SW	78° à 89°
Famille 02	E-W (N85 à 108°)	Sud	50° à 82°
Discontinuités			
	Direction	Sens du pendage	Valeur du pendage
Famille 01	N-S (162 à 180° et 3 à 10° E)	W	50° à 87°
Famille 02	NW -SE (140 à 143°E)	SE	50 à 80°
Famille 03	NE -SW (N30 à 65° E) °	NW	80° à 89°
Famille 04	NE -SW (30 à 65° E)	SE	80 à 89°

Afin de déterminer les principales familles des joints le long du tunnel, un traitement statistique des données de mesures structurales, données dans le tableau tab.III.4, a été réalisé par la technique de la projection stéréographique en utilisant le logiciel Dips version V6 (fig III.2.)

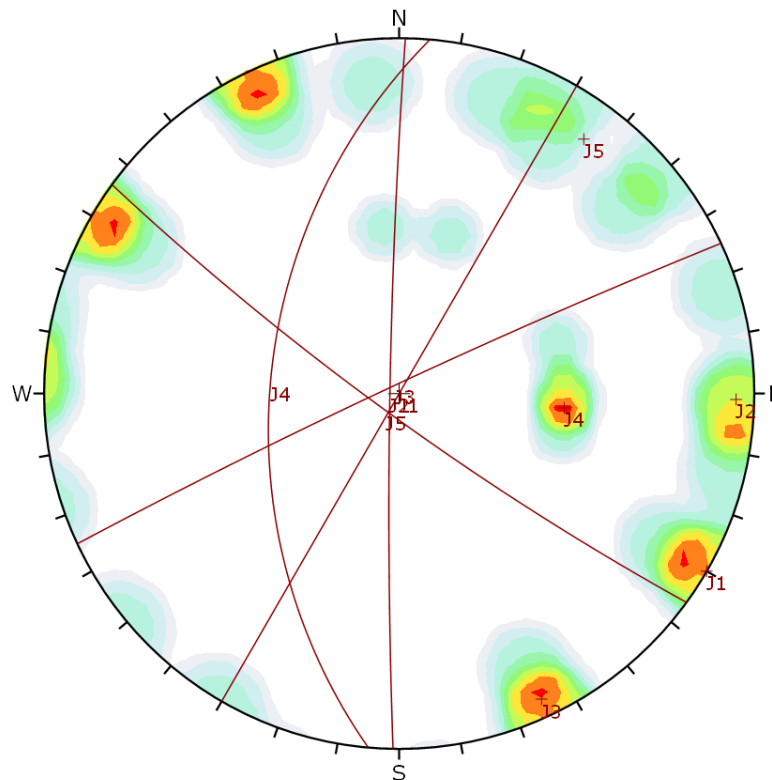


Fig.III.4. Identification des principales familles des joints par le logiciel DIPS

L'analyse du stereonet obtenu par le traitement statistique des joints nous a permis de ressortir cinq familles de joints dominante qui sont regroupés dans le tableau suivant :

TAB. III.4 Regroupement des familles des joints dominantes recoupant la masse rocheuse du site de tunnel

	Direction	Sens du pendage	Valeur du pendage
Famille 01	NE – SW (N30°E)	NW	90°
Famille 02	N-S (N01°E)	W	87°
Famille 03	NE-SW (N65°E)	NW	87°
Famille 04	N-S (N05°E)	W	50°
Famille 05	NW-SE (N126°E)	SW	83°

Les propriétés géométriques des joints au niveau de chaque partie de la section sont caractérisées selon les recommandations d'ISRM¹ 1981 (voir annexe).

Les caractéristiques géométriques les plus faibles des joints, sont retenues.

¹ **ISRM**: International Society of Rock Mechanics

. **Tab.III.5.** Caractéristiques géométriques des joints au niveau de site de tunnel

Paramètres géométriques selon ISRM (1981)								
Sections	Parties	Espacement	Écoulement	Persistence	Ouverture	Remplissage	Altération	Rugosité
S1	P1	S3 moderate	V1 Dry wall and roof	P5 very high	A3 partly open-open	F1 very soft clay	W3 Moderately Weathered	R5 Smooth
	P2	S3 moderate	V1 Dry wall and roof	P5 very high	A3 partly open-open	F1 very soft clay	W3 Moderately Weathered	R5 Smooth
	P3	S3 moderate	V1 Dry wall and roof	P5 very high	A3 et A4 partly open-open / Open moderately wide	F1 very soft clay	W3 Moderately Weathered	R5 Smooth
S2	P1	S3 moderate	V1 Dry wall and roof	P5 very high	A3 partly open-open	F1 very soft clay	W3 Moderately Weathered	R5 Smooth
	P2	S4 Wide	V1 Dry wall and roof	P5 very high	A3 partly open-open	F1 very soft clay	W5 unweathered	R5 Smooth

D'après le tableau au-dessus, les joints sont caractérisés par un espacement moyen (60-200 mm, persistance importante (plus 20 m), et une rugosité lisse des épontes.

III. 5. Évaluation de la qualité de la masse rocheuse

La qualité de la masse rocheuse du site de tunnel a été évaluée par trois systèmes à savoir : RMR89, Q et GSI.

III.5.1. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR₈₉

La masse rocheuse est classée selon le système RMR version 89 au niveau de chaque section. Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux **TAB.III.6** et **TAB.III.7**

TAB.III.6. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR₈₉ au niveau de la section 1

Paramètres	Partie 01		Partie 02		Partie 03		
	Valeurs	Note	Valeurs	Note	Valeurs	Note	
UCS (MPa)	14	2	16	2	17	2	
RQD (%)	25-50	8	25-50	8	50-75	13	
Espacement (mm)	200-600	10	200-600	10	200-600	10	
Condition d'eau souterraine	Écoulement	0	Écoulement	0	Écoulement	0	
Condition des discontinuité	Continuité	<1	6	<1	6	<1	6
	Ouverture	1-5 mm	1	0,1-1 mm	4	<0.1 mm	5
	Rugosité	Plate	1	Plate	1	Rugueux	3
	Remplissage	Rigide<5mm	4	Rigide<5mm	4	Rigide<5mm	4
	altération	Moyennement désintégré	3	Peu désintégré	5	Peu désintégré	5
RMR basic	35		40		48		
Ajustement	Défavorable	Moyen	Défavorable	Moyen	Défavorable	Moyen	

	-12	-5	-12	-5	-12	-5
RMR FINAL	23	30	28	35	36	43
Qualité de la masse	Mauvaise		Mauvaise		Mauvaise	Moyenne

TABIII.7. Classification de la masse rocheuse selon le système RMR₈₉ au niveau de la section 2

Paramètres	Partie 01		Partie 02	
	Valeurs	Note	Valeurs	Note
UCS (MPa)	13	2	10	2
RQD (%)	50-75	13	25	3
Espacement (mm)	200-600	10	200-600	10
Condition d'eau souterraine	Ecoulement	4	Ecoulement	4
Condition des discontinuité	Continuité	<1	<1	6
	Ouverture	0,1-1 mm	0,1-1 mm	4
	Rugosité	Plate	Plate	1
	Remplissage	Rigide<5mm	Rigide<5mm	4
	Altération	Peu désintégré	5	Moyennement désintégré
RMR basic	49		37	
Ajustement	Défavorable	Moyen	Défavorable	Moyen
	-12	-5	-12	-5
RMR FINAL	37	44	25	32
Qualité de la masse	Mauvaise	Moyenne	Mauvaise	

L'ajustement des orientations des joints dominantes par rapport au tunnel. est pris pour le cas moyen et le cas défavorable. L'examen des notes obtenues du système RMR₈₉, dans le tableau au-dessus nous a permis de constater que :

- 1) La masse rocheuse est de mauvaise qualité ($21 \leq RMR \leq 40$) au niveau des deux sections et ça pour le cas d'ajustement défavorable des orientations des joints dominantes.
- 2) Pour le cas d'ajustement moyen de l'orientation des joints, la qualité de la masse rocheuse est de qualité moyenne ($41 \leq RMR \leq 60$) au niveau de la partie 3 de la section1 et la partie2 de la section 2. Le reste des parties des deux sections la masse est de mauvaise qualité ($21 \leq RMR \leq 40$)

III.5.2. Classification de la masse rocheuse selon le système Q

La masse rocheuse est classée selon le système Q au niveau de chaque section selon l'équation suivante, dont les résultats sont regroupés dans le tableau **TAB.III.8** :

$$Q = [RQD/Jn]. [Jr/Ja]. [Jw/ SRF]$$

TAB.III.8. Classification de la masse rocheuse selon le système Q au niveau de la section 2

Paramètres	Partie 1		Partie2	
	Valeur/Définition	Note	Valeur/Définition	Note
RQD	C. Moyen	50	A. Très faible	25
JN	H. Quatre ou plus lot de joints	15	H. Quatre ou plus lot de joints	15
JR	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1

JA	C. Surfaces de discontinuité très peu modifiés	2	C. Surfaces de discontinuité très peu modifiés	2
JW	B. Apport ou pression moyenne d'eau	0,66	B. Apport ou pression moyenne d'eau	0,66
SRF	J. Tension moyenne	2,5	J. Tension moyenne	2,5
Q	$(50/15) \times (1/2) \times (0.66/2.5)$	0,44	$(25/15) \times (1/2) \times (0.66/2.5)$	0,22
Qualité	Très mauvaise ($0,1 \leq Q \leq 1$)		Très mauvaise ($0,1 \leq Q \leq 1$)	

TAB.III.9. Classification de la masse rocheuse selon le système Q au niveau de la section 1

Partie1			Partie2	
Paramètres	Valeur/Définition	Note	Valeur/Définition	Note
RQD	B. Faible	25	C. Moyen	50
JN	H. Quatre ou plus lot de joints	15	H. Quatre ou plus lot de joints	15
JR	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1
JA	C. Surfaces de discontinuité très peu modifiés	2	C. Surfaces de discontinuité très peu modifiés	2
JW	B. Apport ou pression moyenne d'eau	0,66	B. Apport ou pression moyenne d'eau	0,66
SRF	J. Tension moyenne	2,5	J. Tension moyenne	2,5
Q	$((25/15) \times (1/2) \times (0.66/2.5))$	0,44	$(50/15) \times (1/2) \times (0.66/2.5)$	0,44
Qualité	Très mauvaise ($0,1 \leq Q \leq 1$)		Très mauvaise ($0,1 \leq Q \leq 1$)	
Partie 3				
Paramètres	Valeur/Définition	Note		
RQD	E. bon	75		
JN	H. Quatre ou plus lot de joints	15		
JR	F. Plat planaire	1		
JA	C. Surfaces de discontinuité très peu modifiés	2		
JW	B. Apport ou pression moyenne d'eau	0,66		
SRF	J. Tension moyenne	1		
Q	$(75/15) \times (1/2) \times (0.66/1)$	1,64		
Qualité	Mauvaise ($1 \leq Q \leq 4$)			

La masse rocheuse est de très mauvaise qualité au niveau les deux sections, sauf dans la partie 3 de la section 1 est de qualité moyenne.

III.5.3. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI

La classification géomécanique de la masse rocheuse du site de tunnel par le système GSI a été effectuée par trois méthodes à savoir :

- Méthode 01** : direct à partir du canevas établi par Marinos en 2011, dont il est conçu spécialement pour les masses rocheuses hétérogènes, type flysch (figure).
- Méthode 02** : par le biais du RMR₈₉ sec selon l'équation suivante :

$$\text{Si } RMR_{89} > 23 : \quad GSI = RMR_{89} - 5$$

- Méthode 03** : par le biais de la relation établie par Hoek et Al., 2013 :

$$GSI = 1.5 J_{CondRMR89} + RQD/2$$

La figure suivante représente la classification de la masse rocheuse à partir du canevas de (Marinos, 2011)

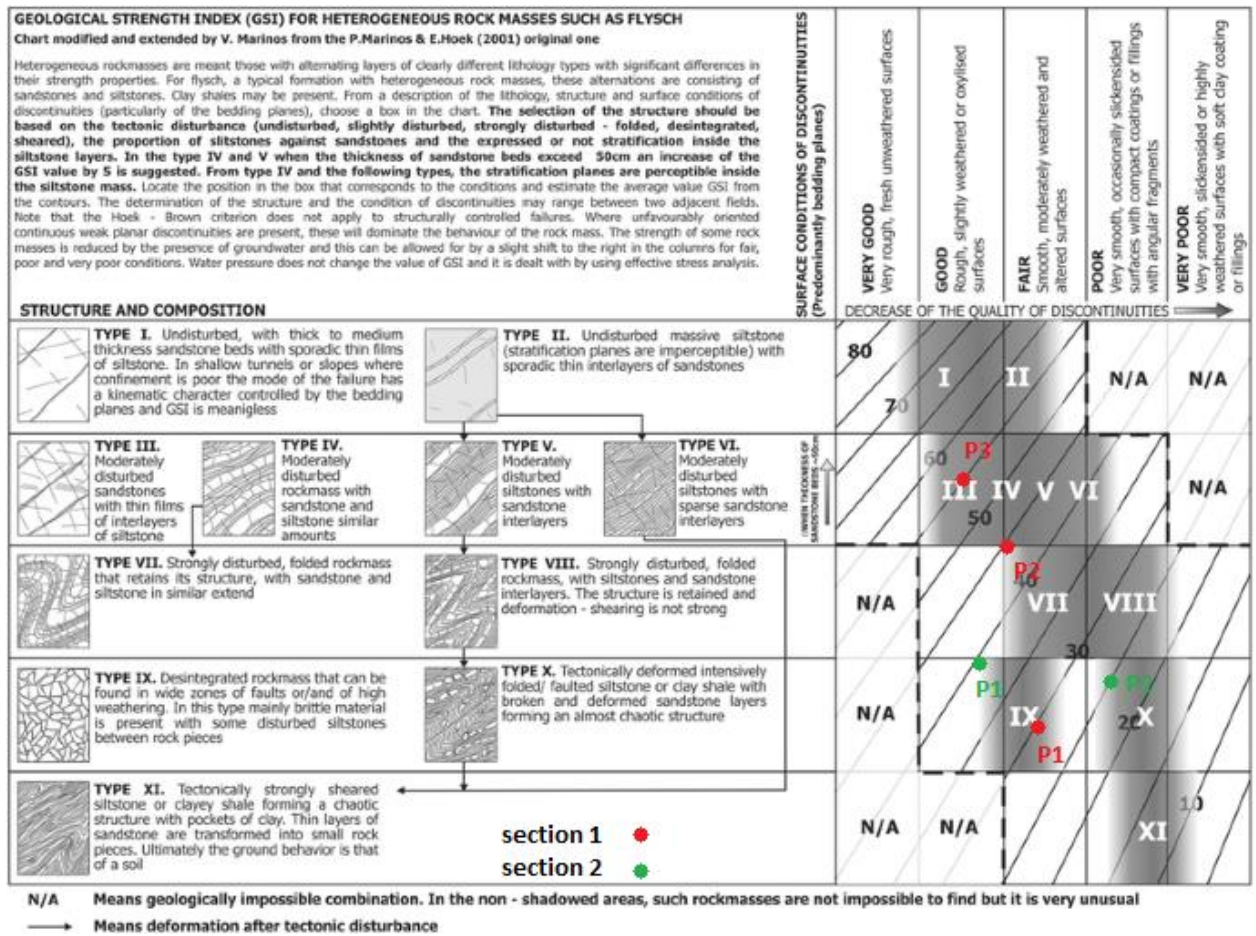


Fig. III.5 estimation directe du GSI à partir du canevas de (Marinos, 2011)

Le tableau suivant regroupe les notes de GSI obtenues selon les trois méthodes

TAB III.10 Classification de la masse rocheuse par GSI au niveau les deux sections

	Section 01			Section 02	
	Partie 01	Partie 02	Partie 03	Partie 01	Partie 02
Méthode 01 (canevas de Marinos 2011)					
GSI	30	45	54	40	25
Qualité	21 ≤ GSI ≤ 40	41 ≤ GSI ≤ 55	41 ≤ GSI ≤ 55	21 ≤ GSI ≤ 40	21 ≤ GSI ≤ 40
	Mauvaise	Moyenne	Moyenne	Mauvaise	Mauvaise
Méthode 02 (à partir de RMR ₈₉)					
GSI	30	35	43	40	30
Qualité	21 ≤ GSI ≤ 40	21 ≤ GSI ≤ 40	41 ≤ GSI ≤ 55	21 ≤ GSI ≤ 40	21 ≤ GSI ≤ 40
	Mauvaise	Mauvaise	Moyenne	Mauvaise	Mauvaise
Méthode 03 (selon la relation de Hoek et al 2013)					
RQD	25	25	50	50	25
1,5*Cond 89	22,5	30	30	30	27
GSI	35	42.5	55	55	39.5
Qualité	21 ≤ GSI ≤ 40	41 ≤ GSI ≤ 55	41 ≤ GSI ≤ 55	41 ≤ GSI ≤ 55	21 ≤ GSI ≤ 40
	Mauvaise	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Mauvaise

Selon les trois méthodes utilisées dans l'estimation de GSI la qualité de la masse rocheuse est de mauvaise qualité au niveau de la partie 01 de la section 1 et la partie 2 de la section, et de qualité moyenne au niveau de la partie 3 de la section 1.

Dans la partie 2 de la section 1 la masse est de qualité moyenne selon la méthode 1 et 3 et de mauvaise qualité selon la méthode 02. Elle est de mauvaise qualité au niveau de la partie 1 de la section 2 selon la méthode 1 et 2, et de qualité moyenne selon la méthode 3.

III.6. Propriétés mécaniques de la masse rocheuse

L'analyse de la résistance mécanique de la masse rocheuse est effectuée par le critère de rupture de Hoek & Brown version 2002 en utilisant le logiciel RocLab. Ce dernier peut tracer les courbes de rupture selon le critère de Hoek & Brown et celui de Mohr- Coloumb ce qui permet de déterminer la cohésion et l'angle de frottement de la masse rocheuse.

Les propriétés mécaniques de la masse rocheuse du site de tunnel sont déterminées au niveau de chaque section, dont le facteur de remaniement est pris égale à 0.8.

La figure suivante présente un exemple de calcul des propriétés mécaniques de la masse rocheuse au niveau de la partie 03 de la section 1.

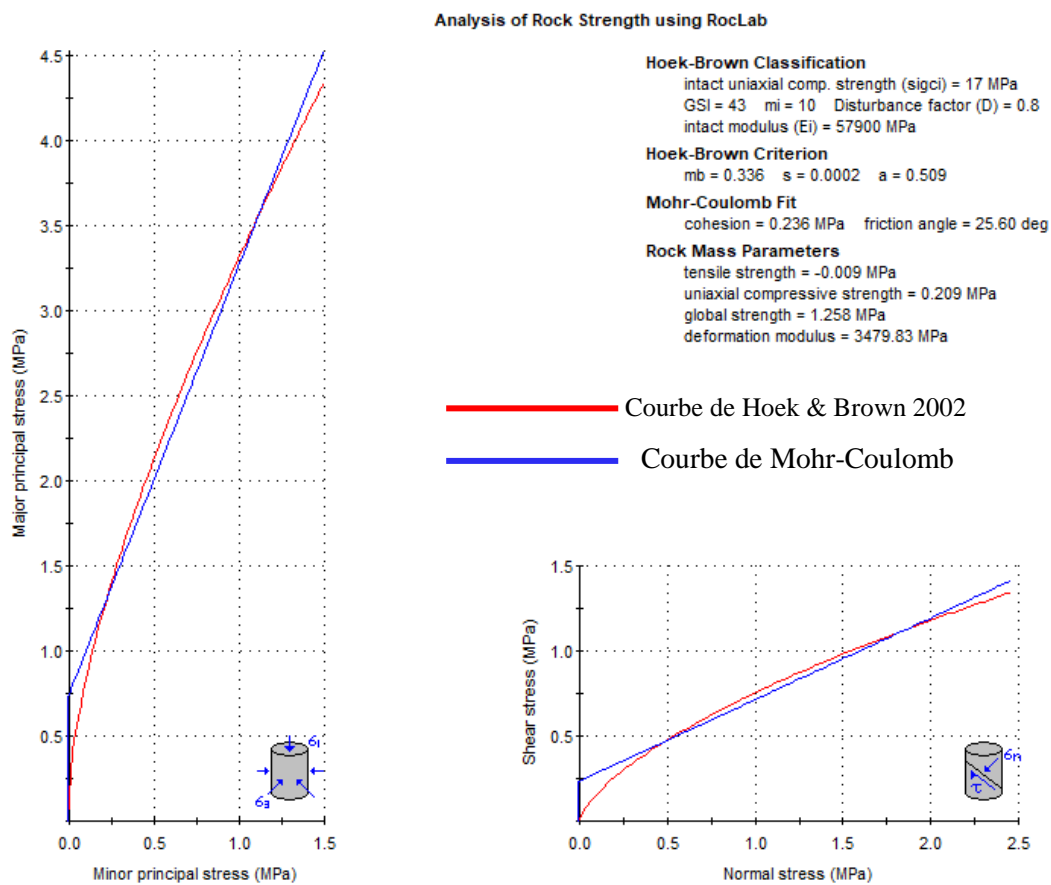


Fig.III.6 Analyse de la résistance mécanique de la masse rocheuse au niveau de la partie 03 de la section 1 par le RocLab

Les propriétés mécaniques de chaque partie sont regroupées dans le tableau **TAB.III.11**

TAB.III.11. Analyse de la résistance mécanique au niveau de chaque section de tunnel

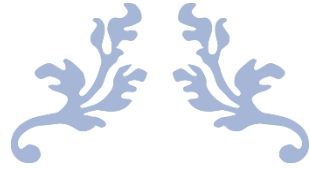
	Section 01			Section 02	
	Partie 01	Partie 02	Partie 03	Partie 01	Partie 02
Profondeur de tunnel en m	80	105	130	147	45
UCS rock intact (MPa)	14	16	17	13	10
mi	10	10	10	10	10
D	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Y (kN/m3)	26	26	26	26	26
GSI	30	35	43	40	30
mb	0.155	0.209	0.336	0.281	0.155
S	0,0000248	0.0001	0.002	0.0001	0,0000248
A	0.522	0.516	0.509	0.511	0.522
C en MPa	0.109	0.160	0.236	0.209	0.067
Phi en degrés (°)	21.23	22.80	25.60	21.52	22.78
Ei enMPa (rock intact)	14200	14200	57900	80100	14400
UCS rock mass en MPa	0.055	0.099	0.209	0.124	0.039
Tensil strength en MPa	-0.002	-0.004	-0.009	-0.005	-0.002
Global strength MPa)	0.639	0.888	1.258	0.866	0.457
Em en MPa (rock mass)	709.93	1012.07	1653.39	1216.53	600

L'examen du tableau nous a permis de constater que les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse au niveau de la partie 3 de la section 1 et la parties de la section sont mieux que celles dans les autres parties de la section 1 et 2.

III.7. Conclusion

Les résultats obtenus dans notre peuvent se résumer comme

- 1) Le tunnel est creusé dans une masse rocheuse type flysch (Massylien), dont la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte est faible (inférieure à 25 MPa).
- 2) Cette masse rocheuse est recoupée par cinq familles de joints
- 3) Dans l'ensemble, les trois systèmes RMR₈₉, Q et GSI classent la qualité de la masse rocheuse comme mauvaise, sauf que le GSI l'a classé comme moyen au niveau de la partie 3 de la section 1.



CHAPITRE IV

ETUDE DE STABILITE



IV.1. Introduction

Afin de contrôler les déplacements et la stabilité de la surface d'excavation, deux logiciels sont utilisés Unwedge et Sigma/geostudio. Le premier se base sur l'état de la fracturation de la masse rocheuse et les caractéristiques mécanique des joints et de la roche. Le sigma/geostudio utilise modélisation numérique qui est basée sur les éléments finis.

IV.2. Logiciel Unwedge

Unwedge est un logiciel développé par Rocscience, (Canada), qui est conçu à étudier la stabilité des parois d'une excavation en se basant sur l'état de la fracturation de la masse rocheuse. Il utilise la mécanique des milieux discontinus et ceci à partir d'une combinaison de trois familles des joints.

Il est rapide, interactif et simple et permet d'effectuer l'analyse géométrique des blocs entourant une excavation souterraine et d'apprécier également leurs comportements. Chaque bloc est délimité par 3 plans des joints

L'un des principaux avantages d'Unwedge est son aptitude à étudier tous les blocs autour de la surface de l'excavation (toit, mur, paroi, intérieur de la surface d'excavation).

Pour effectuer l'analyse de stabilité d'une surface d'excavation par Unwedge, l'utilisateur doit définir la géométrie de la surface d'excavation, et introduit les directions et les pendages des familles des joints (3 familles au minimum), et leurs caractéristiques mécaniques. Par la suite, le logiciel visualise en trois dimensions les blocs créés par les familles des joints dedans de la surface d'excavation et au niveau de son périmètre. Il calcule la probabilité de rupture des blocs par la détermination de la famille la plus défavorable des joints et un facteur de sécurité qui doit être supérieur à 1,5. Dans le cas de l'existence de plus de trois familles des joints, il effectue les calculs de stabilité selon les combinaisons possibles entre ces familles, dont il détermine les combinaisons les plus défavorables (Rocscience, 2004).

IV. 3. Sigma/Geostudio 2012

Sigma/W est un code de modélisation des problèmes de contrariante/déformation dans le domaine géotechnique. Il fait partie du pack geostudio qui est composé d'un ensemble de programmes paramétrables développé par GEO-SLOP Ltd de l'université de Calgary, Alberta (Canada). Cet outil permet de modéliser des problèmes de domaine géotechnique et de géo-environnement. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit (8) modules distincts organisés comme suit :

- 1) **SLOPE/W** : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price...etc.) ;

- 2) **SEEP/W** : calcul, analyse et évolue, grâce à un modèle par les élément finis, les pressions interstitielles d'eau ;
- 3) **QUAKE/W** : modélisation par les éléments finis du comportement du sol sous séisme.
- 4) **SIGMA/W** : analyse par les éléments finis des problèmes de contraintes-déformations ;
- 5) **TEMP/W** : analyse des problèmes géotechniques des sols ;
- 6) **CTAN/W** : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux
- 7) **AIR/W** : analyse les interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux ;
- 8) **VADOSE/W** : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la vadose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol

SIGMA/W est utilisé dans l'analyse et la conception en géotechnique, civile et génie des mines. Il est conçu pour effectuer les analyses des contraintes et des déformations, des problèmes simples et complexes, par modélisation en se basant sur les éléments finis. Par exemple il effectue une analyse simple d'une déformation élastique linéaire ou une analyse des contraintes effectives pour des déformations élastiques-plastiques non linéaires. De plus, il peut modéliser un seul problème en fonction du temps : instantané, à long terme...etc.

Pour effectuer une modélisation d'une surface de l'excavation par Sigma, l'utilisateur doit définir sa géométrie, sa profondeur, les limites aux conditions, les caractéristiques mécaniques du terrain comme le module de Young, le coefficient de poisson, le poids volumique... etc. Après la phase des calculs, ce logiciel peut afficher la variation de plusieurs paramètres sous forme des schémas comme : déplacement, contraintes totales, charge hydraulique... etc.

IV.4. Analyse de la stabilité de la surface d'excavation du tunnel par Unwedge

L'analyse de stabilité de la surface de tunnel est effectuée selon les cinq familles de joints, ce qui dû à la génération de 10 combinaisons des familles de joints par le logiciel Unwedge au niveau de chaque section.

Les études de stabilité ont été effectuées selon les 10 combinaisons des familles de joints, dont le logiciel Unwedge nous a permis de déterminer les blocs instables au niveau du périmètre et l'intérieur de la surface d'excavation, la famille la plus défavorable des joints, la direction et le pendage du sens de glissement des blocs.

La direction des familles des joints et leurs caractéristiques mécaniques ainsi les 10 combinaisons possibles sont données dans le tableau suivant :

Tab. IV.1. Les caractéristiques des familles des joints

Familles	Dip direction	Dip	Propriétés mécaniques		10 Combinaisons des joints			
J1	300	90	JCS : altération des joints	Section 1 : 15.66 MPa	1	J1, J2, J3	6	J1, J4, J5
J2	271	87		Section 2 : 11.6 MPa	2	J1, J2, J4	7	J2, J3, J4
J3	335	87	γ de la roche	26 kn/m ²	3	J1, J2, J5	8	J2, J3, J5
J4	275	50	Rugosité	JRC = 7	4	J1, J3, J4	9	J2, J4, J5
J5	216	83	ϕ	30°	5	J1, J3, J5	10	J3, J4, J5

IV.4.1. Etude de stabilité au niveau de la section I

La figure suivante montre l'analyse de stabilité au niveau de la section I pour la combinaison 2 (J1, J2, J4) en deux vues de front et de perspective. La figure IV.1.a affiche tous les blocs créés par la combinaison 2, et la figure IV.1.b affiche tout les blocs instables dont $FS < 1.5$. Les autres combinaisons sont jointées dans l'annexe.

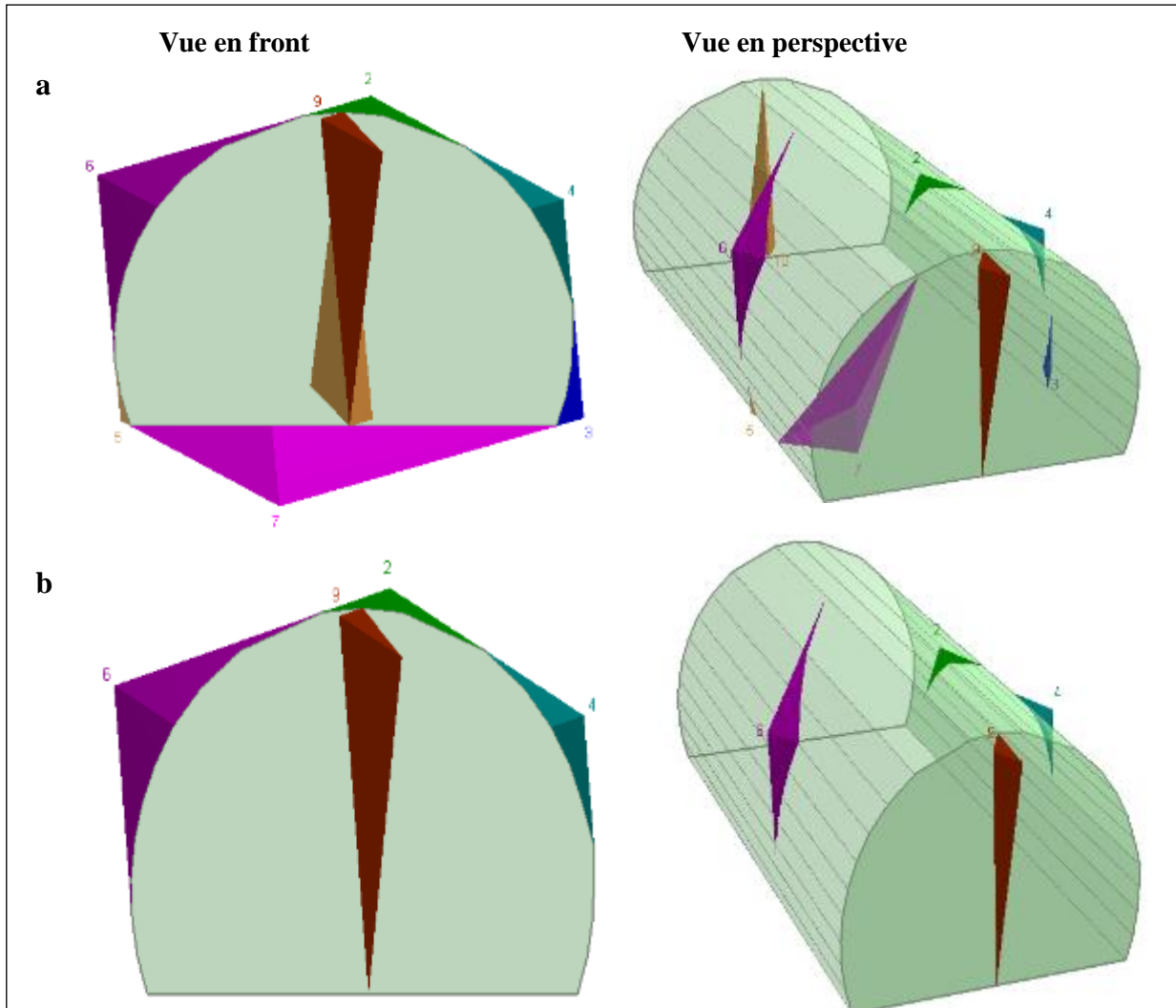


Figure IV.1. Analyse de stabilité selon la combinaison 2 au niveau de la section I

- a) Tous les blocs créés par la combinaison des familles des joints
 b) Les blocs instables correspondant aux $FS < 1.5$

Le tableau IV.2. regroupe les blocs instables au niveau du périmètre et l'intérieur de la surface d'excavation qui correspondent aux facteurs de sécurité inférieurs à 1.5, les familles défavorables pour chaque combinaison et la direction et le pendage du sens de glissement des blocs. Il fournit également la surface longueur vers l'intérieur de la zone instable dans la surface d'excavation et la pression exercée par le terrain au-dessus de tunnel.

Tabl.IV.2. Analyse de la stabilité au niveau de la section I

Section I / direction du tunnel est 150°/ pendage 4°						
Wedges position	FS	Surface et Longueur de la zone instable	Support pression	Familles défavorables	Sliding Direction (Trend, plonge)	
Combinaison 01 : J1, J2, J3						
Bloc toit [4]	0	9.37 m	45.04 m ²	2.66 MN	1 et 2	0/90
Bloc inférieur gauche [6]	1.14	0.03 m	0.01 m ²	0 MN	1 et 2	0/90
Bloc inférieur droite [7]	0.79	0.06 m	0.03 m ²	0 MN	1 et 3	30/85
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	4.01 m ²	0 MN	1	0/90
Combinaison 02 (J1, J2, J4)						
Bloc de toit [2]	0.14	5.44 m	1.70 m ²	0 MN	2	271/ 87
Bloc supérieur droite [4]	0	2.37 m	3.02 m ²	0 MN	1	0/ 90
Bloc supérieur gauche [6]	1.14	10.39 m	7.00 m ²	0.1 MN	1 et 2	210/84
Bloc proche du front [9]	1.14	0.00 m	6.24 m ²	0.1 MN	1 and 2	210/ 84
Combinaison 03 (J1, J2, J5)						
Bloc de toit [6]	1.14	17.02 m	101.18 m ²	81.58 MN	1 and 2	210, 84
Bloc proche du front [9]	1.14	0.00 m	3.65 m ²	0.03 MN	1 and 2	210, 84
Combinaison 04 (J1, J3, J4)						
Bloc supérieur droite [2]	0.14	0.43 m	0.18 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc supérieur gauche [4]	0	6.69 m	16.62 m ²	0.08 MN	1	0/90
Bloc supérieur droite [6]	0.79	0.74 m	1.33 m ²	0 MN	1 et 3	30/85
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	11.53 m ²	0 MN	1	0/90
Combinaison 05 (J1, J3, J5)						
Bloc inférieur gauche [3]	0.33	0.09 m	0.03 m ²	0 MN	5	216.83
Bloc de toit [2]	0	7.11 m	55.16 m ²	2.18 MN	1	0/90
Bloc inférieur droite [6]	0.79	0.11 m	0.05 m ²	0 MN	1 et 3	30/ 80
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	1.48 m ²	0 MN	1	30/80
Combinaison 06 (J1, J4, J5)						
Bloc supérieur gauche [3]	0.34	13.15	45.00 m ²	0.29 MN	5	216// 83
Bloc supérieur gauche [4]	0	1.46	1.54 m ²	0 MN	1	0/90
Bloc supérieur gauche [8]	0	1.12	0.40 m ²	0 MN	1	0/90
Bloc proche du front [9]	0.37	0.00 m	10.79 m ²	0.01 MN	1 et 5	210/ 83
Combinaison 07 (J2, J3, J4)						
Bloc de toit [2]	0.2	6.04 m	4.87 m ²	0.01 MN	2 et 3	30/ 86
Bloc supérieur gauche [4]	0.14	10.49 m	7.59 m ²	0.01 MN	2	271/87
Bloc supérieur droite [6]	0.14	1.01 m	1.57 m ²	0 MN	3	335/87
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	7.41 m ²	0 MN	Bloc tombant	0/90
Combinaison 08 (J2, J3, J5)						
Bloc supérieur gauche [3]	0.337	0.03 m	0.01 m ²	0 MN	5	216, 83
Bloc de toit [4]	0.144	14.10 m	110.31 m ²	8.56 MN	2	271, 87
Bloc proche du front [9]	0.144	0.00 m	1.35 m ²	0 MN	2	271, 87
Combinaison 09 (J2, J4, J5)						
Bloc supérieur gauche [3]	0.337	12.84 m	12.50 m ²	0.02 MN	5	216, 83
Bloc supérieur droite [4]	0.144	9.32 m	13.42 m ²	0.02 MN	2	271, 87
Bloc supérieur droite [8]	0	1.22 m	0.44 m ²	0.00 MN	Bloc tombant	0, 90
Bloc proche du front [9]	0.453	: 0.00 m	6.32 m ²	0.01 MN	2 et 5	206, 83
Combinaison 10 (J1, J3, J4)						
Bloc supérieur gauche [3]	0.924	11.22 m	71.84 m ²	0.99 MN	3 et 5	262, 80
Bloc supérieur droite [4]	0.144	0.64 m	0.27 m ²	0 MN	3	335, 87
Bloc supérieur droite [8]	0	0.95 m	0.32 m ²	0 MN	Bloc tombant	0, 90
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	1.59 m ²	0 MN	Bloc tombant	0, 90

L'examen des résultats présentés dans le tableau IV.2., nous a permis de constater que dans l'ensemble les blocs supérieurs sont toujours instables, voir ceux qui se trouvent au milieu de la surface d'excavation ou proches au front. Dans toutes les combinaisons les familles les plus défavorables sont J1 (87/271) et J2 (90/300). Les deux familles J3 (90/35) et J5 (83/216) sont venus en deuxième position, en parallèle la famille J4 (275/50) ne présente aucun risque.

IV.4.2. Etude de stabilité au niveau de la section II

La figure suivante montre l'analyse de stabilité au niveau de la section II pour la combinaison 6 (J1, J4, J5) en deux vues de front et de perspective, dont la IV.2.a affiche tous les blocs créés par la combinaison 6, et la figure IV.2.b les blocs instables dont $FS < 1.5$. Les autres combinaisons sont jointées dans l'annexe.

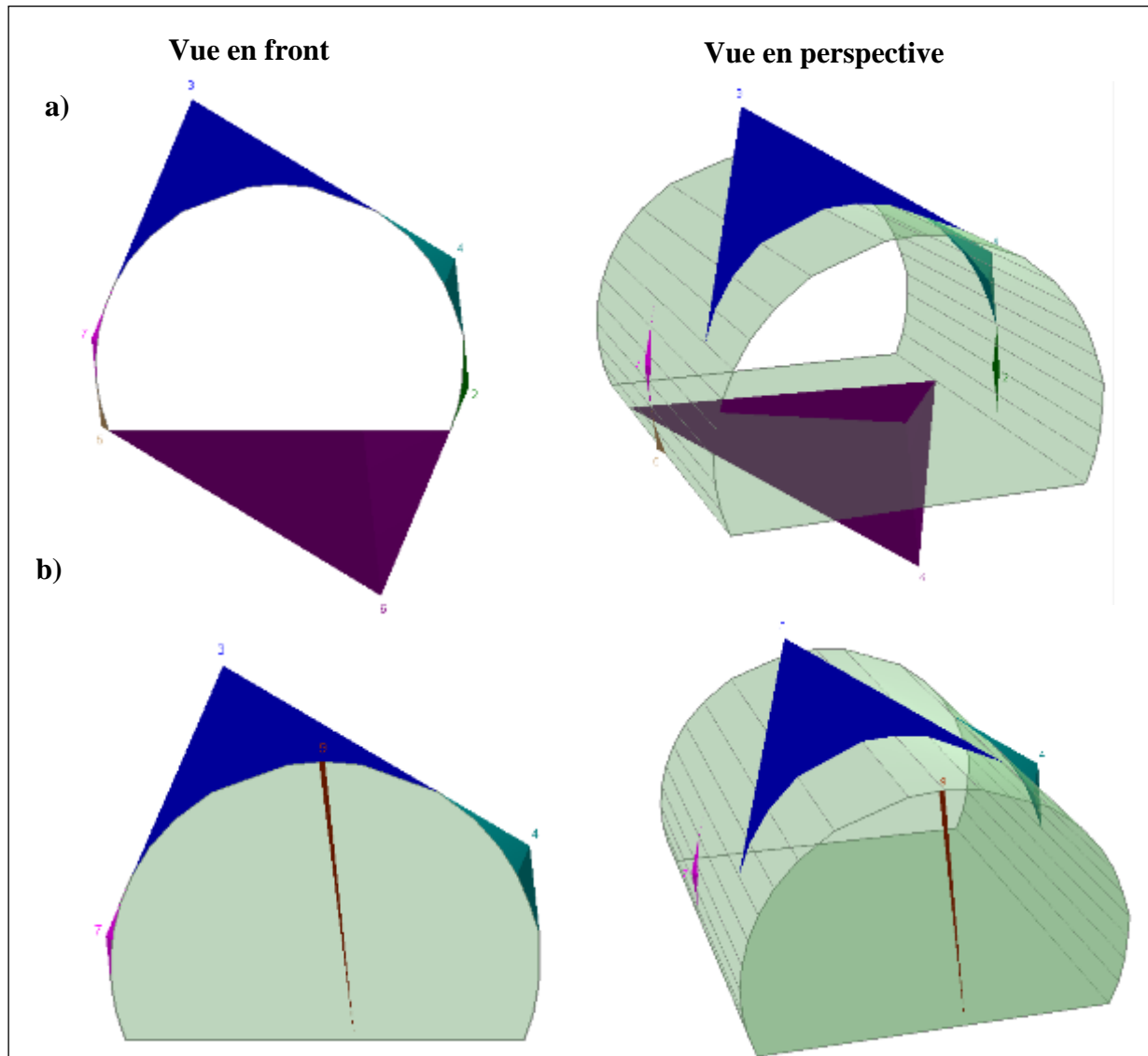


Figure IV.2. Analyse de stabilité selon la combinaison 6 au niveau de la section II

a) Tous les blocs créés par la combinaison des familles des joints

b) Les blocs instables correspondant aux $FS < 1.5$

Les blocs instables au niveau du périmètre et l'intérieur de la surface d'excavation qui correspondent aux facteurs de sécurité inférieurs à 1.5 sont donnés dans le tableau IV.3.

D'autres résultats sont donnés également dans le tableau également comme les familles défavorables pour chaque combinaison et la direction et le pendage du sens de glissement des blocs. Il fournit également la surface longueur vers l'intérieur de la zone instable dans la surface d'excavation et pression exercée par le terrain au-dessus de tunnel.

Tabl.IV.3. Analyse de la stabilité au niveau de la section II

Section II / direction du tunnel est 90° / pendage 4°						
Wedges position	FS	Surface et Longueur de la zone instable		Support pression	Familles défavorables	Sliding Direction (Trend, plonge)
Combinaison 01 (J1, J2, J3)						
Bloc inférieur droite [3]	0.14	0.04 m	0.01 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc de toit [4]	0	8.63 m	46.06 m ²	2.68 MN	1	0/ 90
Bloc inférieur droite [6]	1.14	0.04 m	0.01 m ²	0 MN	1 et 2	210/ 84
Bloc inférieur droite [7]	0.79	0.03 m	0.01 m ²	0 MN	1 et 3	30/ 85
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	6.40 m ²	0 MN	1	0/ 90
Combinaison 02 (J1, J2, J4)						
Bloc de toit [2]	0.14	1.16 m	0.70 m ²	0 MN	2	271/ 87
Bloc supérieur gauche [4]	0	1.69 m	1.47 m ²	0 MN	1	0/ 90
Bloc supérieur gauche [6]	1.14	1.54 m	5.69 m ²	0.01 MN	1 et 3	210/ 84
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	35.17 m ²	0 MN	1	0/ 90
Combinaison 03 (J1/ J2/ J5)						
Bloc de toit [6]	1.14	6.19 m	51.05 m ²	29.78 MN	1 et 2	210/ 84
Bloc proche du front [9]	1.14	0.00 m	1.00 m ²	0 MN	1 et 2	210/ 84
Combinaison 04 (J1/ J3/ J4)						
Bloc supérieur droite [4]	0.14	3.18 m	1.16 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc supérieur gauche [4]	0	6.94 m	22.34 m ²	0.12 MN	1	0/ 90
Bloc inférieur droite [7]	0.79	0.98 m	0.12 m ²	0 MN	1 et 3	30/ 85
Bloc proche du front [9]	0.79	0.00 m	7.33 m ²	0.01 MN	1 et 3	30/ 85
Combinaison 05 (J1/ J3/ J5)						
Bloc de toit [6]	0	16.82 m	92.72 m ²	5.09 MN	1	0/ 90
Bloc inférieur droite [6]	0.79	0.11 m	0.06 m ²	0 MN	1 et 3	30/ 85
Bloc inférieur gauche [7]	0.37	0.10 m	0.02 m ²	0 MN	1 et 5	210/ 83
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	0.89 m ²	0 MN	1	0/ 90
Combinaison 06 (J1/ J4/ J5)						
Bloc de toit [3]	0.34	5.31 m	13.94 m ²	0.04 MN	5	216/ 83
Bloc supérieur droite [4]	0	2.41 m	2.62 m ²	0 MN	1	0/ 90
Bloc inférieur gauche [7]	0.37	1.66 m	0.50 m ²	0 MN	1 et 5	210/ 83
Bloc proche du front [9]	0	0	1.03 m ²	0 MN	1	0/ 90
Combinaison 07 (J2/ J3/ J4)						
Bloc supérieur droite [2]	0.20	4.33 m	6.46 m ²	0.1 MN	2 et 3	303/ 86
Bloc supérieur gauche [4]	0.14	2.25 m	8.10 m ²	0 MN	2	271/ 8
Bloc inférieur droite [7]	0.14	0.89 m	0.03 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc proche du front [9]	0.14	0.00 m	38.42 m ²	0.1 MN	3	335/ 87
Combinaison 08 (J2/ J3/ J5)						
Bloc de toit [4]	0.14	11.76 m	93.47 m ²	6.67 MN	2	271/ 87
Bloc inférieur droite [6]	0.14	0.06 m	0.02 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc inférieur gauche [7]	0.45	0.09 m	0.02 m ²	0 MN	2 et 5	206/ 83
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	5.64 m ²	0 MN	Bloc tombant	0/ 90
Combinaison 09 (J2/ J4/ J5)						
Bloc supérieur gauche [3]	0.34	2.57 m	3.13 m ²	0 MN	5	216/ 83
Bloc supérieur droite [4]	0.14	2.21 m	8.68 m ²	0.2 MN	2	271/ 87
Bloc inférieur gauche [7]	0.45	1.56 m	0.43 m ²	0 MN	2 et 5	206/ 83
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	35.65 m ²	0 MN	Bloc tombant	0/ 90
Combinaison 10 (J1/ J3/ J4)						
Bloc de toit [3]	0.92	12.88 m	55.50 m ²	0.58 MN	3 et 5	262/ 80
Bloc inférieur droite [4]	0.14	0.83 m	0.00 m ²	0 MN	3	335/ 87
Bloc inférieur gauche [7]	0.33	1.58 m	0.35 m ²	0 MN	5	216/ 83
Bloc loin du front [10]	0.92	0.00 m	6.34 m ²	0.01 MN	3 et 5	262/ 80

L'examen des résultats présentés dans le tableau IV.3 nous a permis de constater que dans l'ensemble les blocs supérieurs et de toit sont toujours instables, voire ceux qui se trouvent au milieu de la surface d'excavation et proches au front. Dans toutes les combinaisons les familles les plus défavorables sont J1 (87/271) et J3 (90/35).

Les deux familles des joints J5 (83/216) et J2 (90/300) sont moins défavorables que J1 et J2. La famille J4 (275/50) ne présente aucun risque.

IV.4.3. Soutènement

Le choix du soutènement primaire de la surface d'excavation est effectué selon les recommandations de Bieniawski qui sont basées sur le système RMR_{89} .

D'après les valeurs du RMR_{89} obtenues dans le chapitre précédent, dont elles tombent dans la classe IV ($20 \leq RMR \leq 40$), le soutènement opté selon les recommandations de Bieniawski est le béton projeté renforcé par le boulonnage.

Parmi les avantages du logiciel Unwedge est de vérifier la fiabilité et le dimensionnement de ce type de soutènement. En vue de manque des informations sur les caractéristiques techniques des boulons et du béton projeté utilisés dans le soutènement primaire du tunnel de Texenna (Fig.IV.3), les caractéristiques déjà prédéfinies dans le logiciel unwedge sont utilisées dans l'étude de stabilité après la mise du soutènement (voir tabl.IV.4)



Fig. IV.3. Béton projeté renforcé par les boulons utilisé au niveau du tunnel

Tab.IV.4. Caractéristiques techniques du soutènement opté

Boulonnage		Béton projeté	
Tensile capacity	1000 KN	Résistance au cisaillement	2 MPa
Plate capacité	1000 KN	Poids volumique	26 KN/m ³
Anchor capacity	1000 kN	Epaisseur	10 cm

La figure suivante présente la vérification de la fiabilité du soutènement au niveau de la section II pour la combinaison 9

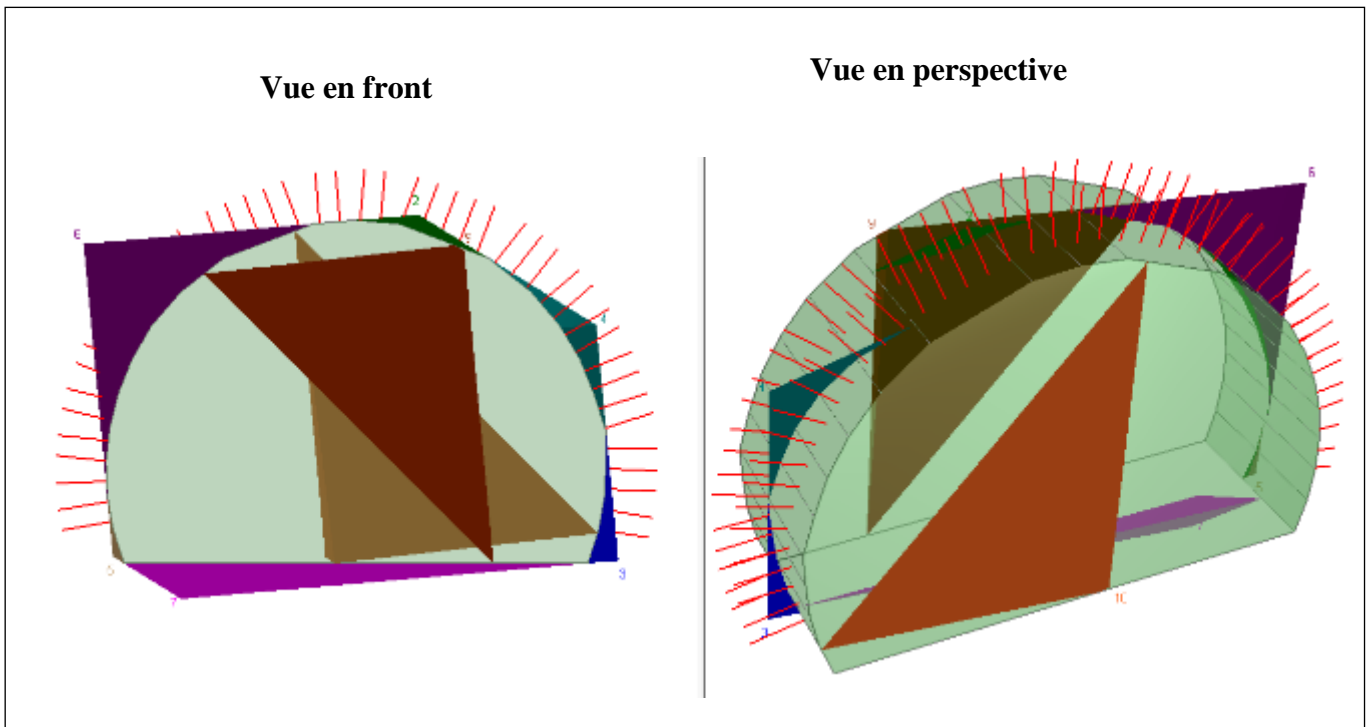


Fig.IV.4. Exemple d'étude de stabilité après la mise en place du soutènement

Le tableau ci-après présente l'étude de stabilité de la surface d'excavation pour la combinaison 9 au niveau de section I

Tab.IV5. Etude stabilité après la mise en place du soutènement

Section II / direction du tunnel est 90°/ pendage 4°						
Wedges position	FS	Surface et Longueur de la zone instable		Support pressure	Familles défavorables	Sliding Direction (Trend, plunge)
Combinaison 09 (J2/ J4/ J5)						
Bloc supérieur gauche [3]	315.91	2.57 m	3.13 m ²	0	-	-
Bloc supérieur droite [4]	96.42	2.21 m	8.68 m ²	0	-	-
Bloc inférieur gauche [7]	2188.54	1.56 m	0.43 m ²	0	-	-
Bloc proche du front [9]	0	0.00 m	35.65 m ²	0	2 et 5	206/ 83

L'examen du tableau IV.5. nous a permis de remarquer que les facteurs de sécurité obtenus sont supérieurs à 1.5. Par conséquent les blocs instables avant la mise en place du soutènement, au niveau du périmètre supérieur de la surface d'excavation, sont devenus stables, sauf pour le bloc situé au milieu et proche du front reste instable. Ce bloc n'est pas touché par le soutènement et même temps va disparaître pendant le creusement.

IV.5. Étude de la déformation de la surface d'excavation du tunnel par Sigma

La modélisation par les éléments finis de la déformation de la surface d'excavation est effectuée par le logiciel Sigma/w version de 2012. Les paramètres introduits dans le logiciel Sigma pour réaliser la modélisation sont donnés dans le tableau IV.6.

Tab.IV.6. Propriétés de la masse rocheuses et les conditions aux limites

Propriétés de la masse rocheuse	Section 01			Section 02	
	Partie 01	Partie 02	Partie 03	Partie 01	Partie 02
Profondeur de tunnel en m	80	105	130	147	45
UCS rock intact (MPa)	14	16	17	13	10
γ (kN/m ³)	26	26	26	26	26
Coefficient de poisson	0,34	0,33	0,31	0,31	0,31
Em en KPa (rock mass)	709930	1012070	1653390	12165300	60000
Model	Linéaire élastique				
Conditions aux limites					
Limites	Rotation		Contrainte/ déformation		
	X	Y	X	Y	
Au-dessus de tunnel	Libre	Libre	Libre	Libre	
Côté droit du tunnel	Fixée	Fixée	Fixées	Fixées	
Côté gauche du tunnel	Fixée	Fixée	Fixées	Fixées	
Côté bas du tunnel	Fixée	Fixée	Fixées	Fixées	
Maillage	Type	Triangle	Longueur des lignes	1 m	
Durée	A court terme = déformation instantanée				

La figure suivante représente un exemple du model affiché par Sigma/W après l'introduction des données

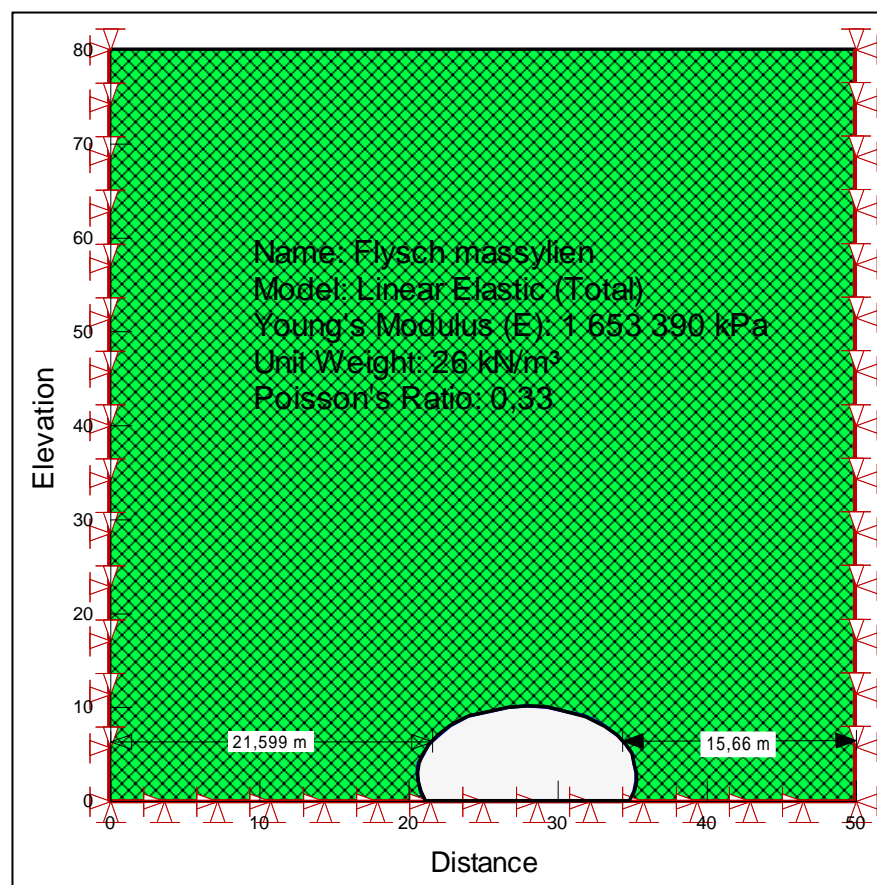


Fig.IV.5. Model avec génération du maillage au niveau de la section I, partie 1

IV.5.1. Étude de la déformation au niveau de la section I

Les résultats obtenus au niveau de chaque partie sont présentés dans les figures IV.6, IV.7 et IV.8, dont les paramètres choisis dans l'affichage des résultats sont : déplacement (tassement), contrainte et déformation du maillage.

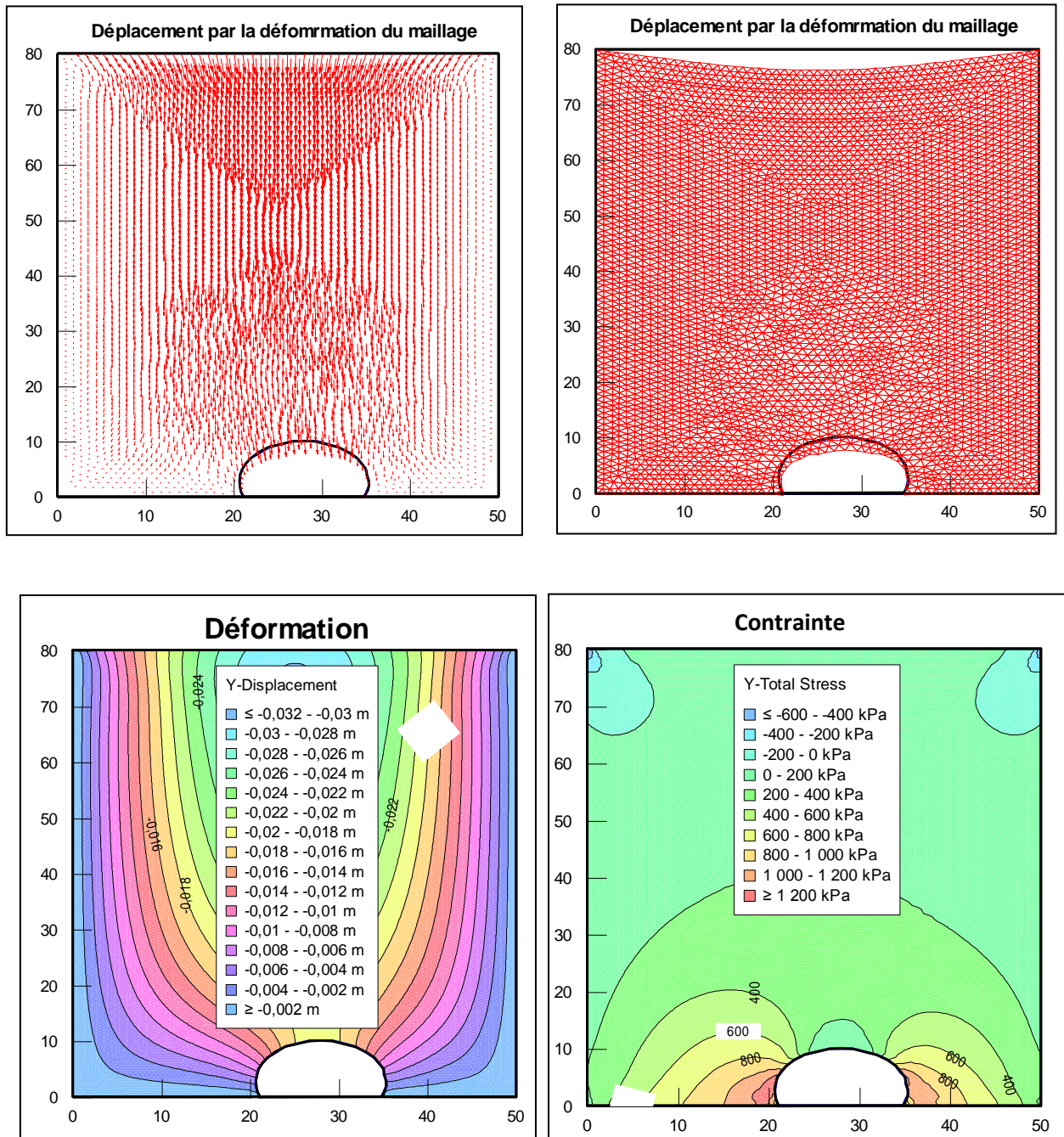


Fig.IV.6. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 1

Le déplacement maximal donné par la modélisation est 0,030m, notamment au niveau des parois de la surface d'excavation.

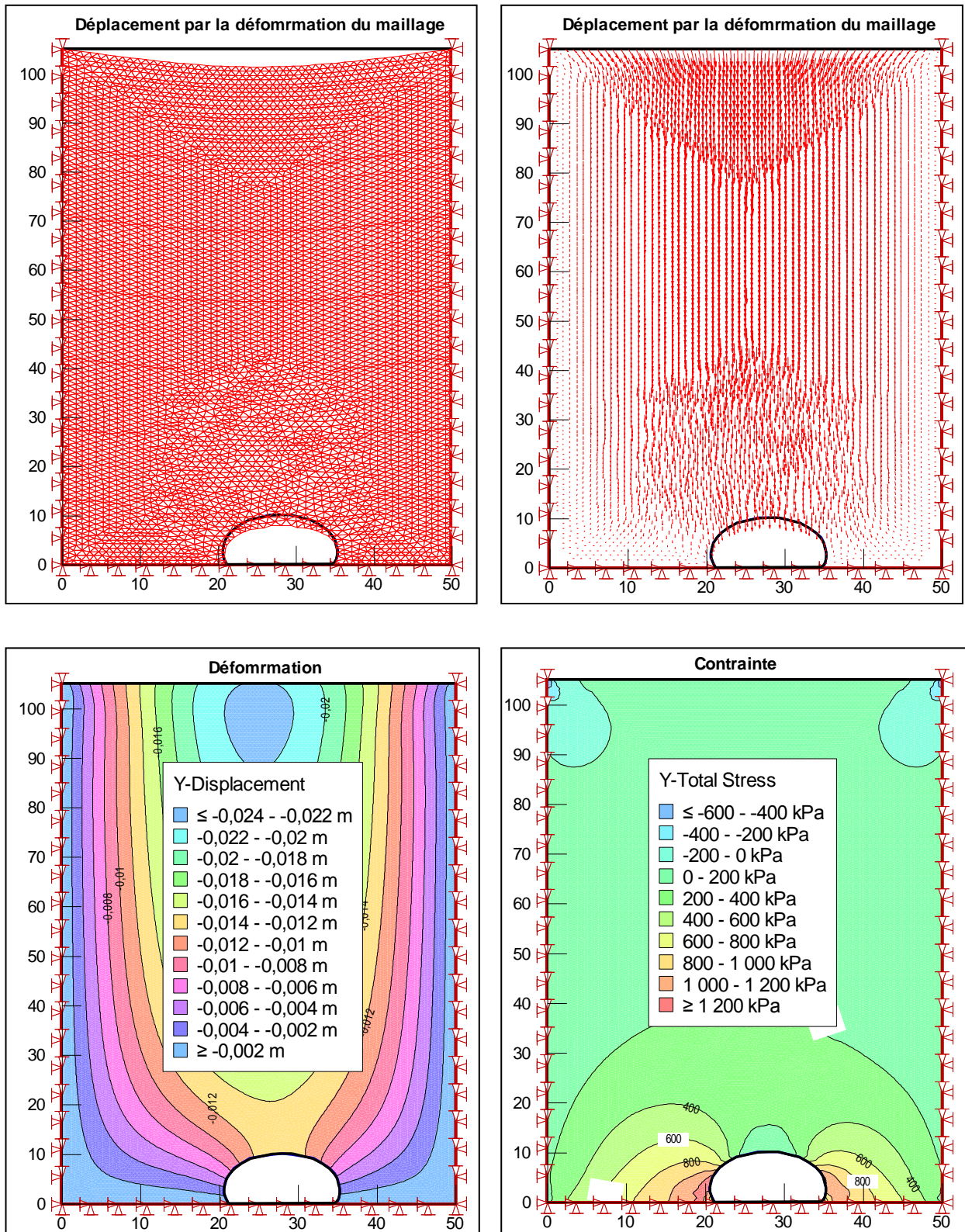


Fig.IV.7. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 2

Le déplacement maximal donné par la modélisation est 0.020m, notamment au niveau des parois de la surface d’excavation.

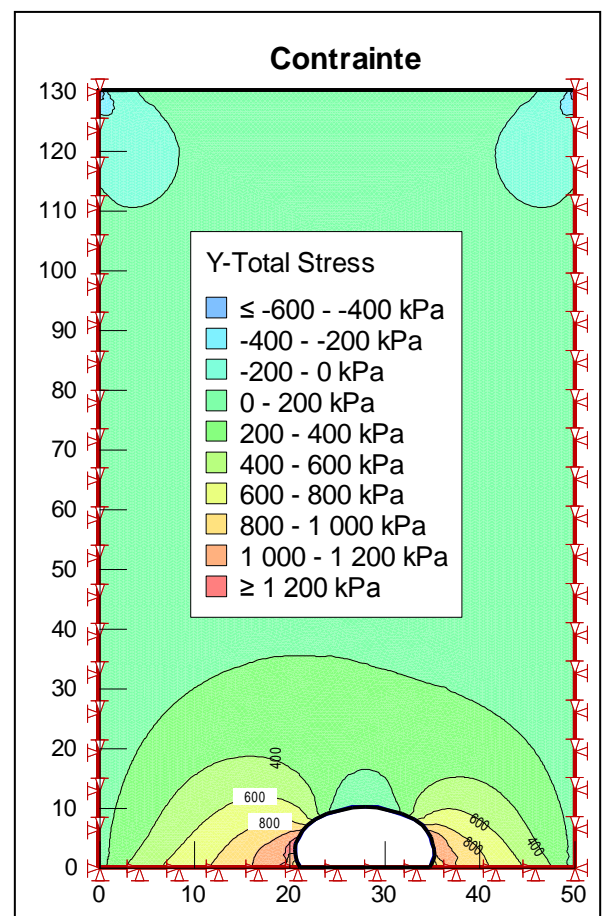
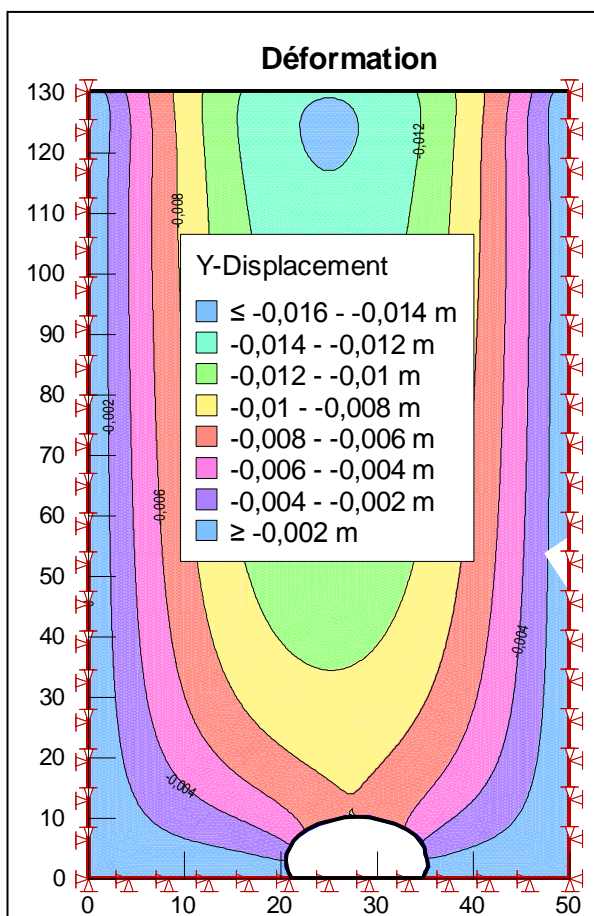
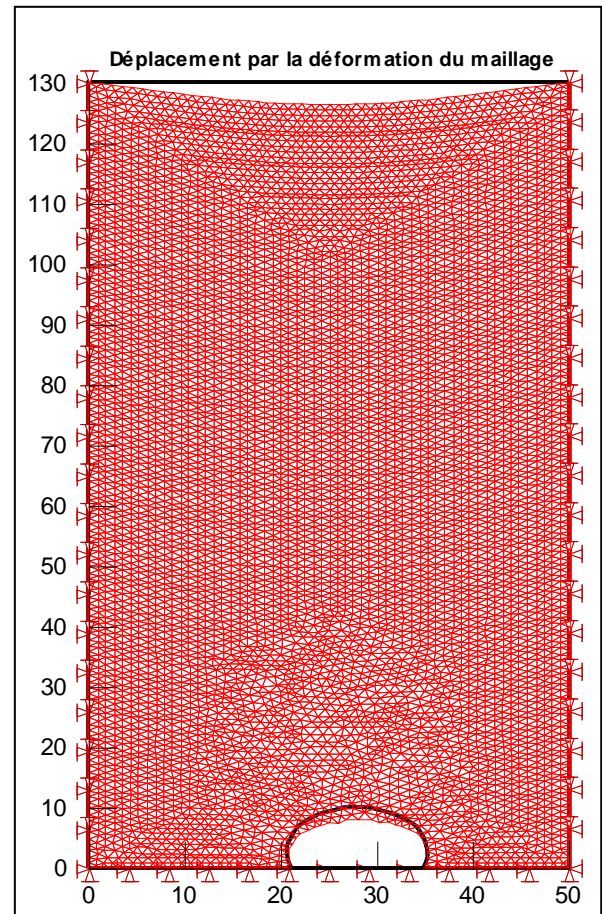
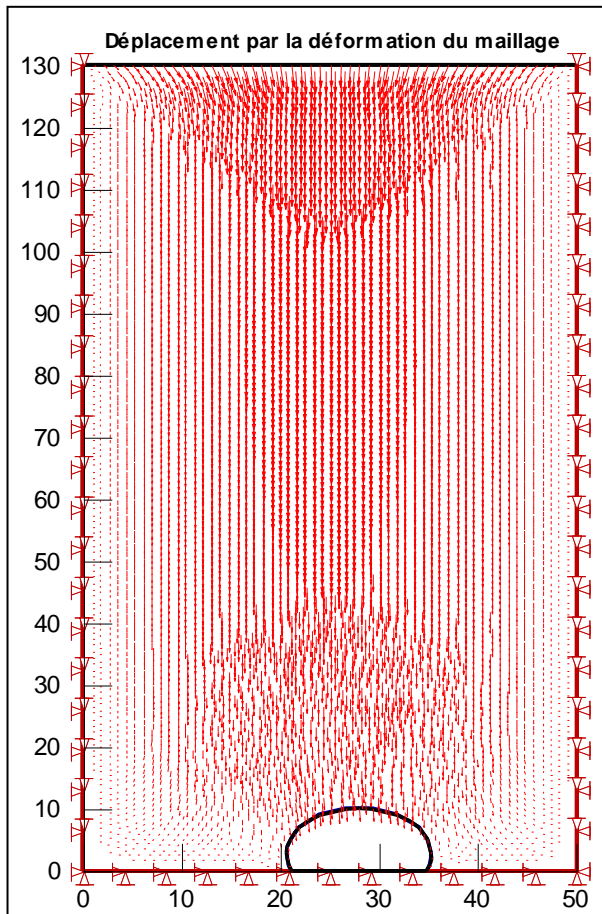


Fig.IV.8. Modélisation de la déformation au niveau de la section I/ partie 3

IV.5.2. Étude de la déformation au niveau de la Section II

Les résultats obtenus au niveau de chaque partie sont présentés dans les figures IV.9 et IV.10, dont les paramètres choisis dans l’affichage des résultats sont : déplacement (tassement), contrainte et déformation du maillage.

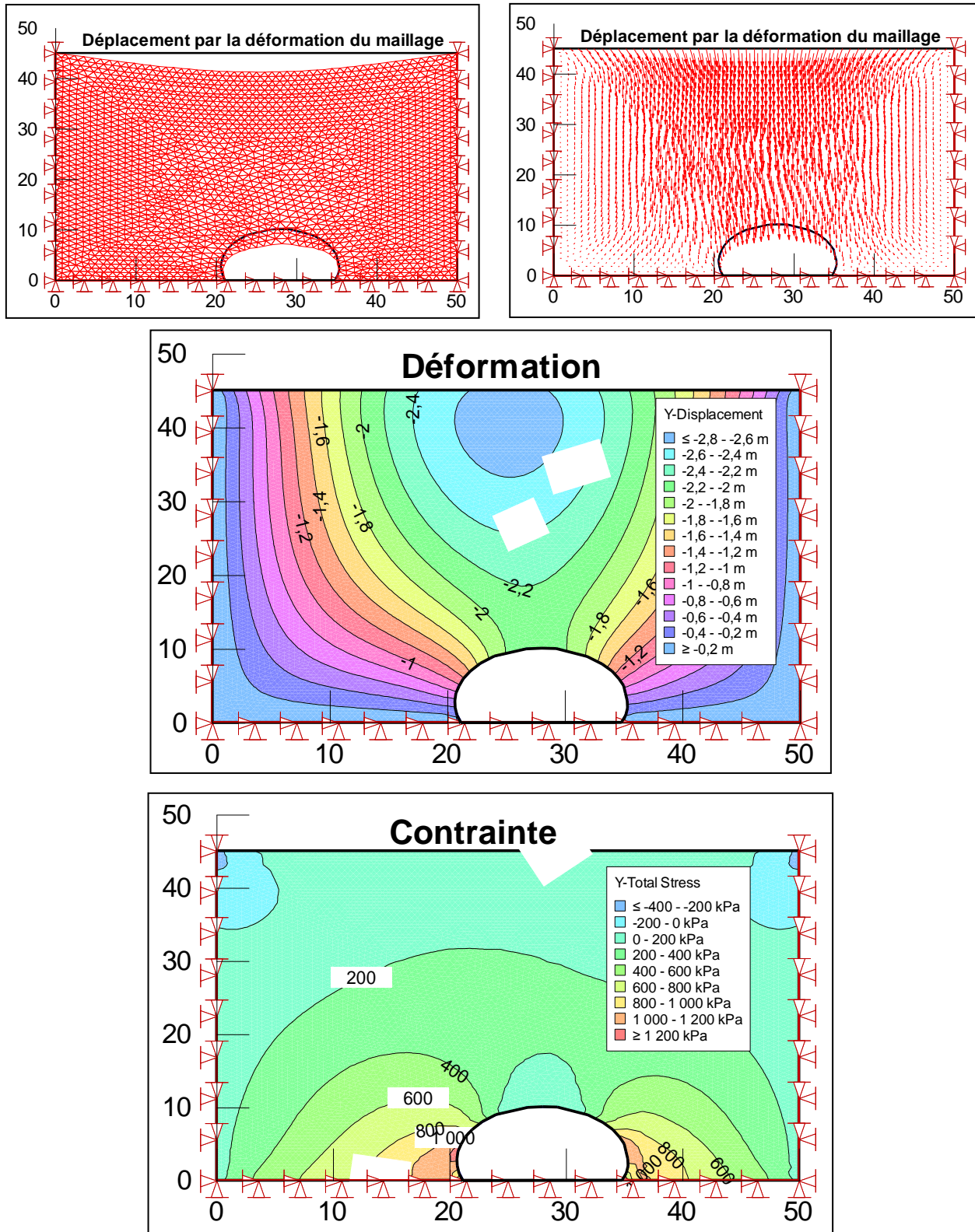


Fig.IV.9. Modélisation de la déformation au niveau de la section II/ partie2

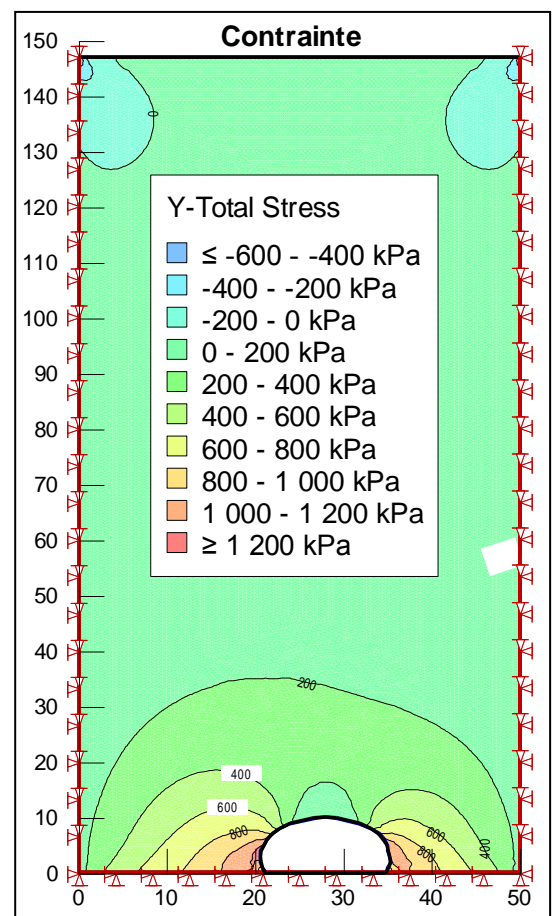
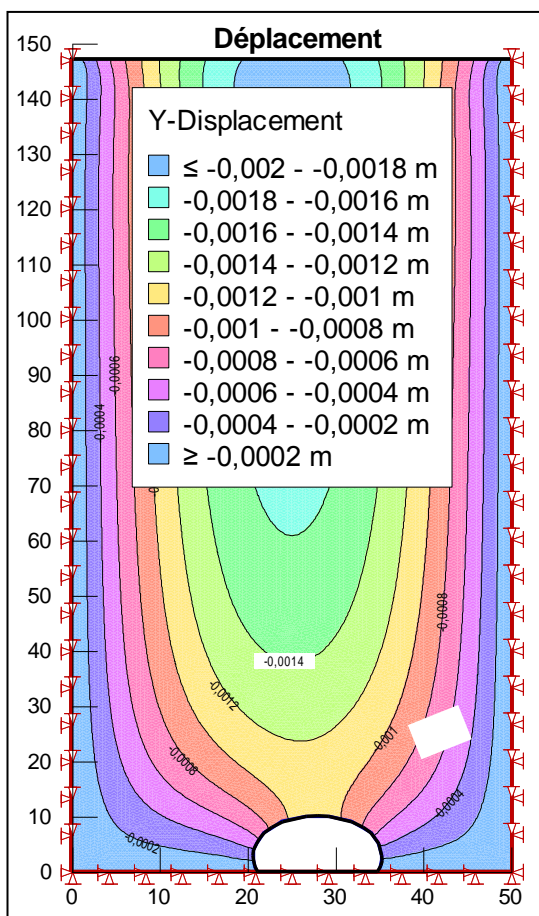
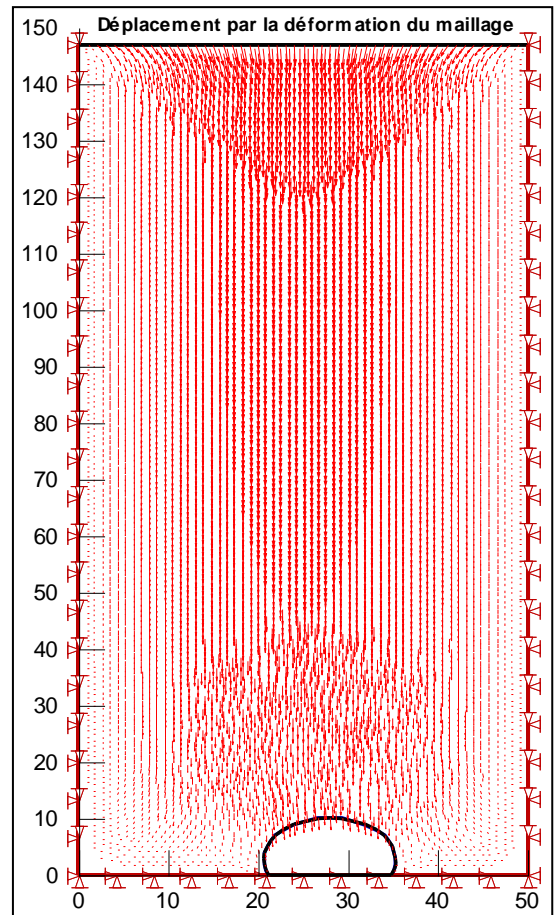
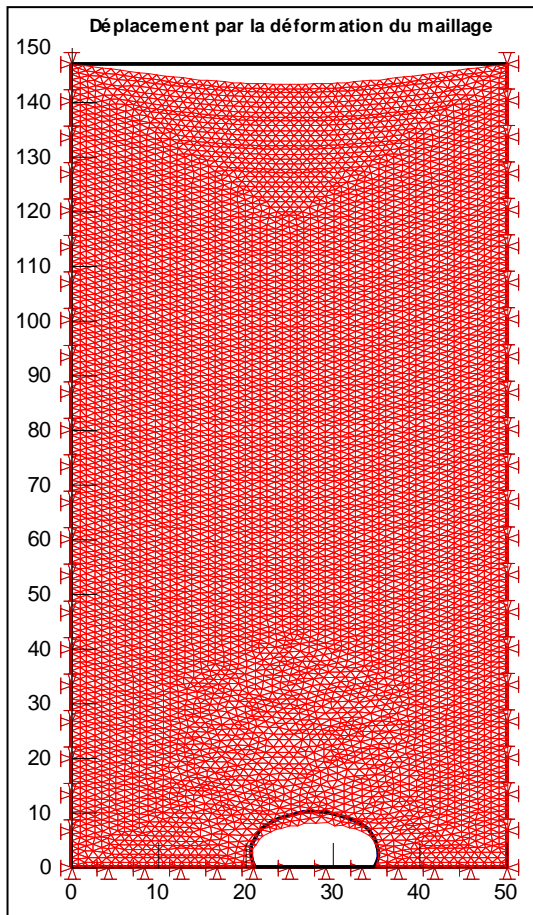


Fig.IV.10. Modélisation de la déformation au niveau de la section II/ partie

Les déplacements et les contraintes maximaux au niveau de chaque partie sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.IV.9. Les déplacements et les contraintes maximaux obtenus par la modélisation

	Section I			Section II	
	Partie 01	Partie 02	Partie 03	Partie 01	Partie 02
Déplacement maximal (m)	0,030	0,023	0,015	0.002	2.7
Contrainte maximale (kPa)	1394,4	1377,9	1340,7	1339,2	1296,2

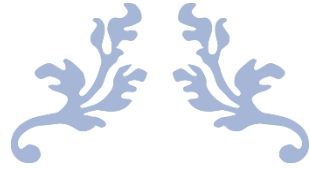
L'examen et l'analyse des résultats obtenus par la modélisation nous ont permis de constater que dans l'ensemble la contrainte verticale maximale au niveau de chaque section est similaire et égale environ de 1,3 MPa. Les déplacements verticaux marqués sont compris entre 3 et 1.5 au niveau de la section I, et très faible au niveau de la partie 1 de la section II. Un déplacement très important est engendré au niveau de la partie 3 de la section II qui correspond à la portail Sud du tunnel.

IV.6. Conclusion

L'étude de stabilité de la surface d'excavation par le logiciel Unwedge a montré que 4 familles des joints ont un rôle déstabilisant, dont il est traduit par l'instabilité des blocs situés au niveau du périmètre toit de la surface d'excavation.

La modélisation par les éléments finis en utilisant le code Sigma/W de la surface d'excavation au moment du creusement a indiqué que la contrainte maximale engendrée est importante, environ de 1.3 MPa, ce qui nécessite un soutènement primaire bien adapté.

Le soutènement primaire par le béton projeté renforcé par les boulons est fiable et assure la stabilité selon les résultats obtenus par Unwedge.



CONCLUSION GENERALE



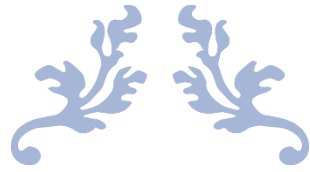
Conclusion générale et recommandation

Ce projet de fin d'étude concerne le Tunnel de Texanna, tube gauche. Son objectif est d'étudier de stabilité par le logiciel Unwedge ; et estimation de la contrainte et la déformation par modélisation numérique en utilisant le logiciel Sigma qui se base sur les éléments finis. Les résultats que nous sommes obtenus par notre travail sont :

- Le tunnel est creusé dans le niveau schisteux-gréseux du flysch massylien, à une grande profondeur notamment au milieu de son tracé, jusqu'à 180 m, entre les deux altitudes 480 et 490 m.
- La résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte est très faible (≤ 25 MPa).
- Le traitement statistique des données des mesures structurales a montré l'existence de cinq familles principales des joints J1 (300/90), J2 (271/87), J3 (335/87), J4 (275/50) et J5 (216/83).
- Les conditions des joints (mécaniques et géométriques) sont faibles selon les normes d'ISRM tel que : rugosité lisse ($JRC = 7$), espacement très faible, persistants importante (plus de 20m et parfois plus de 3 m), la résistance à l'altération faible ($JCS = 16$ MPa).
- Les trois systèmes RMR89, Q et GSI classent la qualité de la masse rocheuse comme mauvaise, sauf que le GSI l'a classé comme moyen au niveau de la partie 3 de la section I.
- Les trois méthodes utilisées dans l'étude de stabilité : géométrique, empirique, et analyse cinématique par le logiciel Unwedge, ont abouti à des résultats similaires.
- L'étude de stabilité de la surface d'excavation par le logiciel Unwedge a montré les blocs situés au niveau du toit de la surface d'excavation sont instable le long du Tunnel, en vue des conditions médiocres des joints leurs orientations défavorables
- La modélisation de la déformation et des contrainte par sigma a au moment de creusement a montré que la contrainte maximale engendré est environ de 1.3 MPa qui dues à des déformations importantes auteur de la surface d'excavation notamment à long terme
- Le béton projeté refoncé par les boulons en acier est un soutènement primaire satisfaisant et garantit la stabilité de l'excavation jusqu'à le soutènement permanent

A la lumière des résultats obtenus par notre étude, il est fortement recommandé :

- D'estimer les déformations qui peuvent se produire à long terme
- Dans le but d'opter pour un bon soutènement permanent il doit effectuer des études de stabilité en présence d'eau
- En vue l'hétérogénéité de la masse rocheuse de point de vue géomécanique, il doit faire attention aux caractéristiques de soutènement comme l'épaisseur de béton, espacement et profondeur des boulons ...etc.



LISTE DES REFERENCES



Références Bibliographiques

- ANA (2013). Agence nationale des autoroutes rapport géologique-géotechnique du projet d'étude du tunnel de Texenna Jijel
- Amara I (2018). Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia Moussa. Mémoire de master. Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou pp.
- Barton N.R., Lien R. and Lunde J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.*, 6, pp.189-239
- Bieniawski, Z.T., (1989) *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. John Wiley & sons, Inc.
- Boudraa A et Kerroum S. (2019). Etude de stabilité des talus rocheux Cas de la pénétrante autoroutière Djendjen-El-Eulma. Mémoire de master. Université Mohammed Seddik Benyahia–Jijel
- Bouillin J.P. (1977). Géologie alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El Milia (Algérie), thèse Doct., Uni. P. et M. Curie : 511p
- Chadi, M. (2004). Cadre géologique et structural des séries crétacées néritiques du Constantinois (Est-Algérien). Doctorat d'état Université, Constantine.
- Cherchali (1993). TUNNEL Calcul des tunnels à ciel ouvert Tome 4.
- Dermouchi et Gherda (2020). Etude de stabilité lors le creusement d'un Tunnel dans les masses rocheuses : Cas de Tunnel de Texanna, bitube droit PK24 au PK26 pénétrante autoroutière wilaya de Jijel. Mémoire de master. Université Mohammed Seddik Benyahia–Jijel
- Djellit, H. (1987). Évolution tectono-métamorphique du socle kabyle et polarité de mise en place des nappes de flysch en Petite Kabylie occidentale (Algérie) (Doctoral dissertation, Paris 11).
- Domzig, A. (2006). Déformation active et récente, et structuration tectonosédimentaire de la marge sous-marine algérienne (Doctoral dissertation, Université de Bretagne occidentale-Brest).
- Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013, June). Quantification of the geological strength index chart. In 47th US rock mechanics/geomechanics symposium. OnePetro.
- ISRM. International Society of Rock Mechanics. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring; 1974–2006.
- Marinos, V., Fortsakis, P., & Proutzopoulos, G. (2011). Estimation of geotechnical properties and classification of geotechnical behaviour in tunnelling for flysch rock masses. In *Proceedings of the 15th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering* (pp. 435-440). IOS Press.
- Martin (2012). Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil.
- Raoult, J. F., & JF, R. (1974). Géologie du centre de la chaîne numidique (nord du constantinois, Algérie).
- RPOA (2008). Règlement Parasismique Algérien. Rocscience (2004) : Unwedge Users Guide, Rocscience, Inc
- Vila, J. M. (1980). La chine alpine d'algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens (Doctoral dissertation, Toulouse).



ANNEXE



Recommandations d'ISRM (1981) pour caractériser les discontinuités

Spacing (Espace)									
S1	S2	S3	S4	S5					
Very close	Close	Moderate	Wide	Very wide					
< 6 cm	6 – 20 cm	20 – 60 cm	60 – 200 cm	> 200 cm					
Persistence (Persistance)									
P1	P2	P3	P4	P5					
Very low	Low	Medium	High	Very high					
< 1m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m					
Roughness (Rugosité)									
R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	
Stepped			Undulating			Planar			
Rough	Smooth	Slickenside	Rough	Smooth	Slickenside	Rough	Smooth	Slickenside	
discontinuity conditions									
C1	C2	C3	C4	C5		C6			
Fresh	Slightly weathered	Moderate weathered	Highly weathered	Completely weathered		Residual soil			
Roughness* (Bieniawski, 1989)									
R1	R2	R3	R4	R5					
Slickensided	Smooth	Rough	Slightly rough	Very rough					
Aperture* (ouverture)									
A1	A2	A3	A4	A5					
Closed	Very tight - Tight	partly open - Open	Open moderately wide	Moderately wide - Wide					
0.0 mm	< 0.1 mm	0.1 mm – 1 mm	1 mm – 5 mm	> 5mm					
Filling									
F1	F2	F3	F4	F5	F6				
Very soft clay	Soft clay	Firm clay	Stiff clay	Very stiff clay	Hard clay				
<0.025 MPa	0.025 – 0.05 MPa	0.05 – 0.10 MPa	0.10 – 0.25 MPa	0.25 – 0.50 MPa	> 0.50 MPa				
F7	F8	F9	F10	F11	F12				
Extremely weak rock	Weak rock	Medium strong rock	Strong rock	Very Strong rock	Extremely Strong rock				
0.25 – 5 MPa	5 – 25 MPa	25 – 50 MPa	50 – 100 MPa	100 – 250 MPa	> 250 MPa				
Seepage									
V1	V2	V3	V4	V5					
Dry wall and roof, not detectable seepage	Minor seepage, specify dripping discontinuities	Medium inflow, specify discontinuities with continuous flow (estimate l/min/10m length excavation)	Major inflow, specify discontinuities with strong flow (estimate l/min/10m length excavation)	Exceptionally high inflow, specify source of exceptional flow (estimate l/min/10m length excavation)					
(Bieniawski, 1989)									
Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing					
Weathering* (Bieniawski, 1989)									
W1	W2	W3	W4	W5					
Decomposed	Highly weathered	Moderately weathered	Slightly weathered	Unweathered					

Détail du système RMR₈₉

Parameter			Range of values				
1	Strength of intact rock material	Point-load Strength index	> 10MPa	4 -10 MPa	2 -4 Mpa	1 -2 Mpa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred
		Uniaxial comp. Strength	> 250 Mpa	100-250 Mpa	50-100 Mpa	25 - 50 Mpa	5 -25 Mpa
	Rating		15	12	7	4	2
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%
		Rating	20	17	13	8	3
3	Spacing of		>2 m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	< 60m
		Rating	20	15	10	8	5
4	Condition of discontinuities (see E)		Very rough surfaces not continuous No siparation Unweathered wall rock	Slightly rough surface Separation < 1mm Slightly weathered walls	Slightly rough surface Separation <1mm Slightly weathered walls	Slightly rough surface Separation < 1mm Slightly weathered walls	soft gouge>5mm thick or separation >5mm continuous
		Rating	30	25	20	10	0
5	Inflow per 10m tunnel length (l/m)		V1	V2	V3	V4	V5
		(joint water press)/ (Major panicipalσ)	None	< 10	oct-25	25 - 125	> 125
	Groundwater conditions	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 05	> 0,5	
	Rating	15	10	7	4	0	
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATION (seeF)							
Strecke and dip orientation			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnel & mines		0	-2	-5	-10	-12
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25
	Slopes		0	-5	-25	-50	-60
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RAIYTING							
Ratings		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21	
Class number		I	II	III	IV	V	
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	poor rock	Very poor rock	
D. MEANING OF ROCK CLASSES							
Class number		I	II	III	IV	V	
Average stand-up time		20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2,5 m span	30 min for 1 m span	
Cohesion of rock mass (KPa)		> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100	
Friction angle of rock mass (deg)		> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15	
E. GUIDLINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY Conditions							
Parsistence Discontinuity length (parsistence) Rating		P1 < 1 m 6	P2 1 - 3 m 4	P3 3 - 10 m 2	P4 10 - 20 m 1	P5 > 20 m 0	
Separation (Aperture) Rating		None 6	< 01 mm 5	0,1 - 1,0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0	
Roughness Rating		R5 Very rough 6	R4 Rough 5	R3 Slightly rough 3	R2 Smooth 1	R1 Slickensided 0	
Infilling (Gouge) (mm) Rating		None 6	Hard Filling <5 2	Soft filling > 5 2	Soft filling < 5 2	Soft filling > 5 mm 0	
Class Weathering Rating		W5 Unweathered 6	W4 Slightly weathered 5	W3 Moderately weathered 3	W2 Highly weathered 1	W1 Decomposed 0	
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION TUNNELLING**							
strecke perpondular to tunnel axis				Stricke parallel to tunnel axis			
Drive with dip-Dip 45 - 90°			Drive with dip-Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair
Drive against dip-Dip 45 - 90°			Drive against dip-Dip 20 - 45°		Dip 0 - 20 - Irrespective of strike		

Fair	Unfavourable	Fair
------	--------------	------

Détail de classification géomécanique du système Q (Barton et al, 1974)

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx.)
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
c. No rock wall contact when sheared		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.		
2. Special problems caused by ice formation are not considered.		
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0	

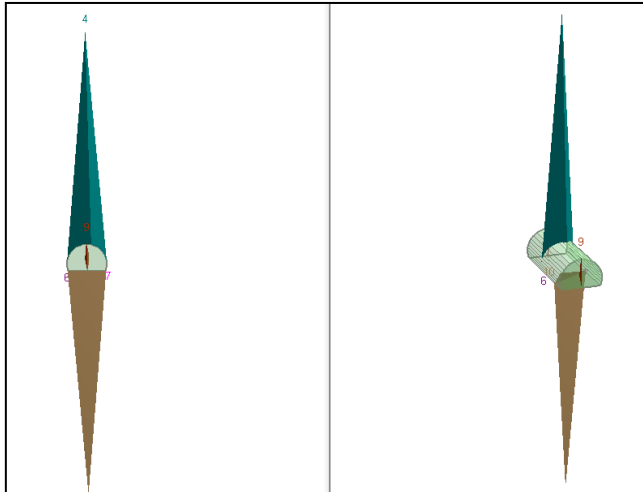
Guidelines for Selection of Steel Sets for 6- to 12-m-Diameter Tunnels in Rock								
Rock quality	Construction method	Steel sets		Rock bolt		Conventional shotcrete		Additional supports
		Weight of steel sets	Spacing	Spacing of pattern bolt	Additional requirements	Total thickness (cm)		
						Crown	Sides	
Excellent RQD >90	Tunnel boring machine	Light	None to occasional	None to occasional	Rare	None to occasional	None	None
	Drilling and blasting	Light	None to occasional	None to occasional	Rare	None to occasional	None	None
Good RQD 75 to 90	Boring machine	Light	Occasional or 1.5 to 1.8 m	Occasional or 1.5 to 1.8 m	Occasional mesh and straps	Local application 5 to 7.5 cm	None	None
	Drilling and blasting	Light	1.5 to 1.8 m	1.5 to 1.8 m	Occasional mesh and straps	Local application 5 to 7.5 cm	None	None
Fair RQD 50 to 75	Boring machine	Light to medium	1.5 to 1.8 m	1.2 to 1.8 m	Mesh and straps as required	5 to 10 cm	None	Rock bolts
	Drilling and blasting	Light to medium	1.2 to 1.5 m	0.9 to 1.5 m	Mesh and straps as required	10 cm or more	10 cm or more	Rock bolts
Poor RQD 25 to 50	Boring machine	Medium circular	0.6 to 1.2 m	0.9 to 1.5 m	Anchorage may be hard to obtain; considerable mesh and straps required	10 to 15 cm	10 to 15 cm	Rock bolt as required (1.2 to 1.8 m center to center)
	Drilling and blasting	Medium to heavy circular	0.2 to 1.2 m	0.6 to 1.2 m	As above	15 cm or more	15 cm or more	As above
Very poor RQD <25	Boring machine	Medium to heavy circular	0.6 m	0.6 to 1.2 m	Anchorage may be impossible; 100% mesh and straps required	15 cm or more on whole section		Medium sets as required
	Drilling and blasting	Heavy circular	0.6 m	0.9 m	As above	15 cm or more on whole section		Medium to heavy sets as required
Very poor squeezing and swelling ground	Both methods	Very heavy circular	0.6 m	0.6 to 0.9 m	Anchorage may be impossible; 100% mesh and straps required	15 cm or more on whole section		Heavy sets as required

Source: Deere et al., 1970.

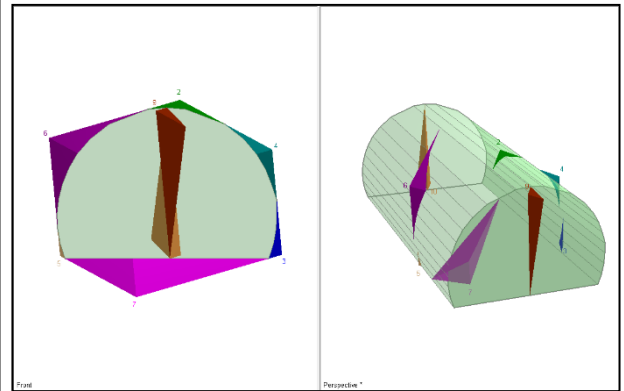
Les vues en front et en perspective obtenus par Unwedge pour chaque combinaison pour les deux sections

Section I

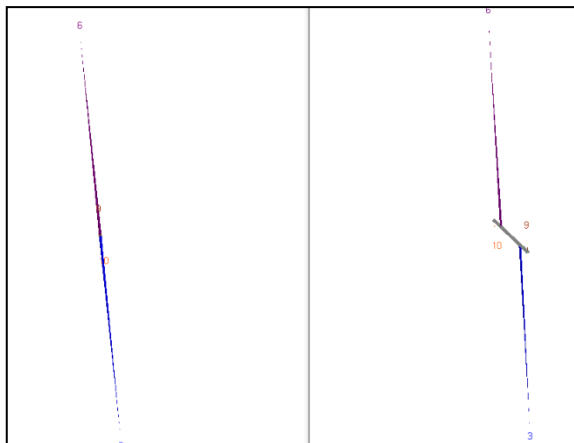
Combinaison 01



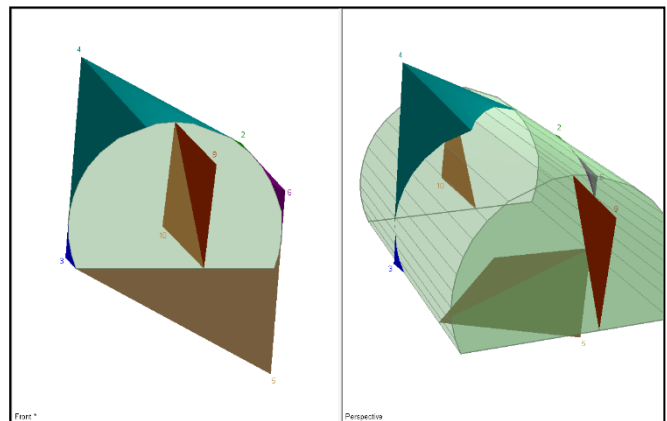
Combinaison 02



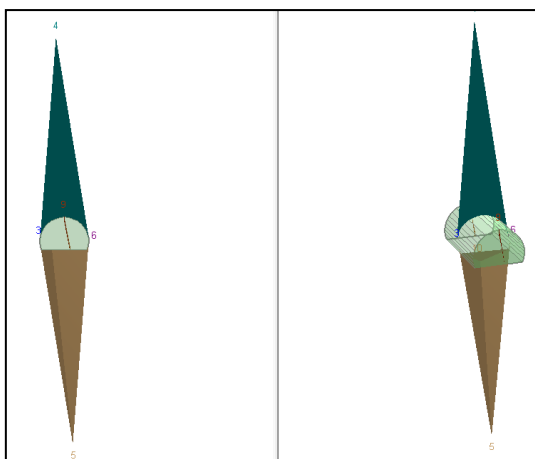
Combinaison 03



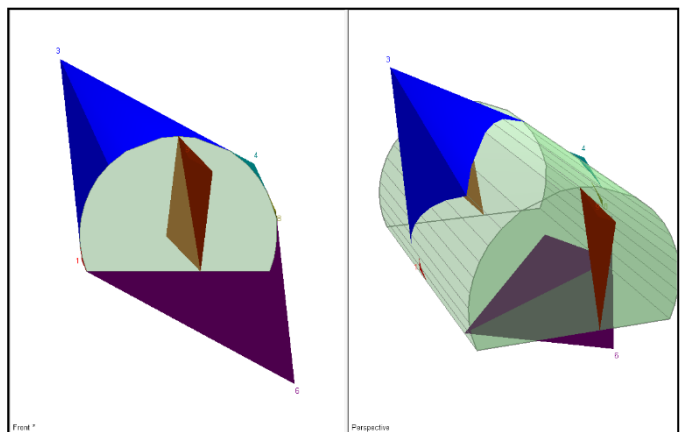
Combinaison 04



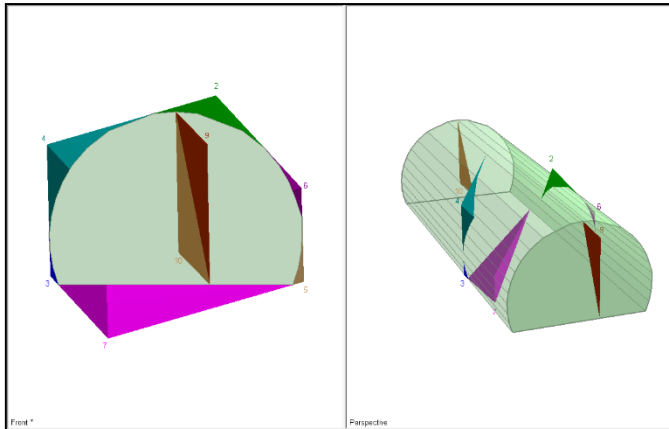
Combinaison 05



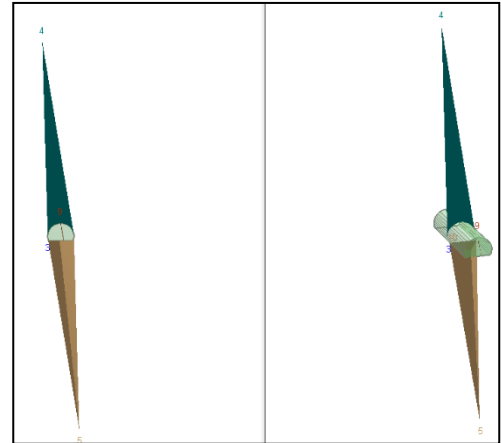
Combinaison 06



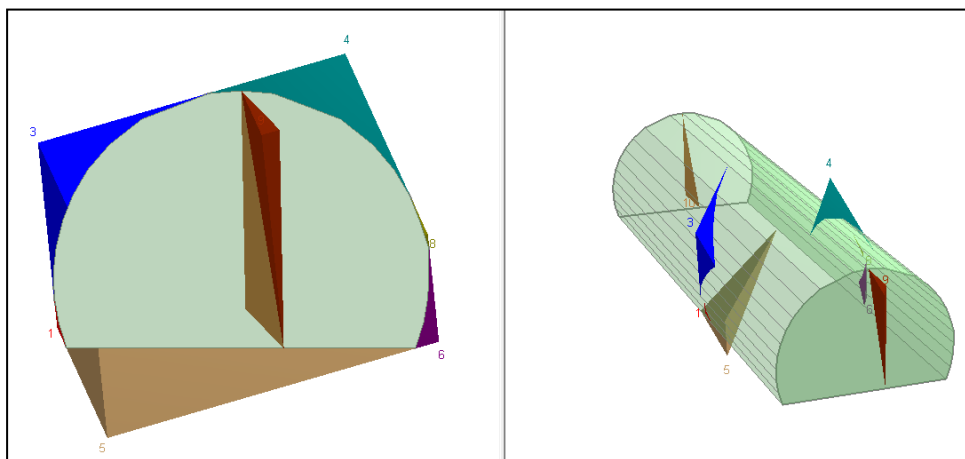
Combinaison 07



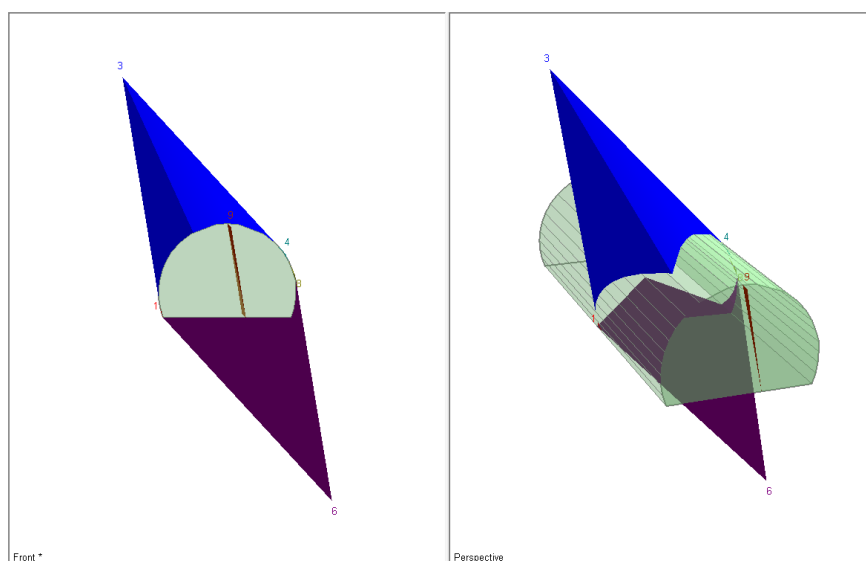
Combinaison 08



Combinaison 09

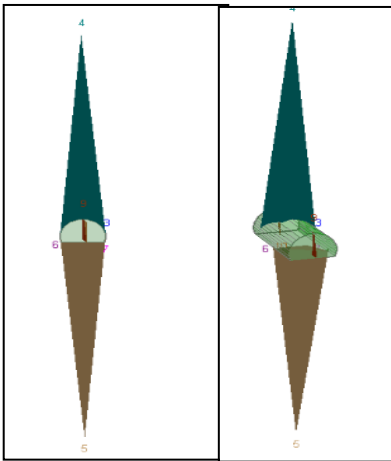


Combinaison 10

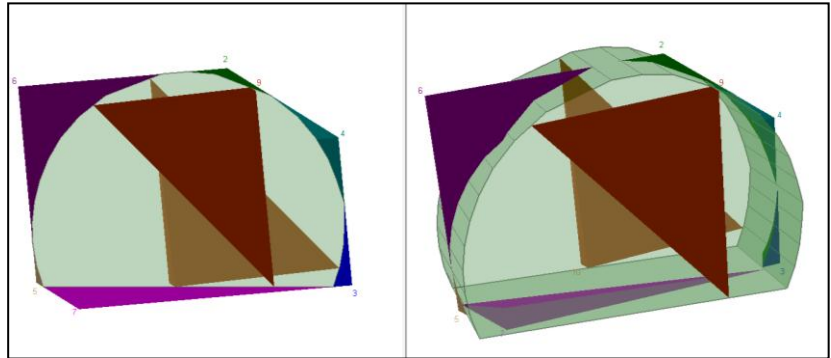


Section II

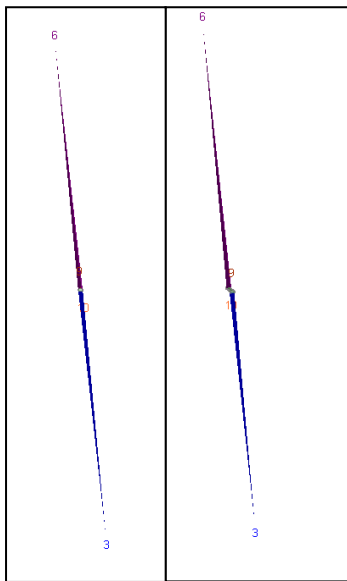
Combinaison 01



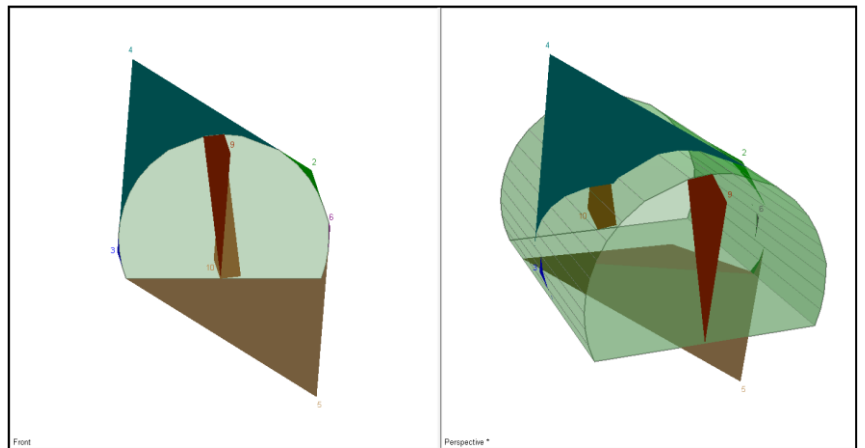
Combinaison 02



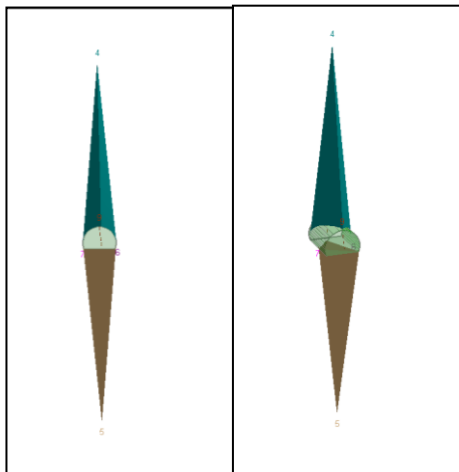
Combinaison 03



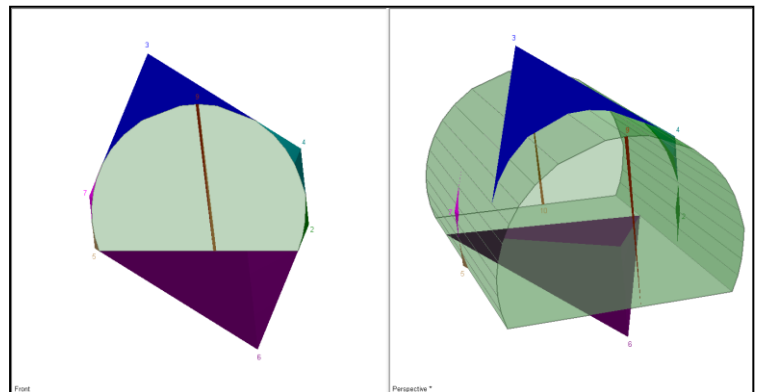
Combinaison 04



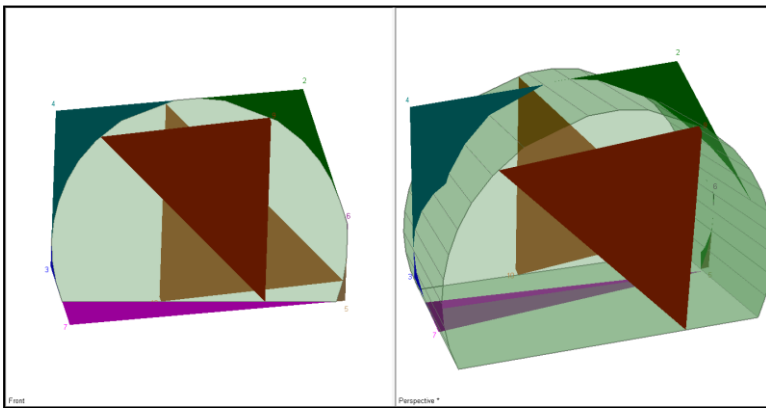
Combinaison 05



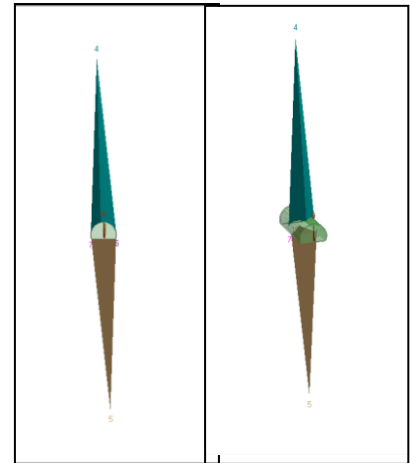
Combinaison 06



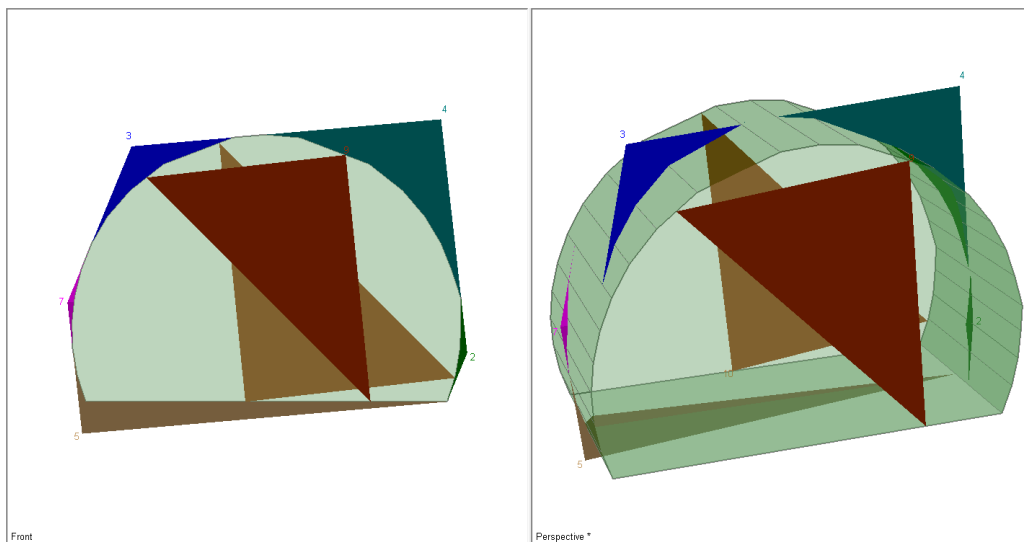
Combinaison 07



Combinaison 08



Combinaison 09



Combinaison 10

